



DOCTORAL THESIS

**Effects of Shell Grain-Size Distribution and the Facing
Element on Breach- Processing and Discharge Curve
by Embankment Dam Failure due to Overtopping**

DISSERTATION

**Einfluss der Kornverteilung des Schüttmaterials und
einer Oberflächendichtung auf die Breschenentwicklung
und die Abflusskurve beim Versagen eines
Schüttdammes durch Überströmen**

eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen
zur Erlangung des Grades eines
Doktors der technischen Wissenschaft
von

Dipl.-Ing. **Burkhard Rüdisser**

Matrikelnummer 0416514

Gumpendorferstraße 89/2/32, A-1060 Wien

Betreuer:

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Peter Tschernutter**

Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie

Forschungsbereich Wasserbau

Technische Universität Wien

Karlsplatz 13/222, A-1040 Wien

1. Gutachter:

Prof. Dr. Dipl. Bauing. ETHZ **Anton Schleiss**

Faculté Environnement Naturel, Architectural et Construit

École Polytechnique Fédérale de Lausanne

Station 18, LCH-ENAC-EPFL, CH-1015 Lausanne

2. Gutachter:

Prof. Dr. CEng. **Dimitar Kisliakov**

Department of Hydraulic Engineering

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG) Sofia

Hristo Smirnenski 1, Sofia, BG

Wien, im Februar 2017

Danksagung

Zuerst möchte ich Herrn Prof. Dipl.-Ing. Dr. Peter Tschernutter herzlichst dafür danken, mir das Vertrauen entgegengebracht zu haben und mich als Projekt- bzw. Universitätsassistent an der Technischen Universität Wien am Institut für Konstruktiven Wasserbau unter seiner Leitung anzustellen. Ich hatte hier bestens die Möglichkeit, mir sowohl das notwendige Rüstzeug anzueignen, als auch großzügig bereitgestellte Ressourcen und eine hervorragende Betreuung für die Erstellung der vorliegenden Arbeit.

Großer Dank gebührt ebenso Prof. Dr. Dipl. Bauing. ETHZ Anton Schleiss von der Eidgenössischen Technischen Hochschule Lausanne sowie Prof. Dr. CEng. Dimitar Kisliakov von der University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy in Sofia, für die großzügige Unterstützung als Gutachter.

Hier dürfen auch meine Kolleginnen und Kollegen, speziell die Mitarbeiter des Wasserbaulabors, nicht fehlen. Ich danke für die hervorragende Unterstützung und die vielen konstruktiven Beiträge.

Weiters möchte ich mich herzlichst bei Herrn Dipl.-Ing. Anton Plankel und den Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern der Fa. 3P- Geotechnik ZT GmbH in Bregenz bedanken. Ich konnte hier während meines Studiums als Praktikant sehr viel vom Erfahrungsschatz des Betriebes profitieren und wurde auch im Rahmen der vorliegenden Arbeit großzügig durch die Bereitstellung des bodenphysikalischen Labors unterstützt.

Ein ganz spezielles Dankeschön gebührt meiner Freundin Kathie, die mich mit kreativen Beiträgen und großer Geduld stets unterstützte und motivierte und immer eine verlässliche Partnerin war.

Den größten Dank richte ich an meine Eltern Elisabeth und Manfred, die mir mein Studium ermöglichten und mich immer tatkräftig und großzügig unterstützten.

Das Österreichische Nationalkomitee für Talsperren unterstützte diese Arbeit mit dem ATCOLD Förderpreis 2014 im Umfang von €7.500.-.

„So lernte ich meine erste große Lektion über die Forschung auf diesen abgelegenen Wissensgebieten: Miss dem Unglauben großer Männer oder ihren Vorwürfen der Anmaßung oder der Dummheit nicht das geringste Gewicht bei, wenn sie im Widerspruch zur wiederholten Beobachtung von Tatsachen durch andere, zugegebenermaßen geistig gesunde und ehrliche Männer stehen. Die gesamte Geschichte der Wissenschaft zeigt es uns: Wenn die gebildeten Männer der Wissenschaft eines Zeitalters die Tatsachen anderer Forscher von vornherein mit der Begründung der Absurdität oder Unmöglichkeit geleugnet haben, hatten die Leugner immer unrecht.“

Alfred Russel Wallace (1823-1913)¹

¹Aus Everett (2010), S. 9

Kurzfassung

Dambauwerke beinhalten ein hohes Gefährdungspotential, ein Versagen kann niemals vollständig ausgeschlossen werden. Überströmen ist dabei die häufigste Ursache. Die vorliegende Arbeit soll dazu beitragen, das Verständnis der wirkenden Prozesse beim Dammbruch durch Überströmen zu erweitern, um zukünftig akkurate Prognosemodelle für die Flutwellenentwicklung erstellen zu können. Zu diesem Zweck wurden physikalische Modellversuche im Wasserbaulabor der TU Wien durchgeführt. Diese sollen an eine vorangegangene Arbeit anknüpfen, welche sich mit dem Einfluss von Speicherform- und -größe auf die Anlaufwelle befasste.

Die Arbeit soll einen Beitrag zum Verständnis des Einflusses verschiedener Kornverteilungen sowie einer Oberflächendichtung auf die Breschenentwicklung bzw. die Abflusskurve leisten. Zur Analyse unterschiedlicher Randbedingungen wurden verschiedene Modellstände errichtet, mit Dammhöhen von 31- 62 cm und Reservoirvolumina zwischen 1 und 8 m³. Diese waren überwiegend als Symmetriemodelle konzipiert, der Dammkörper konnte wahlweise über die Aufstandsfläche drainiert werden. Die Reservoirfüllung erfolgte mit einer konstanten Füllzeit. Der Bruchvorgang wurde durch plötzliches Ziehen einer initialen Bresche ausgelöst und erfolgte ohne weitere Wasserzugabe.

In sechs Versuchsreihen mit insgesamt 23 dreidimensionalen Einzelversuchen wurde der Einfluss von drei verschiedenen Stützkörpermaterialien mit Korngrößen von 0,1- 8 mm, die Auswirkung einer Oberflächendichtung, die Signifikanz der Initialbreschentiefe, Modelleinflüsse des Symmetriemodells, der Einfluss der Speichergröße in Kombination mit unterschiedlichem Stützkörpermaterial sowie Maßstabeffekte bei einer Skalierung von 2:1 untersucht. Zur Analyse des Bruchverhaltens der Stützkörpermaterialien wurde eine Dichtmembran entwickelt, welche unter Gewährleistung ausreichender Dichteigenschaften eine weitgehend unbeeinträchtigte Erfassung des Erosionsverhaltens zuließ. Die Reproduzierbarkeit wurde durch dreifache Ausführung der maßgebenden Versuche bestätigt.

Die Messung des Abflusses erfolgte redundant mittels Drucksensoren, über den fallenden Reservoirspiegel und der Speicherinhaltslinie. Die Breschenentwicklung wurde aus verschiedenen Perspektiven mit drei Kameras erfasst. Zur direkten Messung des Sedimentaustrages während des Bruchvorganges wurde eine im Unterwasser eingestaute Sedimentfalle mit Kraftaufnehmern verwendet. Die Erfassung der Form bzw. des Volumens der finalen Bresche konnte mittels einem von der TU Wien entwickelten optischen Messsystems ('Diketacker') bewerkstelligt werden.

Die Versuchsergebnisse zeigten eine deutliche Signifikanz der untersuchten Parameter auf den Bruchvorgang bzw. die Abflusskurve. Sowohl bei zwei- als auch dreidimensionalen Versuchen ergaben sich höhere Erosionsraten bzw. Spitzenabflüsse bei gröberen Stützkörpermaterialien und verhältnismäßig hohen Strömungsgeschwindigkeiten bzw. Energieniveaus.

Bei geringer werdender Fließgeschwindigkeit kehrte sich dieser Trend allmählich um. Mit zunehmender Reservoirgröße nahm der Einfluss des Stützkörpermaterials ab. Eine Maßstabsfamilie mit dem Größenverhältnis 2:1 belegte eine Skalierbarkeit nach Froude'schem Gesetz. Die Versuche mit Dämmen mit Oberflächendichtung ergaben einen höheren Spitzenabfluss als Dämme ohne Dichtungselement.

Es ist qualitativ nicht möglich, die Versuchsergebnisse mit den klassischen Sedimenttransportformeln aus dem Flussbau nachzuvollziehen. Auf diesen Formeln basierende numerische Ansätze und Simulationen zur Modellierung der Breschenentwicklung bzw. zur Anlaufwellenabschätzung sind grundsätzlich zu hinterfragen. Die vorliegenden hydraulischen Randbedingungen liegen weit außerhalb des zulässigen Spektrums. Mit einem einfachen physikalischen Ansatz wurde versucht, die Versuchsergebnisse qualitativ nachzuvollziehen.

Bisherige empirische Ansätze basieren auf den rückgerechneten bzw. geschätzten Werten überwiegend größerer Anlagen, für kleinere Dämme sind nur wenige Daten vorhanden. Aus den skalierten Versuchsergebnissen wurde eine eigene empirische Formel entwickelt, welche besonders zur Spitzenabflussberechnung von kleineren Speichern mit relativ geringem Reservoirvolumen, wie beispielsweise kleine Stauanlagen, Beschneigungsspeichern, Pumpspeichern sowie Hochwasserrückhaltebecken, geeignet ist.

Abstract

Embankment dam structures involve a high hazard potential, it is impossible to completely avoid the risk of failure. Overtopping is the most common cause. This research project intends to help to improve the understanding of the processes acting at embankment dam failure due to overtopping, in order to create accurate simulation- models for flood wave- prediction. Therefore, physical model tests were conducted at the Hydraulic Laboratory of Vienna University of Technology. These tests should build on a previous thesis which dealt with the influence of reservoir shape and size on the flood wave.

The thesis is intended to contribute to the understanding of the influence of different grain- size distributions as well as a facing element on breach- processing and the discharge curve. For the analysis of different boundary conditions different model test rigs were constructed, with dam heights from 31 to 62 cm and reservoir volumes from 1 to 8 m³. These were mainly designed as symmetrical models, the dam body could optionally be drained via the ground plate. The reservoir filling was carried out at constant fill time. The erosion process was triggered by sudden creating of an initial breach, without further addition of water.

In six test series with a total of 23 three-dimensional individual experiments, the influence of three different shell materials with grain sizes from 0.1 to 8 mm, the effects of a facing element, the significance of the initial breach- depth, model- effects due to the symmetrical test rig, the influence of the reservoir size in combination with different shell materials, as well as scale effects with a scale of 2:1, were examined. For the analysis of the erosion process of the different shell materials, a seal membrane was developed which permitted reservoir impounding as well as an almost unimpaired recording of the breaching- processes. Reproducibility was confirmed by triple execution of the relevant experiments.

Discharge measurement was performed redundant with pressure cells, according to the falling reservoir level and the reservoir geometry. The breach- development was recorded from different perspectives with three video cameras. For the direct measurement of the shell erosion, a submerged sediment trap with load cells was installed downstream of the dam platform. The recording of the shape and volume of the final breach was carried out by an optical device ('Diket Tracker'), developed by Vienna University of Technology.

The test results show a clear significance of the examined parameters on the breach process and the discharge curve. Both two- and three-dimensional experiments displayed higher erosion rates and peak outflows with coarser shell materials and relatively high flow velocities and energy heads.

With decreasing flow velocities, this trend was gradually reversed. With increasing reservoir size, the influence of the shell material lessened. A model family with a scale of 2:1 showed scalability according to Froude similarity law. The experiments with a facing element displayed a higher peak discharge than embankment dams without sealing element.

It is not possible to reconstruct the test results qualitatively with classical sediment transport equations used in river engineering. Numerical approaches and simulations for modeling breach processing and flood-wave prediction based on these formulas are to be doubted in principle. The hydraulic conditions are far outside the valid range. Therefore, a simple physical approach is provided, in order to reconstruct the test results qualitatively.

Previous empirical approaches are based on the recalculated or estimated data of predominantly larger embankment dams. For smaller constructions only little data is available. An empirical equation is proposed which is especially suitable for peak discharge prediction of embankment dam structures with comparatively small reservoir sizes, such as small retaining structures, supply reservoirs for snowmaking, pump storage reservoirs or flood control basins.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Fokus und Ziel dieser Arbeit	1
1.2	Übersicht	2
2	Grundlagen	3
2.1	Ausführungsarten von Dammbauwerken und Begriffsbestimmung	4
2.2	Dammversagen	5
2.2.1	Versagensmechanismen und Ursachen	5
2.2.2	Versagensstatistik	7
2.2.3	Historische Fallbeispiele	8
2.3	Versagen durch Überströmen	11
2.3.1	Breschenentwicklung	13
2.4	Sedimenttransport	20
2.4.1	Physikalische Grundlagen	20
2.4.2	Transportformeln und Anwendungsgrenzen	24
2.5	Methoden zur Flutwellenabschätzung	27
2.5.1	Empirische Modelle	27
2.5.2	Physikalische Modelle	28
2.6	Hydraulisches Modellversuchswesen	30
2.6.1	Modellgesetze	31
2.6.2	Maßstabs- und Modelleinflüsse	32
2.6.3	Normalisierung	33
2.6.4	Literaturstudie zu Labor- und Feldversuchen	33
3	Physikalische Modellversuche	41
3.1	Entwicklung und Vorversuche	41
3.1.1	Dichtmembran und Oberflächendichtung	42
3.1.2	Stützkörpermaterialien	44
3.2	Versuchsprogramm	46
3.2.1	Dimensionsanalyse der Modellversuche	47
3.3	Versuchsaufbau	48
3.3.1	Modellübersicht	49
3.3.2	Plattform mit Dammversuchskörper	52
3.3.3	Reservoir	54
3.3.4	Messtechnik	56
3.3.5	Versuchsdurchführung	62

3.4	2D- Erosionsversuche	64
4	Resultate	65
4.1	Datenaufbereitung	65
4.1.1	Ermittlung von Abflusskurven	66
4.1.2	Auswertung der Sedimentfalle	67
4.2	Resultate der Versuche mit unterschiedlichen Stützkörpermaterialien	67
4.2.1	Beschreibung des Bruchvorganges	68
4.2.2	Speicherentleerung und Abflusskurven	69
4.2.3	Breschenentwicklung	73
4.2.4	Materialaustrag	92
4.2.5	Drainagewasser	96
4.2.6	Einfluss des Symmetriemodells	99
4.2.7	Analyse der zweidimensionalen Versuche	101
4.3	Resultate der Versuche mit Oberflächendichtung	105
4.3.1	Beschreibung des Bruchvorganges	106
4.3.2	Speicherentleerung und Abflusskurven	108
4.3.3	Breschenentwicklung	110
4.3.4	Materialaustrag	118
4.3.5	Drainagewasser	120
4.4	Resultate der Versuche mit unterschiedlichen Initialbreschentiefen	121
4.5	Resultate der Versuche für Maßstabs- und Größenvergleiche	123
5	Interpretation	127
5.1	Vergleich unterschiedlicher Stützkörpermaterialien	127
5.1.1	Präsentation und Vergleich der Versuchsergebnisse	128
5.1.2	Zusammenfassung der wesentlichen Versuchsergebnisse	134
5.1.3	Physikalischer Ansatz zum Erosionsverhalten der Stützkörpermaterialien	135
5.2	Vergleich Damm ohne Dichtungselement- Damm mit Oberflächendichtung .	141
5.2.1	Präsentation und Vergleich der Versuchsergebnisse	141
5.2.2	Zusammenfassung der wesentlichen Versuchsergebnisse	145
5.3	Maßstabs- und Größenvergleiche, Modelleinflüsse	146
5.3.1	Einfluss verschiedener Randbedingungen	147
5.3.2	Maßstabs- und Größenvergleiche	148
5.4	Fehleranalyse	151
5.5	Normalisierung der Ergebnisse	152

5.6	Vergleich mit historischen Dambruchereignissen	155
5.6.1	Empirische Vergleichsrechnungen	157
6	Zusammenfassung und Perspektive	161
6.1	Einfluss des Stützkörpermaterials	161
6.2	Einfluss einer Oberflächendichtung	162
6.3	Einfluss der SpeichergroÙe und Skalierbarkeit	162
6.4	Forschungsperspektiven und Ausblick	163
	Liste verwendeter Formelzeichen	165
	Literatur	169
	Abbildungsverzeichnis	179
	Tabellenverzeichnis	183
A	Bodenphysikalische Laboruntersuchungen	185

1 Einleitung

Das Versagensrisiko von Dammbauwerken kann trotz sorgfältigster Konstruktions- und Überwachungsmaßnahmen nie zur Gänze eliminiert werden. Historische Dambruchereignisse zählen zu den schwerwiegendsten anthropogen verursachten Katastrophenereignissen. Die zunehmende Verschärfung der Hochwassersituation, bedingt durch intensivierete Besiedelung und klimatische Veränderungen, trägt zusätzlich zur Erhöhung des Versagensrisikos bei. Die häufigste Ursache hierbei ist das Versagen durch Überströmen.

Um realistische Gefahren- und Notfallpläne erstellen zu können, ist neben anderen Parametern die Kenntnis des zeitlichen Verlaufs des Abflusses erforderlich. Für die Genehmigung, Planung und konstruktive Ausbildung der Sperren- und Schutzbauwerke ist die Abflusskurve beim Versagensfall eine maßgebende Eingangsgröße.

Historische Dambruchereignisse sind meist nur in geringem Ausmaß dokumentiert, so ist zum Verständnis der relevanten Prozesse die Durchführung physikalischer Modellversuche unumgänglich. Die derzeit existierenden physikalisch- numerischen und empirischen Simulationsmodelle, welche den Erkenntnissen aus bisherigen Versuchen bzw. Rückrechnungen von historischen Dambrüchen zugrunde liegen, streuen bei den Ergebnissen um ein Vielfaches. Die Grundlage bilden überwiegend klassische Sedimenttransportgleichungen, die für Verhältnisse im Flussbau konzipiert wurden und deren Übertragbarkeit für die Bedingungen eines überströmten Dammes in Frage zu stellen sind.

Das erhebliche Gefährdungspotential von Dammbauwerken einerseits, verbunden mit dem zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch unzureichenden Prozessverständnis andererseits, begründet den Forschungsbedarf und die daraus resultierende Notwendigkeit der Durchführung und Analyse zusätzlicher physikalischer Versuchsreihen.

1.1 Fokus und Ziel dieser Arbeit

Zur Analyse der Signifikanz der Korngröße des Stützkörpermaterials und einer Oberflächendichtung auf die Breschenentwicklung bzw. Abflusskurve, wurden physikalische Modellversuche entwickelt und durchgeführt. Weitere analysierte Randbedingungen sind die Signifikanz der Initialbreschentiefe, sowie der Einfluss der Korngröße bei unterschiedlicher Reservoirgröße. Zusätzlich wurde ein eventueller Einfluss von Modell- und Maßstabeffekten untersucht. Die Versuchsreihen sollten an die vorangegangene Versuchsreihe von Hrn. DI Dr. Simon Wallner (Wallner (2014)) anknüpfen, welche die Untersuchung des Einflusses von Reservoirgröße und Speichercharakteristik auf die Abflusskurve zum Ziel hatte.

Als variierende Parameter dieser Arbeit sind vorgesehen:

- Eigenschaften des Stützkörpermaterials (Korngröße)
- Damm ohne Dichtungselement- Damm mit Oberflächendichtung
- Reservoirgröße
- Tiefe der Initialbresche
- Modell- und Maßstabseinflüsse

Ziel der Arbeit ist es, den Einfluss der untersuchten Parameter darzustellen und dadurch zu einem besseren Prozessverständnis beizutragen. Langfristig betrachtet sollen aus den Ergebnissen dieser Arbeit, in Kombination mit den Erkenntnissen abgeschlossener und zukünftiger relevanter Forschungsarbeiten, akkurate Prognosemodelle für die Anlaufwellenermittlung im Versagensfall erstellt werden können.

1.2 Übersicht

Die gegenständliche Arbeit ist in insgesamt sechs Kapitel mit einem Anhang gegliedert. Kapitel 2 (Grundlagen) beinhaltet einen Überblick über die generellen Versagensmechanismen von Dammbauwerken, einer Statistik historischer Versagensfälle, einen Überblick über die prozessrelevanten physikalischen Grundlagen sowie eine Zusammenstellung bisheriger fachverwandter Forschungsarbeiten.

In Kapitel 3 (Physikalische Modellversuche) werden die Entwicklung und der Aufbau des Modellversuchsstandes erläutert. Weiters ist eine Zusammenstellung des Versuchsprogramms sowie der verwendeten Messtechnik enthalten.

Kapitel 4 (Resultate) veranschaulicht detailliert alle Ergebnisse der jeweiligen Versuchsreihen, in Kapitel 5 (Interpretation) werden diese analysiert und bewertet bzw. mit anderen Erkenntnissen aus einschlägigen Forschungsarbeiten verglichen.

Finalisierend fasst Kapitel 6 (Zusammenfassung und Perspektive) die wesentlichen Erkenntnisse zusammen und zeigt mögliche Forschungsimpulse auf.

Anhang A enthält eine detaillierte Auflistung und Auswertung der durchgeführten bodenphysikalischen Laboruntersuchungen.

2 Grundlagen

Die Ursachen und Mechanismen, welche zum Versagen eines Dammes führen, sind vielfältig und in den individuellen Fällen sehr unterschiedlich. Prozesse und Randbedingungen, die den Bruchvorgang beeinflussen, sind sehr heterogen und einer großen Zahl von Freiheitsgraden unterworfen. Der Einfluss von geometrischen, hydraulischen und bodenphysikalischen Parametern ist äußerst komplex.

Da in der Natur Dambruchereignisse meist nur in sehr geringem Ausmaß dokumentiert sind, ist zur Erkenntnisgewinnung die Durchführung physikalischer Modellversuche unumgänglich. So gibt es bereits eine Vielzahl von physikalischen Labor- und Feldversuchen zum Thema Dammversagen.

Mit den Ergebnissen der physikalischen Experimente wurde versucht, numerische Simulationsmodelle unterschiedlichster Art zu erstellen. Diese basieren größtenteils auf empirischen Ansätzen und Formeln, welche vom Flussbau übernommen bzw. abgeändert wurden. Dabei sollte bedacht werden, dass beim Dammversagen die hydraulischen Bedingungen meist sehr unterschiedlich im Vergleich zum Flussbau sind und dass die Dimensionen bzw. Grenzen, in welchen die Versuche durchgeführt wurden, nicht beliebig extrapoliert bzw. übertragen werden dürfen.

Experimentelle Versuchsreihen beschreiben großteils nur die Signifikanz sehr weniger Parameter, während die meisten Randbedingungen konstant gehalten werden. Zurzeit ist das Verständnis des Einflusses vieler Faktoren noch unzureichend und um in Zukunft mit Hilfe von EDV und Numerik ein akkurates Vorhersagemodell für den Versagensfall bestimmter Anlagen erstellen zu können, sind noch weitere, umfangreiche Forschungen notwendig.

Dieses Kapitel enthält zuerst eine Klassifizierung und Begriffsbestimmung von Dammbauwerken (2.1), danach werden die Grundlagen zur Thematik des Dammversagens (2.2), die Versagensmechanismen und deren Ursachen (2.2.1), eine Versagensstatistik (2.2.2) sowie eine Dokumentation ausgewählter historischer Versagensfälle (2.2.3) präsentiert. Anschließend folgt eine Veranschaulichung des prinzipiellen Versagensprozesses eines überströmten Dammes (2.2). Weiters werden die Grundlagen und die maßgebenden Ansätze bzw. Formeln zum Sedimenttransport bzw. deren Anwendungsgrenzen (2.4) erörtert.

Finalisierend sind die wesentlichen Grundlagen des hydraulischen Modellversuchswesens (2.6) beschrieben, sowie eine Literaturstudie (2.6.4) zu bereits abgeschlossenen Arbeiten.

2.1 Ausführungsarten von Dammbauwerken und Begriffsbestimmung

In der deutschsprachigen Terminologie wird bei Absperrbauwerken zwischen (festen) Mauern und (geschütteten) Dämmen unterschieden. Der Begriff "Deich" wird vielfach im bundesdeutschen Sprachraum verwendet und bezeichnet überwiegend geschüttete Längsbauwerke mit Schutzfunktion entlang von Flüssen oder Küsten bzw. geschlossene Bauwerke als "Eindeichung" von Objekten.

Dammbauwerke lassen sich nach ihrer Konstruktionsweise übergeordnet in Homogendämme und Dämme mit Dichtungselementen (Zonendämme) unterteilen. Abbildung 2.1 zeigt schematisch die Lage von Stützkörper, Dichtungs- und Filterelement, als Möglichkeit zur Gliederung.

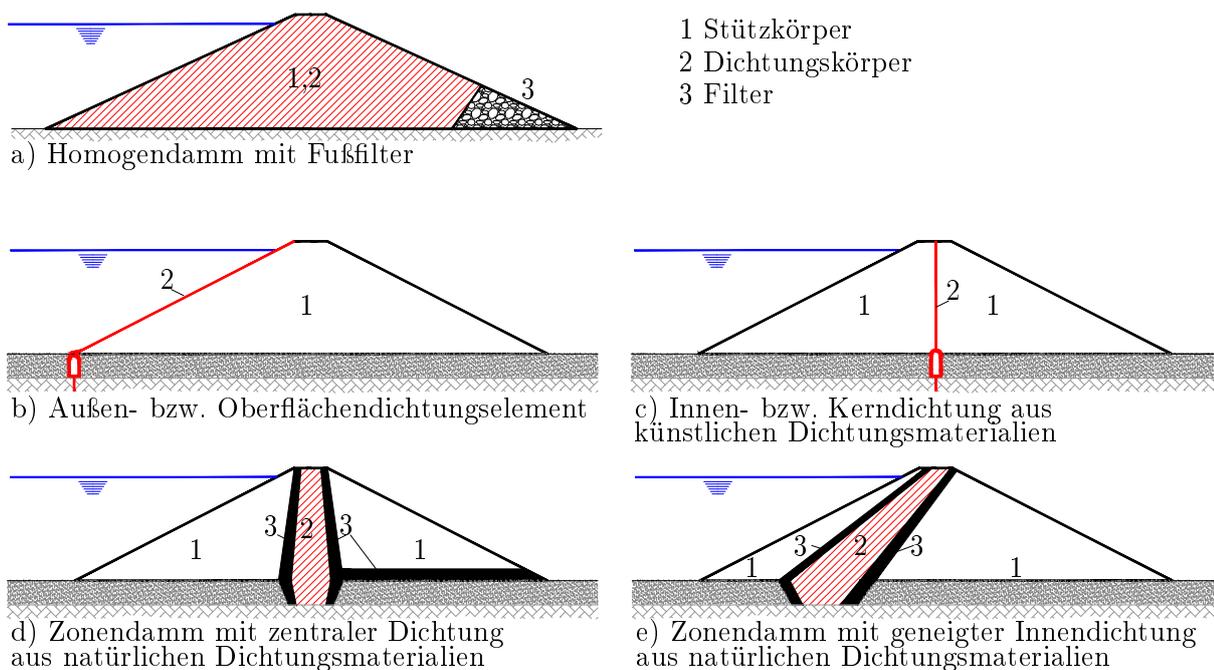


Abbildung 2.1: Konstruktionsvarianten von Dammbauwerken

Homogendämme (a) bestehen aus natürlichem, ausreichend dichtem Schüttmaterial, am luftseitigen Dammfuß verhindert ein Filterelement das Ausspülen von Stützkörpermaterial durch auftretendes Sickerwasser. Eine undurchlässige Bodenschicht als Dammaufstandsfläche wird vorausgesetzt.

Bei Dämmen mit Außen- bzw. Oberflächendichtungselement (b) wird die Dichtigkeit durch eine wasserseitige Schicht, welche beispielsweise aus Asphaltbeton, Beton, Kunststofffolien oder Geomembranen hergestellt wird, gewährleistet.

Zentrale bzw. innenliegende Dichtungselemente können aus Asphaltbeton, Beton, Geomembranen sowie Spund-, Schmal- oder Schlitzwänden (c) oder auch aus natürlichen, ausreichend undurchlässigen Schüttungen (d,e) hergestellt werden. Bei natürlichen Materialien muss der Dichtungskörper beidseitig durch Filterschichten gegen das Ausspülen von Material gesichert werden. Diesbezüglich definierte Therzaghi (1925) Anforderungen an die Sieblinie zur Verwendung als Filtermaterial.

Diese Arbeit steht in Zusammenhang mit eher kleineren Dammbauwerken der Typen a und b mit vergleichsweise geringem Reservoirvolumen, wie sie beispielsweise bei Speicher- und Pumpspeicherkraftwerken, Beschneiungs- und Bewässerungsspeichern oder Hochwasserrückhaltebecken vorzufinden sind.

2.2 Dammversagen

Die US-amerikanische *National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA)* definiert Dammversagen als katastrophales Ereignis, gekennzeichnet durch die plötzliche, schnelle und unkontrollierte Freisetzung von gestautem Wasser.

Nach Samuels und Gouldby (2009) wird Versagen als die Unfähigkeit, bei gegebener Belastung eine definierte Anforderungsgrenze zu erreichen, definiert. Dabei wird unterschieden zwischen "Katastrophalem" Versagen, als unmittelbare und schwere Situation und "Prognostiziertem" Versagen als eine Situation, in der die Konsequenzen nur bis zu einem signifikanten Niveau reichen, wenn eine zusätzliche Belastung aufgetragen wird.

2.2.1 Versagensmechanismen und Ursachen

Die Gründe für das Versagen eines Dammbauwerkes sind sehr unterschiedlich und können natürlichen Ursprungs sein, wie beispielsweise Erdbeben, extreme Niederschlags- bzw. Hochwasserereignisse, Versagen des Untergrundes, Bergstürze, Steinschlag und Lawinenauswirkungen, Sedimentablagerungen, Bioturbation von Wühltieren etc. oder durch anthropogen bedingte Einwirkungen wie z. B. Konstruktions- und Bemessungsfehler, Bedienungsfehler, mangelnde Überwachung oder Wartung, Sabotage und kriegerische Ereignisse. Die Grenze zwischen „natürlichem“ und menschlichem Versagen ist dabei oft nicht eindeutig festlegbar, vielfach kommt es zur Überlagerung mehrerer Ursachen.

Die allgemeinen Mechanismen, welche zum Versagen führen sind schematisch in nachfolgender Abbildung 2.2 dargestellt.

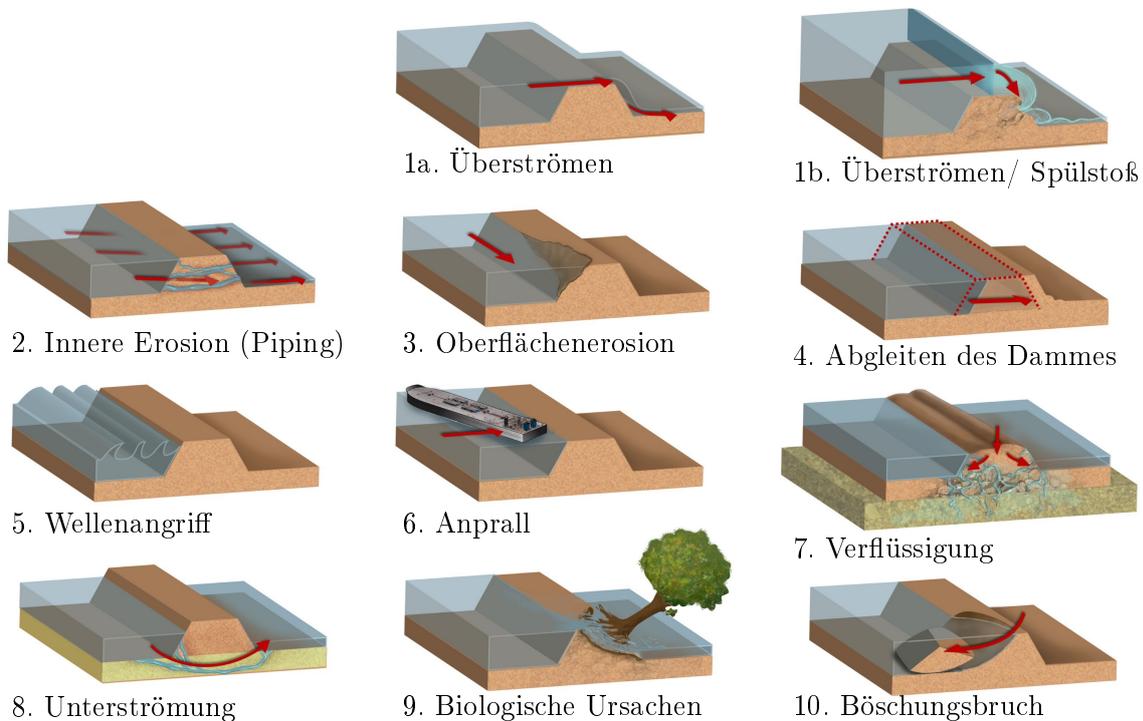


Abbildung 2.2: Versagensursachen von Dammbauwerken, modifiziert nach Zina Deretsky, National Science Foundation

Singh (1996) beschreibt die 5 häufigsten Versagensmechanismen als:

1. Überströmen durch extreme Hochwasserereignisse
2. Versagen des Dammkörpers durch innere Erosion
3. Vollständiges oder teilweise Abgleiten des Dammkörpers
4. Versagen des Untergrundes
5. Versagen durch Erdbeben oder durch künstlich erzeugte Erschütterungen

Dabei lassen sich die ersten beiden Fälle als hydraulische Ursachen klassifizieren, während die Fälle 3- 5 geotechnischen bzw. bodenphysikalischen Bezug aufweisen.

Überströmen kann durch natürlichen (z.B. extreme Hochwasserereignisse, Bergstürze) oder künstlichen (z.B. Bedienungsfehler, schadhafte Entlastungseinrichtungen) Überstau des Dammes erfolgen, weiters kann eine Bresche durch plötzliche Setzungen, Anprall oder Sabotage entstehen.

Innere Erosion tritt auf, wenn Sickerwasser unkontrolliert ausströmt und dabei Material aus dem Dammkörper abtransportiert wird. Ursachen hierfür können beispielsweise schadhafte Dichtungselemente, unzureichend eingehaltene Filterkriterien, biologische Faktoren wie Wurzelbildung oder Wühltiere, mangelhafter Dichtungsanschluss an den Untergrund, etc. sein.

Geotechnisches Versagen entsteht, wenn die einwirkenden Kräfte (z.B. Wasserdruck, Eisdruck, Wellenangriff, seismische Einwirkungen, Verkehrslast, Gewicht von Bäumen, etc.) die Widerstandskraft des Dammkörpers überschreiten. Das ursprüngliche Profil des Dammes kann nicht mehr gehalten werden, es kommt zum Versagen durch Abrutschen bzw. Gleiten. Verfahren zur Berechnung der geotechnischen Standsicherheit von Dämmen bzw. Böschungen mit Hilfe von Gleitkreisen stammen u.a. von Janbu (1954) und Bishop (1955).

2.2.2 Versagensstatistik

Die ICOLD (*International Commission on Large Dams*) erfasst und verwaltet große Datenmengen zur Verteilung von Versagensfällen bei Talsperren. Kriterien zur Erfassung einer Talsperre in der ICOLD sind eine maximale Sperrhöhe von mindestens 15 m oder ein Reservoirvolumen größer als 1 Mio m³. Eine Untersuchung der ICOLD-Daten durch Foster et al. (2000) bis inklusive 1986 (außer japanische Dämme vor 1930 und chinesische Dämme) kam zum Schluss, dass 48,4 % der Versagensfälle auf Überströmen zurückzuführen sind und 46,1 % durch innere Erosion (davon 16 % in Kombination mit Unterströmung) (vgl. Abbildung 2.3 a). Die einzelnen Ursachen lassen sich dabei oft nicht klar voneinander trennen.

Eine weitere Analyse zur Verteilung der Bruchursachen bei Versagensfällen von Talsperren stammt von Lammerer (2014). In Bezug auf Erd- und Steinschüttdämme wurden 160 Fälle untersucht. Abbildung 2.3 b enthält eine vereinfachte Darstellung der Auswertung.

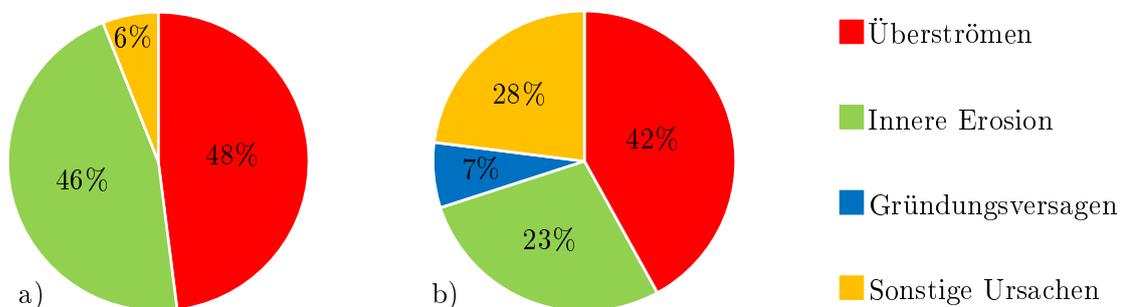


Abbildung 2.3: Versagensursachen bei Dämmen (Foster et al. (2000), Lammerer (2014))

Der Anteil an sonstigen Ursachen lässt sich bei Lammerer (2014) weiter differenzieren in Sperrenrisse und Konstruktionsfehler (je 3 %), äußere Erosion, Materialveränderung sowie Versagen der Betriebseinrichtung (je 2 %).

Für Dammbauwerke mit einer Betriebszeit von mindestens 5 Jahren wird das jährliche Versagensrisiko mit ca. $0,8 \times 10^{-4}$ quantifiziert (Foster et al. (1998)). Ältere Untersuchungen ergaben etwas höhere Werte (USBR und USACE (2012) nach Hatem (1985)).

Nach Singh (1996) sind bei den meisten Versagensfällen eine Kombination aus Überströmen und Innerer Erosion vorherrschend.

Weitere Arbeiten zur statistischen Analyse von Dammversagensfällen stammen u.a. von Vogel (1982), Nowotny (1997) sowie Jandora und Riha (2008).

2.2.3 Historische Fallbeispiele

An dieser Stelle sollen, anhand von zwei ausgewählten Beispielen, die Ursachen und Folgen bei Versagensfällen von Dammbauwerken veranschaulicht werden. Es folgt eine Analyse des Versagens des South Fork Dammes in den USA 1889 und des Banqiao Dammes in China 1975. Beide Dämme versagten durch Überströmen aufgrund eines Überstaus der Dammkrone und verursachten jeweils katastrophale Schäden im Unterlieger.

2.2.3.1 Versagen des South Fork Dammes, USA 1889

Das Versagen des South Fork Dammes (auch Johnstown Damm) am 31. Mai 1889 in Pennsylvania zählt zu den schlimmsten Katastrophen der US-amerikanischen Geschichte. Es handelt sich dabei um einen ca. 22 m hohen Erdschüttdamm, mit außenliegendem Dichtungselement aus natürlichen Materialien. Ursprünglich 1852 konstruiert, wurde er bis 1881, nach einem Zusammenbruch des Grundablasses 1862, von Privatleuten wiedererrichtet. Dabei wurden die ursprünglichen Entwurfskriterien nicht eingehalten, die Kronenhöhe um ca. 0,6 m reduziert und die ursprüngliche Schussrinnenbreite von ca. 46 m wurde um mehr als die Hälfte verringert (USBR und USACE (2012)).

Nach Starkregen mit Intensitäten bis zu 250 mm in 24 Stunden (Frank (1988)) kam es schließlich am Nachmittag des 31. Mai 1889 zur Überströmung des Dammes und zur Ausbildung einer katastrophalen Flutwelle mit großen Mengen an Schutt und Geröll, welche in der ca. 23 km flussab gelegenen Ortschaft Johnstown noch bis zu 12 m hoch gewesen sein soll (Hutcheson (1989)). Beinahe der gesamte Inhalt von ca. 20 Mio m³ des Conemaugh-Sees soll in 45 Minuten ausgeflossen sein (Frank (1988)).

Es gab keine effektiven Warnungen bzw. Evakuierungen der betroffenen Gebiete im Unterlieger. Die Katastrophe forderte über 2.200 Menschenleben (Frank (1988)).

Nach Frank (1988) führte die Überlagerung mehrerer Faktoren zu dem Unglück. Zum einen resultierte die reduzierte Dammhöhe in einem geringeren Retentionsvermögen des Reservoirs, zum anderen fehlte der Schussrinne, durch die verringerte Breite und durch eingebaute Brückenpfeiler sowie Verklausungen, die für die Hochwasserabfuhr notwendig gewesene Leistung.

Mit den ursprünglichen Bemessungskriterien wäre das Hochwasser bewältigbar gewesen (Mills (2013)).

Abbildung 2.4 enthält auf der linken Seite eine Zeichnung des Dammes vor der Zerstörung. Deutlich ist dabei die Schussrinne mit der Brücke zu erkennen, welche später zur Verklausung führte. Die rechte Seite zeigt die durch Überströmen entstandene Bresche.

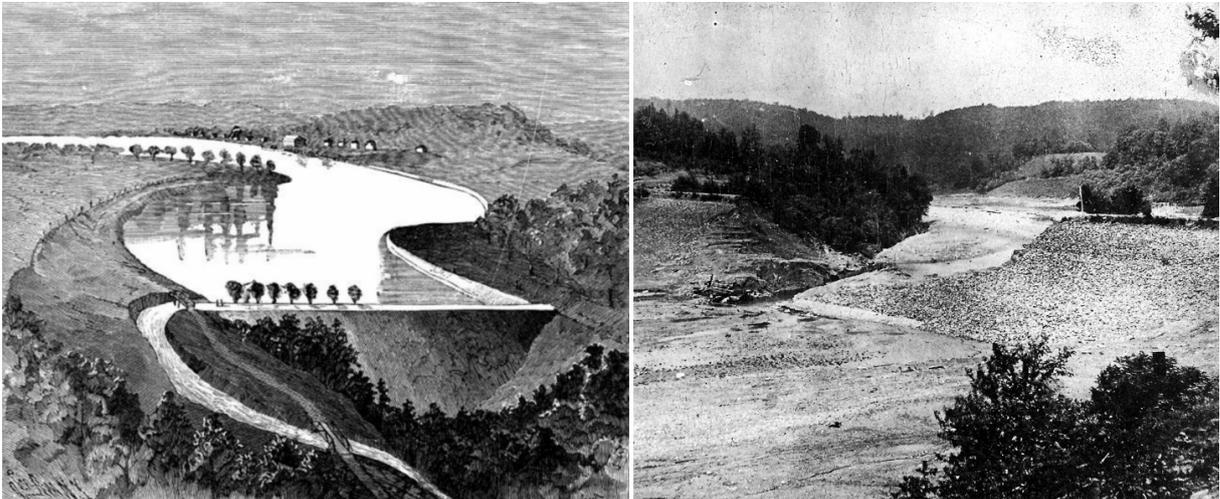


Abbildung 2.4: Zeichnung des South Fork Dammes vor (links) und Foto nach der Zerstörung (rechts), Quelle: <http://damfailures.org/case-study/south-fork-dam-pennsylvania-1889/> [Zugriff: 8.1.2016]

2.2.3.2 Versagen des Banqiao Dammes, China 1975

Das Versagen des Banqiao Dammes am 8. August 1975, in der chinesischen Provinz Henan, gilt als die schwerwiegendste Katastrophe, die durch das Versagen eines hydraulischen Sperrbauwerkes bzw. die je aufgrund von Bauwerksversagen ausgelöst wurde (Fish (2013)).

Die Konstruktion des 24,5 m hohen Erddammes mit mineralogischer Innendichtung wurde 1952 abgeschlossen und war Teil eines Projektes für Hochwasserschutz und Bewässerung am Huai- Fluss. Das Reservoirvolumen betrug 492 Mio m³, mit einem zusätzlichen Retentionsvolumen für Hochwasser von 375 Mio m³. Die Abfuhrkapazität der Schussrinne war ursprünglich auf 1742 m³/s dimensioniert, was einem 1000- jährigen Hochwasser entsprach. Während der Bauphase wurde dieser Entwurf als zu konservativ angesehen und die geplanten 12 Verschlüsse der Hochwasserentlastung auf 5 reduziert. Dieser Umstand, kombiniert mit unzureichenden hydrologischen Daten, machte die Konstruktion von Anfang an unterdimensioniert. (Qing et al. (1998))

Im August 1975 führte der Taifun „Nina“ zu extremen Niederschlägen mit Intensitäten von bis zu 1000 mm in 3 Tagen. Technische Probleme bei der Kommunikation erschwerten und verzögerten eine effektiv gesteuerte Entlastung des Reservoirs. Die 5 Verschlüsse der Hochwasserentlastung waren teilweise mit Sedimenten blockiert. (Qing et al. (1998))

Nachdem die Dammkrone 30 cm überstaut wurde, erodierte der Dammkörper und 600 Mio m³ Wasser liefen in ca. 5 Stunden aus. (Qing et al. (1998)) Die Abflussspitze wurde auf 78.000 m³/s geschätzt. (Pierce et al. (2010)) Die dabei entstandene Flutwelle verursachte zahlreiche weitere Dammbrüche im Unterlieger. Insgesamt brachen bei dem Ereignis 62 Sperren in der Region. Nur eine Ortschaft konnte effektiv evakuiert werden. (Qing et al. (1998))

Durch die direkten Auswirkungen der Flutwelle starben über 26.000 Menschen, unmittelbare Folgen waren Seuchen und Hungersnöte. Die gesamte Opferzahl wird auf 171.000 Menschen geschätzt. (Fish (2013))

Mehrere Gründe werden als verantwortlich für die Katastrophe gesehen. Zum einen wurde der ursprüngliche Entwurf als zu konservativ betrachtet und abgeändert, weiters ignorierten die Behörden Warnungen des damals zuständigen Hydrologen Cheng Xing. Somit waren die Bemessungskriterien für die Hochwasserabfuhr viel zu niedrig angesetzt. (Qing et al. (1998))

Zum anderen sorgten die, in den 1960er Jahren während des „Großen Sprungs nach vorn“ zahlreich errichteten Speicher in der Region, welche vielfach in den natürlichen Retentionsräumen der Fließgewässer situiert wurden, zu einer Verringerung der natürlichen Hochwasserabfuhrkapazität und somit zu einer potentiellen Verschärfung der Hochwassersituation bei einem Niederschlagsereignis. (Fish (2013))



Abbildung 2.5: Banqiao Damm nach der Katastrophe (links), Quelle: Fish (2013); überflutete Unterlieger des Dammes (rechts), Quelle: Henan Provincial Water Resources Bureau, <http://www.newschinamag.com/magazine/dams-in-distress> [Zugriff: 11.1.2016]

2.3 Versagen durch Überströmen

Überströmen ist die häufigste Ursache von Dammversagen. Der bestimmende physikalische Prozess ist Erosion bzw. Sedimenttransport (vgl. Abschnitt 2.4). Die Kraft des überströmenden Wassers führt zum Transport bzw. Austrag des Stützkörpermaterials und in Folge zur Ausbildung einer sich kontinuierlich erweiternden Bresche. Powledge et al. (1989b) teilte den Querschnitt eines überströmten Dammes in 3 Erosionszonen mit unterschiedlichen Fließzuständen und der kritischen Abflusstiefe h_c als Grenzbedingung (vgl. Abbildung 2.6).

Erosionszone 1: Strömen oberhalb der Krone

Das ursprünglich ruhende Wasser im Reservoir wird zur Dammkrone hin beschleunigt. Aufgrund der relativ geringen Fließgeschwindigkeit und Froude- Zahlen $Fr < 1$ sind die angreifenden Strömungskräfte gering und führen lediglich bei stark erodiblen Materialien zu Erosion.

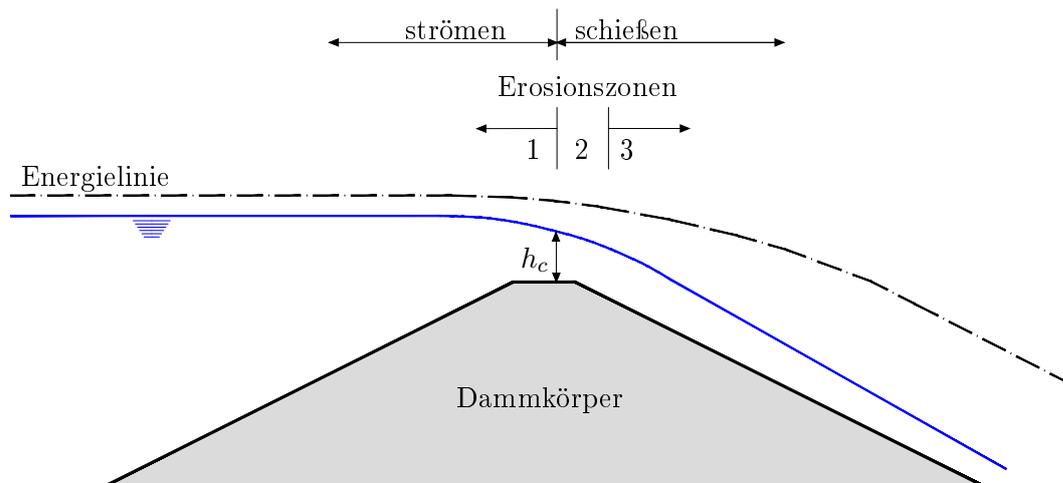


Abbildung 2.6: Erosionszonen und Fließzustände (modifiziert nach Powledge et al. (1989b))

Erosionszone 2: Schießen oberhalb der Krone

Hier erfolgt der Übergang vom strömenden zum schießenden Fließzustand bzw. zum Unterschreiten der kritischen Abflusstiefe h_c . Das Energieniveau bleibt fast unverändert im Vergleich zur Zone 1, jedoch nimmt der Energieliniengradient in Folge der stark steigenden Sohlschubspannung zu. Je nach Damngeometrie ist Erosion eher nur am unterwasserseitigen Rand der Krone zu erwarten. Diese beginnt, wenn die kritische Sohlschubspannung des überströmten Materials überschritten wird (vgl. Abschnitt 2.4.1).

Erosionszone 3: Schießen an der unterwasserseitigen Dammböschung

Dieser Bereich ist durch eine starke Zunahme der Geschwindigkeitshöhe ($v^2/2g$) gekennzeichnet. Große Fließgeschwindigkeiten führen zu hohen Sohlschubspannungen mit starkem Erosionspotential.

Nach Powledge et al. (1989b) haben folgende physikalischen Faktoren einen signifikanten Einfluss auf den Bruchvorgang:

- Dammaufbau
- Maximale Fließgeschwindigkeit des überströmenden Wassers
- Unstetigkeiten (z.B. Straßen, Bermen, Auslässe, Risse)
- Fließbedingungen am Dammfuß
- Vorhandensein von Drainagen

2.3.1 Breschenentwicklung

Die progressive Ausbildung einer Dammbresche durch erosive Prozesse des überströmenden Wassers ist ein komplexer Vorgang, welcher hauptsächlich von hydraulischen, bodenphysikalischen und strukturgeometrischen Parametern abhängig ist. Die hierzu durchgeführten Modell- bzw. Feldversuche lassen sich grob in zwei- und dreidimensionale Modelle unterteilen. Eine weitere Differenzierung kann nach der Art der Speicherfüllung in Versuche mit fallendem Speicherspiegel (ohne Zufluss während des Bruchvorganges) und Versuche mit konstantem Reservoirzufluss getroffen werden. Die verwendeten Schüttmaterialien lassen sich in kohäsive und nicht- kohäsive Sieblinien gliedern. Weiters ist für den Bruchvorgang das Vorhandensein eventueller Dichtungselemente relevant. Eine Übersicht zu den Modellen und Prozessen der Breschenentwicklung eines überströmten Dammes ist bei Morris (2009) enthalten.

Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Modellversuche beziehen sich auf dreidimensionale, nicht-kohäsive Dämme ohne Dichtungselement und Dämme mit Oberflächendichtung, ohne Wasserzufuhr während des Bruchvorganges sowie zweidimensionale Vorversuche mit fallendem Wasserspiegel im Speicher und zweidimensionale Erosionsversuche mit konstantem Wasserzufluss.

2.3.1.1 2D- Modelle

Bei diesen Modellen wird die laterale Ausbildung der Bresche behindert. Durch die Ausführung als Schnittmodell kann die Breschenentwicklung in einer vertikalen Ebene analysiert werden. Aufgrund des räumlich begrenzten Querschnitts kann beim Bruchvorgang die Durchsickerung des Stützkörpers einen signifikanten Einfluss haben. Ist diese groß bzw. keine Drainageeinrichtung vorhanden, kommt es am luftseitigen Dammfuß zum Ausströmen des Sickerwassers und in Folge zu einem hydraulischen Grundbruch, welcher zum Abgleiten der luftseitigen Böschung führen kann.

Der Bruchvorgang wird ebenfalls stark von den Ablagerungen des aus der Bresche ausgehenden Stützkörpermaterials, im Bereich des Dammfußes, beeinflusst. Diese hängen wiederum mit der seitlichen Begrenzung des Modellaufbaus zusammen.

2D- Modelle haben den Vorteil einer relativ einfachen Versuchsherstellung und Datenerfassung. Zahlreiche Prozesse werden jedoch entscheidend beeinflusst bzw. behindert. Eine Übertragung auf die Natur sollte jedenfalls durch die zusätzliche Durchführung von Versuchen in dreidimensionalen Modellen (vgl. Abschnitt 2.3.1.2) geprüft werden.

Chinnarasri et al. (2003) beschreibt vier Abschnitte für den zweidimensionalen Erosionsbruch bei nicht-kohäsiven Dämmen ohne Dichtungselement (vgl. Abbildung 2.7):

1. Geringe Erosion an der Dammkrone zu Beginn des Überströmens
2. Abgleiten der luftseitigen Böschung mit zunehmender Erosion
3. Wellenförmiges Dammprofil
4. Ausbildung eines Sedimentkeils mit geringer Neigung am Ende des Erosionsvorganges

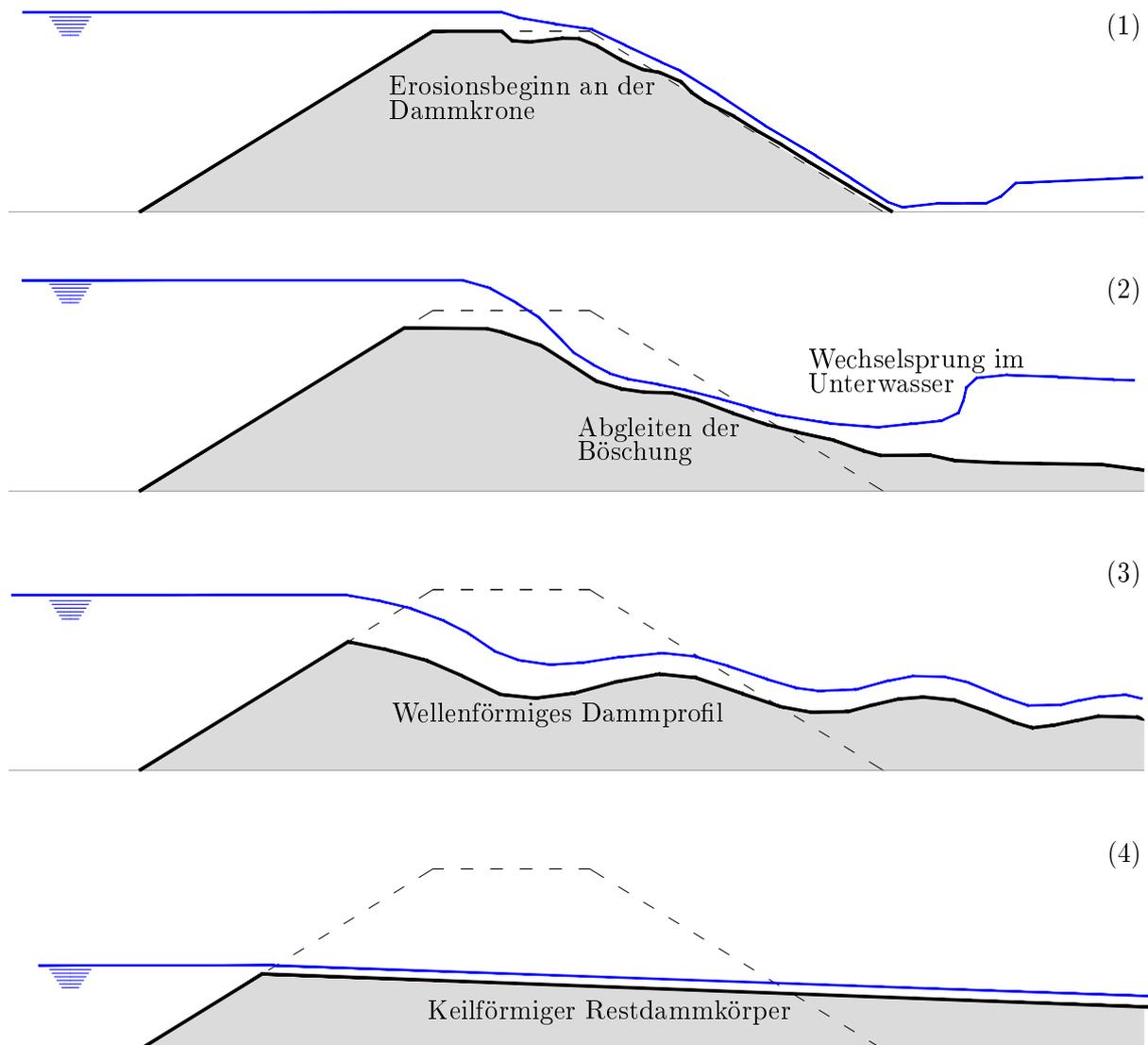


Abbildung 2.7: Zweidimensionales Versagen durch Überströmen, modifiziert nach Chinnarasri et al. (2003)

Dupont et al. (2007) beobachtete einen ähnlichen Bruchverlauf und beschrieb eine verstärkte Erosion an der oberen luftseitigen Böschung bei zunehmender Ablagerung im Bereich des Dammfußes. Bei überlagerter Darstellung der zeitlich auseinanderliegenden Dammschnitte wurde ein „Drehpunkt“ zwischen Erosion und Ablagerung festgestellt (vgl. Abbildung 2.8).

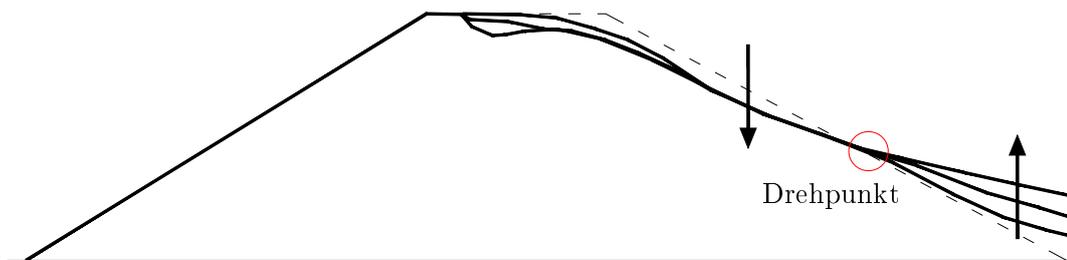


Abbildung 2.8: Zweidimensionales Versagen durch Überströmen, modifiziert nach Dupont et al. (2007)

Weitere zweidimensionale Untersuchungen stammen u.a. von Sametz (1981), Visser et al. (2006), Ribí et al. (2008) und Schmocker (2011).

2.3.1.2 3D- Modelle

Bei dieser Versuchsanordnung wird die seitliche Entwicklung der Bresche nicht behindert. Der Erosions- bzw. Bruchvorgang wird meistens nach Erreichen des Stauziels durch Überströmen einer initiierten Anfangsbresche ausgelöst. Die Modelle können in Vollmodelle und Symmetriemodelle gegliedert werden. Beim Symmetriemodell befindet sich die Bresche unmittelbar an einer transparenten Seitenwand. Dies ermöglicht zusätzlich eine unverzerrte Beobachtung der Breschenentwicklung an einer vertikalen Schnittebene.

Visser (1998) beschrieb nach Analyse von dreidimensionalen Modelldämmen 5 Phasen des Bruchvorganges:

1. Überströmung der luftseitigen Böschung, Beschleunigung der Fließgeschwindigkeit hin zum Dammfuß, Erosionsbeginn am Dammfuß.
2. Fortschreitende Erosion bis zur wasserseitigen Kante der Dammkrone.
3. Entwicklung der Überfallkante der Bresche in die Tiefe bis zur Dammaufstandsfläche.
4. Breschenentwicklung überwiegend zur Seite.
5. Die Erosion kommt aufgrund des rückläufigen Breschenabflusses langsam zum Erliegen, die Bresche stabilisiert sich.

Bei zahlreichen Versuchen mit nicht- kohäsiven Dämmen ohne Dichtungselement (z.B. Coleman et al. (2002), Rozov (2003), Chinnarasri et al. (2004), Schmocker (2011), Wallner (2014)) wurden charakteristische Bruchbilder festgestellt. So entwickelt sich an der luftseitigen Böschung ein eher schmaler Erosionskanal, an der wasserseitigen Dammflanke entsteht eine breitere, gekrümmte Form, ähnlich einer Sanduhr. Diese charakteristische Form entspricht der Ausformung eines Überfallwehres mit minimalem Energieverlust ('Minimum Energy Loss- MEL- weirs'; vgl. Chanson (1999), Abbildung 2.10). Abbildung 2.9 zeigt die finale, stabilisierte Breschenform der Versuche *V2* im Vollmodell (li) und *M32* im Symmetriemodell (re).



Abbildung 2.9: Sanduhrförmige Endbreschen im Voll- und Symmetriemodell

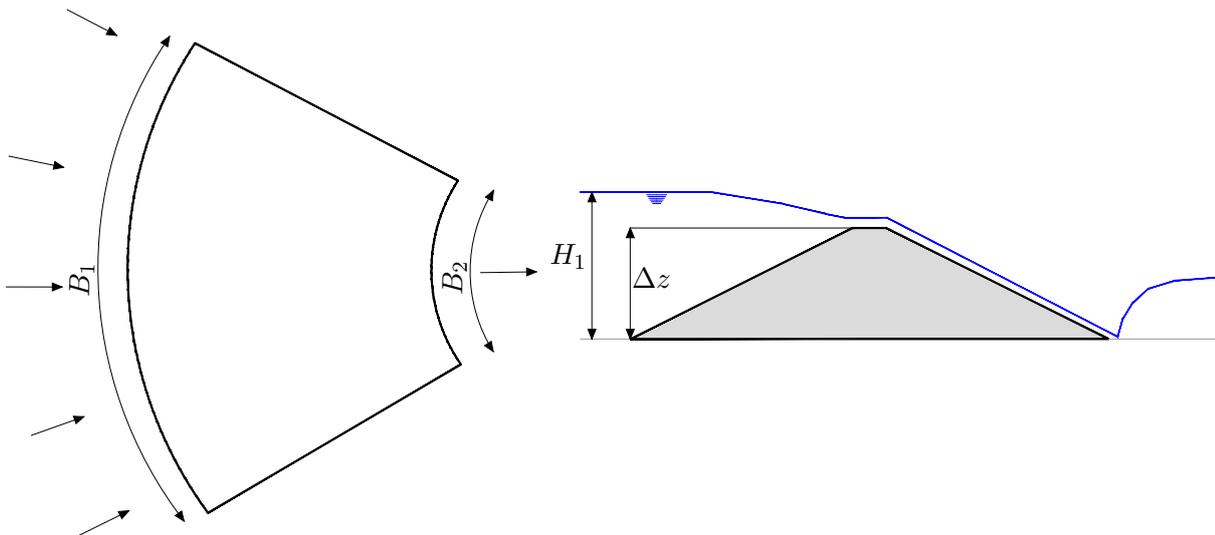


Abbildung 2.10: Schema Wehr mit minimalem Energieverlust (MEL)- mod. nach Chanson (1999)

Die Breite B_2 an der Unterwasserseite ergibt sich unter idealen, verlustfreien Bedingungen wie folgt: (Chanson (1999))

$$B_2 = B_1 \left(\frac{H_1 - \Delta z}{H_1} \right)^{3/2} \quad (2.1)$$

2.3.1.3 Einfluss eines Dichtungselementes

Oberflächen- bzw. Kerndichtungselemente haben einen wesentlichen Einfluss auf das Bruchverhalten bzw. die Breschenentwicklung. Im Allgemeinen weisen diese einen höheren Widerstand gegenüber Erosion auf als das Stützkörpermateriale. Beim Überströmen eines Zonendamms erodiert zunächst der luftseitige Stützkörper, während das Dichtungselement standhält. Die Energiehöhendifferenz am Übergang von der Dichtung zum angrenzenden Stützkörper wird sukzessiv größer, dies verstärkt die Erosion am verbleibenden Stützkörper. Es bilden sich dadurch immer steilere Breschenprofile aus, innerhalb des Dammkörpers kann ein Wechselsprung entstehen. Nach einer gewissen Zeit hält das Dichtungselement aufgrund des fehlenden Stützkörpers den angreifenden Kräften nicht mehr stand und bricht unregelmäßig nach. Fletcher und Gilbert (1992) beschrieben die Breschenentwicklung eines Modelldamms mit geneigter, mineralogischer Innendichtung (vgl. Abbildung 2.11).

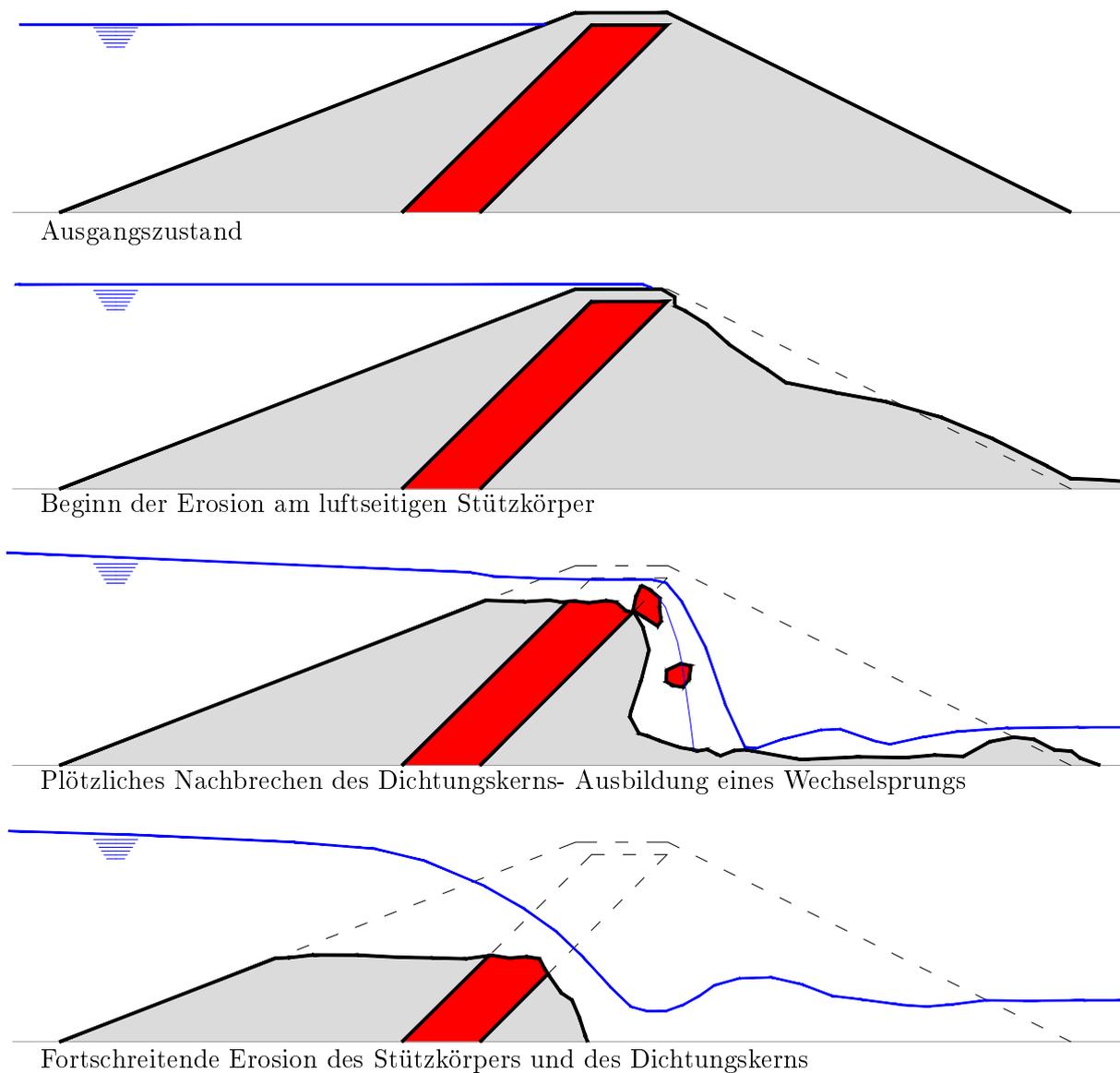


Abbildung 2.11: Überströmen eines Zonendammes- modifiziert nach Fletcher und Gilbert (1992)

Weitere Untersuchungen zum Versagen eines Zonendammes stammen u.a. von Sametz (1981), Franca und Almeida (2002), Geisenhainer und Kortenhaus (2006), Dupont et al. (2007), Bornschein (2014) und sind auch ein wesentlicher Bestandteil dieser Arbeit.

2.3.1.4 Einfluss der Kohäsion

Kohäsives Stützkörpermaterial zeichnet sich durch geringere Durchlässigkeit und erhöhten Erosionswiderstand aus. Ein Dammkörper kann somit länger einer Überströmung standhalten, während des Bruchvorganges ist die Wahrscheinlichkeit eines kombinierten Versagens durch Erosion und hydraulischen Grundbruch (vgl. Abschnitt 2.3.1.1) geringer. Nach Zanke (1982) hat Kohäsion bis zu einem Korndurchmesser von 0,2 mm einen Einfluss.

Powledge et al. (1989b) beschrieb die Breschenentwicklung für kohäsive Stützkörpermaterialien. Der Erosionsbeginn erfolgte am luftseitigen Dammfuß und verlief rückschreitend zur Dammkrone, unter Ausbildung steiler Böschungen (vgl. Abbildung 2.12). Dabei unterscheidet sich der Bruchvorgang qualitativ von anderen Untersuchungen mit nichtkohäsiven Körnungen (vgl. Abbildung 2.7).

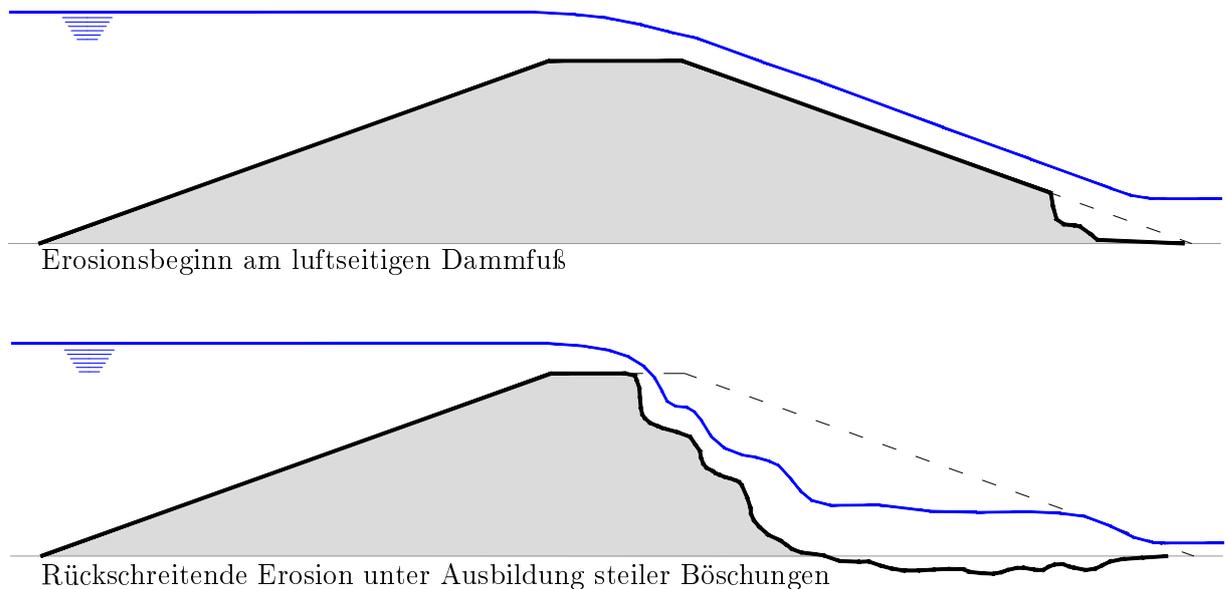


Abbildung 2.12: Überströmen eines Dammes aus kohäsivem Material- modifiziert nach Powledge et al. (1989b)

Des Weiteren wurde das Überströmen von kohäsiven Dammkörpern von Sametz (1981), Hanson et al. (2005), Hunt et al. (2005), Morris et al. (2007) sowie Hassan und Morris (2008) untersucht.

2.4 Sedimenttransport

Sedimenttransport bzw. Erosion ist der bestimmende Prozess beim progressiven Dammbuch durch Überströmen. Maßgebende Einflussfaktoren sind die bodenphysikalischen Materialparameter und die hydraulischen Randbedingungen. Das Verständnis der komplexen Zusammenhänge bzw. der Signifikanzen zahlreicher Einflussfaktoren ist noch unvollkommen.

Numerische Ansätze und Formeln zur Berechnung der Erosionsrate sind reichlich vorhanden und leiten sich aus den Ergebnissen physikalischer Modellversuchsreihen ab. Die Anwendbarkeit dieser Ansätze ist jedoch sehr begrenzt und prinzipiell nur für die Bedingungen der ihnen zugrunde liegenden Versuchsreihen gültig.

In diesem Abschnitt werden zunächst die grundlegenden physikalischen Prinzipien des Sedimenttransportes beschrieben, anschließend folgt eine Präsentation ausgewählter und prozessrelevanter Transportformeln mit deren Anwendungsgrenzen.

2.4.1 Physikalische Grundlagen

Strömendes Wasser übt eine Kraft auf den Untergrund aus, welche, abhängig von Kornparametern und Strömungsintensität, zu Materialtransport in Form von Geschiebe oder Schwebstoffen führen kann. Diese Kraft wird im Wesentlichen durch die mittlere Sohl Schubspannung τ_0 (Glg. 2.2) beschrieben, mit den Einflussgrößen Fluidichte $\rho [kg/m^3]$, Erdbeschleunigung $g [m/s^2]$, hydraulischer Radius $R_h [m]$ aus dem Quotienten der Querschnittsfläche A und dem benetzten Umfang U sowie dem Energieliniengefälle $I_0 [-]$.

$$\tau_0 = \rho g R_h I_0 \quad (2.2)$$

Bei gleichförmigem Abfluss ist das Energieliniengefälle I_0 gleich dem Sohlgefälle I . Diese Annahme trifft bei der Breschenentwicklung eines überströmten Dammes jedoch nicht zu. Für ungleichförmigen Abfluss kann die Höhe der Energielinie $H [m]$ aus der Energiegleichung (2.3) abgeleitet werden. (Schmocker (2011))

$$H = \alpha_e \frac{v^2}{2g} + z + h \cos \alpha \quad (2.3)$$

Mit α_e als Energiekorrekturfaktor (Julien (2010)), der mittleren Fließgeschwindigkeit $v [m/s]$ und z als geodätisches Höhenniveau. Übertragen auf die Sohl Schubspannung bedeutet dies für ungleichförmigen Abfluss:

$$\tau_0 = \rho g R_h \frac{H_1 - H_2}{\Delta x} \quad (2.4)$$

Abbildung 2.13 veranschaulicht die Sohlschubspannung τ_0 bei der Betrachtung als gleichförmigen (a) und ungleichförmigen Abfluss (b)

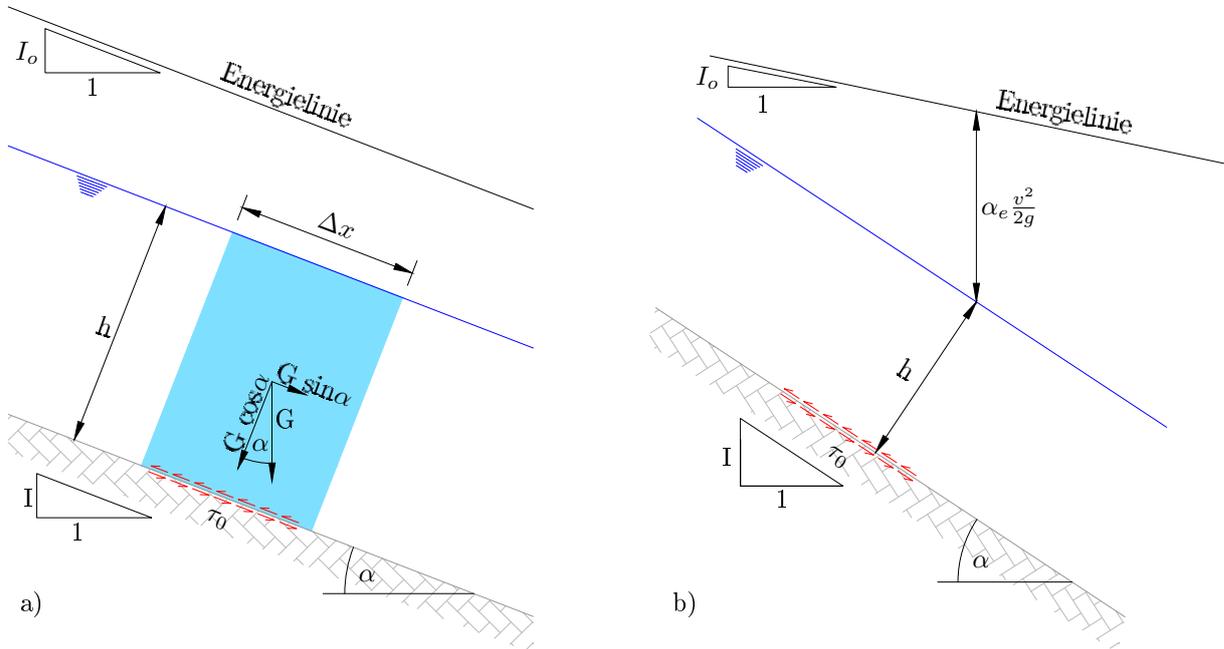


Abbildung 2.13: Sohlschubspannung τ_0 bei gleichförmigem (a) und ungleichförmigem Abfluss (b)

Das Maß für die Schubspannung, welche zwischen 2 benachbarten Flüssigkeitsschichten bzw. einer Grenzschicht wirkt, ist die Schubspannungsgeschwindigkeit v^* als:

$$v^* = \sqrt{\tau_0 / \rho} = \sqrt{\theta (\rho_s - \rho) g d} = \sqrt{g R_h I_0} \quad (2.5)$$

Shields (1936) führte nach Überströmversuchen zum Bewegungsbeginn von einheitlichen kantigen Körnungen der Sandfraktion und Sohlneigungen unter 0,5 % die dimensionslose, kritische Schubspannung θ_c ein. Diese entspricht der auf das Korn bezogenen Froude-Zahl Fr^* und ist eine Funktion der Korn-Reynolds-Zahl Re^* als

$$Re^* = \frac{v_c^* d}{\nu} \quad (2.6)$$

$$Fr_c^* = \theta_c = \frac{\tau_c}{g (\rho_s - \rho) d} = f(Re^*) \quad (2.7)$$

Mit der kritischen Schubspannungsgeschwindigkeit $v_c^* [m/s]$ und der kinematischen Viskosität $\nu [m^2/s]$, der Feststoffdichte $\rho_s [kg/m^3]$ bzw. der Fluidichte $\rho [kg/m^3]$.

Abbildung 2.14 zeigt die Ergebnisse der Versuchsreihen. Das schraffierte Band stellt den kritischen Bereich des Bewegungsbeginns dar. Oberhalb ist das Sohlmaterial in Bewegung, unterhalb in Ruhe.

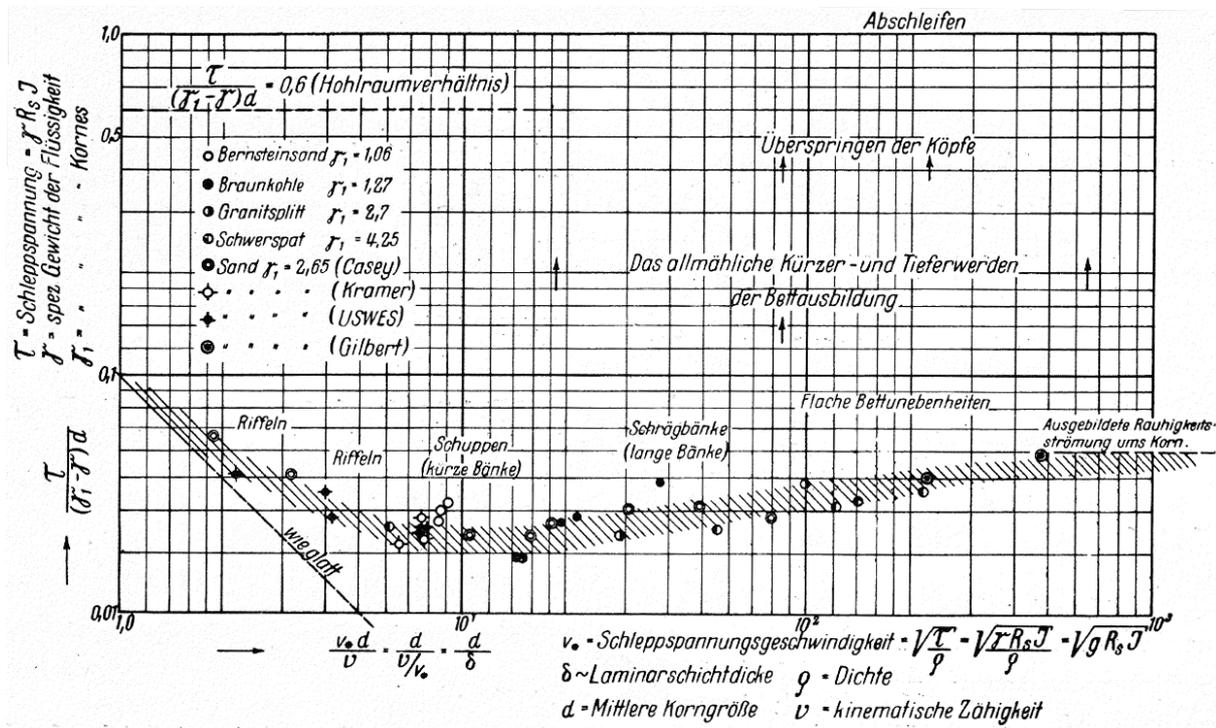


Abbildung 2.14: Shields- Diagramm: Kritische Schubspannung θ_c gegen die Reynold'sche Zahl des Kornes Re^* , Quelle: Shields (1936)

Einstein (1950) führte die dimensionslose Geschiebetransportrate q^* ein, als:

$$q^* = \frac{q_s}{d\sqrt{gx}d} \text{ mit } x = (\rho_s - \rho)/\rho. \tag{2.8}$$

Mit dem Feststofftransport pro Breitenmeter $q_s [m^3/s]$, der Feststoffdichte $\rho_s [kg/m^3]$ bzw. der Fluiddichte $\rho [kg/m^3]$. Eine weitere dimensionsfreie Größe ist der dimensionslose Korndurchmesser d^* .

$$d^* = d \left[\frac{(s - 1) g}{\nu^2} \right]^{1/3} \tag{2.9}$$

Zanke (2002) empfiehlt als analytische Näherung, die kritische Schubspannung θ_c in Abhängigkeit zum dimensionslosen Korndurchmesser d^* zu stellen:

$$\theta_c = 0,109d^{*-0,5} \text{ für } d^* \leq 6$$

$$\theta_c = 0,140d^{*-0,64} \text{ für } 6 < d^* \leq 10$$

$$\theta_c = 0,040d^{*-0,1} \text{ für } 10 < d^* \leq 18$$

$$\theta_c = 0,013d^{*0,29} \text{ für } 18 < d^* \leq 145$$

$$\theta_c = 0,055 \text{ für } d^* > 145$$

Eine weitere Möglichkeit zur Abschätzung des Transportbeginns bzw. der Erosionsrate ist die Betrachtung der wirksamen gravitativen und hydrodynamischen Kräfte an einem kugelförmigen, einer Strömung mit der Geschwindigkeit v exponierten Korn, auf ebener bzw. geneigter Sohle. Die Turbulenz wird dabei vernachlässigt. Ein Ansatz von Ikeda (1982), welcher auf den Arbeiten von Iwagaki (1956) und Coleman (1967) basiert, wird in leicht abgewandelter Form bei ASCE (2008) präsentiert. (vgl. Abbildung 2.15)

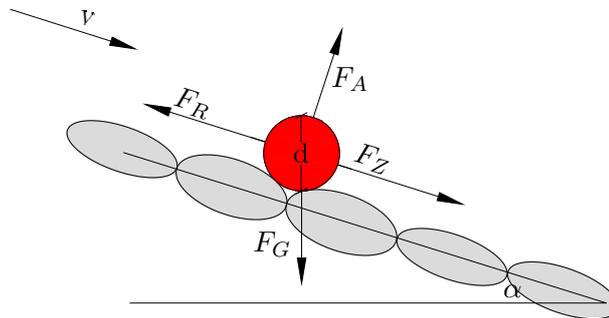


Abbildung 2.15: Wirksame Kräfte am exponierten Einzelkorn (modifiziert nach ASCE (2008) bzw. Schmocker (2011))

Die Wirkungslinien der Kräfte gehen durch den Mittelpunkt des Korns, der Kraftangriffspunkt liegt demnach $d/2$ über der Sohle. Die Formelansätze beziehen sich auf das logarithmische Wandgesetz (von Karman (1930)), wobei die Rauheit durch den Korndurchmesser d ausgedrückt wird. Die jeweiligen Kräfte lauten somit:

$$F_A = \rho \frac{1}{2} \pi \left(\frac{d}{2} \right)^2 C_A v^2 \text{ Auftriebskraft} \quad (2.10)$$

$$F_G = \rho(s-1)g \frac{4}{3} \pi \left(\frac{d}{2} \right)^3 \text{ Gewichtskraft} \quad (2.11)$$

$$F_Z = \rho \frac{1}{2} \pi \left(\frac{d}{2} \right)^2 C_Z v^2 \quad \text{Zugkraft} \quad (2.12)$$

$$F_R = \mu (F_G - F_A) \quad \text{Reibungskraft} \quad (2.13)$$

Mit der spezifischen Dichte $s = \rho_s/\rho [-]$, dem Reibungsbeiwert nach Coulomb $\mu = \tan(\varphi)$ mit φ als den Reibungswinkel des eingestauten Materials. Die Widerstandskoeffizienten C_A bzw. C_Z werden bei Coleman (1967) in Abhängigkeit der Reynold'schen Zahl approximiert, mit $C_Z = 0,85 * C_A$. (ASCE (2008))

Das daraus resultierende Kräftegleichgewicht ergibt sich als:

$$F_Z + F_G \sin\alpha = \mu (F_G \cos\alpha - F_A) \quad (2.14)$$

2.4.2 Transportformeln und Anwendungsgrenzen

Eine umfangreiche Zusammenfassung von Ansätzen bzw. Formeln für Geschiebe- und Schwebstofftransport ist in ÖWAV und BMLFUW (2011) sowie in USACE (2002) enthalten.

Grundsätzlich lassen sich die Transportgleichungen in deterministische und stochastische Ansätze unterteilen. Deterministische Formeln basieren auf der Annahme, dass ein kritischer Wert (Wassertiefe, Sohlschubspannung, Abfluss) überschritten und dadurch Transport initiiert wird. Die zugrunde liegenden Formeln stammen von Du Boys (1879), Schoklitsch (1934) und Shields (1936). Stochastische Ansätze (z.B. Einstein (1950)) gehen nicht vom Überschreiten eines Grenzzustandes aus, sondern betrachten Sediment- und Geschiebetransport als Wahrscheinlichkeitsproblem in Anlehnung zur stochastischen Natur der Strömung von Fließgewässern. (ÖWAV und BMLFUW (2011))

Dieser Abschnitt enthält eine Zusammenstellung ausgewählter und für die Prozessmodellierung eines Dammbrechens relevanter Transportformeln, mit den jeweiligen Grenzen der Anwendung. Alle hier angeführten Ansätze sind deterministisch.

2.4.2.1 Meyer-Peter und Müller (1948)

Die ursprüngliche Form der Transportgleichung stellt Glg. 2.15 dar, mit der Sohlrauheit nach Manning- Strickler k_S bzw. der Kornrauheit $k_R [m^{1/3}s^{-1}]$, dem mittleren Korndurchmesser $d_m [m]$, dem Reibungsgefälle $I_R [-]$ und dem kritischen Shields- Parameter $\theta_c [-]$ mit konstant 0,047.

$$\frac{\rho g R_h (k_S/k_R)^{3/2} I_R}{d_m} - \theta_c g (\rho_s - \rho) = 0,25 \sqrt[3]{\rho} \frac{[(\rho_s - \rho) g q_s]^{2/3}}{d_m} \quad (2.15)$$

Durch Glg. 2.8 lässt sich Glg. 2.15 dimensionslos darstellen mit:

$$q^* = 8(\theta - \theta_c)^{3/2} \quad (2.16)$$

Spätere Untersuchungen erzielten bessere Übereinstimmungen mit angepassten Gleichungen (Hunziker (1995), Wong und Parker (2006) (Glg. 2.17)). Die modifizierten Gleichungen lauten:

$$q^* = 4,93(\theta - \theta_c)^{1,6} \text{ bzw. } q^* = 3,97(\theta - 0,0495)^{1,5} \quad (2.17)$$

Die Ansätze sind limitiert für einen Korndurchmesser zwischen 0,4 und 29 mm, eine spezifische Korndichte von 1,25- 4, eine Überströmgeschwindigkeit zwischen ca. 0,4 und 2,9 m/s mit einer Überströmtiefe von ca. 1- 119 cm. Das zulässige Energiegefälle liegt zwischen 0,04 und 2 %. (USACE (2002))

2.4.2.2 Smart und Jaeggi (1983)

Glg. 2.19 inkludiert die Kornparameter d_{90} bzw. d_{30} [m], die Überströmtiefe h [m], das Sohlgefälle I [-] sowie den spezifischen Abfluss pro Breitenmeter q [m^3/s].

$$q_s = \frac{4}{(s-1)} \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0,2} q I^{1,6} \left[1 - \frac{\theta_c (s-1) d_m}{hI} \right] \quad (2.18)$$

Dimensionsfrei dargestellt als:

$$q^* = 4 \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0,2} I^{0,6} C \theta^{1,5} \left(1 - \frac{\theta_c}{\theta} \right) \quad (2.19)$$

mit C als Fließwiderstandsfaktor.

Der Anwendungsbereich dieser Formel erweitert das Energieliniengefälle auf einen Bereich zwischen 0,2 und 20 %. Der mittlere Korndurchmesser liegt in einem Bereich zwischen 2 und 10,5 mm. Das Verhältnis der Kornparameter d_{90}/d_{30} sollte nicht größer als ca. 8,5 sein.

2.4.2.3 Rickenmann (1990)

Aufbauend auf den vorangegangenen Versuchsreihen von Meyer-Peter und Müller (1948) und Smart und Jaeggi (1983) wurde von Rickenmann (1990) nachfolgende dimensionsfreie Formel (2.20) für größere Gefälle erstellt:

$$q^* = \frac{3,1}{(s-1)} \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0,2} \theta^{0,5} (\theta - \theta_c) Fr^{1,1} \text{ mit } Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (2.20)$$

Die Anwendungsgrenzen dieser Formel sind prinzipiell analog zur Transportformel von Smart und Jaeggi (1983) mit einer Erweiterung der Grenzen der Gleichung von Meyer-Peter und Müller (1948). Somit wird ein Energieliniengefälle von 0,04- 20 % abgedeckt. Eine weitere Einschränkung ist eine maximale relative Überströmtiefe (hydraulischer Radius/ Korndurchmesser) < 200 (Schmocker (2011)).

2.4.2.4 van Rijn (1984)

Die Transportgleichung 2.21 entstand durch die Analyse zahlreicher Transportformeln, diese wurde durch zusätzliche Modellversuche erweitert.

$$q^* = \frac{0,053}{d^{*0,3}} \left(\frac{\theta}{\theta_c} - 1 \right)^{2,1} \quad (2.21)$$

Die Anwendung beschränkt sich auf einen Korndurchmesser zwischen 0,2 und 2 mm und eine Überströmgeschwindigkeit größer als 0,2 m/s. (De Cesare und Schwindt (2015))

2.4.2.5 Wu et al. (2000)

Die Transportformel 2.22 berücksichtigt den Effekt, dass kleinere Körner sich trotz Überschreitung ihrer kritischen Schubspannung nicht in Bewegung setzen, da sie von größeren Körner verdeckt werden („hiding/ exposure- effect“). Sie eignet sich daher zur Berechnung von ungleichkörnigen Sieblinien.

$$q^* = 0,0053 \left(\frac{\tau}{\tau_c} - 1 \right)^{2,2} \quad (2.22)$$

sowie

$$\frac{\tau_c}{(s-1)d} = \theta_c \left(\frac{p_{ek}}{p_{hk}} \right)^{-m} \quad (2.23)$$

Mit p_{ek} bzw. p_{hk} [-] als Verdeckungs- bzw. Aussetzungswahrscheinlichkeiten und dem empirischen Parameter m [-].

Die quantifizierten Anwendungslimitierungen sind Korndurchmesser in einem Bereich zwischen 0,088 und 28,7 mm, eine Sohlneigung von 0,011- 1,62 ‰ und Fließgeschwindigkeiten von 0,14- 2,88 m/s (Fleissner und Dorfmann (2013)).

2.5 Methoden zur Flutwellenabschätzung

Das übergeordnete Ziel von Forschungen zur Versagensanalyse von Sperrenbauwerken ist ein verbessertes Prozessverständnis des Bruchvorganges und letztendlich eine Möglichkeit zur Vorhersage bzw. Abschätzung der Flutwelle im Katastrophenfall von bestehenden bzw. geplanten Anlagen zu schaffen. Es existieren zahlreiche Ansätze bzw. Rechenmodelle, welche sich übergeordnet in empirische und physikalische Modelle gliedern lassen. Eine Übersicht ist bei Wahl (2010) enthalten, bei Wu (2011) sind die wesentlichen Parameter einzelner Modelle beschrieben.

2.5.1 Empirische Modelle

Diese Modelle beruhen auf der statistischen Auswertung von historischen Versagensfällen sowie Modell- und Feldversuchen. Dabei werden wenige Eingangsparameter, wie hydraulische und geometrische Randbedingungen, durch Regressionsanalysen mit Ausgabeparametern verknüpft. Der physikalische Zusammenhang bzw. die Prozesse und in vielen Fällen auch die Versagensursache werden nicht berücksichtigt. Das Ergebnis ist meistens der Spitzenabfluss Q_p , als Eingangsgrößen dienen das Speichervolumen V_S , die Dammhöhe h_D oder der auf die Breschensohle bezogene Wasserstand h_W .

Die Daten aus historischen Ereignissen sind oft schwierig zu ermitteln und mit großen Unsicherheiten verbunden. Bei der Anwendung empirischer Ansätze muss zunächst immer geprüft werden, ob die zu prüfende Anlage zu den jeweiligen Fällen, die der Berechnungsformel zugrunde liegen, passt. Tabelle 2.1 zeigt ausgewählte empirische Modelle zur Ermittlung des Spitzenabflusses Q_p . Eine umfangreichere Zusammenstellung ist bei Wu (2011) vorhanden.

Tabelle 2.1: Ausgewählte empirische Modelle

Autor	Ansatz	Untersuchte Fälle
MacDonald und Langridge-Monopolis (1984)	$Q_P = 1,154 (V_W h_W)^{0,41}$	42
Costa (1985)	$Q_P = 0,981 (h_D V_S)^{0,42}$	31
USBR (1988)	$Q_P = 19,1 h_W^{1,85}$	21
Froehlich (1995)	$Q_P = 0,607 V_W^{0,295} h_W^{1,24}$	22
Pierce et al. (2010)	$Q_P = 0,0176 (Vh)^{0,606}$ $Q_P = 0,038 V^{0,475} h^{1,09}$	87

Mit V_W als Wasservolumen oberhalb der Breschensohle und h als Abstand zwischen Dammfuß und Wasserspiegel.

2.5.2 Physikalische Modelle

Physikalische Modelle basieren vielfach auf Vereinfachungen bzw. Annahmen der Breschenentwicklung und des Bruchprozesses. Der Erosionsvorgang wird meistens mit den existierenden und teilweise modifizierten Sedimenttransportformeln aus dem Flussbau (vgl. Abschnitt 2.4) in Kombination mit der Speicherinhaltslinie und einer hydraulischen Wehrformel ermittelt. Die Annahmen entsprechen meist nicht den physikalischen Prozessen und Bedingungen, mit der Anpassung von Parametern werden die Modelle auf die Ergebnisse von Modell- und Feldversuchen kalibriert.

Die Modelle lassen sich in analytische und numerische Ansätze gliedern, mit Hilfe von finite Elemente- Programmen können auch dreidimensionale Lösungsansätze erstellt werden. Die Komplexität der Ansätze muss dabei nicht mit einer besseren Ergebnisqualität einhergehen, die zugrundeliegenden physikalischen Prozesse sind auf ihre Anwendbarkeit bzw. Gültigkeit zu untersuchen (vgl. Abschnitt 2.4.2). Tabelle 2.2 zeigt eine Auswahl physikalischer Modellansätze.

Tabelle 2.2: Ausgewählte physikalische Modelle

Modell	Breschen- form	Hydraulischer Ansatz	Transport- formel	Methode
<i>NWS BREACH</i> Fread (1988)	Rechteck/ Trapez	Wehrformel	MPM	Numerisch iterativ
<i>HEC-RAS</i> USACE (2010)	Rechteck/ Trapez	Wehrformel	-	Numerisch iterativ
Cao et al. (2011)	Berechnet/ Trans- portgleichung	Flachwasser- gleichungen	MPM mod.	Finites Volumen
<i>DEICH</i> Broich (2014) Broich (1996)	Trapez	Wehrformel	MPM, S u. J.	Numerisch iterativ
<i>BASEMENT</i> Vetsch et al. (2015)	Berechnet/ Trans- portgleichung	Flachwasser- gleichungen	mehrere	Finites Volumen

S u. J. steht für Smart und Jaeggi (1983), MPM für Meyer-Peter und Müller (1948). Eine umfangreichere Zusammenstellung physikalischer Ansätze ist bei Wu (2011) und Volz (2013) enthalten. Jandora und Riha (2008) führten Vergleichsrechnungen mit empirischen und physikalischen Modellen durch.

2.5.2.1 Ansätze zur Breschenentwicklung

In diesem Abschnitt werden die modellspezifischen Ansätze bzw. Annahmen zur Breschenentwicklung und die zugrunde liegenden Prozesse zur Generierung des Abflusses ausgewählter physikalischer Modelle veranschaulicht. Neben den empirischen Sedimenttransportgleichungen (vgl. Abschnitt 2.4.2) werden zur Abflussmodellierung vielfach die Überfallformel für breitkronige Wehre (Glg. 2.24) sowie die Fließformel nach Manning-Strickler (Glg. 2.25) verwendet.

$$Q = C \sqrt{g} b H^{3/2} [m^3/s] \quad (2.24)$$

Mit dem Abflussbeiwert C [/], der Erdbeschleunigung g [ms^{-2}], der maßgebenden Querschnittsbreite des Wehres bzw. der Bresche b [m] sowie dem Wehrüberstau H [m].

$$Q = v A k_S I^{1/2} R_h^{2/3} [m^3/s] \quad (2.25)$$

Mit der mittleren Fließgeschwindigkeit v [m/s], der benetzten Querschnittsfläche A [m²], dem Rauheitsbeiwert nach Strickler k_S [m^{1/3}s⁻¹], dem Energieliniengefälle I [/] sowie dem Hydraulischen Radius R_h [m].

Beim Programm DEICH (Broich (2014)) kann der Anwender die Kote und die Breite der Breschensohle einer Initialbresche definieren. Der Breschenquerschnitt ist ein Trapez mit konstanter Neigung ($m = 0,5$) der Breschenflanken. Die Breschensohle ist horizontal und entwickelt sich parallel zur Dammkrone in die Tiefe (vgl. Abbildung 2.16-a).

Die seitliche Erweiterung im Verhältnis zur Tiefenentwicklung ist konstant und kann vorab vom Anwender eingestellt werden. Anhand des Breschenquerschnittes und der Wasserspiegellage, welche über eine Volumenbilanz und der Speicherinhaltslinie berechnet werden kann, wird der Abfluss iterativ pro Zeitschritt, mittels einer erweiterten Überfallformel für ein breites Wehr, berechnet.

Die Berechnung des Materialaustrages erfolgt mit verschiedenen empirischen Sedimenttransportgleichungen und einstellbaren bodenphysikalischen Parametern (vgl. Tabelle 2.2 und Abschnitt 2.4.2). Über eine Volumenbilanz wird das ausgetragene Material pro Zeitschritt ermittelt und so die Breschenerweiterung bzw. der Breschenquerschnitt für den nächsten Zeitschritt bestimmt. Die Berechnung ist abgeschlossen, wenn die Veränderung der Breschensohle zum nächsten Zeitschritt einen Grenzwert unterschreitet. (Broich (2014))

Das Programm NWS BREACH (Fread (1988)) verwendet ebenso die Überfallformel für ein breites Wehr, in Kombination mit der aus der Speichercharakteristik und einer Volumenbilanz ermittelten Wasserspiegellage, zur Berechnung des Abflusses pro Zeitschritt.

Der Querschnitt der Anfangsbresche ist rechteckig, es wird angenommen, dass sich an der luftseitigen Dammböschung ein ebenso rechteckiger Kanal ausbildet. Die hydraulischen Bedingungen in diesem Kanal werden nach Manning- Strickler berechnet, die Bestimmung der Eintiefung erfolgt durch eine Volumenbilanz mit der Gleichung nach Meyer-Peter und Müller (vgl. Abschnitt 2.4.2.1). Die Tiefenentwicklung des Erosionskanals vollzieht sich parallel zur luftseitigen Dammböschung (vgl. Abbildung 2.16-b).

Die Breitenentwicklung des Kanals bzw. der Bresche wird durch zwei Mechanismen beeinflusst: Zum einen durch einen von der Wasserspiegellage im Kanal abhängigen Faktor und zum anderen von der Böschungstabilität der Flanken. So wird von einem schrittweisen Versagen der Böschungen ausgegangen, welches den ursprünglich rechteckigen Querschnitt mit zunehmender Eintiefung zu einem immer flacher werdenden Trapez ausformt. (Fread (1988))

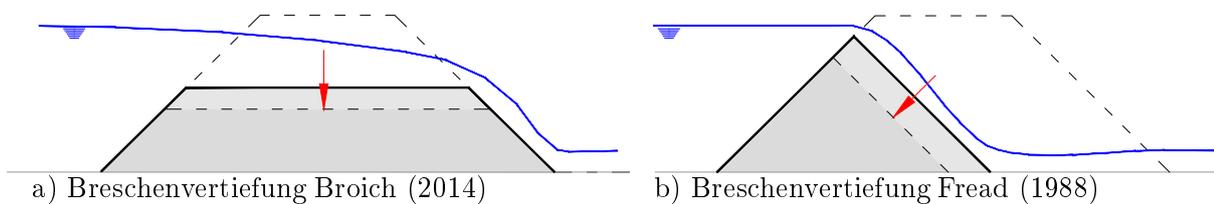


Abbildung 2.16: Ansätze zur Breschenentwicklung- mod. nach Broich (2014)

Die Software HEC-RAS (USACE (2010)) beinhaltet eine Funktion, welche zur Abflussprognose von überströmten Dämmen herangezogen werden kann. Hierbei wird gänzlich auf eine Berücksichtigung des Dammmaterials bzw. des Dammaufbaus verzichtet. Der Anwender hat eine Anfangs- und Endbresche zu definieren sowie die Zeit des Bruchvorganges. Für eine Abschätzung dieser hoch sensiblen Parameter wird dabei auf empirische Ansätze (z.B. Froehlich (1995)) verwiesen. Der Abfluss wird durch die Volumenbilanz in Verbindung mit einer Wehrformel (vgl. Glg. 2.24) berechnet.

2.6 Hydraulisches Modellversuchswesen

Trotz der in jüngster Zeit enorm gestiegenen Rechenleistung in der EDV, ist es zum gegenwärtigen Zeitpunkt nicht möglich, Strömungsvorgänge an komplexeren Strukturen mit numerischen Modellen akkurat zu simulieren. Zur Verifizierung, Kalibrierung bzw. Optimierung von numerischen Simulationen, konstruktiven Entwürfen und prognostizierten Szenarien, ist die Durchführung physikalischer Modellversuche unumgänglich. Eine Einführung und Zusammenfassung zu diesem Thema ist u.a. bei Heller (2011) und Schmocker (2011) enthalten.

2.6.1 Modellgesetze

Ein Modell ist zum Prototypen vollkommen ähnlich, wenn geometrische, kinematische und dynamische Ähnlichkeit vorhanden sind (Yalin (1971)). Dies setzt voraus, dass sowohl sämtliche Längen, als auch alle wirkenden Kräfte und Geschwindigkeiten im richtigen Verhältnis zueinander stehen.

Da im Allgemeinen Wasser als Fluid sowohl im Modell (Index m), als auch im Prototypen (Index p) eingesetzt wird, ist eine vollkommene Ähnlichkeit nur bei einem Maßstab von $M = 1/\lambda$ mit einem Maßstabs- bzw. Längenverhältnis $\lambda = L_m/L_p = 1$ zu erreichen. So ein Modell ist jedoch aus technischen und wirtschaftlichen Gründen meistens nicht realisierbar. In der Praxis beschränkt man sich je nach Aufgabenstellung auf die Einhaltung des Verhältnisses zweier Größen, ausgedrückt beispielsweise als:

Froude- Zahl, als Verhältnis von Trägheits- und Schwerekräften

$$Fr = \frac{F_T}{F_S} = \frac{v}{\sqrt{gL}} \quad (2.26)$$

Euler- Zahl, als Verhältnis von Trägheits- und Druckkräften

$$Eu = \frac{F_T}{F_D} = \frac{\Delta p}{\rho v^2} \quad (2.27)$$

Reynolds- Zahl, als Verhältnis von Trägheitskräften und Zähigkeit

$$Re = \frac{F_T}{F_Z} = \frac{vL}{\nu} \quad (2.28)$$

Mach-Cauchy- Zahl, als Verhältnis von Trägheitskräften und Elastizität

$$Ma = \frac{F_T}{F_E} = v \left(\frac{\rho}{E} \right)^{0,5} \quad (2.29)$$

Weber- Zahl, als Verhältnis von Trägheits- und Oberflächenkräften

$$W = \frac{F_T}{F_O} = \frac{\rho v^2 L}{\sigma} \quad (2.30)$$

Mosonyi-Kovacs- Zahl, als Verhältnis von Zähigkeit und Schwerekräften

$$Mo = \frac{F_Z}{F_S} = \frac{v\nu}{gL^2} \quad (2.31)$$

Modelle für das hydraulische Versuchswesen werden meistens nach der Froude'schen Ähnlichkeitsbedingung (Glg. 2.26) konstruiert. Tabelle 2.3 zeigt relevante Versuchsgrößen mit dem für die Froude'sche Ähnlichkeit erforderlichen Skalierfaktor, bei einem Maßstab von $M = 1 : \lambda$.

Tabelle 2.3: Skalierfaktoren für Froude'sche Ähnlichkeit

Parameter	Skalierfaktor
Länge [m]	$\lambda = L_m/L_p$
Fläche [m ²]	λ^2
Volumen [m ³]	λ^3
Zeit [s]	$\sqrt{\lambda}$
Geschwindigkeit [m/s]	$\sqrt{\lambda}$
Beschleunigung [m/s ²]	1
Abfluss [m ³ /s]	$\lambda^{5/2}$
Kraft [N]	λ^3

2.6.2 Maßstabs- und Modelleinflüsse

Kein Modell lässt sich komplett wirklichkeitsgetreu realisieren. Mit zunehmendem Maßstabsverhältnis λ nimmt der Einfluss von ursprünglich vernachlässigbaren Größen wie z.B. Viskosität und Oberflächenspannung zu, die erzielbare Ergebnisqualität nimmt ab. Somit kann ein Modell nur bis zu einem gewissen Grad skaliert werden.

Um Viskosität und Oberflächenspannung im Modell vernachlässigen zu können, muss die Strömung voll turbulent sein. Nach Kobus (1978) ist für Gerinneströmungen eine Reynolds-Zahl $Re > 3000$ notwendig. Nach Fritz und Hager (1998) gibt es ab einer Überströmtiefe > 5 cm keine Maßstabeffekte durch Viskosität mehr.

Bei Modellen mit Geschiebetransport ist der Bewegungsbeginn der Körner abhängig von der kritischen Schubspannung θ_c (Glg. 2.7), diese ist eine Funktion der Korn- Reynolds-Zahl Re^* (Glg. 2.6) (Shields (1936)). In einem Modell mit Froude'scher Ähnlichkeit kann bei einer skalierten Sieblinie die kritische Schubspannung im Modell kleiner als im Prototypen sein, die Erosion würde früher beginnen. (Schmocker (2011)).

Demnach sollte Re^* über einem gewissen Wert liegen. Nach Zarn (1992) sollten alle Körner mit $Re^* < 200$ durch gröbere Körner ersetzt werden, bei Dupont et al. (2007) liegt die Grenze bei 70.

Modelleinflüsse sind Beeinträchtigungen, welche durch die Konstruktionsweise des Modells bzw. der verwendeten Messtechnik auftreten.

Hierzu zählen beispielsweise Seitenwände in Symmetriemodellen oder als Begrenzungen, Fugen, Schrauben, etc. sowie direkte Messgeräte wie Flügelsonden oder Stechpegel. Durch zusätzliche Versuchsreihen, etwa die Ausführung als Vollmodell bei Symmetriemodellen, können Signifikanzen überprüft und Einflüsse gegebenenfalls ausgeschlossen oder bestätigt werden.

2.6.3 Normalisierung

Um verschiedene Versuchsergebnisse mit unterschiedlichen geometrischen Randbedingungen untereinander vergleichen zu können, ist es notwendig diese dimensionsfrei darzustellen.

Der Breschenabfluss Q ist im Wesentlichen abhängig von der Dammhöhe h , der Einstauhöhe h_S , dem Unterwasserspiegel h_u , der Kronenbreite b_k , der luftseitigen Böschungsneigung m_l , der Dichte des Wassers ρ_w , der Oberflächenspannung des Wassers σ_w , der kinematischen Viskosität ν , dem charakteristischen Korndurchmesser d , der Korndichte ρ_s , der Erdbeschleunigung g sowie der Zeit t (Pickert et al. (2011)).

$$Q = f(h, h_S, h_u, b_k, m_l, \rho_w, \sigma_w, \nu, d, \rho_s, g, t) \quad (2.32)$$

Nach Powledge et al. (1989a) hat die luftseitige Böschungsneigung keine Signifikanz auf die Abflusskurve. Morris und Hassan (2005) stellten fest, dass die Breite der Krone keinen Einfluss auf den Breschenabfluss hat.

Mit der Annahme der Dammhöhe $h \approx h_S$ als übergeordneten Längenmaßstab, lässt sich nach Pickert et al. (2011) der dimensionlose Breschenabfluss Q^* vereinfacht darstellen als:

$$Q^* = \frac{Q}{(gh^5)^{0,5}} = f\left(\frac{\sigma_w}{g\rho_w h^2}, \frac{\nu_w^2}{gh^3}, \frac{d}{h}, \frac{t}{(h/g)^{0,5}}\right) \quad (2.33)$$

2.6.4 Literaturstudie zu Labor- und Feldversuchen

In diesem Abschnitt werden Studien von Modellversuchsreihen im Zusammenhang mit Dammversagen durch Überströmen präsentiert. Die gegenständliche Arbeit soll die vorangegangenen Versuchsreihen von Wallner (2014) fortsetzen. Nachfolgende Tabellen 2.4 bis 2.9 enthalten eine chronologische Zusammenstellung von durchgeführten Überströmversuchen. Die Struktur wurde von Wallner (2014) übernommen, die Inhalte erweitert bzw. modifiziert.

Die wesentlichen geometrischen Randbedingungen sind dabei dimensionsfrei dargestellt, mit der Dammhöhe h_D als übergeordneten Längenmaßstab (vgl. Abschnitt 2.6.3). Zur externen Vergleichbarkeit der Versuchsdimensionen wird diese dimensionsbehaftet angegeben, normalisiert beträgt die Dammhöhe jeweils 1.

Tabelle 2.4: Studien zu Überströmversuchen 1/6

Quelle	Beschreibung	Geometrie	Fokus
Tinney und Hsu (1961)	Labor- und Feldversuche Bruchvorgang bei erodiblen Zonen nicht kohäsiv	$h_D = 0,2-0,4$ m $m_o = 1,25$ $m_u = 1,5$ $d^* \approx 0,01- 0,05$	Bruchvorgang Erosionsrate Maßstabeffekte
Sametz (1981)	2D- Laborversuche	$h_D = 0,15-0,6$ m $m_o = 1,5- 2$ $m_u = 1,3- 2$ $b_D^* = 0,53- 5,07$ $b_K^* = 0$ $d^* \approx 8E-4- 0,025$	2D- Bruchvorgang Breschenentwicklung Breschenabfluss
Pugh (1985)	3D- Laborversuche Bruchvorgang bei erodiblen Zonen (fuse plugs), nicht kohäsiv	$h_D = 0,15-0,38$ m $m_o = 2$ $m_u = 2$ $b_D^* = 7,1- 18$ $b_K^* = 0,32- 1,6$ $d^* \approx 1,6E-3- 6,7E-3$	3D- Bruchvorgang seitliche Erosion Breschenabfluss
Fletcher und Gilbert (1992)	2D und 3D- Laborversuche Bruchvorgang bei erodiblen Zonen, Zonendämme mit unterschiedlichem Aufbau, verschiedene Sande und Kiese mit Tondichtungen	$h_D = 0,55-1,1$ m $m_o = 2,5- 3$ $m_u = 2- 2,5$ $b_D^* = 0,27- 6,7$ $b_K^* = 0,09- 0,36$	2D-, 3D- Bruchvorgang, Einfluss des Zonenaufbaus Maßstabeffekte
Bechteler und Kulisch (1994)	3D- Laborversuche 6 Sandmischungen	$h_D = 0,24$ m $m_o = 3$ $m_u = 2$ $b_D^* = 5,4$ $b_K^* = 1$ $d_{50}^* = 6,3E-4- 8,3E-3$	3D- Bruchvorgang Breschenabfluss Erosionsrate
Coleman et al. (1997)	3D- Laborversuche Symmetriemodell nicht kohäsiv	$h_D = 0,3-0,6$ m $m_o = 2,5$ $m_u = 2,5$ $b_D^* = 2,5- 5$ $b_K^* = 0$ $d^* = 4,8E-4- 8E-3$	3D- Bruchvorgang Breschenabfluss Erosionsrate
Visser (1998)	Feldversuch in Zwin, Belgien, 1994 Sanddamm	$h_D = 2,6$ m $m_o = 1,6$ $m_u = 3$ $b_D^* = 96$ $b_K^* = 3$	5- Stufiges Versagensmodell

Tabelle 2.5: Studien zu Überströmversuchen 2/6

Quelle	Beschreibung	Geometrie	Fokus
Coleman et al. (2002)	3D- Laborversuche Symmetriemodell nicht kohäsiv	$h_D = 0,3- 0,6 \text{ m}$ $m_o = 2,5- 2,7$ $m_u = 2,5- 2,7$ $b_D^* = 2,5- 7,3$ $b_K^* = 0- 0,22$ $d^* = 8,3\text{E-}4- 8\text{E-}3$	3D- Bruchvorgang Breschenabfluss Erosionsrate
Franca und Almeida (2002)	3D- Laborversuche Oberflächendichtung aus Plastik und Papier	$h_D = 0,5 \text{ m}$ $m_o = 1,5$ $m_u = 1,5$ $b_D^* = 4$ $b_K^* = 0,4$ $d_{50}^* = 9,5\text{E-}2$	3D- Bruchvorgang Breschenabfluss
Rozov (2003)	3D- Laborversuche nicht kohäsiv	$h_D = 0,2 \text{ m}$ $m_o = 3$ $m_u = 3$ $b_D^* = 6,25$ $b_K^* = 1$ $d_{50}^* = 1,7\text{E-}3$	3D- Bruchvorgang Breschenentwicklung Breschenabfluss Erosionsrate
Chinnarasri et al. (2003)	2D- Laborversuche nicht kohäsiv	$h_D = 0,8 \text{ m}$ $m_o = 3$ $m_u = 2-5$ $b_D^* = 1,25$ $b_K^* = 0,38$ $d_{50}^* = 5,7\text{E-}4- 1\text{E-}3$	2D- Bruchvorgang Erosionsrate Fließverhalten
Spinewine et al. (2004)	3D- Laborversuche	$h_D = 0,47 \text{ m}$ $m_o = 2$ $m_u = 3$ $b_D^* = 5,1$ $b_K^* = 0,43$ $d^* = 2,1\text{E-}3- 4,2\text{E-}3$	3D- Bruchvorgang Erosionsprofile Fließverhalten
Chinnarasri et al. (2004)	3D- Laborversuche	$h_D = 0,6 \text{ m}$ $m_o = 3$ $m_u = 2/3$ $b_D^* = 6,7$ $b_K^* = 0,5$ $d_{50}^* = 5,7\text{E-}4- 1\text{E-}3$	3D- Bruchvorgang Breschenabfluss
Hanson et al. (2005)	3D- Laborversuche kohäsive Materialien	$h_D = 1,5/2,6 \text{ m}$ $m_o = 3$ $m_u = 3$ $b_D^* = 1,9- 8$ $b_K^* = 1,4- 3,1$	3D- Bruchvorgang Breschenabfluss

Tabelle 2.6: Studien zu Überströmversuchen 3/6

Quelle	Beschreibung	Geometrie	Fokus
Hunt et al. (2005)	3D- Laborversuche kohäsive Materialien	$h_D = 1,3 \text{ m}$ $m_o = 3$ $m_u = 3$ $b_D^* = 4,2$ $b_K^* = 1,4$	3D- Bruchvorgang Breschenabfluss
Zerrouk und Marche (2005)	3D- Laborversuch Moränenmaterial	$h_D = 0,4 \text{ m}$ $m_o = 2,5$ $m_u = 2,5$ $b_D^* = 6,1$ $b_K^* = 0,75$ $d_{50}^* = 6,3\text{E-}4$	3D- Bruchvorgang Breschenabfluss
Hager und Unger (2006)	2D- Laborversuche	$h_D = 0,05\text{-}0,3 \text{ m}$ $m_o = 3$ $m_u = 3$ $b_D^* = 0,3\text{-} 2$ $b_K^* = 0,3\text{-} 2$ $d_{50}^* = 3,8\text{E-}3\text{-} 0,1$	2D- Bruchvorgang Erosionsprofile
Geisenhainer und Kortenhauer (2006)	3D- Laborversuche Überströmen Wellenüberlauf Tonoberflächendichtung	$h_D = 0,6 \text{ m}$ $m_o = 6$ $m_u = 3$ $b_D^* = 3,3/6$ $b_K^* = 0,5$ $d^* = 1,7\text{E-}4\text{-} 5\text{E-}4$	3D- Bruchvorgang Wellenüberströmung
Visser et al. (2006)	2D- Laborversuche Ton , Sand	$h_D = 0,75 \text{ m}$ $m_o = 2$ $m_u = 2$ $b_D^* = 0,53$ $b_K^* = 0,8$	2D- Bruchvorgang
Visser et al. (2006)	3D- Laborversuche	$h_D = 0,15 \text{ m}$ $m_o = 2$ $m_u = 4$ $b_D^* = 4,7$ $b_K^* = 1,3$ $d_{50}^* = 5,9\text{E-}4$	3D- Bruchvorgang
EBL (2007)	3D- Laborversuche Dämme ohne Dichtungselement	$h_D = 0,6/1,2 \text{ m}$ $m_o = 1,5/0$ $m_u = 1,5/3$ $b_D^* = 1,3\text{-} 3,7$ $b_K^* = 0,3\text{-} 1,7$ $d_{50}^* = 9\text{E-}3\text{-} 0,34$	3D- Bruchverhalten Breschenabfluss
EBL (2007)	Feldversuche Homogen- und Zonendämme	$h_D = 4,3\text{-}6,1 \text{ m}$ $m_o = 1,4\text{-} 2,4$ $m_u = 1,4\text{-} 2,25$ $b_K^* = 0,3\text{-} 0,7$ $d^* = 0\text{-} 0,11$	3D- Bruchverhalten

Tabelle 2.7: Studien zu Überströmversuchen 4/6

Quelle	Beschreibung	Geometrie	Fokus
Morris et al. (2007)	3D- Laborversuche nicht kohäsives Material Moränenmaterial, Lehm	$h_D = 0,5-0,6 \text{ m}$ $m_o = 1,7/2$ $m_u = 1,7/2$ $b_D^* = 6,7- 8$ $b_K^* = 0,3- 0,6$	3D- Bruchvorgang Vergleich mit Feldversuchen (IMPACT)
Morris et al. (2007), Hassan und Morris (2008)	Feldversuche Homogen- und Zonendamm kohäsives und nicht kohäsives Material	$h_D = 5- 6 \text{ m}$ $m_o = 1,55- 2$ $m_u = 1,45- 2$ $b_K^* = 0,3- 0,6$	3D- Bruchvorgang Vergleich mit Laborversuchen (IMPACT)
Dupont et al. (2007)	2D- Laborversuche Tonoberflächendichtung	$h_D = 0,25/0,35 \text{ m}$ $m_o = 1,75/2$ $m_u = 2$ $b_D^* = 5,7- 8$ $b_K^* = 0,6- 1,1$ $d^* = 5,7\text{E-}3- 2,8\text{E-}2$	2D- Bruchvorgang Breschenabfluss Ähnlichkeitsgesetze
Ribi et al. (2008)	2D- Laborversuch 3D- Laborversuche	$h_D = 0,4 \text{ m}$ $m_o = 1,5$ $m_u = 1,5$ $b_D^* = 0,4- 12,5$ $b_K^* = 0,5$ $d^* = 1\text{E-}3- 7,5\text{E-}3$	Bruchvorgang seitliche Erosion Maßstabseffekte
Jandora und Riha (2008)	3D- Laborversuch	$h_D = 0,86 \text{ m}$ $m_o = 2$ $m_u = 2$ $b_D^* = 4,4$ $b_K^* = 0,2$ $d_{50}^* = 9,3\text{E-}4$	3D- Bruchvorgang Breschenabfluss
Gregoretto et al. (2010)	3D- Laborversuche Sohlneigung 0- 10 %	$h_D = 0,2-0,4 \text{ m}$ $m_o = 1,7- 3,5$ $m_u = 1,7- 8,1$ $b_D^* = 1,25- 2,5$ $b_K^* = 1- 2$ $d_{50}^* = 9,8\text{E-}3- 5,2\text{E-}2$	3D- Bruchvorgang Rückschreitende Erosion
Al-Riffai et al. (2011)	3D- Laborversuche unterschiedliche Porenzahlen	$h_D = 0,3 \text{ m}$ $m_o = 2,5/\text{var}$ $m_u = 3/\text{var}$ $b_D^* = 5$ $b_K^* = 0,3/\text{var}$ $d_{50}^* = 7,7\text{E-}4$	Bruchvorgang horizontal verzerrtes Modell Maßstabseffekte

Tabelle 2.8: Studien zu Überströmversuchen 5/6

Quelle	Beschreibung	Geometrie	Fokus
Pickert et al. (2011)	3D- Laborversuche Scheinkohäsion	$h_D = 0,3 \text{ m}$ $m_o = 3$ $m_u = 3$ $b_D^* = 3,3$ $b_K^* = 0,3$ $d_{50}^* = 6,3\text{E-}4$ $2,1\text{E-}3$	3D- Bruchvorgang Breschenabfluss Breschenform
Schmocker (2011)	2D- Laborversuche 3D- Laborversuch	$h_D = 0,1\text{-}0,4 \text{ m}$ $m_o = 2\text{-}3$ $m_u = 2\text{-}3$ $b_D^* = 0,5\text{-}2,5$ $b_K^* = 0,13\text{-}1$ $d^* = 6,25\text{E-}4$ $8,3\text{E-}2$	Bruchvorgang Breschenabfluss Breschenform Maßstabseffekte
Wahl und Lentz (2011)	3D- Laborversuche Dammbruch bei Kanälen schluffiger Sand	$h_D = 0,66 \text{ m}$ $m_o = 1,5$ $m_u = 1,5$ $b_D^* \approx 9,1$ $b_K^* = 0,7$	3D- Bruchvorgang Breschenabfluss Erosion
Mizutani et al. (2013)	2D- Laborversuche Unterschiedliche Stützkörper- Sättigung	$h_D = 0,4 \text{ m}$ $m_o = 2$ $m_u = 2$ $b_D^* = 0,75$ $b_K^* = 0,25\text{-}0,88$ $d_m^* = 2,5\text{E-}4$ $8,25\text{E-}4$	2D- Erosions- verhalten
Bornschein (2014)	3D- Laborversuche Dämme mit- und ohne Dichtungselement Sand	$h_D = 0,4 \text{ m}$ $m_o = 2,5/4$ $m_u = 2,5/4$ $b_D^* = 5$ $b_K^* = 0,25$	3D- Bruchvorgang Breschenabfluss
Schmocker et al. (2014)	2D- Laborversuche Einfluss der Kornverteilung	$h_D = 0,2 \text{ m}$ $m_o = 2$ $m_u = 2$ $b_D^* = 1$ $b_K^* = 0,5$ $d_{50}^* = 9\text{E-}3\text{-}3\text{E-}2$	2D- Bruchvorgang Breschenabfluss
Wallner (2014)	3D- Laborversuche 3 Speichergrößen 2 Speicherformen nicht kohäsiv	$h_D = 0,31 \text{ m}$ $m_o = 2$ $m_u = 2$ $b_D^* = 6,5$ $b_K^* = 0,03$ $d_{50}^* = 3,5\text{E-}3$	3D- Bruchvorgang Breschenabfluss Erosion

Tabelle 2.9: Studien zu Überströmversuchen 6/6

Quelle	Beschreibung	Geometrie	Fokus
Evangelista (2015)	2D- Laborversuche Überströmen durch Wellen- einwirkung	$h_D = 0,18 \text{ m}$ $m_o = 1,39$ $m_u = 1,44$ $b_D^* = 2,2$ $b_K^* = 0,8$ $d_{50}^* = 1,1\text{E-}3$ - $8,9\text{E-}3$	2D- Bruchverhalten
Feliciano Ces- tero et al. (2015)	3D- Laborversuche Einfluss des Feinkorn- anteils	$h_D = 0,25 \text{ m}$ $m_o = 3$ $m_u = 3$ $b_D^* = 2$ $b_K^* = 0,4$ $d_{50}^* = 6,4\text{E-}4$ - $2,5\text{E-}3$	3D- Bruchvorgang Breschenentwicklung
Kanjanakaroon et al. (2015)	3D- Laborversuche Lage der Initialbresche	$h_D = 0,3 \text{ m}$ $m_o = 2$ $m_u = 1\text{-}3$ $b_D^* = 6,7$ $b_K^* = 0,5$ $d_{50}^* = 2\text{E-}5$ $d_{90}^* = 6,7\text{E-}3$	3D- Bruchverhalten Breschenform
Ruedisser (2017) aktuelle Arbeit	3D- Laborversuche Dämme mit- und ohne Dichtungselement Symmetriemodelle nicht kohäsiv	$h_D=0,31/0,62 \text{ m}$ $m_o = 2$ $m_u = 2$ $b_D^* = 6,5$ $b_K^*=0,03$ $d^* = 3,2\text{E-}4$ - $2,6\text{E-}2$	3D- Bruchvorgang Breschenabfluss Breschenform Erosion Maßstabseffekte

3 Physikalische Modellversuche

Zur Untersuchung des Einflusses der Stützkörpermaterialeigenschaften und einer Oberflächendichtung auf den Bruchvorgang bzw. die Anlaufwelle eines überströmten Dammes sowie zur Analyse von Modell- und Maßstabseinflüssen wurden physikalische Modellversuche durchgeführt. Dem vorangegangen war die Modellversuchsreihe von Wallner (2014) zur Untersuchung des Einflusses von Speicher- und Dammeigenschaften. Um an diese Reihe anzuknüpfen, wurden Speicher- und Dammeigenschaften übernommen.

Zunächst wurde aus über 60 Vorversuchen eine Dichtmembran entwickelt, um den Einstauvorgang auch bei größerem Material mit höherer Durchlässigkeit zu ermöglichen. Das Versuchsprogramm bestand aus insgesamt 23 dreidimensionalen Modellversuchen, 20 davon im Symmetriemodell. Es wurden 3 verschiedene Stützkörpermaterialien, eine Oberflächendichtung, 3 Initialbreschentiefen und zusätzlich je 3 Versuche in 2 Modellständen mit dem Maßstabsverhältnis 2:1 analysiert.

In diesem Kapitel werden die Entwicklung des Versuchsstandes (3.1), der Inhalt des Versuchsprogrammes (3.2), der Aufbau bzw. die Randbedingungen der jeweiligen Versuchsreihen sowie die Methodik der Datenerfassung (3.3) präsentiert. Das gesamte Versuchsprogramm wurde im Wasserbaulabor der Technischen Universität Wien ausgeführt.

3.1 Entwicklung und Vorversuche

Im ersten Teil der Voruntersuchungen bestand das Ziel darin, ein System zu entwickeln, welches reproduzierbar ist und den Einstauvorgang auch für stärker durchlässige bzw. größere Stützkörpermaterialien ermöglicht. Dieses musste ausreichend dicht sein und durfte keinen erhöhten Widerstand gegenüber Erosion aufweisen, damit in der später folgenden Modellversuchsreihe eine Aussage über die Signifikanz der Stützkörpermaterialeigenschaften getroffen werden konnte.

Zur qualitativen Ermittlung der Durchlässigkeit wurde das zu untersuchende Dichtsystem in einem zylindrischen Behälter mit drainierter Bodenplatte, gefüllt mit Grobsand, aufgetragen. An diesen war ein Standzylinder angeflanscht, welcher bis zum später vorgesehenen Stauziel von 30 cm mit Wasser gefüllt wurde. Anhand der pro Zeit abfließenden Wassermenge aus dem Behälter konnten Rückschlüsse auf das Dichtverhalten des Systems gezogen werden.

Um qualitativ die Erosionseigenschaften des Systems zu testen, wurde der initiale Bruchvorgang zunächst an 20 cm breiten und 10 cm hohen Modelldämmen aus Grobsand, mit konstanter Wasserzugabe, analysiert.

Der zweite Teil der Vorversuchsreihe diente zur Optimierung des Dichtsystems, zur Ermittlung geeigneter Stützkörpermaterialien sowie der für den Bruchvorgang erforderlichen Tiefe einer initialen Bresche. Hierzu wurden 20 cm breite und 31 cm hohe Dämme hergestellt, mit einem Reservoirvolumen von 2 m^3 . Nach Erreichen des Stauziels erfolgte keine weitere Wasserzugabe. Über die orografisch rechte, transparente Seitenwandung konnte ein zweidimensionaler Bruchvorgang beobachtet werden.



Abbildung 3.1: Vorversuche- Entwicklung eines Dichtsystems

3.1.1 Dichtmembran und Oberflächendichtung

In über 60 Vorversuchen wurden zahlreiche Materialien und Auftragungssysteme getestet. Dazu zählen diverse Papiersorten und Gewebe, Wachse, Klebstoffe, Bitumen, Lacke und Farben, Na- Wasserglas, Zementmischungen, Kalk- Calciumhydroxid- Mischungen und Ton- Wasser- Suspensionen.

Die Hauptprobleme bestanden darin, einerseits hohe Erodibilität bei ausreichender Dichtigkeit sicherzustellen, andererseits einen stabil reproduzierbaren Herstellungsablauf zu konzipieren. Die meisten getesteten Materialien wiesen einen zu großen Widerstand gegenüber Erosion auf, der Einfluss auf den Bruchprozess war signifikant.

Brauchbare Ergebnisse konnten durch Aufsprühen von im Wasser gelösten Na- Wasserglas, Kalk- Calciumhydroxid- Mischungen und Ton- Wasser- Suspensionen, mittels Druckluft-Spritzpistole, erzielt werden, wobei letztere mit Abstand die besten Resultate lieferten.

Durch Optimierung des Mischungsverhältnisses und der Auftragungsmenge von Tonpulver (Trockenlehmпульverschlämme der Fa. Zöchbauer GmbH) sowie Modifizierung einer Trichterspritzpistole, konnte ein System entwickelt werden, welches den Anforderungen der späteren Modellversuchsreihe entsprach.

Auf den Stützkörper wurde eine 4 mm dicke Ausgleichsschicht der Körnung 0,1- 2 mm aufgetragen, welche dem verwendeten Material von Wallner (2014) entspricht. Darauf folgte eine weitere 4 mm dicke Schicht, bestehend aus Feinsand der Körnung 0,1- 0,2 mm. Diese wurde durch Aufsprühen von Wasser fixiert und im Anschluss eine genau bestimmte, der Größe des Dammes entsprechende, Menge Ton- Wasser- Suspension im Verhältnis 1:12 aufgespritzt.

Bezüglich der geforderten hohen Erodibilität ist es entscheidend, dass die Schichtdicke kleiner als das Größtkorn der unterliegenden Feinsandschicht ist.



Abbildung 3.2: Aufbau des Dichtungssystems

Aus den Erkenntnissen der Vorversuche zur Entwicklung der Dichtmembran wurde ebenso ein spröde brechendes, vollkommen undurchlässiges Dichtungselement konzipiert. Mit diesem konnte der Einfluss einer realitätsnahen Oberflächendichtung, die beispielsweise in der Natur als Asphaltbetonoberflächendichtung ausgeführt wird, auf den Bruchvorgang in einer zusätzlichen Versuchsreihe qualitativ analysiert werden.

Der Aufbau ist analog zur vorher beschriebenen Dichtmembran, jedoch mit der dreifachen Auftragungsmenge an Ton- Wasser- Suspension. Dadurch wird die äußerste Feinsandschicht vollkommen bedeckt, das Dichtelement weist einen höheren Widerstand gegenüber Erosion auf als der Stützkörper. Eine mittels Schlämmanalyse gewonnene Kornverteilungskurve des Tonpulvers ist in Anhang A ersichtlich.

3.1.2 Stützkörpermaterialien

Das zuvor beschriebene Dichtsystem ermöglichte einen Einstau mit sehr geringen Verlustwassermengen und somit die Analyse von größeren Stützkörpermaterialien. Der Bruchvorgang sollte mit sinnvollen Randbedingungen ausgelöst werden. Bei einem konzipierten Stauziel von 30 cm wurde die maximale Tiefe der plötzlich initiierten Bresche mit 5 cm unter Stauziel angenommen.

Ausgehend des von Wallner (2014) verwendeten Stützkörpermaterials, mit einem Körnungsband von 0,1- 2 mm, wurden Vorversuche mit Materialien bis zu einem Größtkorn von 12 mm durchgeführt. Unter den vorher beschriebenen Randbedingungen erwies sich ein maximaler Korndurchmesser von 8 mm als zweckmäßig.

Aus diesen Erkenntnissen wurden 3 verschiedene Stützkörpermaterialien produziert. Ein feines Material (M1) mit dem Körnungsband von 0,1- 2 mm wurde von Wallner (2014) übernommen und reproduziert, um an diese Versuchsreihe anzuschließen. Diese Körnung wird mit der Kornklasse 2- 4 mm im Verhältnis 1:1 erweitert, um ein mittleres Material (M2) zu generieren. Das grobe Material (M3) besteht zu je einem Drittel aus M1, der Kornklasse 2- 4 mm sowie der Kornklasse 4- 8 mm.



Abbildung 3.3: Verwendete Stützkörpermaterialien

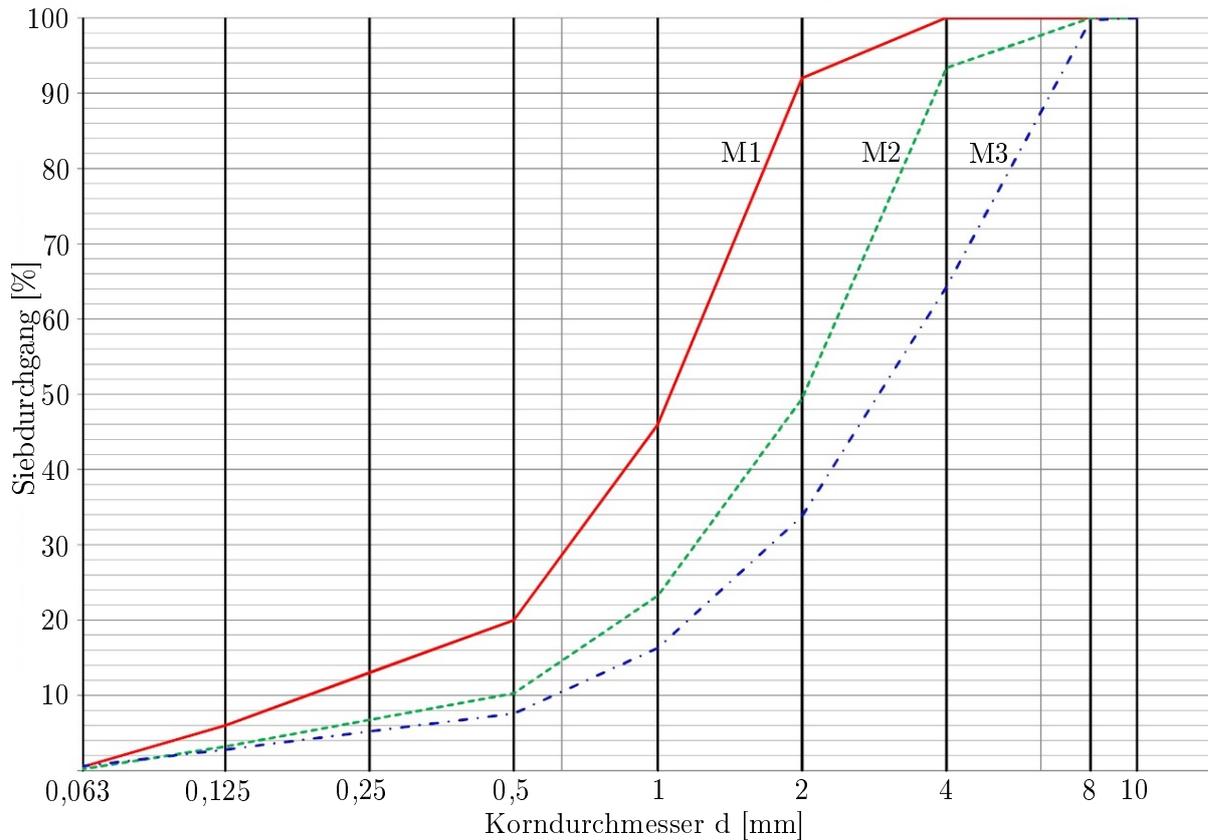


Abbildung 3.4: Sieblinien der verwendeten Stützkörpermaterialien

Die Sieblinien wurden von der Fa. Quarzit-Sandwerke Feichtinger GmbH hergestellt und in Einheiten zu je 1 t geliefert.

Im Labor der Fa. 3P Geotechnik ZT GmbH konnten die jeweiligen Materialkennwerte mit bodenphysikalischen Laboruntersuchungen ermittelt werden. Diese wurden nach österreichischen Normen (ÖNORM) durchgeführt. Eine detaillierte Zusammenstellung der jeweiligen Versuche ist in Anhang A ersichtlich. Die Ergebnisse sind in nachfolgender Tabelle 3.1 zusammengefasst. Detaillierte Ergebnisse der bodenphysikalischen Laboruntersuchungen sind in Anhang A enthalten.

Tabelle 3.1: Materialkennwerte der Stützkörpermaterialien

Stützkörper		M1	M2	M3
Körnungsband	[mm]	0,1-2	0,1-4	0,1-8
d_{90}	[mm]	1,9	3,8	6,9
d_{50}	[mm]	1,1	2,0	3,1
d_{30}	[mm]	0,7	1,3	1,8
d_{90}/d_{30}	[-]	2,7	2,9	3,8
Lagerungsdichte	[t/m ³]	1,62	1,71	1,66
Feststoffdichte	[t/m ³]	2,637	2,651	2,659
Porosität	[-]	0,39	0,35	0,38
Reibungswinkel	[°]	31,5	34,1	36,2
Durchlässigkeit	[m/s]	1,69E-03	3,30E-03	9,35E-03

3.2 Versuchsprogramm

Es wurden 3 Stützkörpermaterialien, eine Oberflächendichtung und 3 verschieden tiefe Initialbreschen in insgesamt 23 dreidimensionalen Modellversuchen untersucht. Diese teilen sich auf in 17 Symmetriemodell (SM30)- und 3 Vollmodellversuche (VM30) mit einer Stauhöhe von 30 cm sowie einer Versuchsreihe zur Ermittlung von Maßstabeffekten (M=2:1) mit je 3 Symmetriemodellversuchen und einem Stauziel von 60 cm (SM60) bzw. 30 cm (SM60/2).

Um an die Ergebnisse aus der vorangegangenen Versuchsreihe Wallner (2014) anzuknüpfen, wurden Damm- und Speichergeometrie aus dieser übernommen. Die letztgenannte Modellkonfiguration ermöglichte es auch, Aussagen über den Einfluss der Speichergröße zu treffen und stellte somit eine weitere Verbindung zu dieser Versuchsreihe her.

Eine detaillierte Beschreibung des Versuchsaufbaus, der Modellstände sowie der verwendeten Messtechnik ist in nachfolgendem Abschnitt 3.3 enthalten. Die Versuchsreihen und die jeweiligen Randbedingungen sind in Tabelle 3.2 zusammengefasst.

Tabelle 3.2: Versuchsprogramm

Versuchsserie	M	D	B	V	S
Fokus	Material- eigenschaften	Oberflächen- dichtungselement	Breschen- tiefe	Modell- einflüsse	Maßstabs- effekte
Symmetriemodelle	9	3	2	-	6
Vollmodelle	3	-	-	3	-
Einstauhöhe [cm]	30	30	30	30	30/60
Dammbreite [cm]	100	100	100	200	100/200
Reservoirvolumen [m ³]	2	2	2	4	1/8
Stützkörpermaterial	M1, M2, M3	M1	M1	M1,M2,M3	M3
Initiale Breschentiefe [cm]	5	5	1, 3	5	5/10

Alle Modelldämme mit Ausnahme der Serie D sind als Dämme ohne Dichtungselement ausgelegt. Zum Nachweis der Reproduzierbarkeit und zur Ermittlung etwaiger Streuungen wurden die jeweiligen Versuche im Symmetriemodell der Serien M, D und S 3 mal wiederholt.

3.2.1 Dimensionsanalyse der Modellversuche

An dieser Stelle sollen die für diese Arbeit relevanten Dimensionen ausgewählter, in Österreich errichteter Beschneigungsspeicher mit den Modelldämmen aus dieser Arbeit gegenübergestellt werden. Zur Vergleichbarkeit sind sämtliche Größen dimensionsfrei, nach der in Abschnitt 2.6.3 beschriebenen Methodik, präsentiert. Als übergeordneter Längenmaßstab dient dabei die Einstauhöhe, definiert als Höhendifferenz zwischen dem Stauziel und dem Schnittpunkt der wasserseitigen Dammböschung oder mit dem erosionsbeständigen Urgelände. In den hier dargestellten Fällen ist dies immer der wasserseitige Dammfuß. Für den Speicherinhalt wird das Wasser unterhalb dieses Punktes nicht mehr hinzugezogen. Tabelle 3.3 stellt die Parameter Einstauhöhe, Speichervolumen sowie den mittleren Korndurchmesser der Beschneigungsspeicher mit den Modellversuchen gegenüber.

Tabelle 3.3: Dimensionen der Modellversuche und ausgewählten Beschneigungsspeicher

Geometrie	Einstauhöhe [m]	Speichervolumen [m ³]	V* []	d ₅₀ [m]	d ₅₀ * []
RS1**	0,3	1	37,04	0,001	3,67E-03
S1	0,3	2	74,07	0,003	1,03E-02
M1	0,3	4	148,15	0,001	3,67E-03
M2	0,3	4	148,15	0,002	6,67E-03
M3	0,3	4	148,15	0,003	1,03E-02
S2	0,6	16	74,07	0,003	5,17E-03
Anlage 1	7,17	40140	108,90	0,008	1,12E-03
Anlage 2	8,2	56269	102,05	0,016	1,95E-03
Anlage 3	8,05	26659	51,10	0,012	1,49E-03
Anlage 4	7,65	42562	95,07	0,020	2,61E-03
Anlage 5	8,4	78587	132,59	0,016	1,90E-03

**RS1= Rechteckspeicher 1 m³ (Wallner (2014))

In Bezug auf das Verhältnis von Einstauhöhe zur Speichergröße weisen die Modellversuche realitätsnahe Werte auf. Eine umfassende Darstellung der Eigenschaften eines Schüttkörpers erfordert zahlreiche bodenphysikalische Größen (siehe auch Abschnitt 3.1.2). Für die materialspezifische Beschreibung der Sieblinie ist d_{50} eine übliche Größe mit hohem Signifikanzniveau. Die dimensionslosen mittleren Korndurchmesser sind bei den Modellversuchen größer, hier ist es aus versuchstechnischen Gründen nicht möglich, die bei den Prototypen vorhandenen Körnungen weiter zu skalieren, da diese dann zu fein wären und dadurch ein Einfluss von Kohäsion (vgl. Abschnitt 2.3.1.4) zu erwarten wäre.

3.3 Versuchsaufbau

Zur Durchführung der Modellversuchsreihen wurde im Wasserbaulabor der Technischen Universität Wien eine ca. 11- 22 m lange, 95 cm hohe und 1- 3 m breite Rinne hergestellt. Durch eine Plattform, welche für den Dammversuchskörper und die notwendige Drainageeinrichtung vorgesehen war, wurde diese Rinne in ein oberwasserseitiges Reservoir und in ein unterwasserseitiges Auffangbecken geteilt.

3.3.1 Modellübersicht

Zuerst erfolgte die Errichtung des Modellstandes für das Symmetriemodell 30 cm (SM30). Dieser wurde, in 2 Ausbaustufen, zunächst zum Vollmodell 30 cm (VM30) und anschließend zum Symmetriemodell 60 cm (SM60) ausgebaut. Anschließend wurde dieses im Verhältnis 2:1 auf das Symmetriemodell 30 cm (SM60/2) skaliert. Nachfolgende Abbildungen zeigen die jeweiligen Modellstände, gereiht nach der Größe des Reservoirvolumens. In Abbildung 3.6 bzw. 3.9 sind die Modellstände SM30 und SM60/2 gemeinsam dargestellt. Die roten Linien gelten jeweils für den Versuchstand SM60/2.



Abbildung 3.5: Modellversuchstand- Symmetriemodell 30 cm

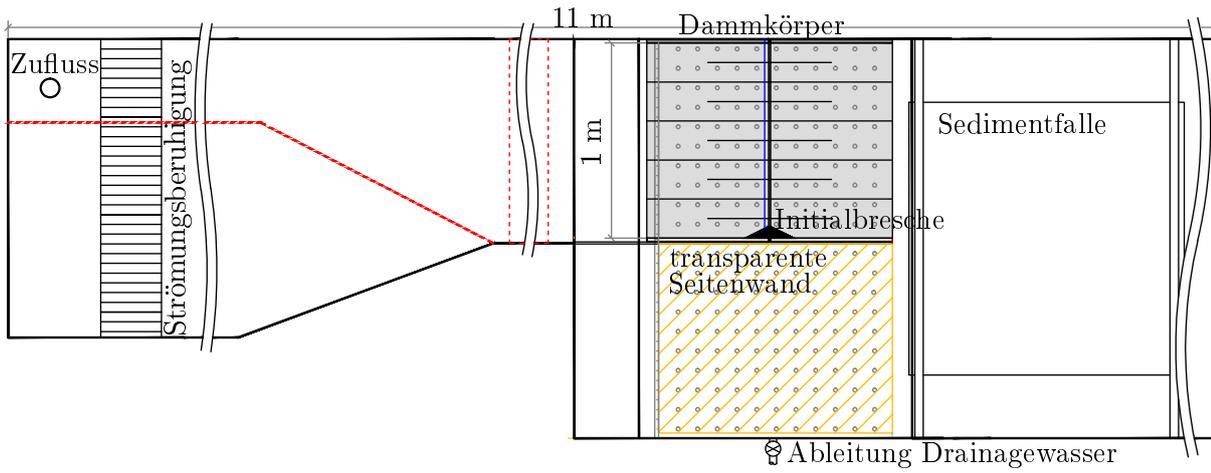


Abbildung 3.6: Versuchsaufbau SM30 (schwarz) bzw. SM60/2 (rot)- Grundriss

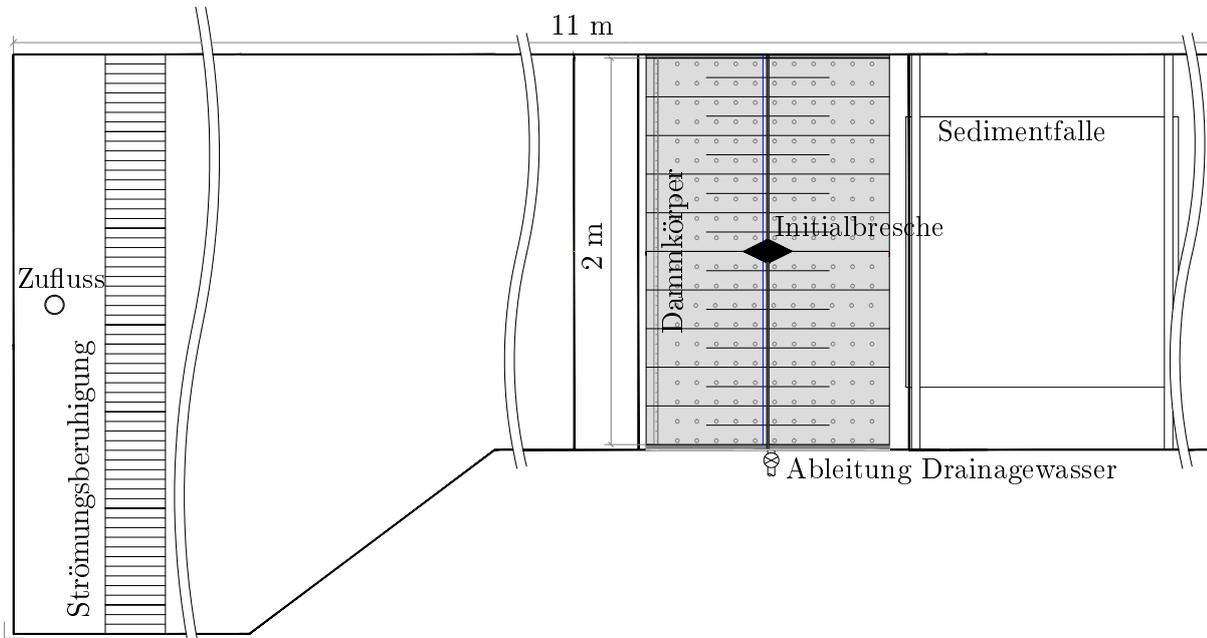


Abbildung 3.7: Versuchsaufbau VM30- Grundriss

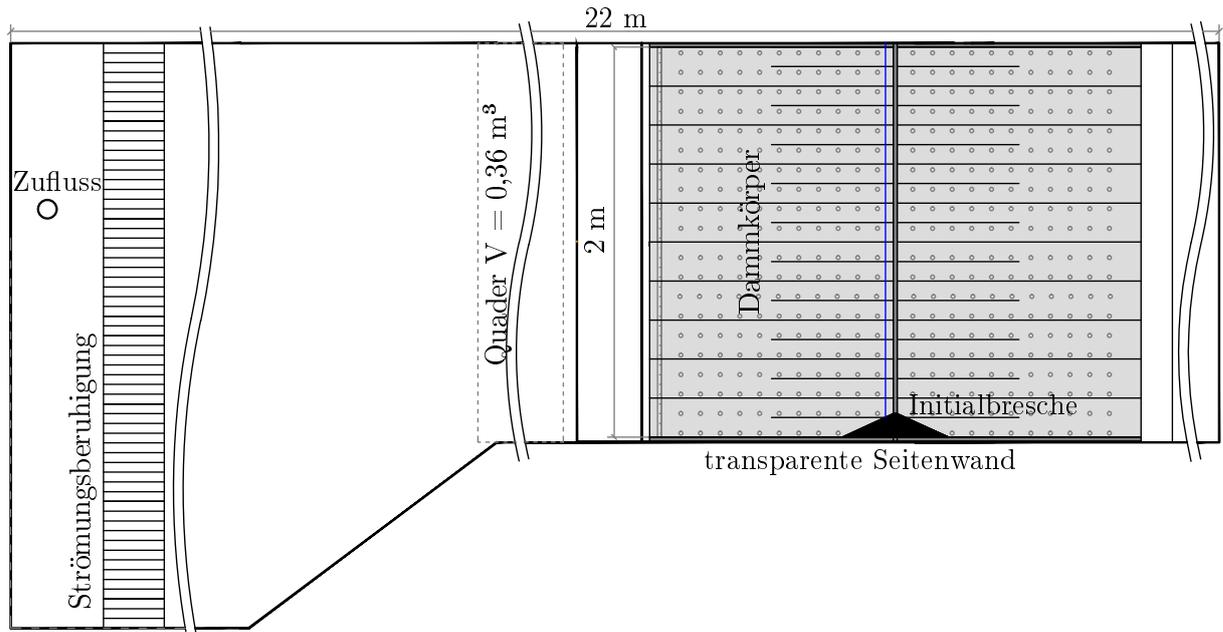


Abbildung 3.8: Versuchsaufbau SM60- Grundriss

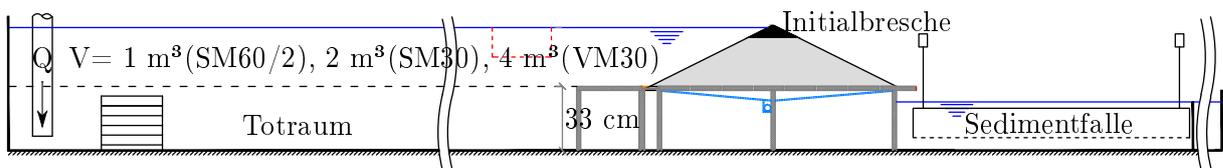


Abbildung 3.9: Versuchsaufbau SM60/2, SM30, VM30- Schnitt

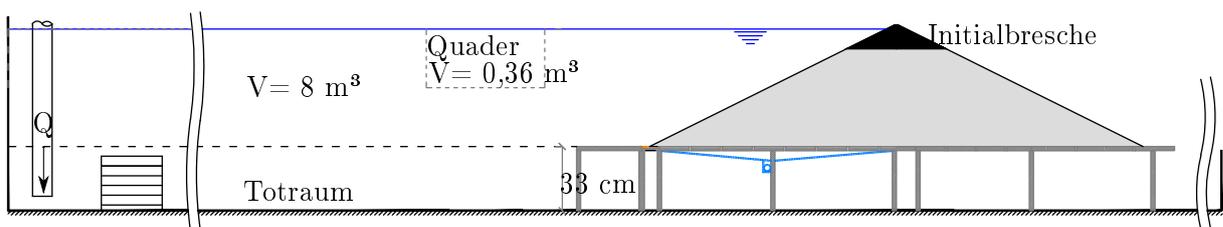


Abbildung 3.10: Versuchsaufbau SM60- Schnitt

3.3.2 Plattform mit Dammversuchskörper

Die Plattform für den Dammaufbau befand sich 33 cm über der Rinnensohle. Der Dammkörper war zu beiden Seiten mit einer je 2 cm starken Wandung in Form des Dammquerschnittes begrenzt, um einen exakten Aufbau inklusive Dichtungssystem herstellen zu können.

Die gesamte Dammaufstandsfläche war permeabel ausgeführt, mit einer darunter angeordneten, annähernd pyramidenförmigen Konstruktion zur Sammlung und Ableitung des Drainagewassers. Dieses wurde orografisch rechts über einen Schieber in ein zusätzliches Sammelbecken geleitet. Detaillierte Informationen zur Drainagewassermessung sind in Abschnitt 3.3.4.3 enthalten.

Der wasserseitige Dammfuß wurde 1 cm unter die Dammaufstandsfläche gezogen, um einen besseren Anschluss der Dichtmembran bzw. des Oberflächendichtungselementes zu erreichen. Auf der Luftseite kragte die Aufstandsfläche um 10 cm nach dem Dammfuß aus. Bei den Symmetriemodellen war die gesamte orografisch rechte Seitenwandung mittels Plexiglas transparent ausgeführt.

Die Auslösung des Bruchvorganges erfolgte an einer initialen Bresche. Diese befand sich beim Vollmodell in der Mitte des Dammes bzw. beim Symmetriemodell an der Schnittebene. Die Bresche wurde mit einem PVC-Körper, welcher in die Dammkrone gedrückt und nach Erreichen des Stauziels gezogen wurde, hergestellt. In Abbildung 3.11 ist schematisch dessen Geometrie dargestellt. Der hellblau hinterlegte Bereich gilt für die Symmetriemodelle.

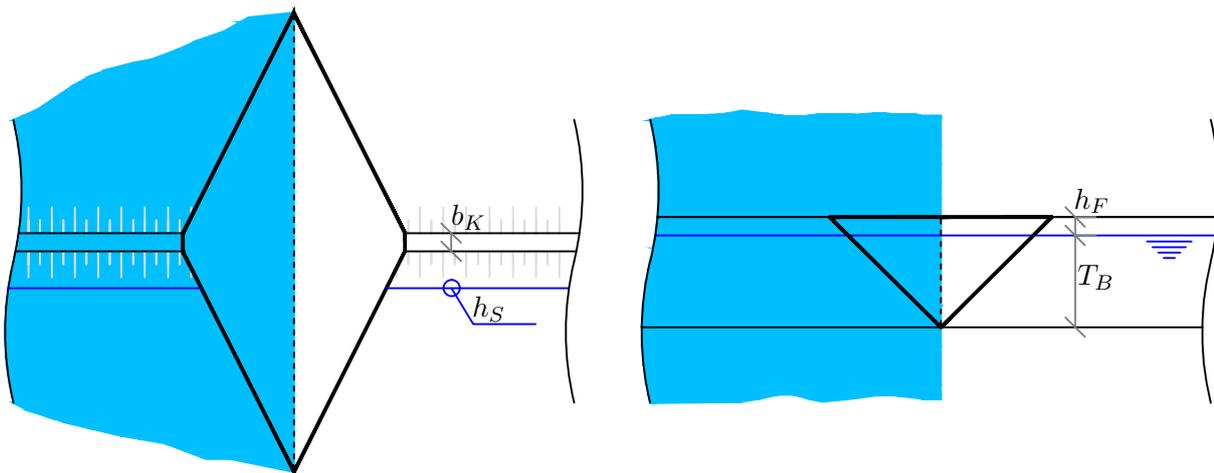


Abbildung 3.11: Grundriss und Schnitt der Initialbresche

Die Abbildungen 3.12 und 3.13 zeigen Grundriss und Querschnitt der Plattform sowie des Dammversuchskörpers, anhand des Symmetriemodells 30 cm (SM30). Der rechte Teil der Dammaufstandsfläche wurde in dieser Ausführung versiegelt, um nach Abschluss der Versuchsreihe direkt auf das Vollmodell (VM30) umbauen zu können. In Tabelle 3.4 sind die wesentlichen geometrischen Randbedingungen der jeweiligen Modellgruppe zusammengefasst.

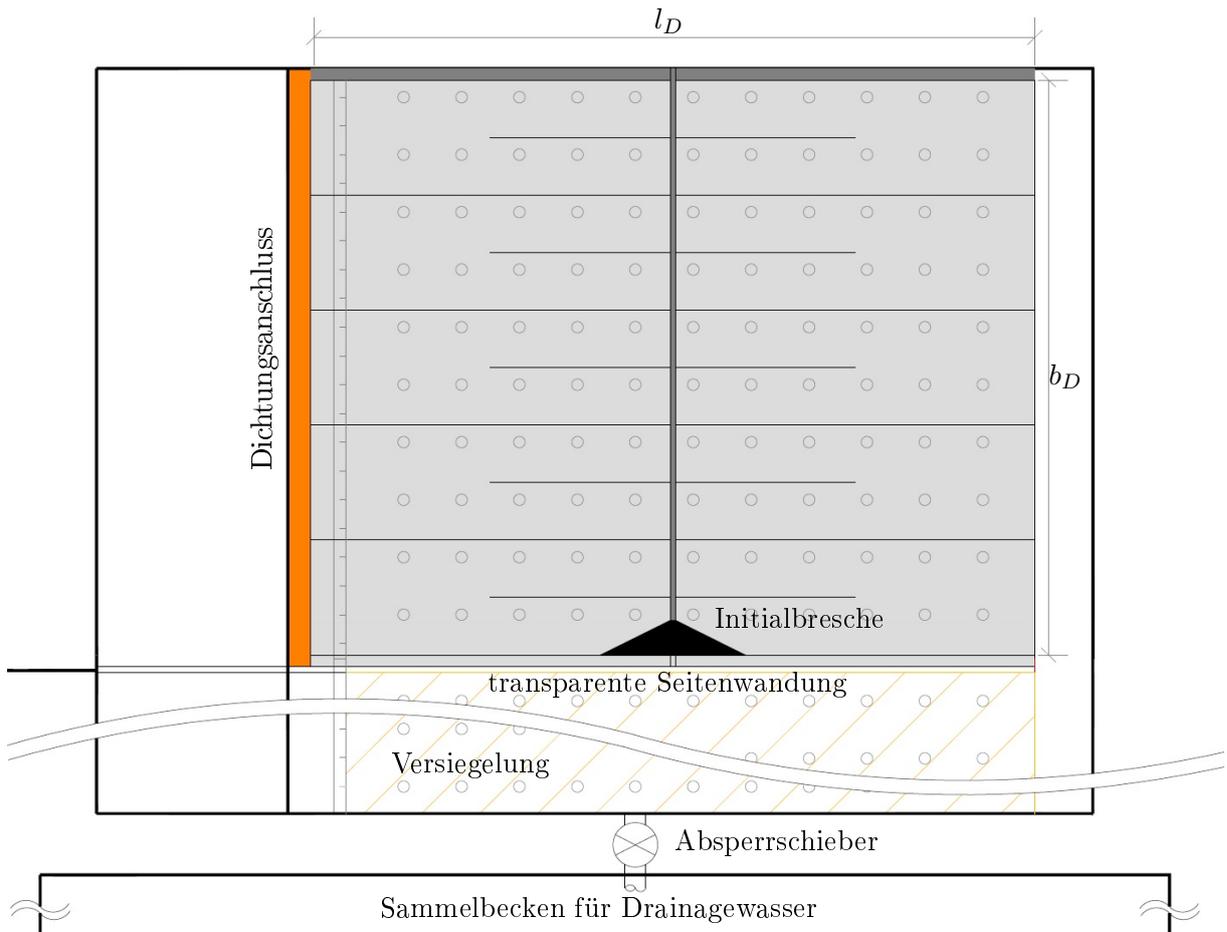


Abbildung 3.12: Grundriss Plattform und Dammversuchskörper

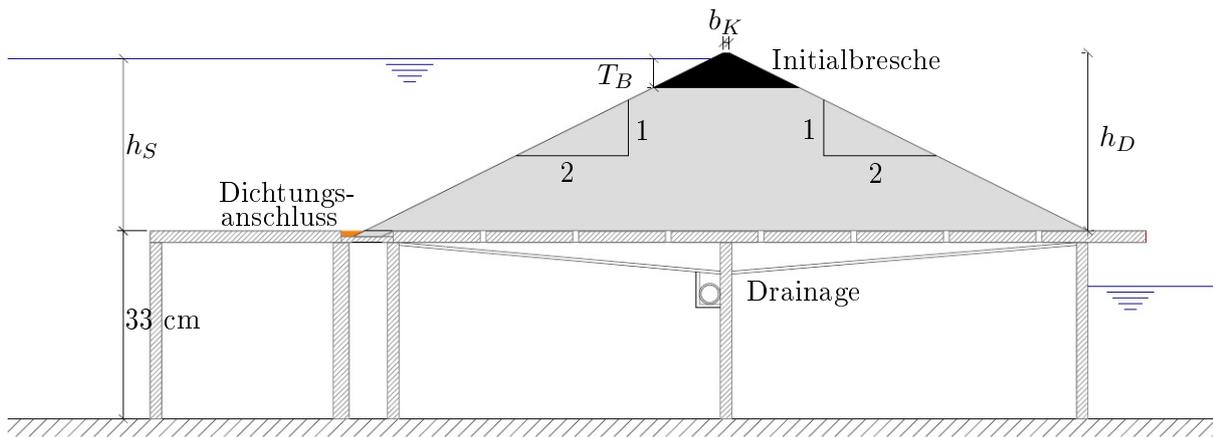


Abbildung 3.13: Querschnitt Plattform und Dammversuchskörper

Tabelle 3.4: Dammgeometriedaten der Modelle

Modell	SM30,SM60/2	VM30	SM60
Dammhöhe h_D [cm]	31	31	62
Länge der Aufstandsfläche l_D [cm]	125	125	250
Kronenbreite b_K [cm]	1	1	2
Tiefe der Initialbresche T_B [cm u. STZ]*	5	5	10
Einstauhöhe h_S (STZ) [cm]	30	30	60
Freibord h_F [cm]	1	1	2
Dammbreite b_D [cm]	100	200	200
Wasserseitige Böschungsneigung [-]	1:2	1:2	1:2
Luftseitige Böschungsneigung [-]	1:2	1:2	1:2
* T_B Serie B 1, 3 cm (SM30)			

3.3.3 Reservoir

Das Reservoirvolumen betrug 1 m^3 für das Symmetriemodell 60/2 cm, 2 m^3 für das Symmetriemodell 30 cm, 4 m^3 für das Vollmodell 30 cm und 8 m^3 für das Symmetriemodell 60 cm. Die Speichercharakteristiken sind annähernd linear (vgl. Abbildung 3.14). Aufgrund der wasserseitigen Böschung des Damms kommt ein nichtlinearer Anteil hinzu. Dieser beträgt 4,5 % auf das Gesamtvolumen und wurde für alle Versuche konstant gehalten. Um den Grundriss des Reservoirs beim Umbau vom Vollmodell 30 cm auf das Symmetriemodell 60 cm belassen zu können, wurde ein Quader mit $0,36 \text{ m}^3$ Volumen, von 30 cm Einstauhöhe bis zum Stauziel von 60 cm, im Speicher angebracht.

Beim Symmetriemodell 60/2 cm betrug das Volumen des Quaders infolge des Maßstabsfaktors $0,045 \text{ m}^3$. (Vgl. Abbildung 3.8 und 3.10)

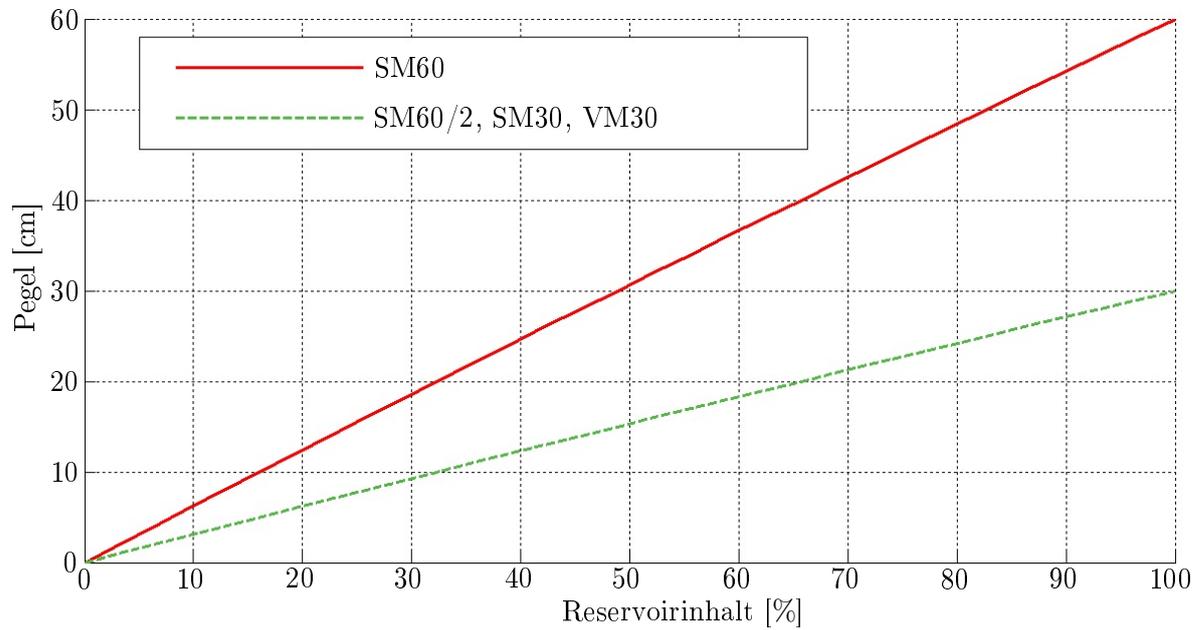


Abbildung 3.14: Speichercharakteristiken

Die Wasserzugabe erfolgte über eine Rohrleitung mit einem Innendurchmesser von 100 bzw. 120 mm an der vom Dammkörper gegenüberliegenden Seite des Reservoirs. Ein Flachschieber und ein induktiver Durchflussmesser ermöglichten die Regulierung des Zuflusses. Hohlblockziegel und beschwerte Styroporplatten beruhigten die Strömung unmittelbar nach dem Einlauf.

3.3.4 Messtechnik

In Tabelle 3.5 sind die jeweiligen Messgeräte für die Erfassung der einzelnen Parameter zusammengefasst.

Tabelle 3.5: Installierte Sensoren

Messkriterium	Messgeräte
Speicherzufluss	1 Durchflussmesser
Drainagewasser	1 Drucksensor
Auslösezeitpunkt	1 Kraftaufnehmer
Breschenabfluss	2 Drucksensoren
Materialaustrag	4 Kraftaufnehmer
Horizontale Breschenentwicklung	2 Kameras
Vertikale Breschenentwicklung	1 Kamera
Endbreschenform	1 Infrarot- Sensor

Nachfolgende Zusammenstellung beschreibt die im Modellstand installierten Sensoren:

- Durchflussmesser (Zufluss): Typ Endress+Hauser Promag 33; Messbereich 0- 12,5 m/s; Zuflussregelung mittels Flachschieber
- Drucksensoren: Typ Keller Serie 46X; Messbereich 0- 3 mWS (max. Fehler $\pm 0,6$ mm)
- Kraftaufnehmer: Typ HBM S9M; Messbereich 0- 1 kN (max. Fehler $\pm 0,25$ %)
- Infrarot- Sensor: Typ Microsoft Kinect- Modul für Konsole XBOX 360 mit Software DikeTracker (Wodni (2014)); Messbereich ca. 1,2- 3,5 m; Abtastrate 30 Hz

Zusätzlich wurden die Versuche mit 3 Kameras im Symmetriemodell bzw. 2 Kameras im Vollmodell aus unterschiedlichen Positionen aufgenommen. Messerwerte aus den 3 Drucksensoren und 5 Kraftaufnehmern wurden mit einer Messfrequenz von 25 Hz aufgezeichnet und mit einem Messverstärker (Typ HBM Spider 8 mit 8 Kanälen) mit der Software Catman Professional 5.0 der Fa. Hottinger Baldwin Messtechnik verarbeitet.

Abbildung 3.15 zeigt ein Schema der verwendeten Messgeräte.

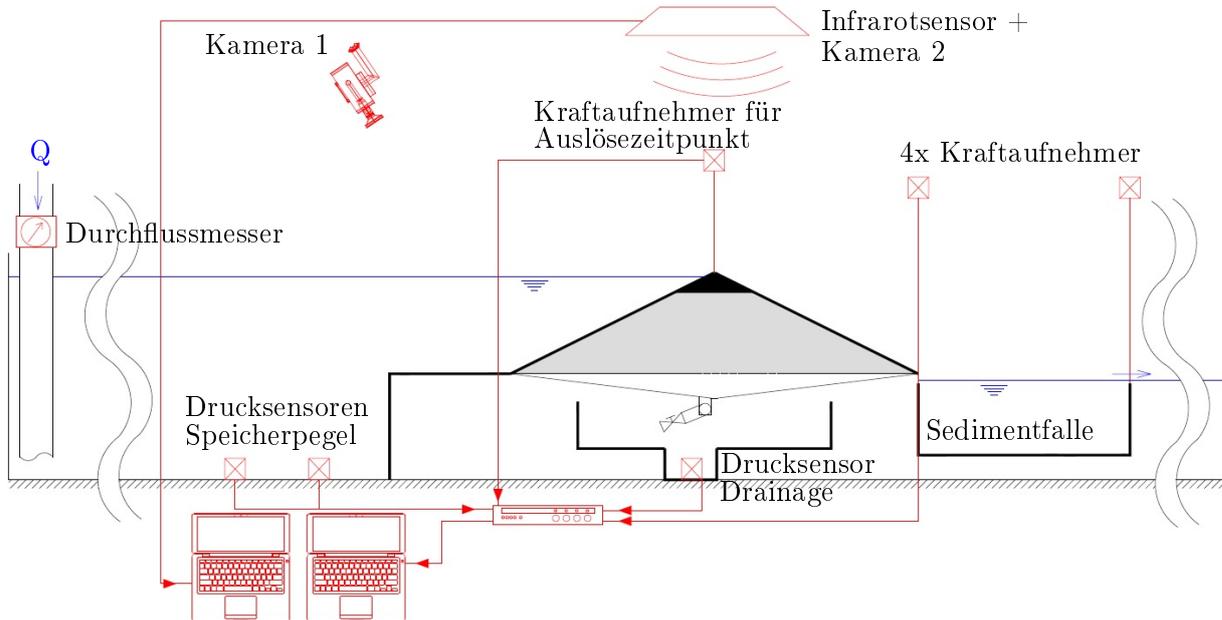


Abbildung 3.15: Schema der installierten Sensoren

3.3.4.1 Speicherpegelmessung

Die Erfassung des Pegels im Speicher erfolgte durch 2 Drucksensoren Typ Keller Serie 46X. Diese wurden mit einem seitlichen Abstand von ca. 2 m in der Seitenwand des Beckens, 10 cm über der Speichersohle, im Totraum montiert. Die Kenntnis des zeitlichen Verlaufs des Speicherpegels und die jeweilige Speichercharakteristik bilden die Basis für die Erstellung der Abflusskurve. Eine Beschreibung der Speichercharakteristiken ist in Abschnitt 3.3.3 enthalten, die Berechnung der Abflusskurve wird in Abschnitt 4.1.1 erläutert.

3.3.4.2 Registrierung des Auslösezeitpunktes

Für die Berechnung der Abflusskurve und des Zeitpunkts ihres Maximums ist die exakte Bestimmung der Anfangszeit des Bruchvorganges notwendig. Während des Einstauvorganges war die Initialbresche durch einen PVC-Körper, welcher mittels Faden über eine Umlenkrolle mit einem Gegengewicht verbunden war, verschlossen. Unmittelbar nach Erreichen der vorgesehenen Einstauhöhe wurde der Bruchvorgang durch plötzliches Ziehen dieses Körpers ausgelöst.

Die Umlenkrolle wurde an einen Kraftaufnehmer (Typ HBM S9M) aufgehängt, durch Registrierung der Gewichtskraftänderung während des Zugvorganges konnte der exakte Startzeitpunkt bestimmt werden. Abbildung 3.16 zeigt die Auslösevorrichtung anhand des Versuchsaufbaus im Vollmodell (VM30).

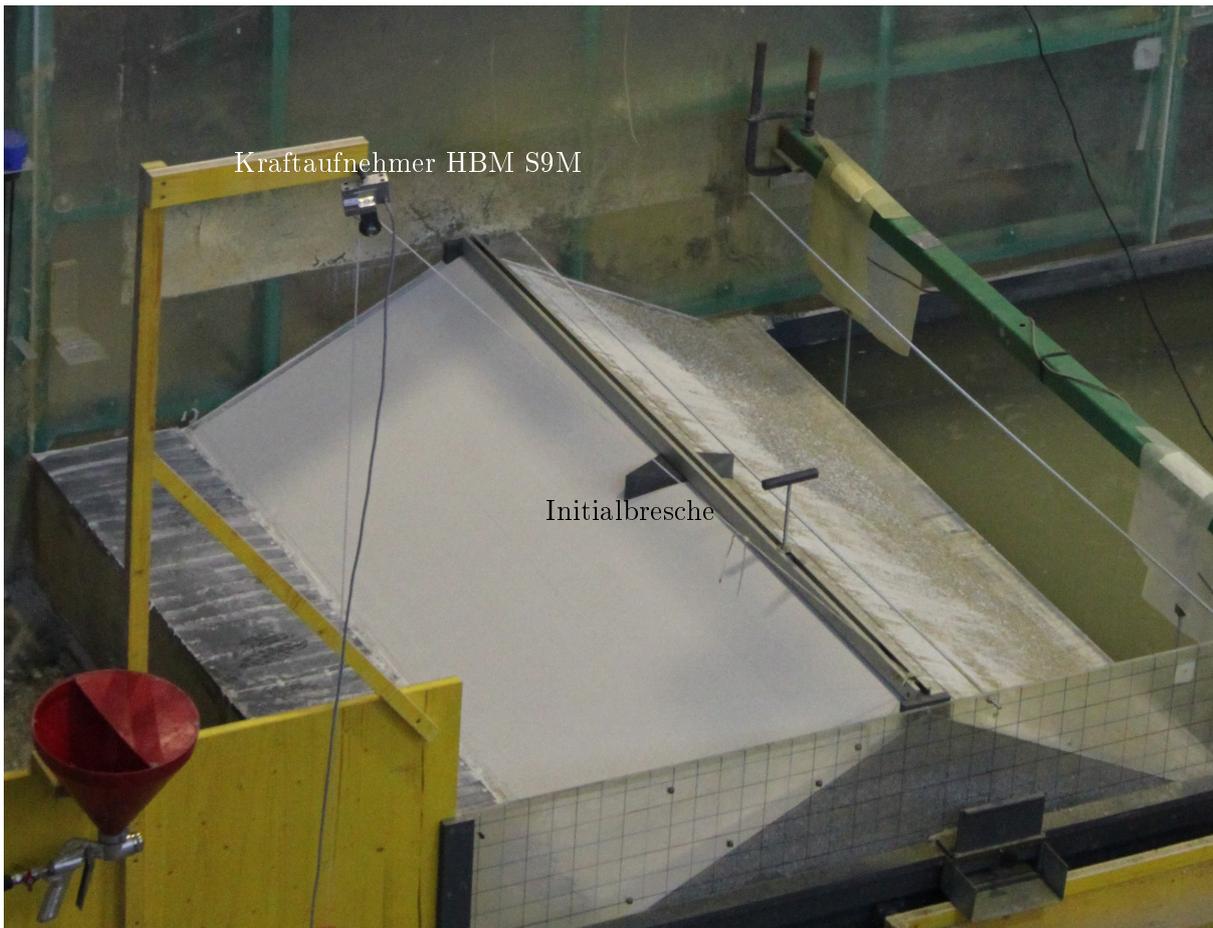


Abbildung 3.16: Registrierung des Auslösezeitpunktes

3.3.4.3 Drainagemessung

Die gesamte Dammaufstandsfläche war durchlässig ausgeführt. Das während des Einstau- und Bruchvorganges durch den Dammkörper strömende Sickerwasser wurde zunächst in einem unmittelbar darunterliegenden Behälter konzentriert und in ein zusätzliches, seitlich neben der Plattform stehendes, Becken geleitet. Um das Volumen des Konzentrationsbehälters unter der Dammaufstandsfläche möglichst gering zu halten, war dieser annähernd pyramidenförmig ausgeführt. Die Ableitung in das seitliche Sammelbecken konnte mittels Flachschieber verschlossen und somit die Drainierung des Dammes unterbunden werden.

In dem Sammelbecken war ein Drucksensor (Typ Keller 46X) in die seitliche Wandung eingebaut, mit diesem konnte der Füllstand des Beckens aufgezeichnet und damit auf die pro Zeit anfallende Drainagemessung geschlossen werden. Das Volumen des Konzentrationsbehälters betrug ca. $0,04 \text{ m}^3$.

3.3.4.4 Erfassung der Breschenentwicklung

Die Breschenentwicklung wurde mit insgesamt 3 Kameras aus unterschiedlichen Perspektiven aufgezeichnet. Kamera 1 war in ca. 3,5 m Entfernung orthogonal auf die wasserseitige Dammböschung gerichtet, Kamera 2 befand sich integriert im Microsoft Kinect- Modul, ca. 2 m im Lot über der Dammachse. Mit diesen 2 Kameras konnte die horizontale Breschenentwicklung, anhand der durch den Schichtenaufbau des Dichtungssystems deutlich sichtbaren Überfallkrone, erfasst werden.

Bei den Symmetriemodellen war die orografisch rechte Seitenwandung mittels Plexiglas transparent ausgeführt. Kamera 3 zeichnete die Entwicklung der Breschensohle in der Symmetrieebene auf. Diese war in die Dammachse gerichtet montiert, mit einer Entfernung von ca. 1,5- 3 m.

3.3.4.5 Messung des Materialaustrages

Bei allen Versuchen in den Modellen SM30 und VM30 wurde das während des Bruchvorganges ausgetragene Material mit einer Sedimentfalle erfasst. Das Messsystem wurde für die vorangegangene Modellversuchsreihe von Wallner (2014) entwickelt und in diese Arbeit übernommen. Dabei handelte es sich um einen quadratischen Rahmen mit 140 cm Seitenlänge und 15 cm Höhe. Die Unterseite dieses Rahmens war mit einem Edelstahlgitter mit 0,1 mm Maschenweite bespannt.

Die Sedimentfalle befand sich unmittelbar nach der Plattform im unterwasserseitigen Bereich der Rinne und wurde an 2 Querträgern mit insgesamt 4 Kraftaufnehmern (Typ HBM S9M), mit einem Bodenabstand von ca. 3 cm, befestigt. Um Auslenkungen durch Strömungskräfte zu kompensieren, war der Rahmen zusätzlich an der Plattform fixiert. Eine direkt nach der Sedimentfalle angebrachte, eingestaute Wand diente zur Strömungsberuhigung.

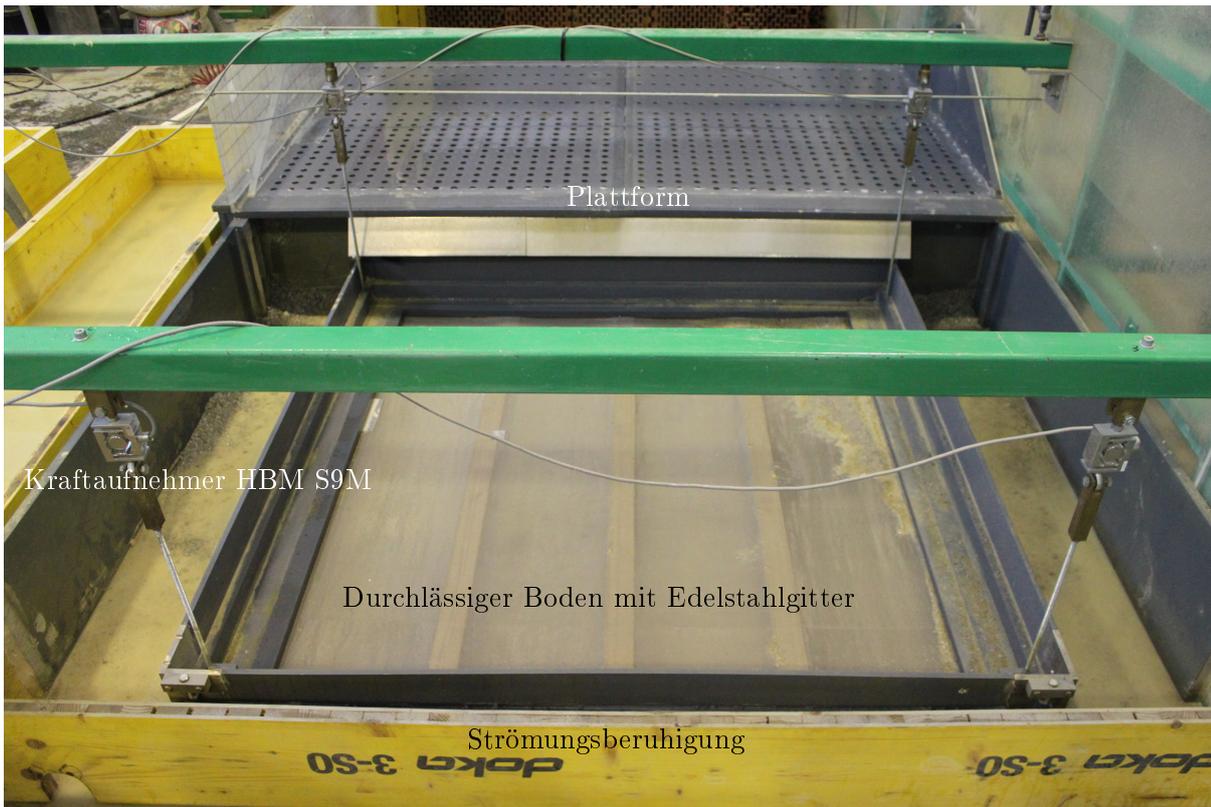


Abbildung 3.17: Sedimentfalle nach System Wallner (2014)

Vor dem Versuch wurde die unterwasserseitige Rinne bis zur Oberkante des Rahmens eingestaut. Während des Bruchvorganges konnte somit das Gewicht des ausgetragenen Stützkörpermaterials unter Auftrieb ermittelt und damit auf das ausgetragene Breschen-
volumen rückgerechnet werden.

3.3.4.6 Erfassung der Endbreschenform

Für die vorangegangene Versuchsreihe Wallner (2014) wurde damit begonnen, ein optisches Messsystem zu entwickeln, um die Breschenentwicklung dreidimensional und in Echtzeit abzubilden.

Der dafür verwendete Sensor besteht aus dem Kinect- Modul für die Konsole XBOX 360 der Firma Microsoft. Dieses enthält einen Infrarot- Laser zur Abtastung dreidimensionaler Strukturen sowie eine RGB- Kamera. Die Abtastrate beträgt 30 Hz. Zur Verarbeitung der Messdaten wurde eigens die Software „DikeTracker“ (Wodni (2014)) (vgl. Abbildung 3.18) entwickelt und befand sich zum Zeitpunkt der Modellversuche noch im Entwicklungsstadium.

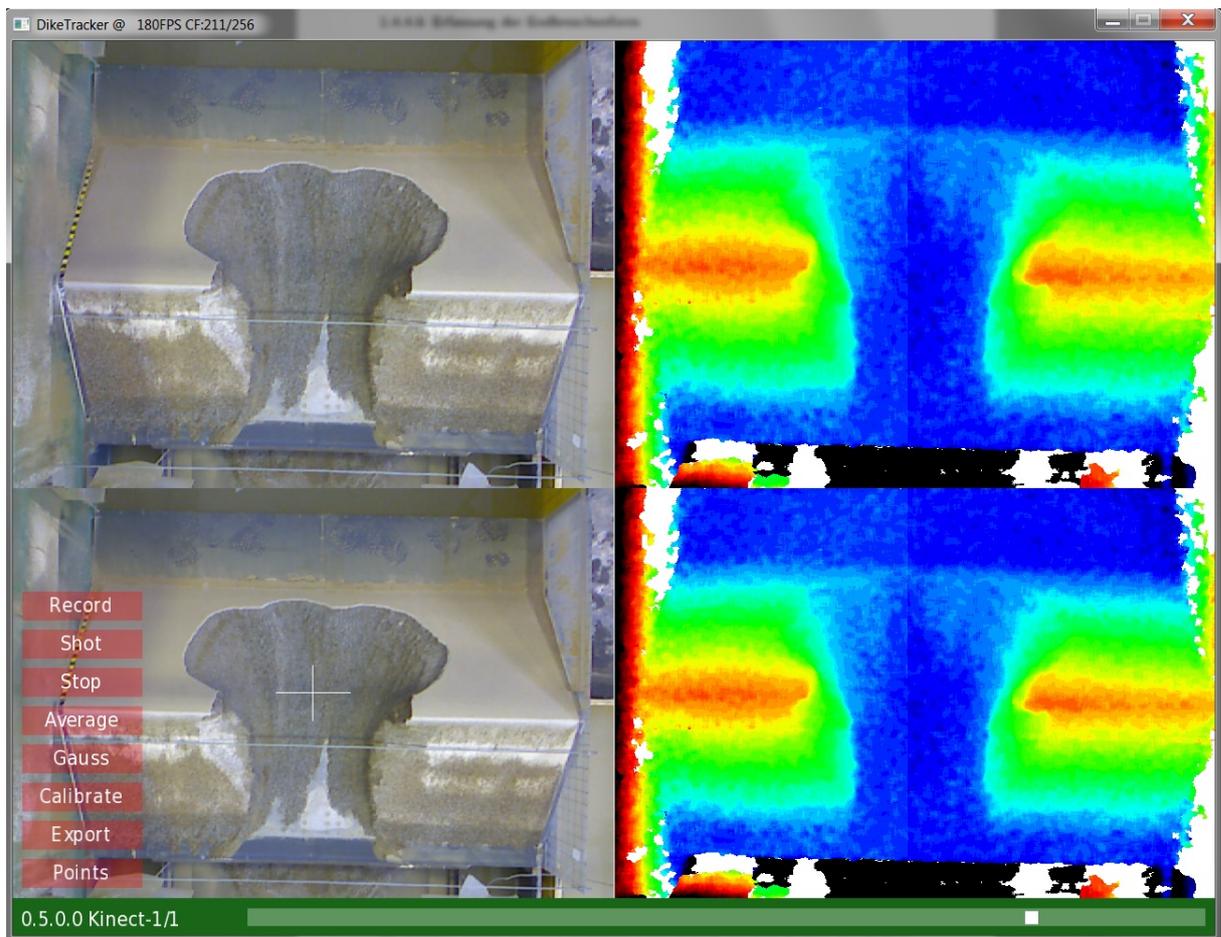


Abbildung 3.18: DikeTracker- Benutzeroberfläche (Wodni (2014))

Das Kinect- Modul befand sich ca. 2,2 m über der Dammaufstandsfläche. Prinzipiell bestand die Möglichkeit, zu jedem beliebigen Versuchszeitpunkt ein dreidimensionales Tiefenbild des Dammversuchskörpers auszulesen. Unregelmäßige Wasserspiegellagen, Trübungen und Lichtbrechung verursachen jedoch Verzerrungen und Datenlücken. Deshalb wurde in dieser Arbeit das Messsystem ausschließlich zur Erstellung eines Tiefenbildes der finalen Breschenform verwendet (vgl. Abbildung 3.19), um daraus das Volumen zu bestimmen.

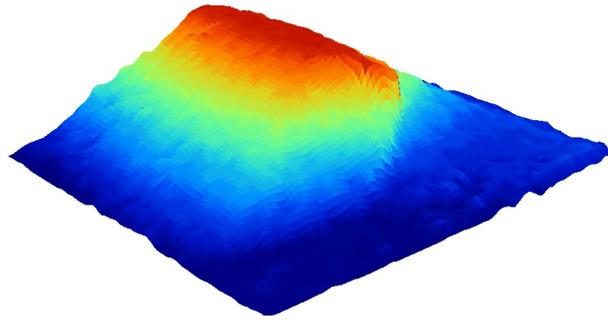


Abbildung 3.19: DikeTracker- Tiefenbild der Endbresche- Symmetriemodell SM30

3.3.5 Versuchsdurchführung

Alle Versuche wurden in gleicher Weise mit jeweils unverbrauchtem, trockenem Material aufgebaut.

3.3.5.1 Herstellung

Auf die perforierte Dammaufstandsfläche war ein Vlies fixiert, darauf wurde mit einem trichterförmigen Krankübel das Stützkörpermaterial geschüttet. Mit Abziehleisten erfolgte zunächst der Aufbau der Damngeometrie inklusive der jeweils 4 mm dicken Schichten für das in Abschnitt 3.1.1 beschriebene Dichtungssystem.

Die initiale Bresche wurde durch Eindrücken eines PVC- Körpers, welcher zum Auslösen des Bruchvorganges wieder gezogen wurde, in den Damm hergestellt. Bei den Symmetriemodellen konnte mittels Vaseline ein dichter Anschluss des Breschenkörpers zur transparenten Außenwandung geschaffen werden.

Die Ton- Wasser- Suspension (Verhältnis 1:12) wurde in einem eigens entwickelten Mischsystem hergestellt und die jeweils benötigte Menge mit einer Trichterspritzpistole gleichmäßig auf die wasserseitige Dammböschung aufgetragen. Die für die jeweiligen Modelle benötigten Mengen sind in Tabelle 3.6 ersichtlich.

Tabelle 3.6: Verwendete Menge Ton- Wasser- Suspension 1:12

Versuchsserie	M	D	B	S
Fokus	Material- eigenschaften	Oberflächen- dichtungselement	Breschen- tiefe	Maßstabs- effekte
SM30	700 mL	2100 mL	700 mL	-
VM30	1200 mL*	-	-	-
SM60	-	-	-	2400 mL

* Um Verluste an den Seitenrändern des Modells zu berücksichtigen, wurde die Menge im Vollmodell 30 cm (VM30) angepasst.

Der Anschluss des Dichtungssystems an die Dammaufstandsfläche erfolgte durch eine Vertiefung am Dammfuß (vgl. Abschnitt 3.3.2), welche mit zusätzlicher Ton- Wasser-Suspension aufgefüllt wurde. Unterwasserseitig der Plattform wurde die Rinne bis auf die Oberkante der Sedimentfalle eingestaut (vgl. Abschnitt 3.3.4.5).

3.3.5.2 Ablauf

Um eine glatte, transparente und einheitliche Wandung an der Symmetrieebene zu erzeugen, wurden bei den Symmetriemodellen SM30 bzw. SM60 (vgl. Abschnitt 3.3.1) vor dem Einstau Schablonen aus Plexiglas auf das Dammprofil montiert. Der Zufluss ins Reservoir konnte mittels Flachschieber gesteuert und mit einem induktiven Durchflussmesser eingestellt werden. Die Füllzeit des Speicherbeckens wurde für alle Versuche konstant, mit 100 Sekunden (ohne Totraum), gehalten. Die daraus resultierenden Fülldurchflüsse für die jeweiligen Modelle sind in Tabelle 3.7 ersichtlich.

Tabelle 3.7: Fülldurchfluss

Modell	SM30	VM30	SM60
Q [L/s]	20	40	80

Bei Erreichen des Stauziels wurde der Flachschieber geschlossen und unmittelbar darauf der Breschenkörper gezogen. Es erfolgte keine weitere Wasserzugabe ins Reservoir. Gegen Ende des Bruchvorganges, nach ca. 150 Sekunden, wurde der Schieber zur Ableitung des Drainagewassers geschlossen. Nachdem sich eine konstante Bresche eingestellt hat bzw. kein Breschenabfluss mehr feststellbar war, wurde die Datenaufzeichnung beendet, das restliche Wasser im Reservoir ausgelassen und die finale Breschenform aufgenommen.

3.4 2D- Erosionsversuche

Mit der Versuchsserie M (vgl. Tab. 3.2) konnte das Erosionsverhalten der Stützkörpermaterialien sowohl bei hohen, als auch bei geringen Überströmungsgeschwindigkeiten dreidimensional analysiert werden.

Die überwiegend zweidimensionalen Vorversuche (vgl. Abschnitt 3.1) ließen qualitative Aussagen zum ebenen Erosionsverhalten bei hohen Strömungsgeschwindigkeiten zu. Auf Grund des vollständigen Abtrages des Stützkörpers war es mit dieser Versuchsanordnung nicht möglich, die Erosivität der Stützkörpermaterialien zweidimensional bei geringen Strömungsgeschwindigkeiten bzw. niedrigem Energiegefälle zu untersuchen.

Um diese Lücke zu schließen und um das Aussagespektrum zu erweitern, wurde ein zusätzlicher Versuchsstand konzipiert. Dabei handelt es sich um eine ebene Rinne mit 20 cm Breite, in die ein Sedimentkeil mit definierten Abmessungen geschüttet wurde. Die hydraulischen Randbedingungen konnten über einen regelbaren Zufluss und mit einer überströmten, verstellbaren Klappe im Unterwasser gesteuert werden (vgl. Abbildung 3.20).

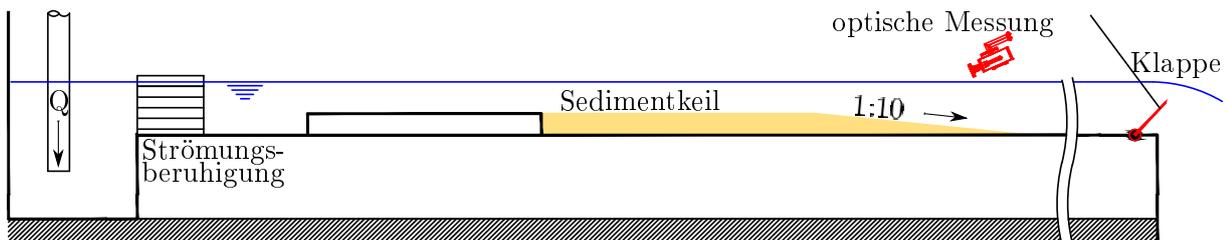


Abbildung 3.20: Versuchsaufbau 2D- Rinne

Mit diesem Versuchsaufbau wurden die Erosionseigenschaften der Stützkörpermaterialien M1 und M3 (vgl. Abschnitt 3.1.2) mit alternierenden hydraulischen Randbedingungen qualitativ miteinander verglichen. Die Messung der Erosion erfolgte optisch mit einer Videokamera, über die Erfassung der Formveränderung des Sedimentkeils. Die mittlere Fließgeschwindigkeit konnte ebenso optisch durch die Erfassung der Wasserspiegellage und der Messung des Zuflusses Q bestimmt werden.

4 Resultate

Im Zuge dieser Arbeit wurden 23 dreidimensionale physikalische Modellversuche und ca. 60 zweidimensionale Vorversuche durchgeführt. In diesem Kapitel wird zunächst die Datenaufbereitung der Messergebnisse aus den Drucksensoren im Reservoir sowie die Auswertung der Daten aus den Kraftaufnehmern der Sedimentfalle (Abschnitt 4.1) erläutert.

Anschließend werden die Ergebnisse der Versuchsreihen zur Analyse des Einflusses unterschiedlicher Stützkörpermaterialien (Serie M- 3 Versuchsreihen mit je 3 Modellversuchen- Abschnitt 4.2), der Versuchsreihe im Vollmodell zur Analyse des Einflusses des Symmetriemodells (Serie V- 3 Modellversuche- Abschnitt 4.2.6), der Versuchsreihe D zur Ermittlung der Auswirkung einer Oberflächendichtung auf den Bruchvorgang (3 Modellversuche- Abschnitt 4.3) sowie der Versuchsreihe B, zur Darstellung der Signifikanz unterschiedlicher Initialbreschentiefen (2 Modellversuche- Abschnitt 4.4) präsentiert.

Darauf schließt eine Veranschaulichung der Resultate aus der Versuchsserie S, zur Erfassung von Maßstabeffekten (2 Versuchsreihen mit jeweils 3 Modellversuchen- Abschnitt 4.5) an.

Zur besseren Vergleichbarkeit sind die Ergebnisse der Versuche aus den Symmetriemodellen auf das jeweilige Vollmodell hochgerechnet dargestellt.

Versuchsaufbau und Durchführung sind im vorangegangenen Kapitel 3 beschrieben. Eine detaillierte Auflistung der verwendeten Messtechnik ist in Abschnitt 3.3.4 enthalten.

4.1 Datenaufbereitung

Die Messwerte der Kraft- und Drucksensoren (vgl. Abschnitt 3.3.4) unterliegen Schwankungen und Störeinflüssen, hervorgerufen durch die beschränkte Messgenauigkeit der Sensorik einerseits und durch hydrodynamische Einflüsse, wie Wellen und turbulente Strömungsbedingungen, andererseits.

Um vergleichbare Ergebnisse zu erzielen, war es notwendig, die Messdaten zu filtern. Die hier aufgezeigte Methodik ist für alle Versuche gleichermaßen angewendet worden.

4.1.1 Ermittlung von Abflusskurven

Der Abfluss des Speichers bzw. der Drainage wurde indirekt über die zeitliche Absenkung des Pegels im Reservoir bzw. die Zunahme des Wasserspiegels im Drainagewasser-Auffangbecken ermittelt. Der Zeitpunkt 0 definiert den Auslösezeitpunkt des Bruchvorganges bzw. den Zeitpunkt des Ziehens der Initialbresche (vgl. Abschnitt 3.3.5 und 3.16). Mit der jeweiligen Speichercharakteristik (vgl. Abschnitt 3.3.3) kann die Differenz des Speicherinhaltes im Zeitintervall $\Delta t = 1$ Sekunde bestimmt werden.

Hierzu wurden im ersten Schritt, bei einer konstanten Messfrequenz von 25 Hz, die jeweils 9 benachbarten Werte gemittelt und aus den beiden Mittelwerten die Differenz gebildet. Im zweiten Schritt erfolgte eine Glättung der Daten mittels lokal gewichteter linearer Regression.

Abbildung 4.1 veranschaulicht die Glättung der Daten zur Erstellung der Abflusskurven von Schritt 1 zu Schritt 2 am Beispiel von Versuch M13.

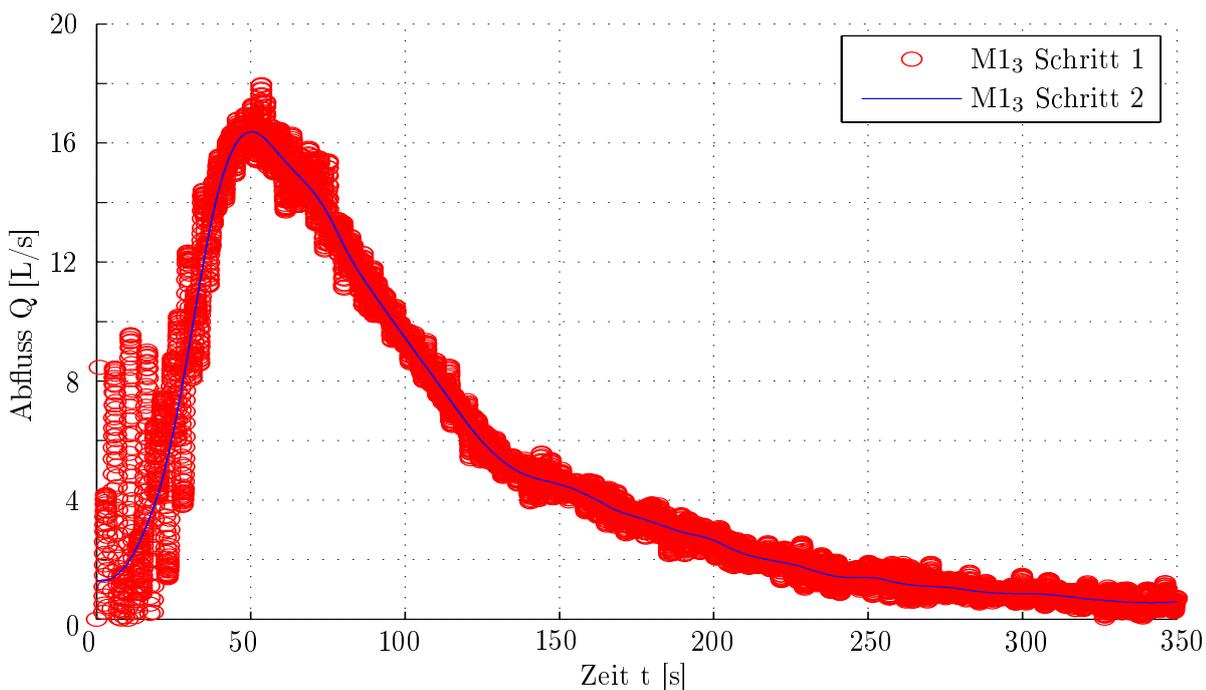


Abbildung 4.1: Filterung und Glättung der Messwerte

Dabei ist anzumerken, dass die Anfangsphase des Bruches (ca. t_0 bis t_{20}) aufgrund der Wellenentstehung durch den Füllvorgang und das rasche Ziehen der Initialbreschenform mit Unsicherheiten verbunden ist.

4.1.2 Auswertung der Sedimentfalle

Mit Hilfe der Sedimentfalle (vgl. Abschnitt 3.3.4.5) und den aus bodenphysikalischen Laboruntersuchungen gewonnenen Materialkennwerten (vgl. Tabelle 3.1), konnte auf das Volumen des während des Bruchvorganges ausgetragenen Stützkörpermaterials geschlossen werden. Um den Einfluss der Abflusswelle zu minimieren, wurde die Sedimentfalle eingestaut und das Gewicht des gesammelten Stützkörpermaterials unter Auftrieb gemessen.

Durch Aufaddieren der Daten aus den 4 Kraftaufnehmern (Messfrequenz 25 Hz) entstand eine Summenlinie des ausgetragenen Materials. Der Endwert wurde mit dem Volumen der finalen Bresche (vgl. Abschnitt 3.3.4.6) verglichen und die Summenlinie an diesem kalibriert.

Die Berechnung der Sedimenttransportrate erfolgte analog der Methodik zur Ermittlung der Abflusskurven (Abschnitt 4.1.1).

4.2 Resultate der Versuche mit unterschiedlichen Stützkörpermaterialien

Um die Sensitivität der Stützkörpermaterialeigenschaften auf den Bruchvorgang bzw. die Abflusskurve zu untersuchen, wurden 3 verschiedene Sieblinien (vgl. Abschnitt 3.1.2) mit je 3 Versuchen im Symmetriemodell SM30 (Versuchsreihen M1- M3) analysiert (vgl. Abschnitt 3.2 und 3.3.1).

In diesem Abschnitt befindet sich zuerst eine allgemeine Beschreibung des Bruchvorganges, anschließend werden die Ergebnisse der Bestimmung von Speicherentleerung und Abflusskurven präsentiert, gefolgt von einer Analyse der Breschenentwicklung für die jeweiligen Versuchsreihen. Danach sind die Ergebnisse aus der Messung der Breschenerosion sowie des Drainagewassers dargestellt. Finalisierend sind die für diese Thematik relevanten Erkenntnisse aus den Vorversuchen sowie die Ergebnisse aus den Versuchen im Vollmodell, zur Erfassung der Einflüsse des Symmetriemodells, zusammengefasst. Zur besseren Vergleichbarkeit sind die Ergebnisse auf das Vollmodell hochgerechnet dargestellt.

4.2.1 Beschreibung des Bruchvorganges

Der Bruchvorgang wurde unmittelbar nach Erreichen des Stauziels von 30 cm durch plötzliches Ziehen des Initialbreschenkörpers (vgl. Abschnitt 3.3.2) ausgelöst. Zunächst bildete sich ein schmaler Kanal luftseitig der Bresche aus, ein Teil des Wassers versickerte im Stützkörper. Das Material wurde zuerst am luftseitigen Rand der Bresche abgetragen, ein Teil davon lagerte sich weiter unten an der Böschung wieder an. Die luftseitige Böschung erodierte in die Tiefe und bildete dabei in der Anfangsphase einen gewellten Verlauf aus. Die Breitenentwicklung (parallel zur Dammachse) der initialen Bresche fand verzögert statt. Diese erfolgte kontinuierlich, während die seitlichen Flanken am luftseitigen Erosionskanal unregelmäßig nachbrachen. Mit Fortschreiten des Bruchvorganges nahm die luftseitige Böschung einen geradlinigen Verlauf an, die Neigung wurde stetig flacher. Die laterale Verbreiterung der Bresche stieg kontinuierlich bis zu einem Maximalwert, die Tiefenentwicklung hielt bis zum Erreichen einer stabilen Breschenform an. Diese stellte sich ein, wenn die Schleppkraft des Wassers zu gering war, um das Stützkörpermaterial zu transportieren. Gegen Ende des Bruchvorganges fand kein Materialausttrag mehr statt, es erfolgte lediglich eine Umlagerung von erodiertem Material an der wasserseitig gelegenen Bruchkante in Richtung des Dammkörpers.

Die Abbildungen 4.2 und 4.3 zeigen schematisch den Bruchvorgang anhand des Versuches M1₃ im Symmetriemodell 30 cm (SM30). Die Rastergröße in Abbildung 4.2 beträgt 5 cm und in Abbildung 4.3 10 cm. Für eine unverzerrte Darstellung der Überfallkrone erwies es sich als zweckmäßig, die wasserseitige Böschung aus einer normal zu dieser gerichteten Kameraposition isoliert zu betrachten.

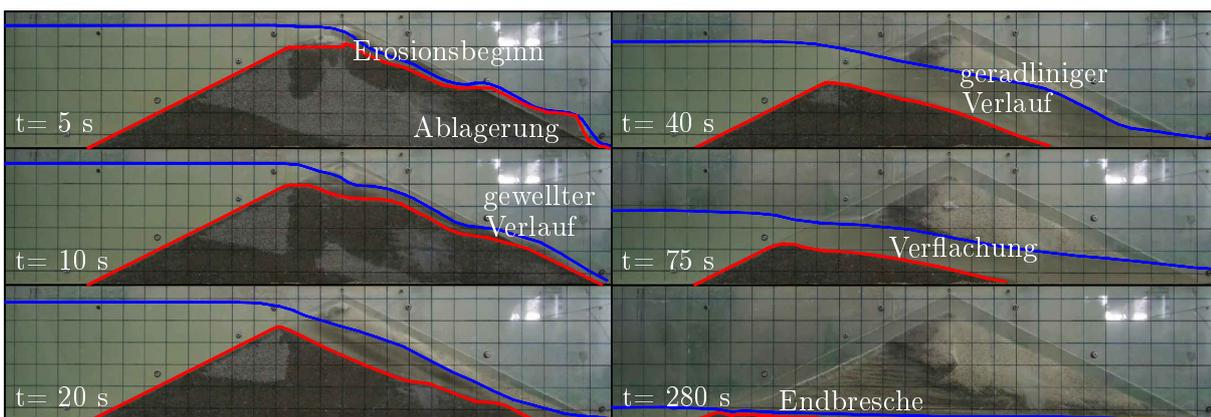


Abbildung 4.2: Schema des Bruchvorganges- Breschenentwicklung in der Symmetrieebene

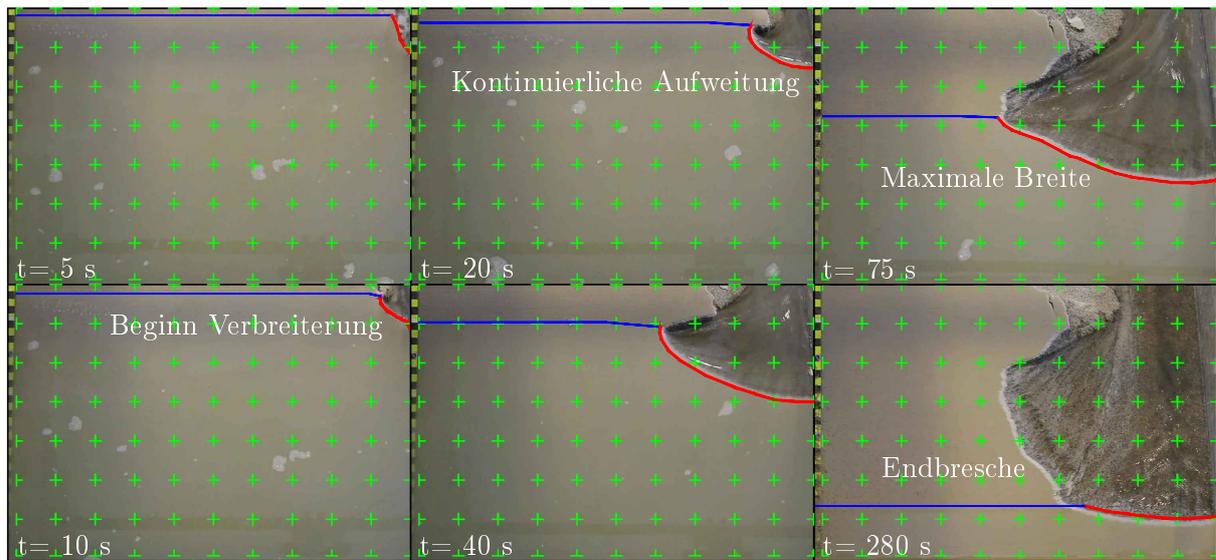


Abbildung 4.3: Schema des Bruchvorganges- Horizontale Breschenentwicklung

4.2.2 Speichorentleerung und Abflusskurven

Die Abbildungen 4.4, 4.6 und 4.8 zeigen die Messdaten der Sensoren im Speicher, hochgerechnet auf das Volumen des Reservoirs, die Abbildungen 4.5, 4.7 sowie 4.9 stellen die daraus resultierenden, geglätteten Abflusskurven dar. Tabelle 4.1 enthält eine Zusammenfassung der wesentlichen Parameter.

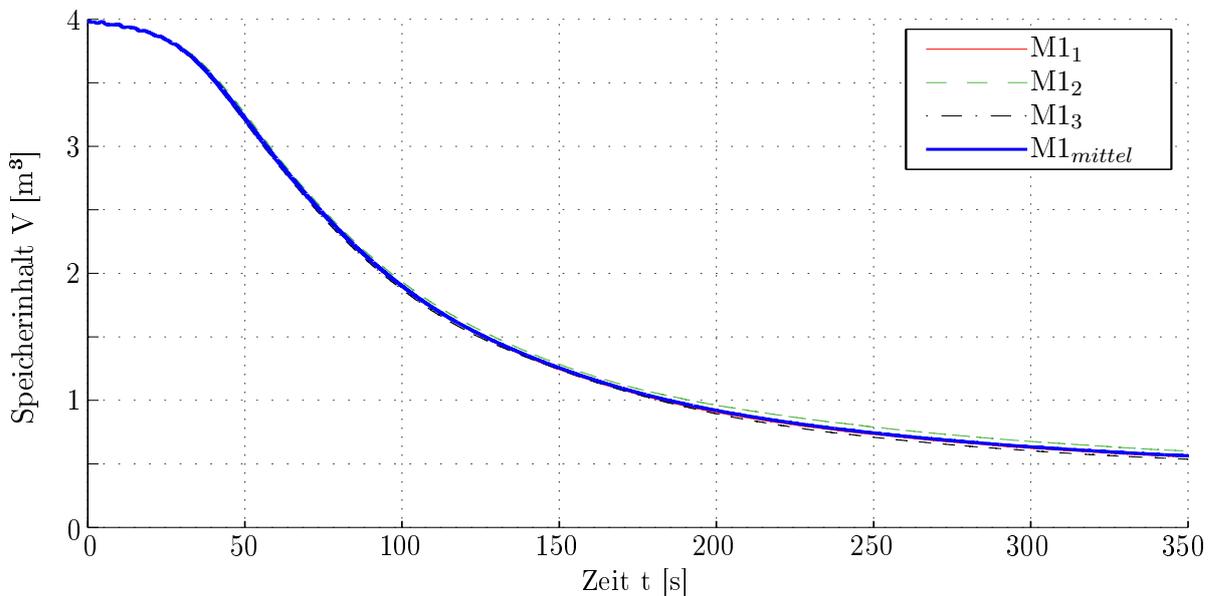


Abbildung 4.4: Speichorentleerung Versuchsreihe M1 (0,1- 2 mm)

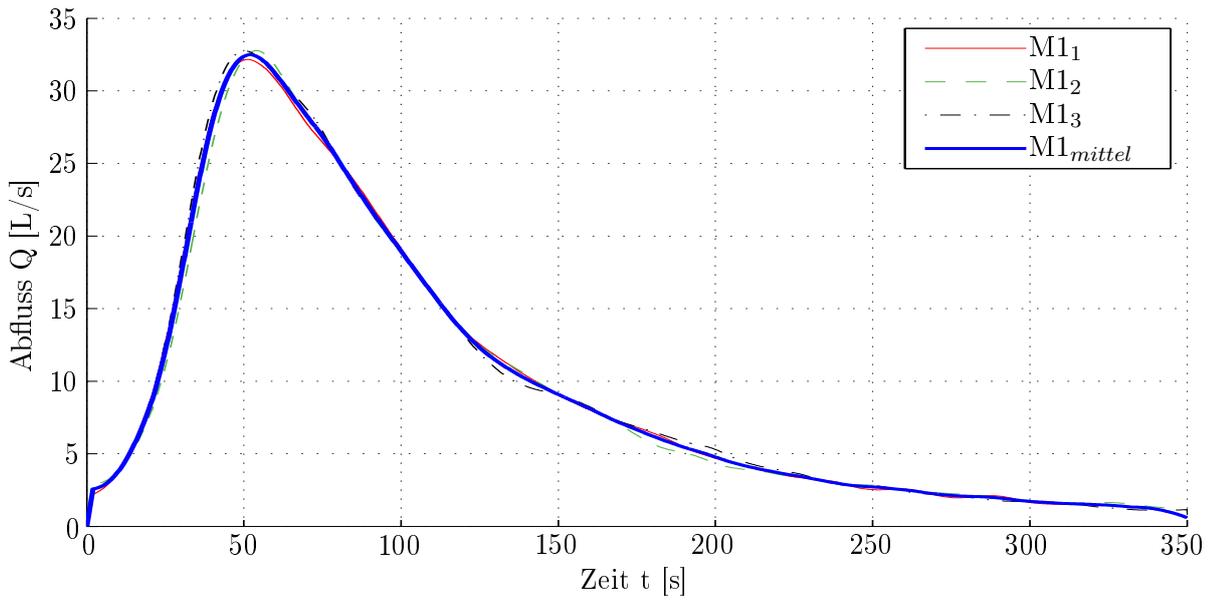


Abbildung 4.5: Abflusskurven Versuchsreihe M1 (0,1- 2 mm)

Die Ergebnisse der Versuchsreihe M1 im Modellstand SM30 zeigen, hochgerechnet auf das Vollmodell, einen Spitzenabfluss Q_{max} von 32,2 bis 32,8 L/s , ca. 50- 54 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges.

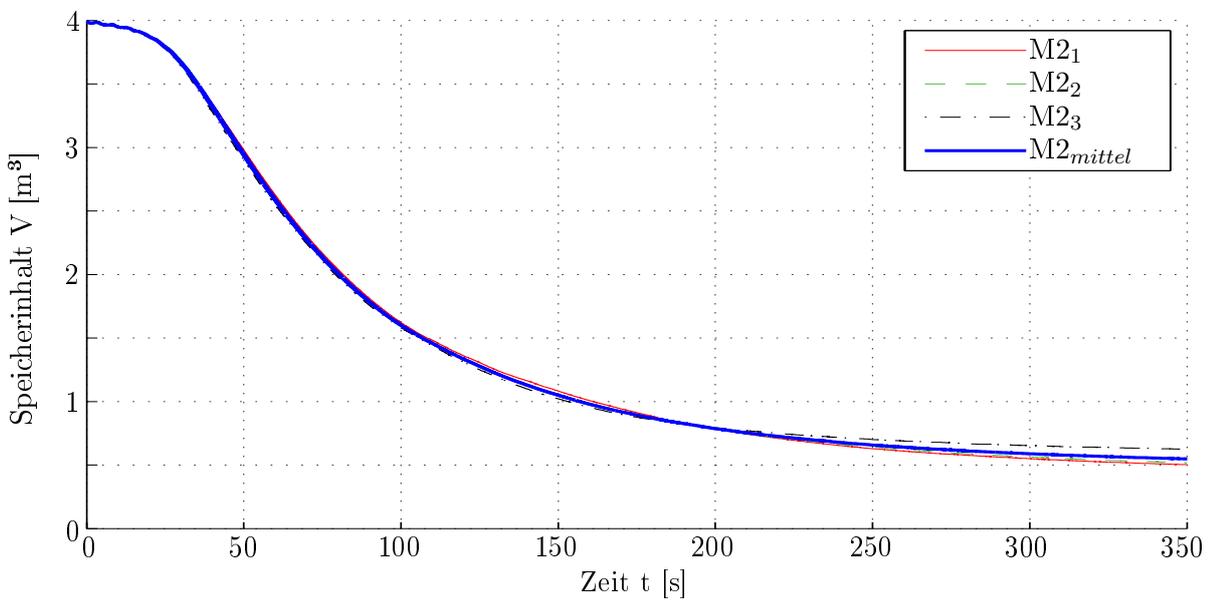


Abbildung 4.6: Speicherentleerung Versuchsreihe M2 (0,1- 4 mm)

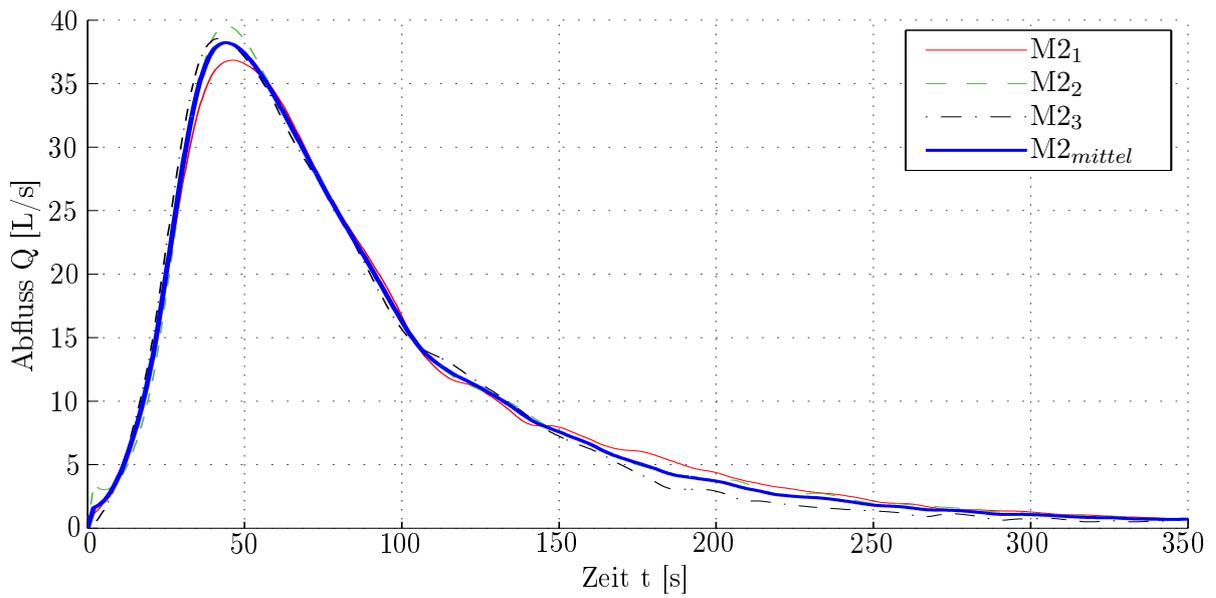


Abbildung 4.7: Abflusskurven Versuchsreihe M2 (0,1- 4 mm)

Die Spitzenabflüsse der Reihe M2 betragen zwischen 36,8 und 39,5 L/s nach einer Versuchsdauer von ca. 42- 46 Sekunden.

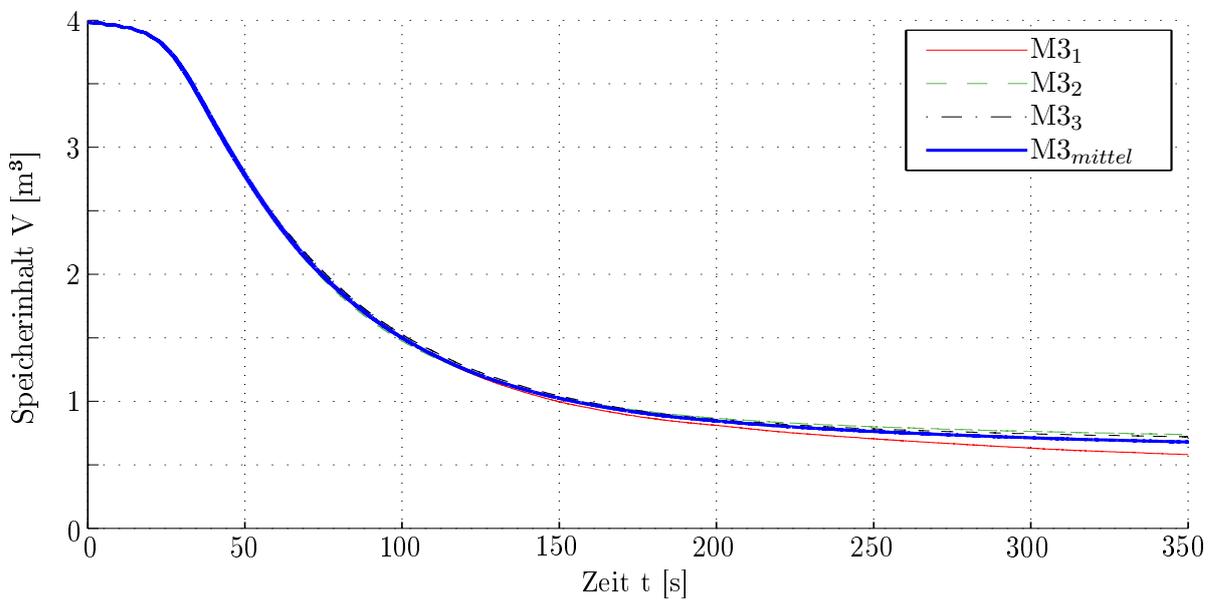


Abbildung 4.8: Speicherentleerung Versuchsreihe M3 (0,1- 8 mm)

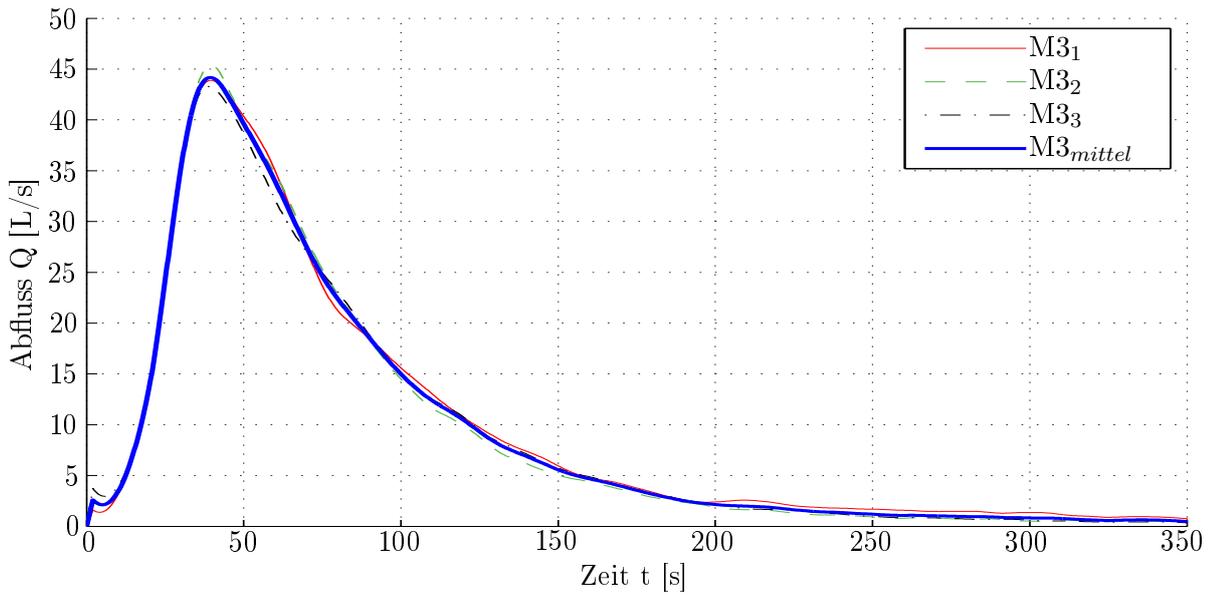


Abbildung 4.9: Abflusskurven Versuchsreihe M3 (0,1- 8 mm)

Beim größten Stützkörpermaterial, in der Versuchsreihe M3, befinden sich die maximalen Abflusswerte im Bereich von 43,3 bis 45,4 L/s nach einer Bruchzeit von ca. 39 bis 40 Sekunden. Nachfolgende Tabelle 4.1 enthält zusammenfassend die Spitzenabflüsse Q_{max} , die Zeit der Spitzenabflüsse nach Auslösung des Bruchvorganges t_{Qmax} sowie das verbleibende Speichervolumen V_{tQmax} zur Zeit des Spitzenabflusses.

Tabelle 4.1: Zusammenfassung- Abflusskurven Serie M

Versuch	Q_{max} [L/s]	t_{Qmax} [s]	V_{tQmax} [m ³]	V_{tQmax} [%]
M1 ₁	32,2	51,2	3,17	79,2
M1 ₂	32,8	54,0	3,13	78,3
M1 ₃	32,8	50,4	3,18	79,5
M1_{mittel}	32,6	51,9	3,16	79,0
M2 ₁	36,8	46,0	3,13	78,3
M2 ₂	39,5	44,0	3,18	79,5
M2 ₃	38,5	41,6	3,22	80,5
M2_{mittel}	38,3	44,2	3,17	79,2
M3 ₁	43,9	39,6	3,22	80,5
M3 ₂	45,4	39,6	3,21	80,3
M3 ₃	43,3	38,8	3,25	81,3
M3_{mittel}	44,2	39,3	3,22	80,5

4.2.3 Breschenentwicklung

Durch die Ausführung als Symmetriemodell war es möglich, die Entwicklung der Bresche während des Bruchvorganges aufzuzeichnen. Aus hydraulischer Sicht verhält sich die Bresche wie ein sich stetig veränderndes Überfallwehr. Dieser Abschnitt befasst sich mit der Ausbildung dieses Wehres mit besonderem Fokus auf die Überfallkrone der Bresche. Nachfolgend wird zuerst die vertikale, danach die horizontale Breschenentwicklung präsentiert.

4.2.3.1 Vertikale Breschenentwicklung

Die Abbildungen 4.10 und 4.11 zeigen die Entwicklung des Stützkörpers bzw. der Bresche in der Symmetrieebene normal zur Dammachse, am Beispiel der Versuche M1₃, M2₃ und M3₂ (Spalten von links nach rechts). Die Rastergröße beträgt 5 cm.

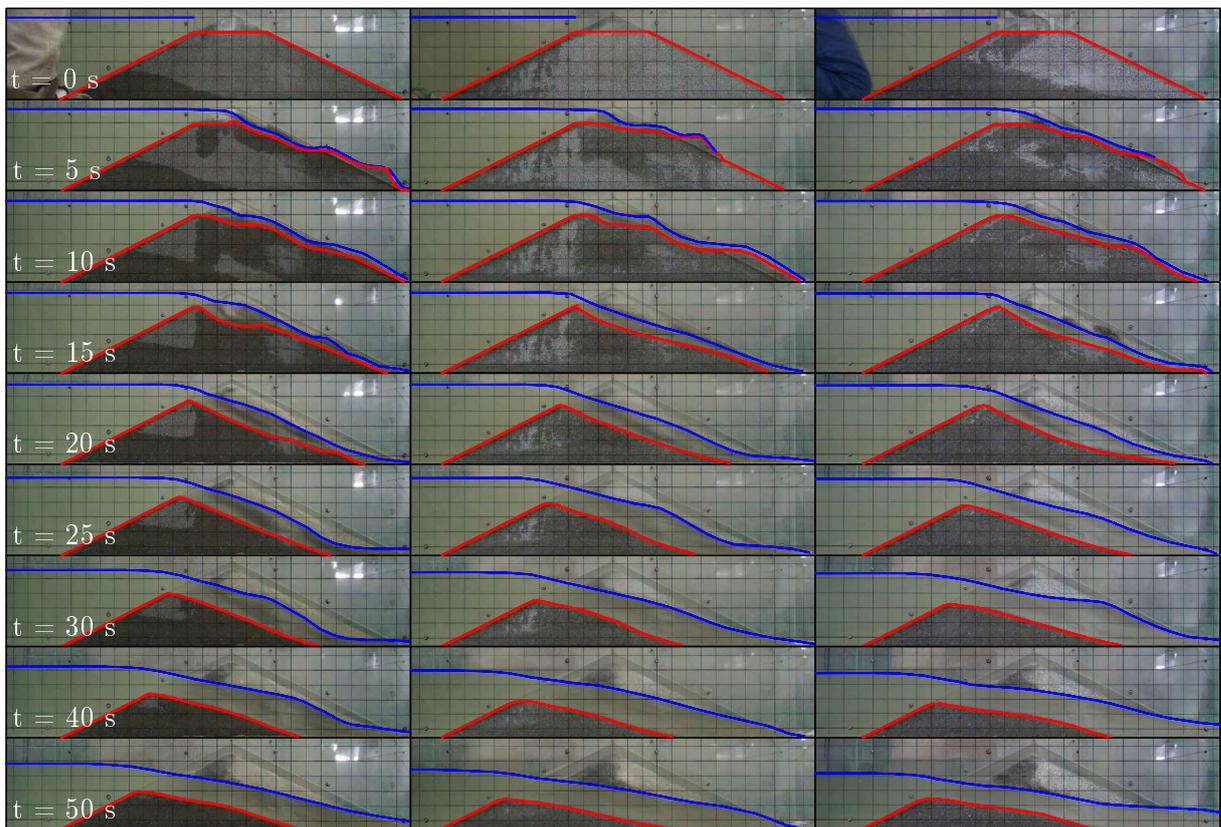


Abbildung 4.10: Vertikale Breschenentwicklung 0- 50 s- Versuchsreihe M1, M2, M3

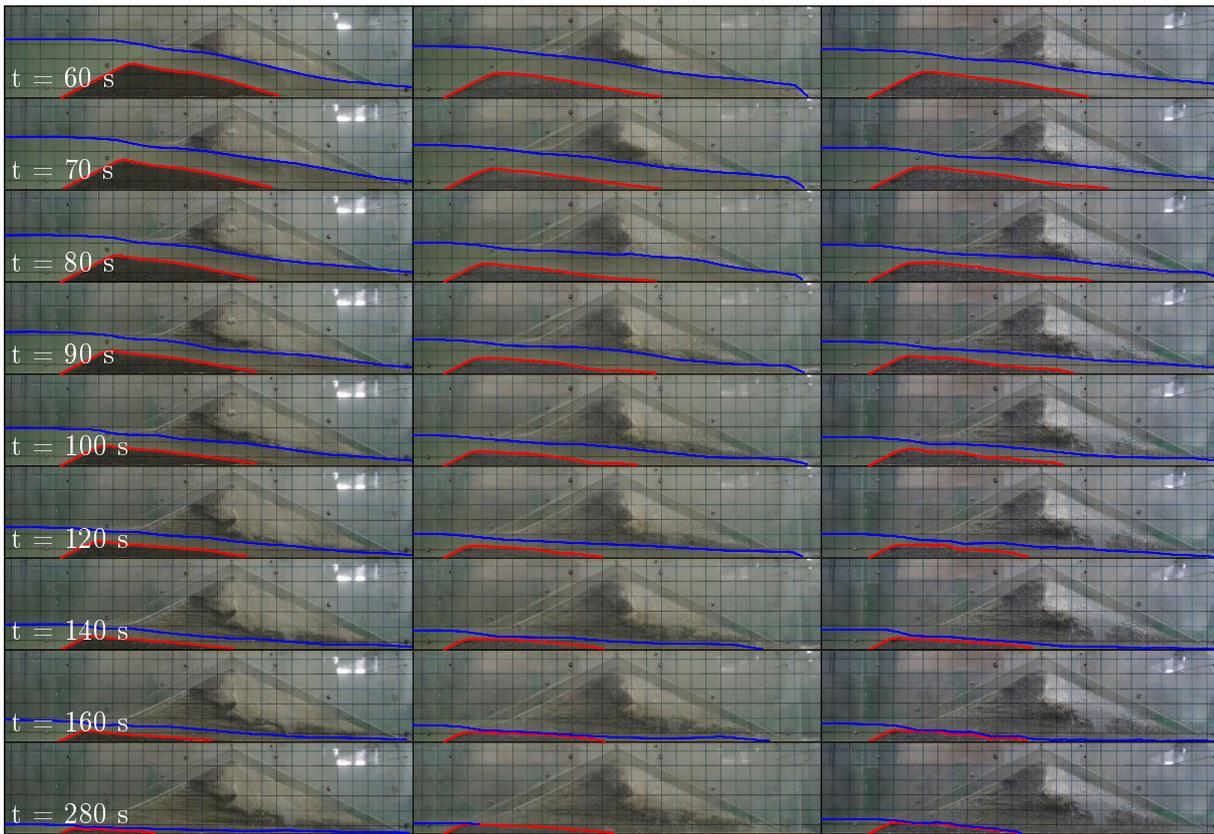


Abbildung 4.11: Vertikale Breschenentwicklung 60- 280 s- Versuchsreihe M1, M2, M3

Aus versuchstechnischen Gründen sind die untersten 25 mm des Dammquerschnittes für diese Aufnahmen mit der Seitenkamera verdeckt, die Breschengeometrien konnten hier mit den 2 lotrecht projizierenden Kameras rekonstruiert werden.

In den Abbildungen 4.12, 4.14 und 4.16 ist die vertikale Breschenentwicklung aus den in Zeitintervallen Δt aufgetragenen Querschnitten ersichtlich. Die Abszisse stellt dabei die Distanz zur Dammachse in Fließrichtung dar, die Ordinate den lotrechten Abstand zur Dammaufstandsfläche.

Die Abbildungen 4.13, 4.15 und 4.17 zeigen die zeitliche Entwicklung der Höhe der Breschenüberfallkrone w im Vergleich zum maximalen Überstau der Breschensohle h_0 , definiert als lotrechter Abstand zwischen dem Hochpunkt der Breschensohle in der Symmetrieebene und dem jeweiligen Wasserspiegel im Reservoir. Diese Daten sind leicht geglättet dargestellt.

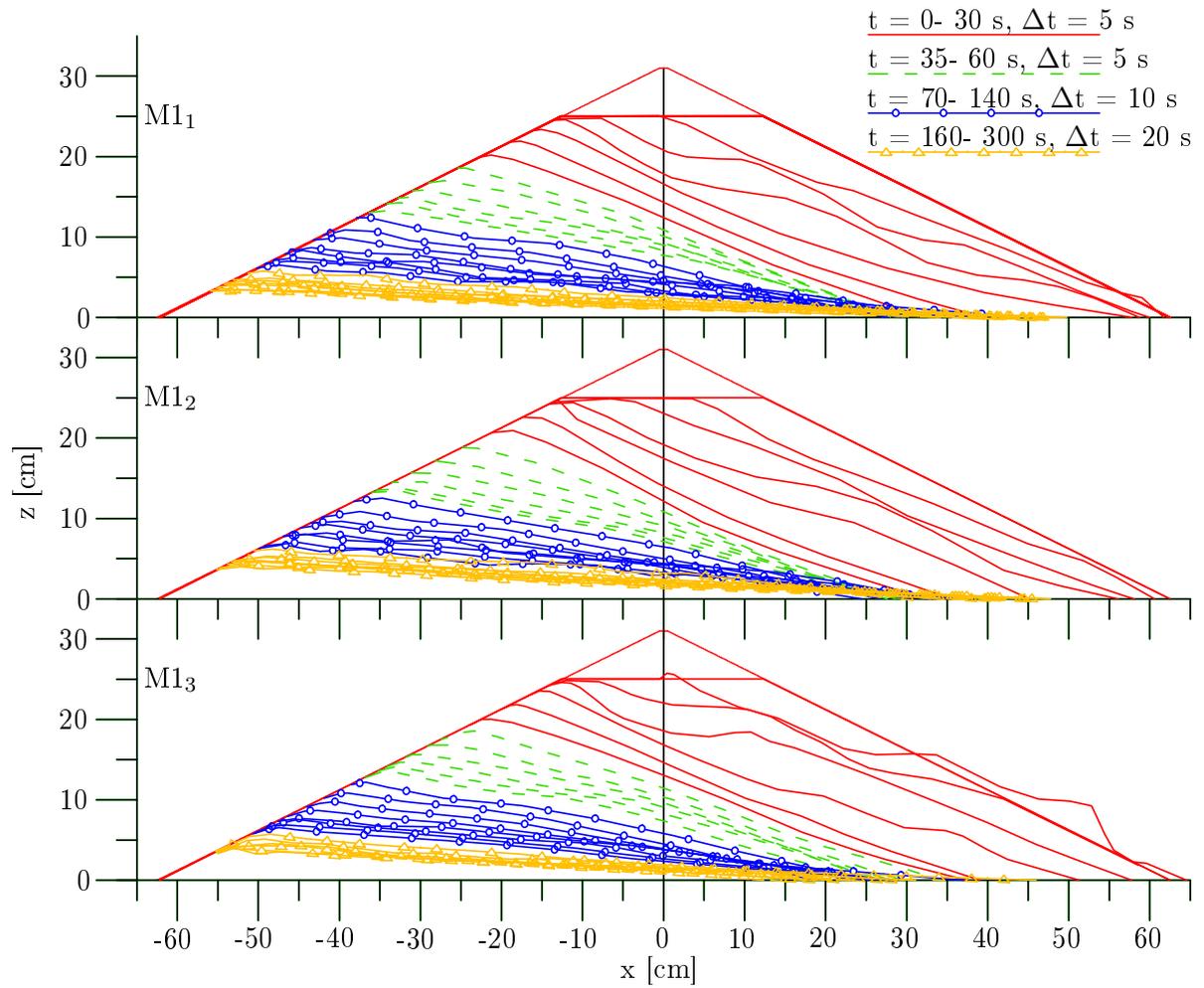


Abbildung 4.12: Breschengeometrien in der Symmetrieebene- M1

Die Überfallkrone der Bresche war bei der Versuchsreihe M1 nach ca. 280 bis 300 Sekunden weitgehend stabil. Die finale Breschenkronenhöhe betrug ca. 4 cm.

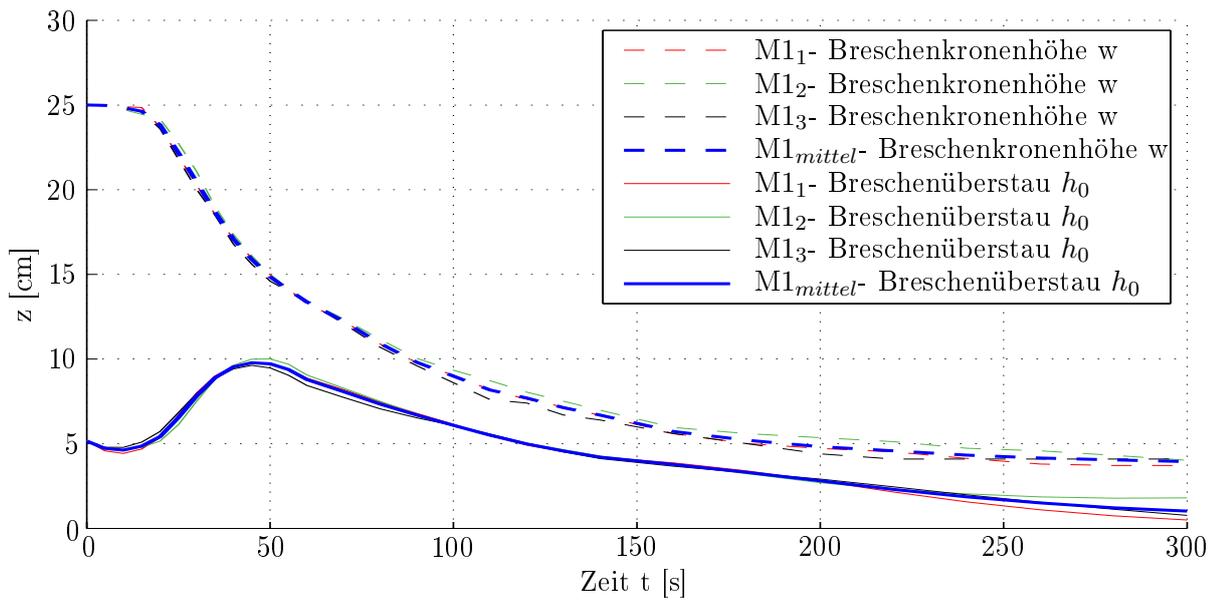


Abbildung 4.13: Breschenkronenhöhe und Breschenüberstau- M1

Die Erosion erfolgte zuerst auf der luftseitigen Böschung (vgl. Abschnitt 4.2.1), nach ca. 11 Sekunden Bruchzeit bewegte sich die Breschenkrone stetig nach unten. Der Breschenüberstau h_0 erreichte ein Maximum von 9,8 bis 10,2 cm, nach einer Zeit von 48- 51 Sekunden.

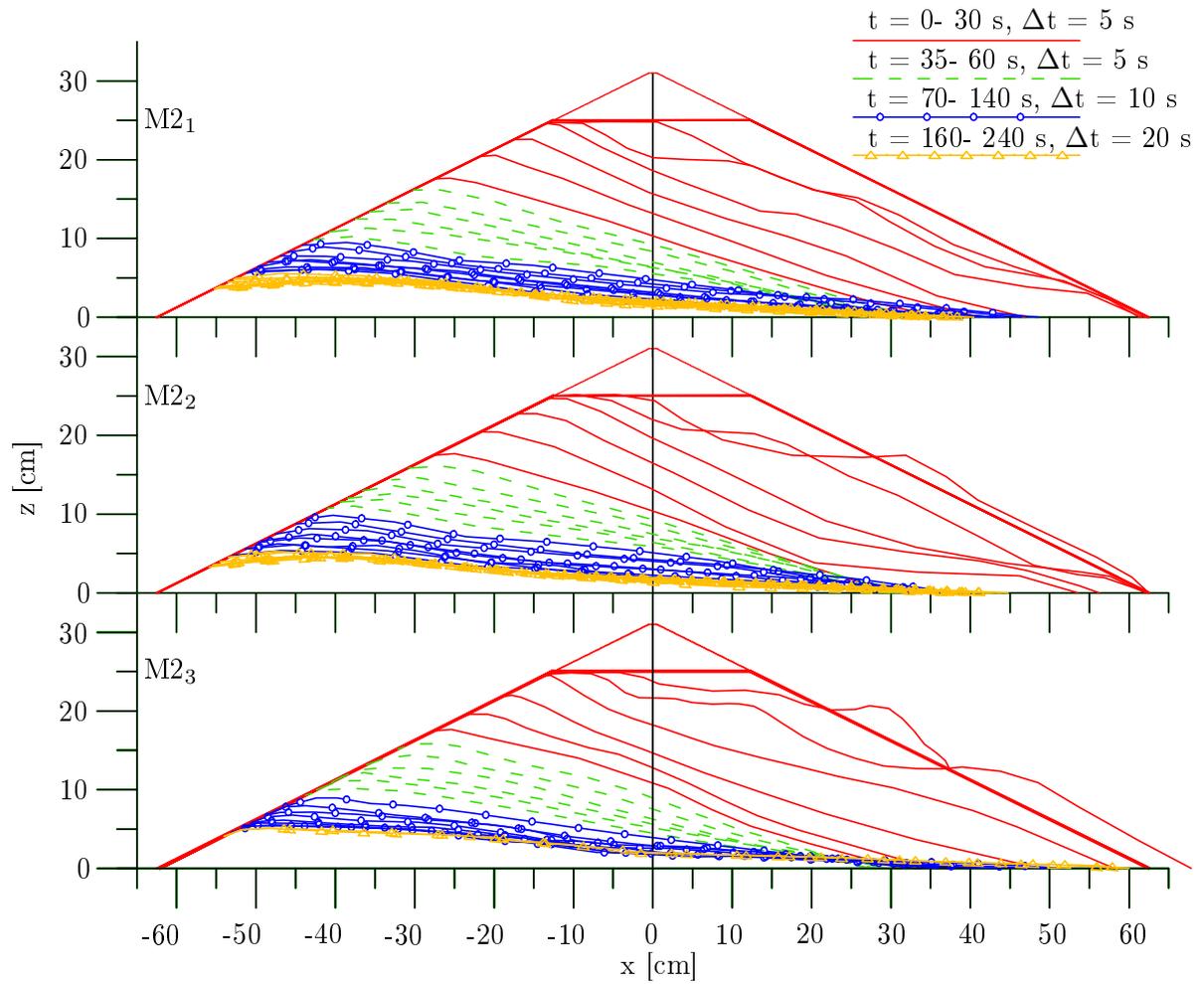


Abbildung 4.14: Breschengeometrien in der Symmetrieebene- M2

Bei der Versuchsreihe M2 stabilisierte sich die Breschenkronen nach ca. 200 bis 240 Sekunden, bei einer finalen Kronenhöhe von ca. 5 cm.

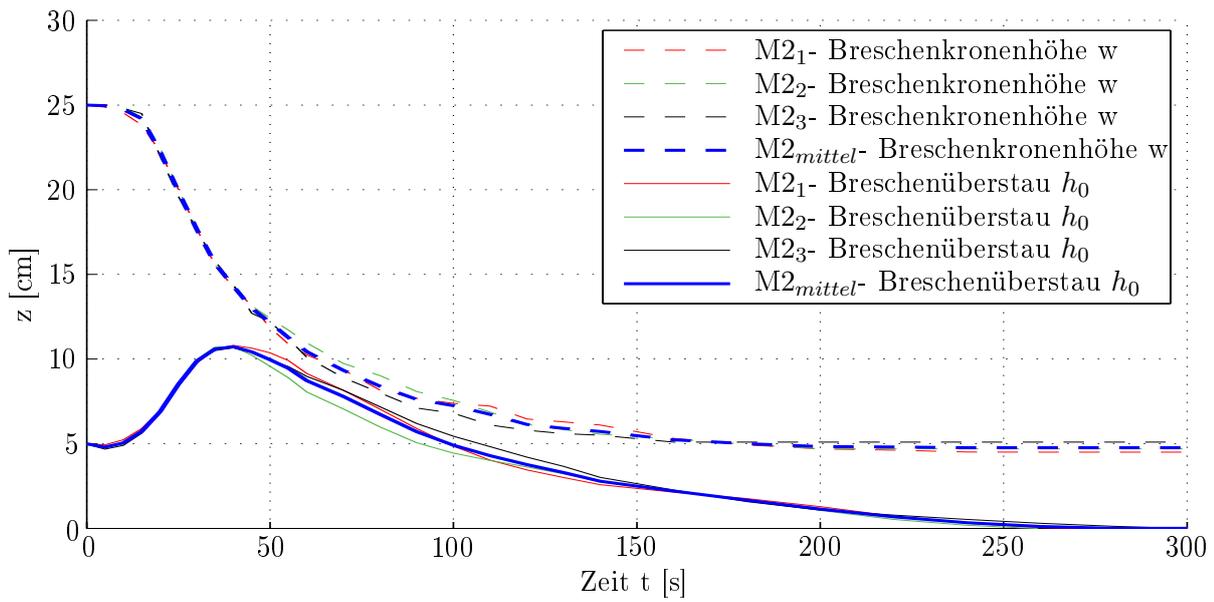


Abbildung 4.15: Breschenkronenhöhe und Breschenüberstau- M2

Die Tiefenentwicklung der Überfallkrone begann ca. 9 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges. Der Breschenüberstau in der Symmetrieebene h_0 erreichte nach 38- 41 Sekunden Spitzenwerte von 10,7- 11,2 cm.

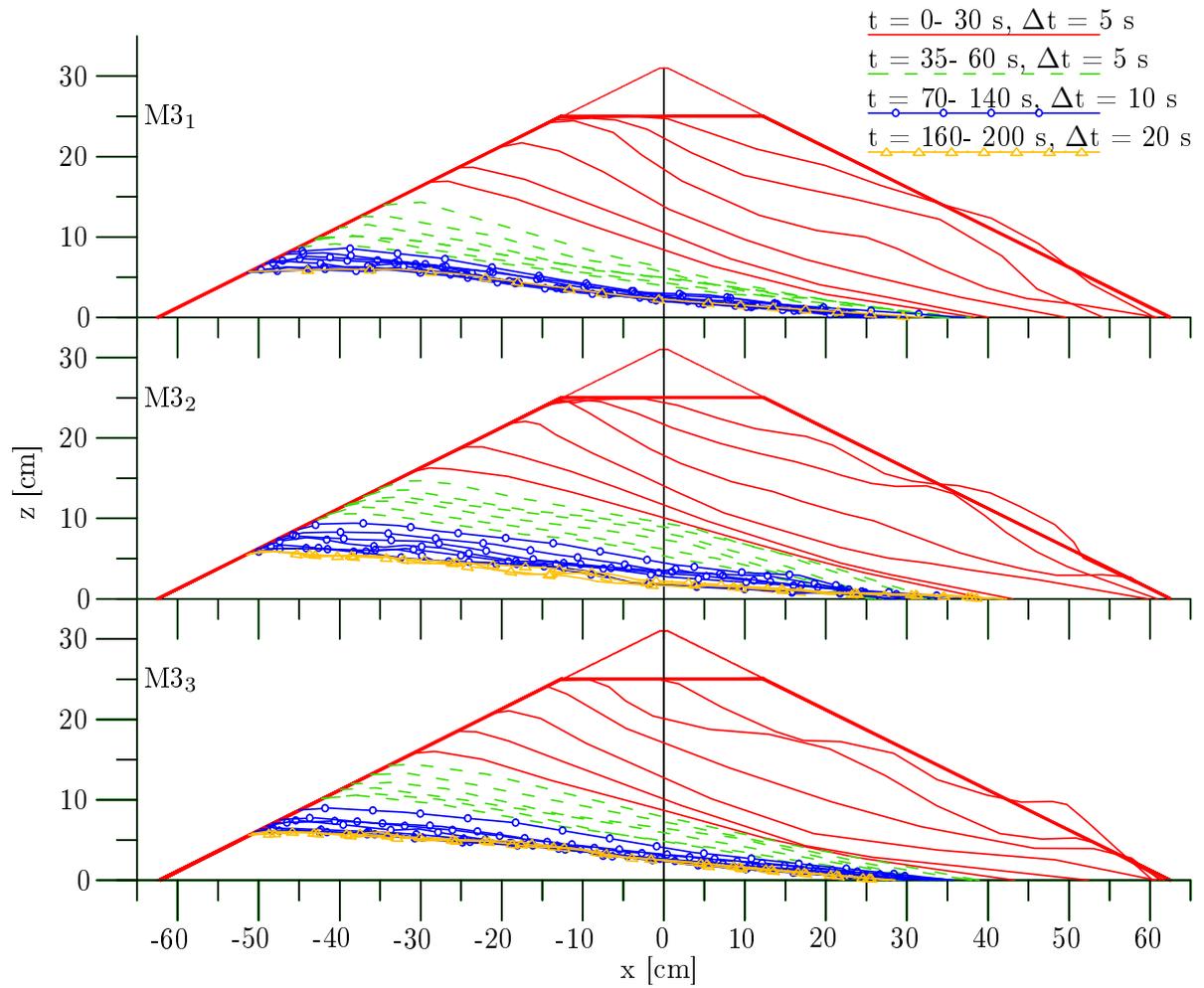


Abbildung 4.16: Breschengeometrien in der Symmetrieebene- M3

Nach ca. 160- 200 Sekunden erfolgte eine Stabilisierung der Breschenkronen bei der Versuchsreihe M3, mit einer endgültigen Höhe von ca. 6 cm.

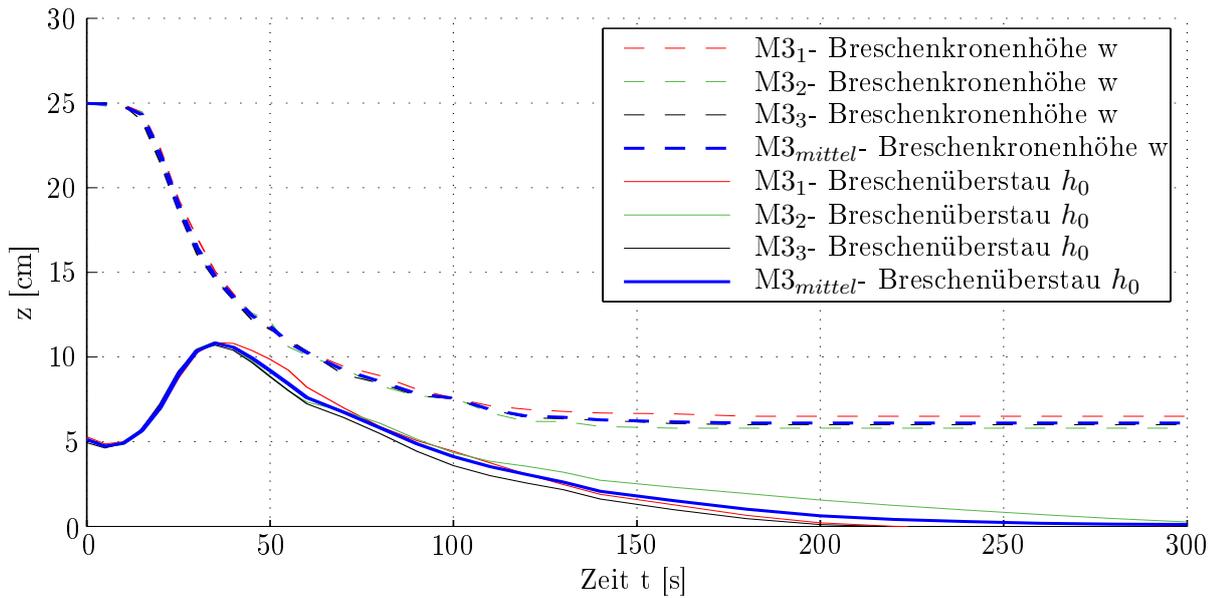


Abbildung 4.17: Breschenkronenhöhe und Breschenüberstau- M3

Die Breschenkrone begann sich nach ca. 4 Sekunden Bruchzeit in die Tiefe zu entwickeln. Der Maximalwert des Breschenüberstaus h_0 betrug 11,1- 11,3 cm, nach einer Versuchsdauer von 32- 34 Sekunden.

4.2.3.2 Horizontale Breschenentwicklung

Die Abbildungen 4.18, 4.19 sowie 4.20 zeigen die Breschenkronenentwicklung der Versuche M1₃, M2₃ und M3₂ (Spalten von links nach rechts) im Grundriss der orografisch linken, geschnittenen, wasserseitigen Dammböschung im Symmetriemodell SM30. Die rote Linie markiert die benetzte Krone der Überfallbresche, die blaue Linie stellt jeweils die vorherrschende Wasserspiegelanschlagslinie dar. Die Rastergröße beträgt 10 cm.

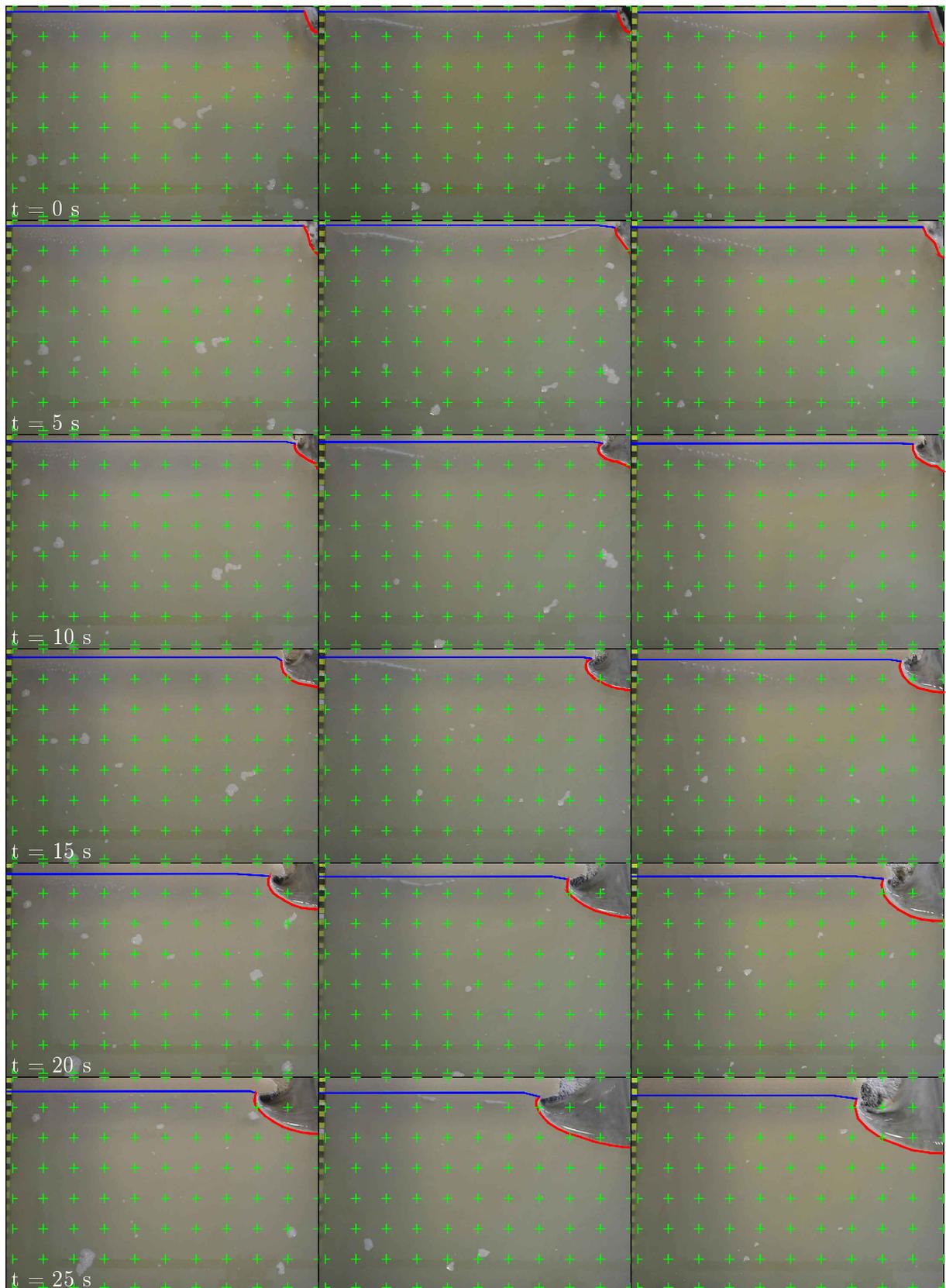


Abbildung 4.18: Horizontale Breschenentwicklung 0- 25 s- Versuchsreihe M1, M2, M3

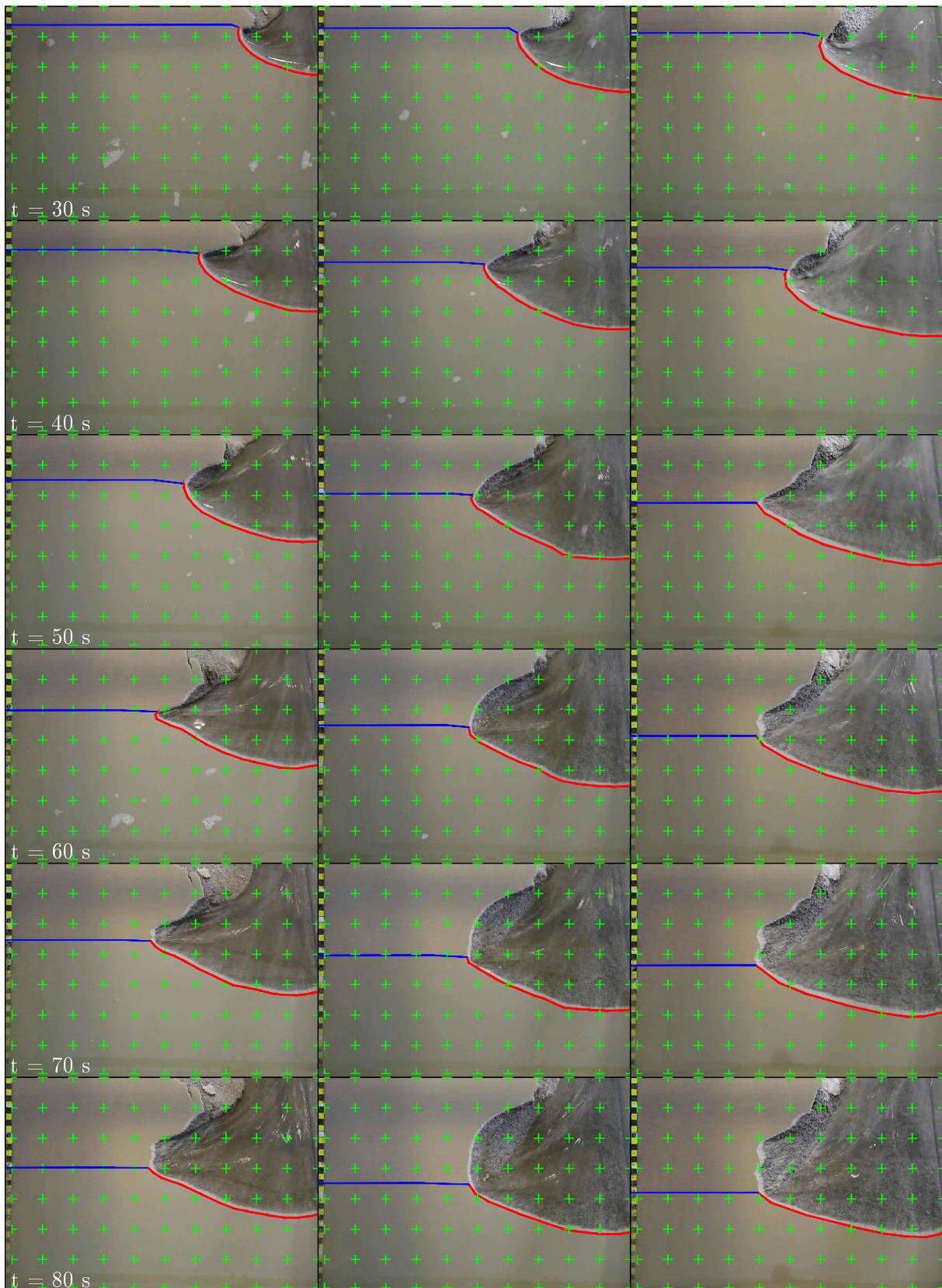


Abbildung 4.19: Horizontale Breschenentwicklung 30- 80 s- Versuchsreihe M1, M2, M3

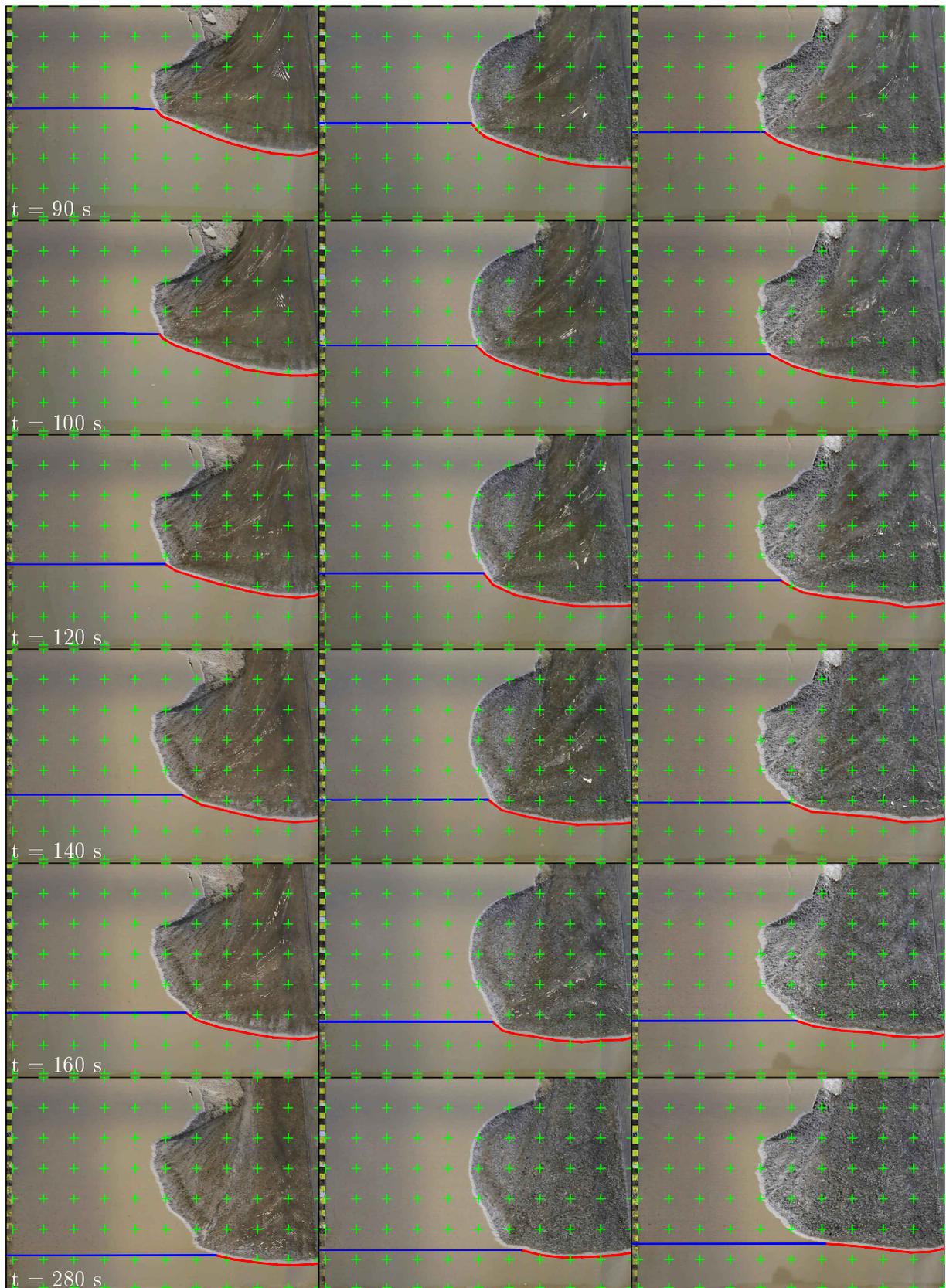


Abbildung 4.20: Horizontale Breschenentwicklung 90- 280 s- Versuchsreihe M1, M2, M3

Die Abbildungen 4.21, 4.23 sowie 4.25 veranschaulichen die horizontale Entwicklung der Breschenkrone in den Zeitintervallen Δt . Die Ordinate s bildet die Distanz zur Dammachse entlang der wasserseitigen Böschung, während die Abszisse y die Entfernung von der Symmetrieachse des Schnittmodells repräsentiert. Durch einen geringen Einfluss der Seitenwandung sind die Breschenkronenverläufe an der Symmetrieebene leicht deklinant.

Der Erosionsvorgang begann zunächst an der luftseitigen Böschung, anschließend erfolgte eine Aufweitung der Bresche bzw. eine Tiefenentwicklung (vgl. Abschnitt 4.2.1). Dabei nahm die Überfalllänge stetig bis zu einem Maximalwert zu, danach erfolgte eine ebenso stetige Reduktion, bis die Bresche einen stabilen Endzustand erreichte.

In den Grafiken 4.22, 4.24 und 4.26 ist die zeitliche Entwicklung der benetzten Breschenkronenlänge illustriert. Die Daten sind auf das Vollmodell hochgerechnet dargestellt. Aufgrund der sehr flachen Spitze der Kurve können die Zeitpunkte der Maximalwerte nur mit einer Genauigkeit von ± 5 Sekunden bestimmt werden.

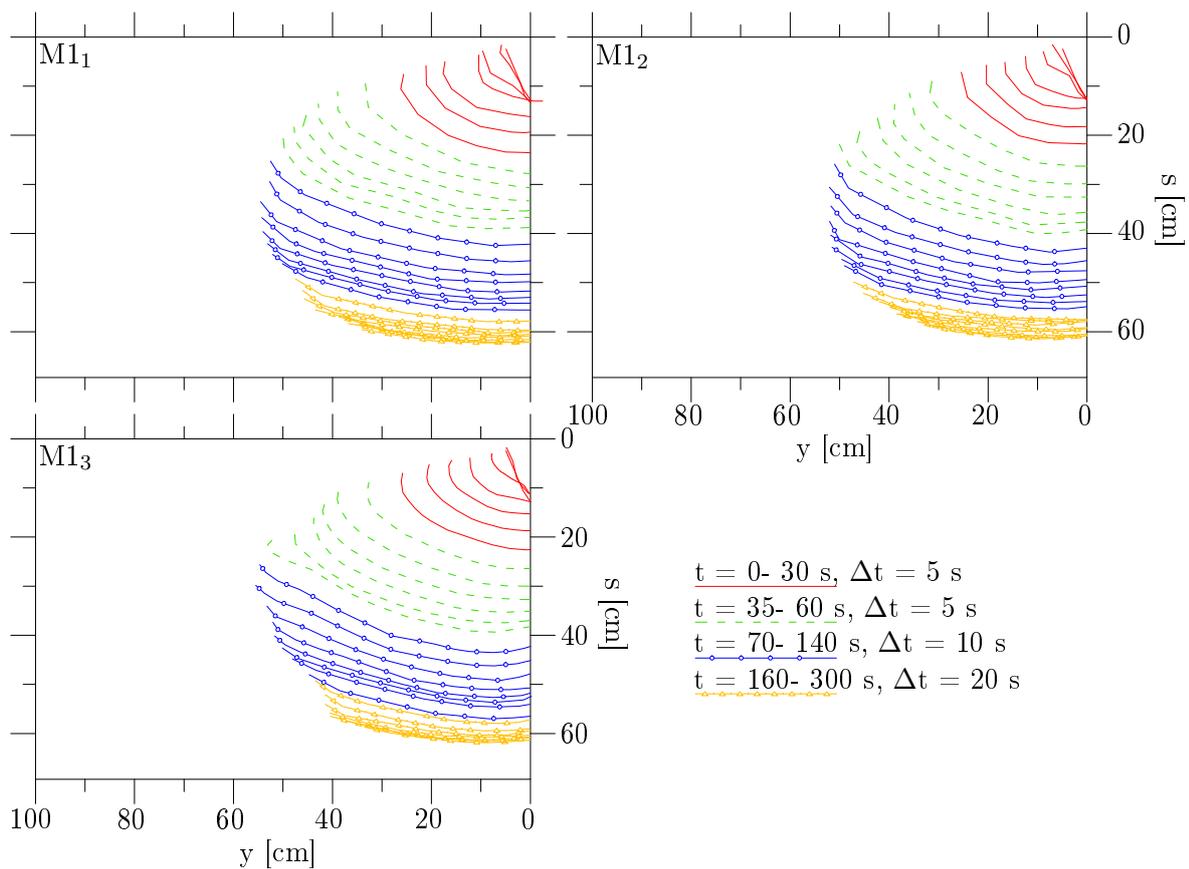


Abbildung 4.21: Breschenkronenentwicklung- M1

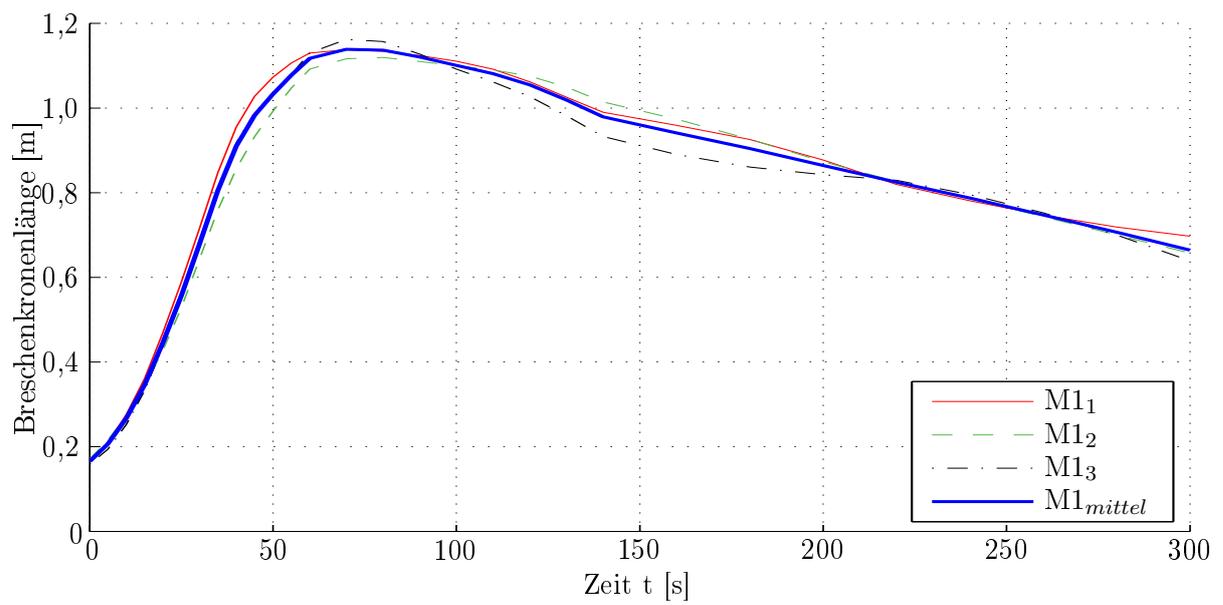


Abbildung 4.22: Breschenkronenlänge- M1

Beim Stützkörpermaterial M1 betrug die maximale Länge der Breschenkrone zwischen 1,13 und 1,17 m, nach einer Bruchzeit von ca. 70- 80 Sekunden. Die Breitenentwicklung der Bresche setzte ca. 5 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges ein.

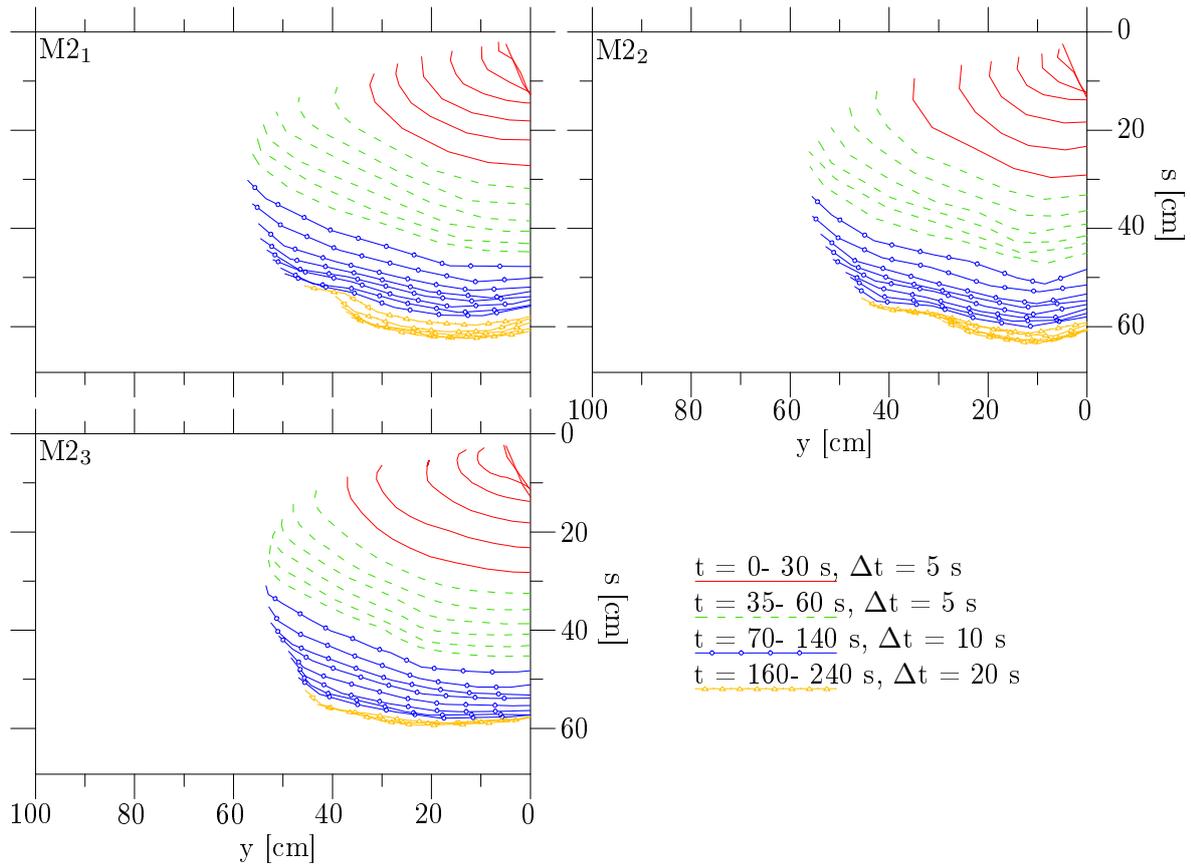


Abbildung 4.23: Breschenkronenentwicklung- M2

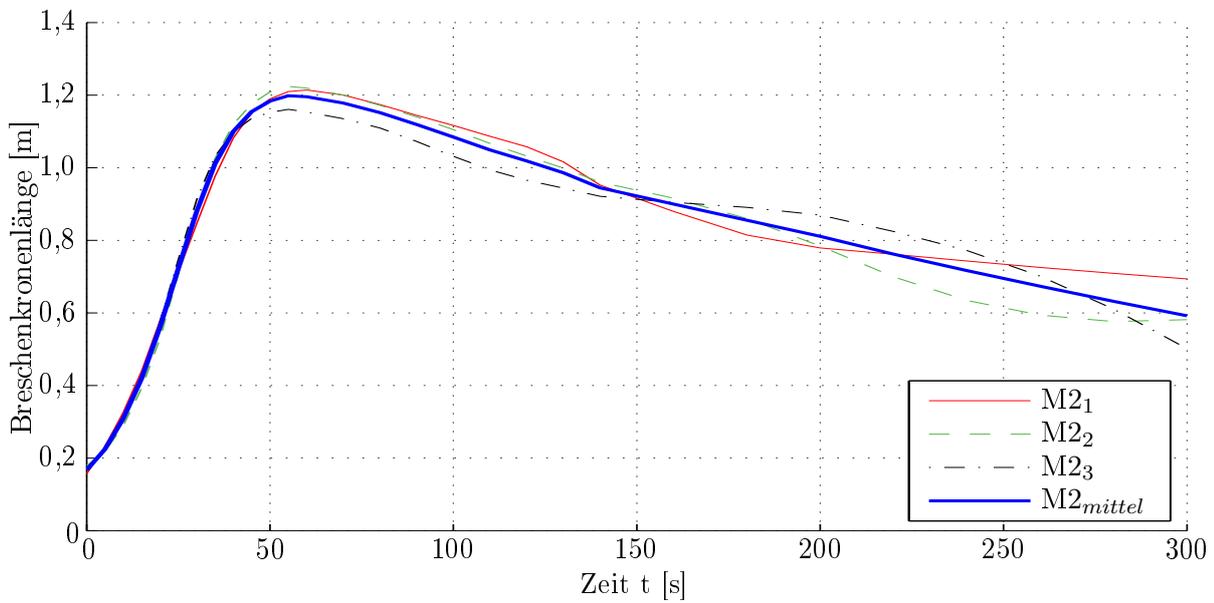


Abbildung 4.24: Breschenkronenlänge- M2

Das Maximum der benetzten Breschenkronenlänge wurde bei den Versuchen mit dem Material M2 nach ca. 60 Sekunden Bruchzeit erreicht, mit Spitzenwerten von 1,16- 1,23 m. Nach 4 Sekunden Bruchdauer begann sich die Bresche in die Breite zu entwickeln.

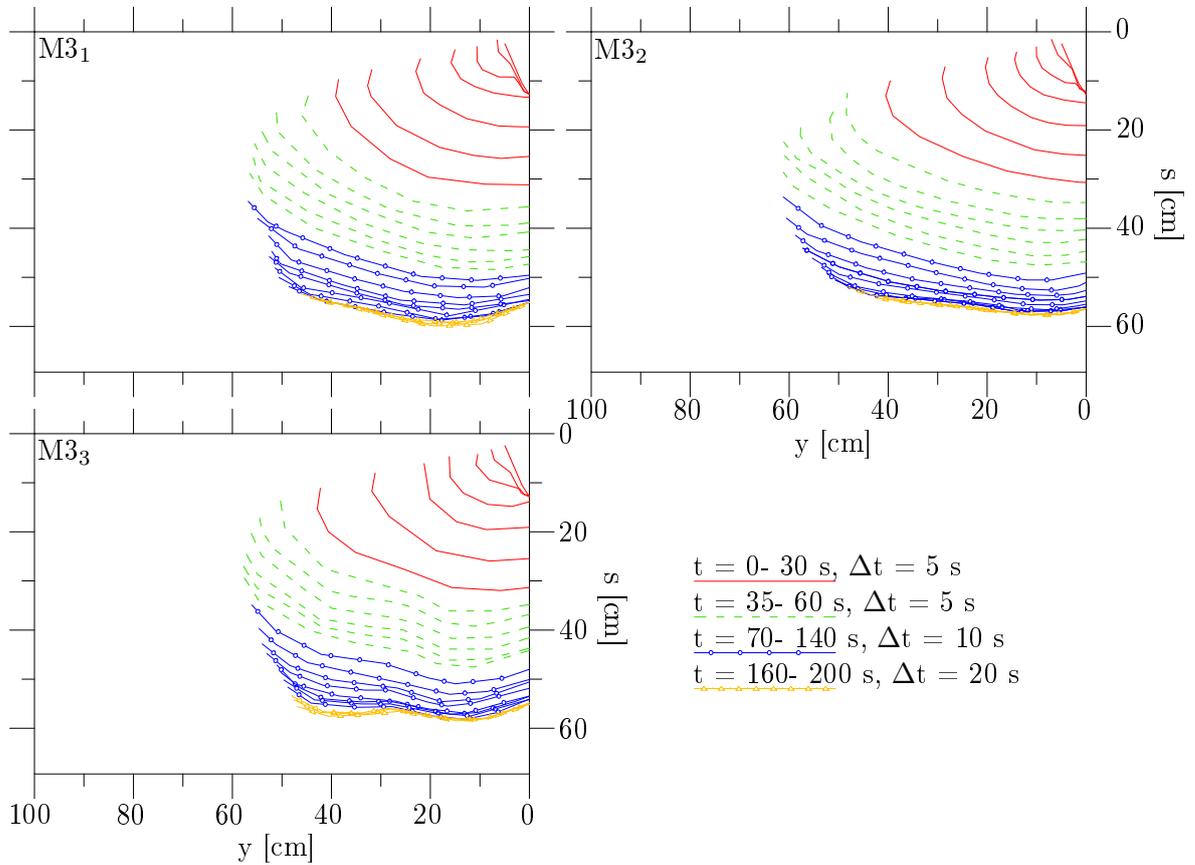


Abbildung 4.25: Breschenkronenentwicklung- M3

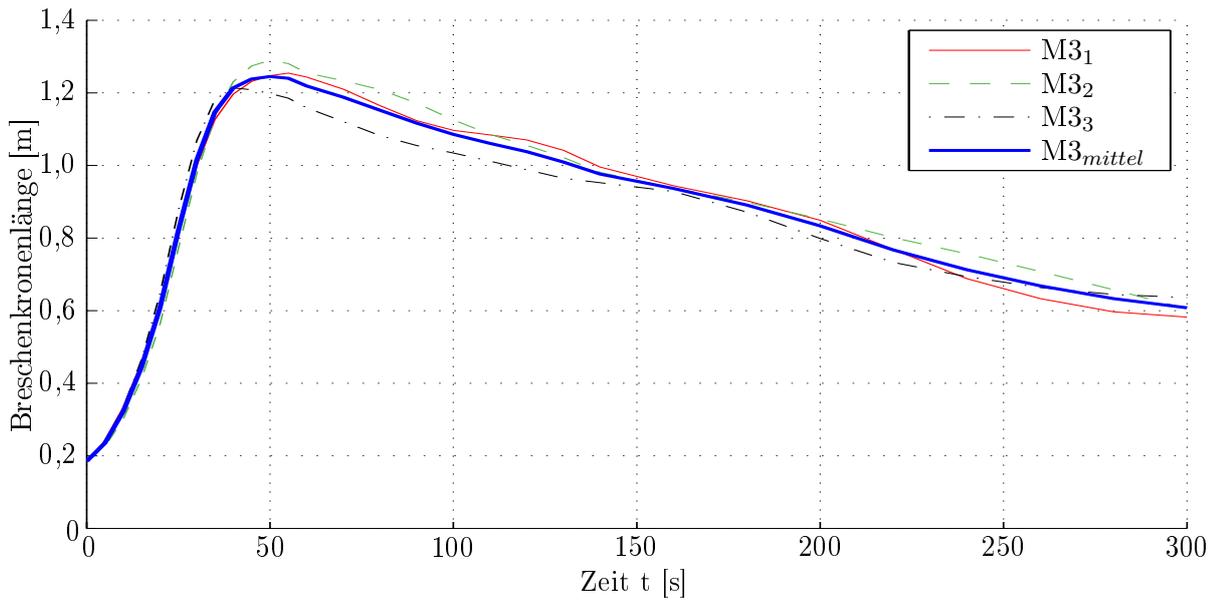


Abbildung 4.26: Breschenkronenlänge- M3

Beim Stützkörpermaterial M3 betrug das Maxima der benetzten Breschenkronenlänge zwischen 1,22 und 1,30 m, nach einer Versuchsdauer von ca. 40- 45 Sekunden. Die Breitenentwicklung der Bresche begann 3 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges.

4.2.3.3 Finale Breschenform

Mit Hilfe des in Abschnitt 3.3.4.6 beschriebenen Systems war es möglich, die Geometrie der Endbresche dreidimensional zu erfassen und das Volumen zu bestimmen. In nachfolgendem Abschnitt werden die maximale Breschenbreite b_{Bmax} sowie die Bruchkanten der stabilisierten Endbresche für die jeweiligen Versuche der Serie M präsentiert.

Die Abbildungen 4.27, 4.29 und 4.31 zeigen die stabilisierten Endbreschen, in den Grafiken 4.28, 4.30 sowie 4.32 sind die Bruchkanten der finalen Breschen für die jeweilige Versuchsreihe dargestellt. Die ursprüngliche Kronenachse befindet sich auf der Höhe $s = 0$ bzw. am oberen Bildrand.

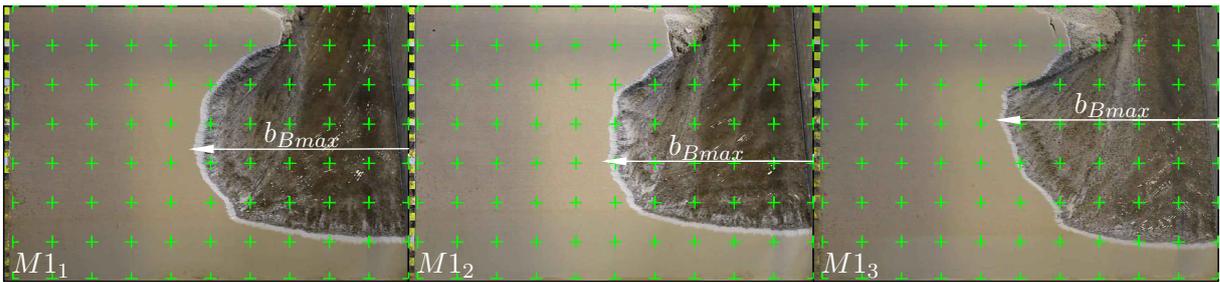


Abbildung 4.27: Maximale Breschenbreite- M1

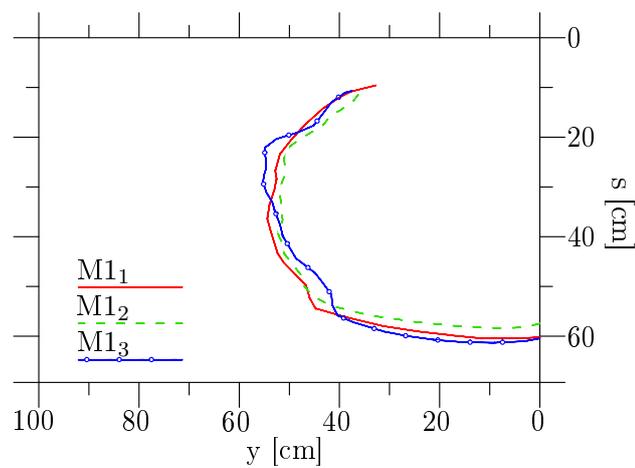


Abbildung 4.28: Bruchkanten der finalen Bresche- M1

Hochgerechnet auf das Vollmodell ergaben sich bei der Versuchsreihe M1 maximale Breitenausdehnungen zwischen 1,05 und 1,10 m. Die Volumina der finalen Breschen betragen 132- 136 L.

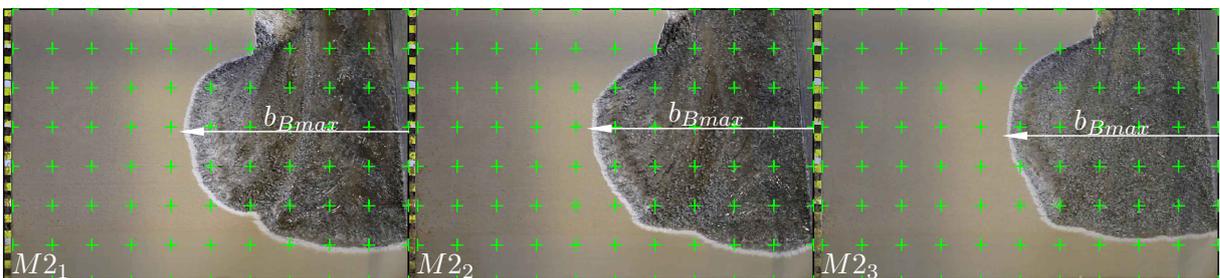


Abbildung 4.29: Maximale Breschenbreite- M2

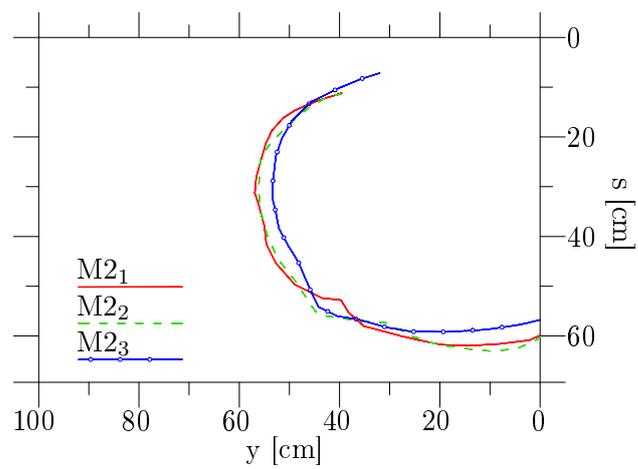


Abbildung 4.30: Bruchkanten der finalen Bresche- M2

Bei den Versuchen mit der mittleren Körnung betrug die maximale Breschenbreite 1,07 bis 1,14 m, bei einem Breschenvolumen von 126- 134 L.

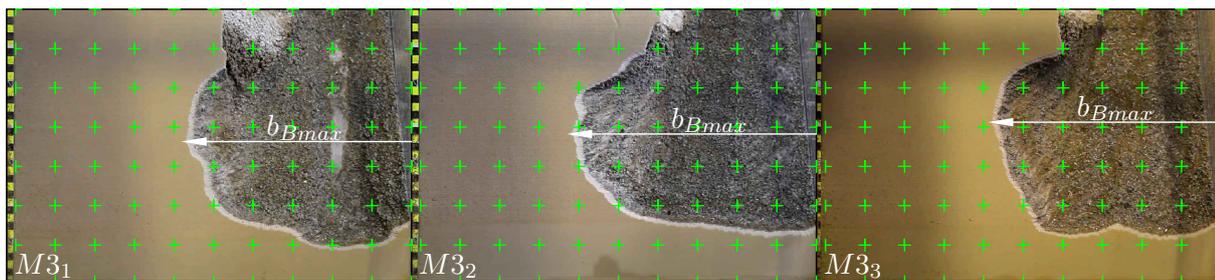


Abbildung 4.31: Maximale Breschenbreite- M3

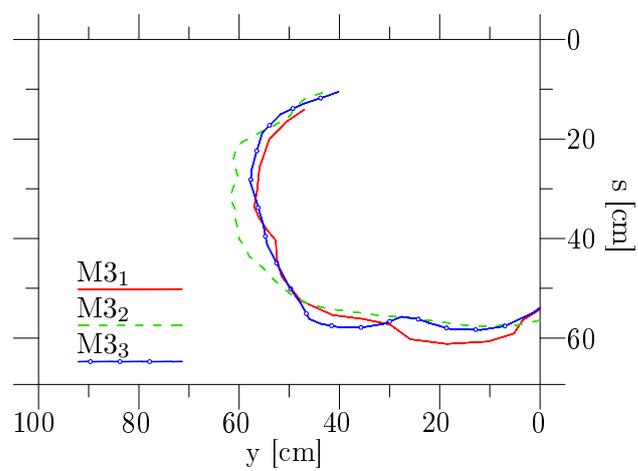


Abbildung 4.32: Bruchkanten der finalen Bresche- M3

Die maximale Breite der finalen Breite variierte bei der Versuchsreihe M3 zwischen 1,14 und 1,24 m. Das Volumen betrug 134- 136 Liter.

Gegen Ende des Bruchvorganges entwickelte sich die Krone der Bresche sehr heterogen. Zu diesem Zeitpunkt erfolgte kein Materialaustrag mehr, es fand lediglich eine Umlagerung statt. Zum einen zeigte sich ein stetiger Verlauf der Überströmung (vgl. M3₂), zum anderen bildeten sich örtliche, schmalere und tiefer überströmte Rinnen aus (vgl. M3₁ und M3₃).

4.2.3.4 Zusammenfassung

In Tabelle 4.2 sind die wesentlichen Ergebnisse der Breschenentwicklung in der Versuchsreihe M dargestellt. Dazu zählen der maximale Breschenüberstau in der Symmetrieebene (h_{0max}), die maximale überströmte Breschenkronenlänge (l_{wmax}), der Zeitpunkt der Spitzenwerte (t_{h0max} bzw. t_{lwmax}), die maximale Breschenbreite (b_{Bmax}) sowie das Volumen der finalen Bresche (V_B).

Tabelle 4.2: Zusammenfassung- Breschenentwicklung Serie M

Versuch	h_{0max} [cm]	t_{h0max} [s]	l_{wmax} [m]	t_{lwmax} [s]*	b_{Bmax} [m]	V_B [L]
M1 ₁	10,1	47	1,15	70	1,09	136
M1 ₂	10,2	51	1,13	70	1,05	132
M1 ₃	9,8	48	1,17	80	1,10	135
M1_{mittel}	10,0	49	1,15	70	1,08	134
M2 ₁	11,2	41	1,22	60	1,14	134
M2 ₂	10,7	34	1,23	55	1,12	134
M2 ₃	10,7	38	1,16	60	1,07	126
M2_{mittel}	10,9	38	1,21	60	1,11	131
M3 ₁	11,3	34	1,22	55	1,14	136
M3 ₂	11,2	32	1,30	50	1,24	134
M3 ₃	11,1	31	1,22	40	1,15	134
M3_{mittel}	11,2	32	1,25	50	1,18	135

*Werte gerundet

4.2.4 Materialaustrag

Bei allen Versuchen der Serie M wurde zur Messung des Materialaustrages während des Bruchvorganges eine Sedimentfalle (vgl. Abschnitt 3.3.4.5) verwendet. Die Methodik zur Aufbereitung dieser Messdaten ist in Abschnitt 4.1.2 beschrieben. Die Abbildungen 4.33, 4.35 und 4.37 zeigen die auf das Volumen des jeweiligen Stützkörpermaterials hochgerechneten Messwerte aus den Kraftaufnehmern der Sedimentfalle. In den Abbildungen 4.34, 4.36 sowie 4.38 sind diese Werte, analog zur Ermittlung der Anlaufwellen, differenziert dargestellt und repräsentieren den Austrag des Materials bzw. die Erosionsrate. Tabelle 4.3 enthält eine Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse.

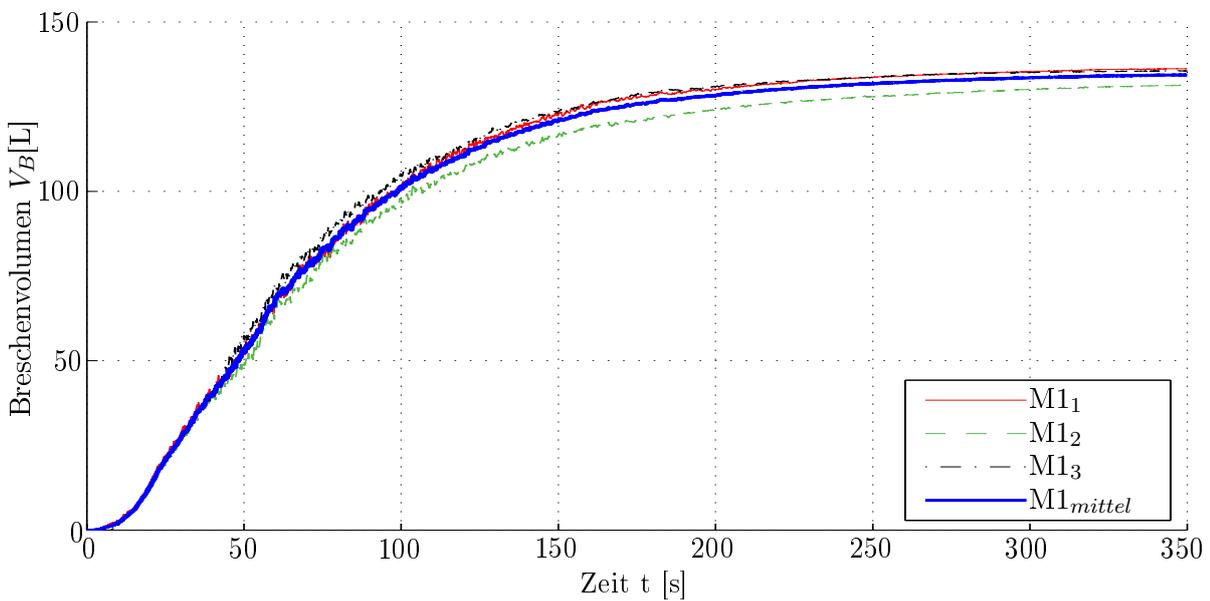


Abbildung 4.33: Breschenvolumen Versuchsreihe M1 (0,1- 2 mm)

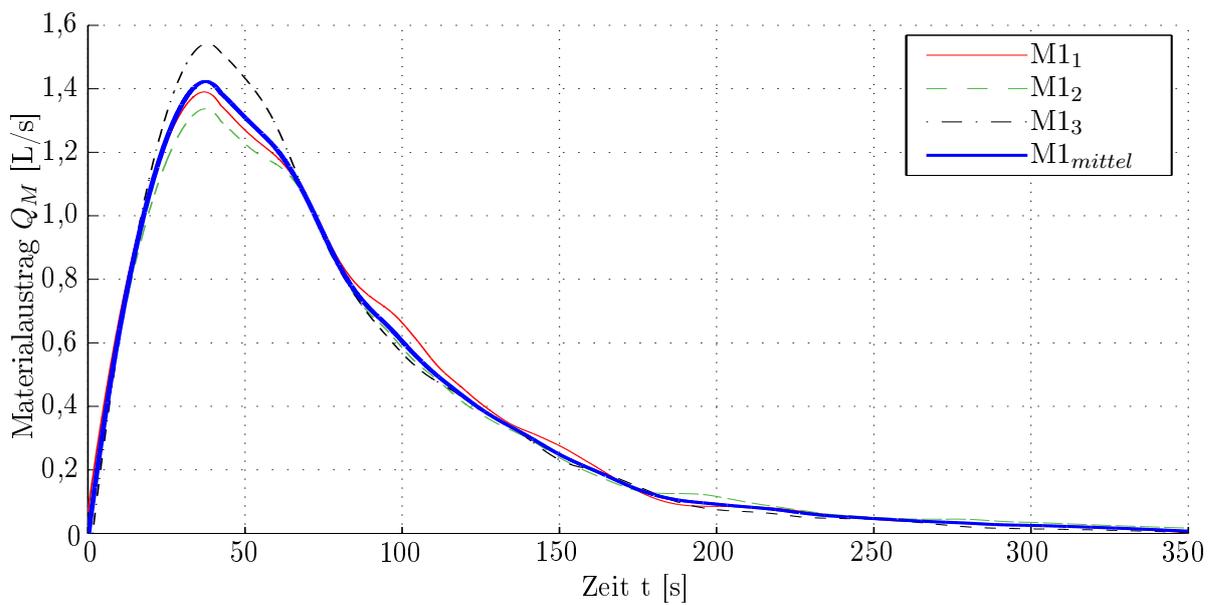


Abbildung 4.34: Materialaustrag Versuchsreihe M1 (0,1- 2 mm)

In der Versuchsreihe M1 lagen die Spitzenwerte der Erosionsrate in einem Bereich von ca. 1,3- 1,5 L/s nach einer Bruchzeit von ca. 37- 38 Sekunden. Die Volumina der finalen Bresche betragen 132- 136 Liter. Nach ca. 350 Sekunden erfolgte kein Materialaustrag mehr.

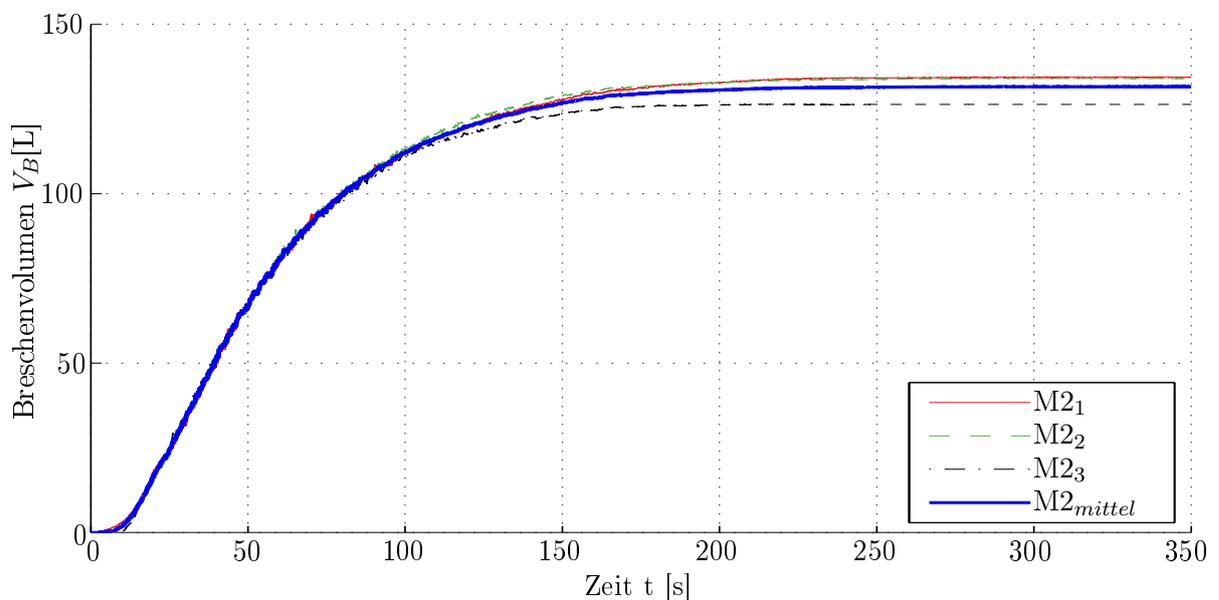


Abbildung 4.35: Breschenvolumen Versuchsreihe M2 (0,1- 4 mm)

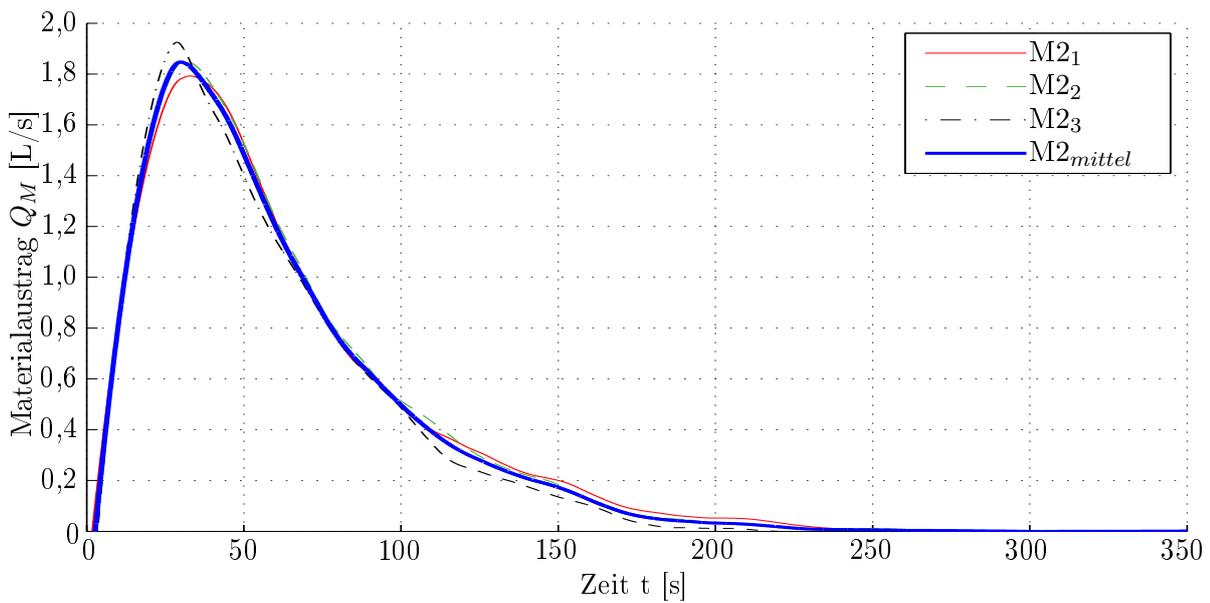


Abbildung 4.36: Materialaustrag Versuchsreihe M2 (0,1- 4 mm)

Die Maximalwerte des Materialaustrages bewegten sich bei der Versuchsreihe M2 zwischen 1,8 und 1,9 L/s, ca. 29- 33 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges. Die Volumina der Endbresche betragen 126- 134 Liter. Dieser Maximalwert wurde nach ca. 240 Sekunden erreicht.

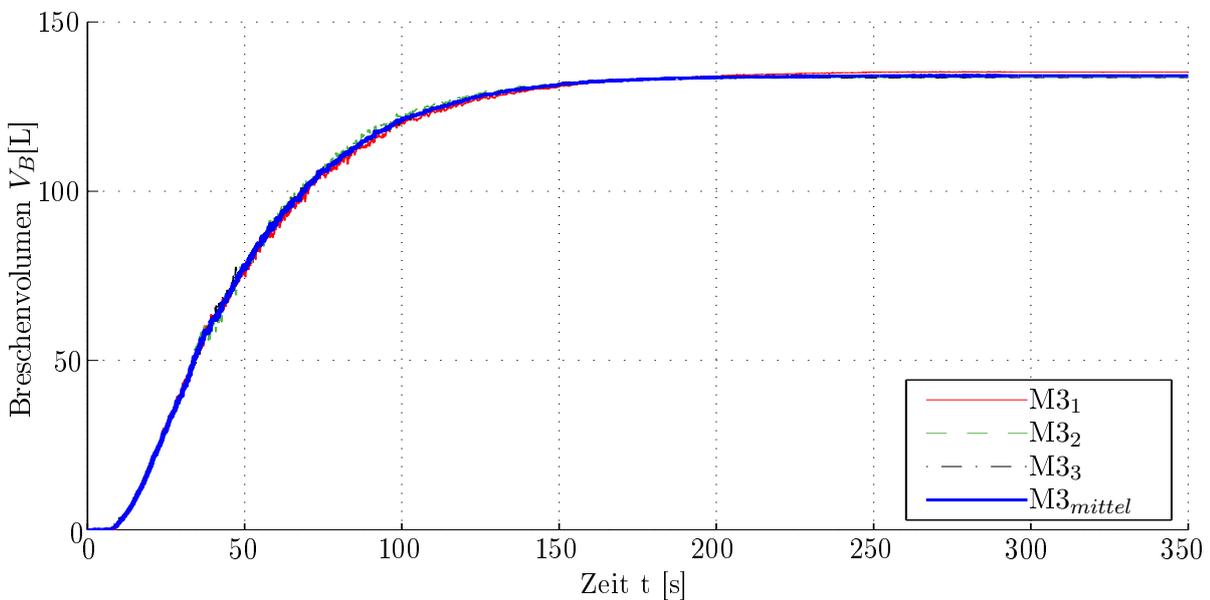


Abbildung 4.37: Breschenvolumen Versuchsreihe M3 (0,1- 8 mm)

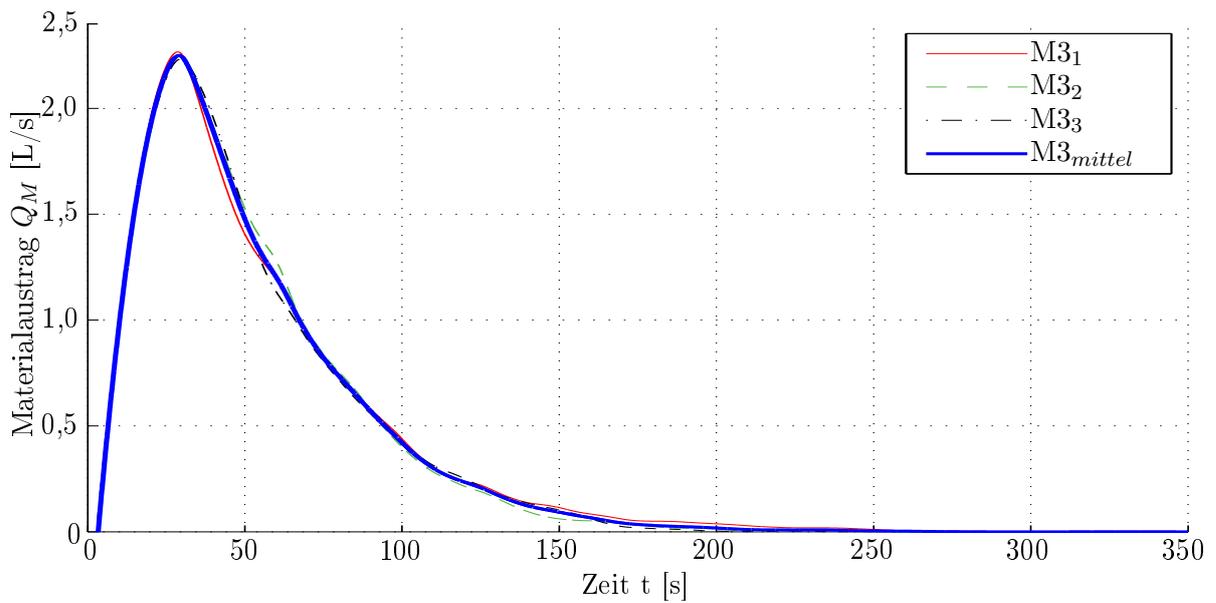


Abbildung 4.38: Materialaustrag Versuchsreihe M3 (0,1- 8 mm)

Die Maxima der Erosionsraten bei der Versuchsreihe M3 lagen bei ca. 2,2- 2,3 L/s nach einer Versuchsdauer von 29- 30 Sekunden. Die endgültige Breschenform wies Volumina zwischen 134 und 136 Liter auf. Nach ca. 230 Sekunden fand kein Austrag von Stützkörpermaterial mehr statt.

Tabelle 4.3 zeigt zusammenfassend die Spitzenwerte der Erosionsraten Q_{Mmax} , deren Zeitpunkte $t_{Q_{Mmax}}$ nach Auslösung des Bruchvorganges sowie die Volumina der finalen Breschen V_{Bmax} .

Tabelle 4.3: Zusammenfassung- Breschenerosion Serie M

Versuch	Q_{Mmax} [L/s]	t_{QMmax} [s]	V_{Bmax} [L]
M1 ₁	1,4	37,0	136
M1 ₂	1,3	37,4	132
M1 ₃	1,5	38,0	135
M1_{mittel}	1,4	37,5	134
M2 ₁	1,8	32,9	134
M2 ₂	1,9	31,4	134
M2 ₃	1,9	28,8	126
M2_{mittel}	1,9	29,8	131
M3 ₁	2,3	28,7	136
M3 ₂	2,3	29,1	134
M3 ₃	2,2	29,5	134
M3_{mittel}	2,2	29,0	135

4.2.5 Drainagewasser

Um ein Versagen der luftseitigen Dammböschung zu verhindern, war es notwendig, das Sickerwasser abzuleiten. Dies bewerkstelligte die durchlässig ausgeführte Dammaufstandsfläche (vgl. Abschnitt 3.3.2 und 3.3.4.3). Über die lineare Speichercharakteristik des Auffangbeckens konnte das während des Einstau- und Bruchvorganges anfallende Sickerwasser bestimmt werden.

Nachdem die Bresche die Dammaufstandsfläche erreicht hatte (ca. 150 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges), wurde die Drainage geschlossen.

Die Grafiken 4.39, 4.40 und 4.41 zeigen die akkumulierte Sickerwassermenge während des Einstau- und Bruchvorganges. Der Zeitpunkt $t = 0$ definiert den Beginn des Überströmens der Initialbresche (vgl. Abschnitt 3.16).

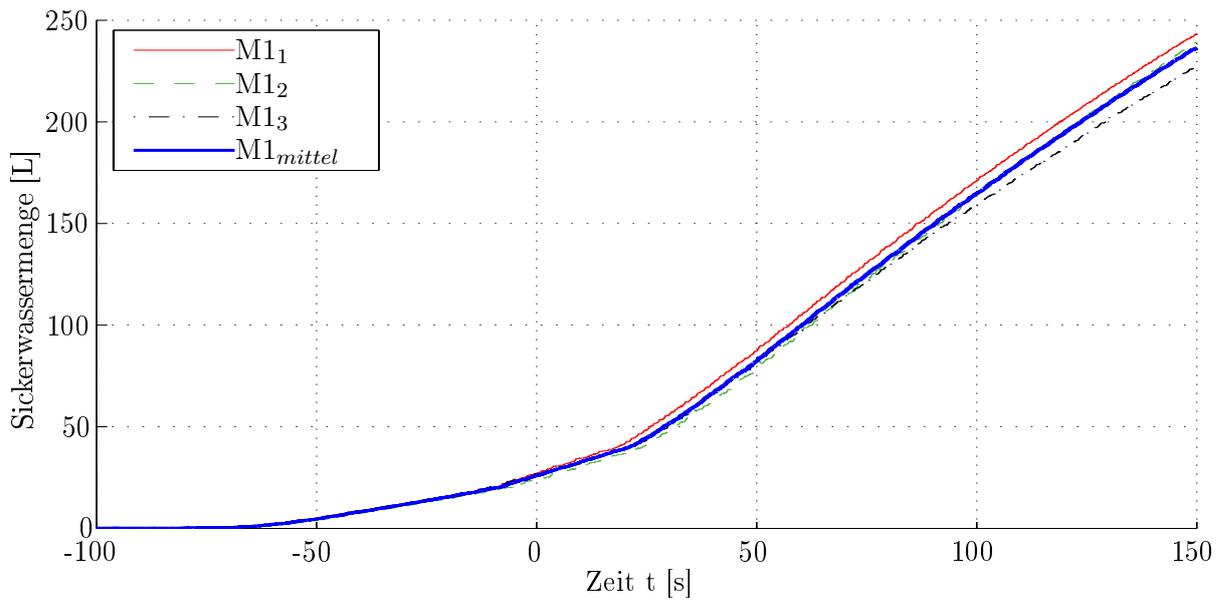


Abbildung 4.39: Sickerwassermenge Versuchsreihe M1 (0,1- 2 mm)

Bei der Versuchsreihe M1 versickerten während des Einstauvorganges 25- 27 Liter, das entspricht ca. 0,6- 0,7 % des Speicherinhaltes. 150 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges betrug die Wassermenge im Auffangbecken der Drainage 227- 243 L, entsprechend 5,7- 6,1 % des Reservoirvolumens.

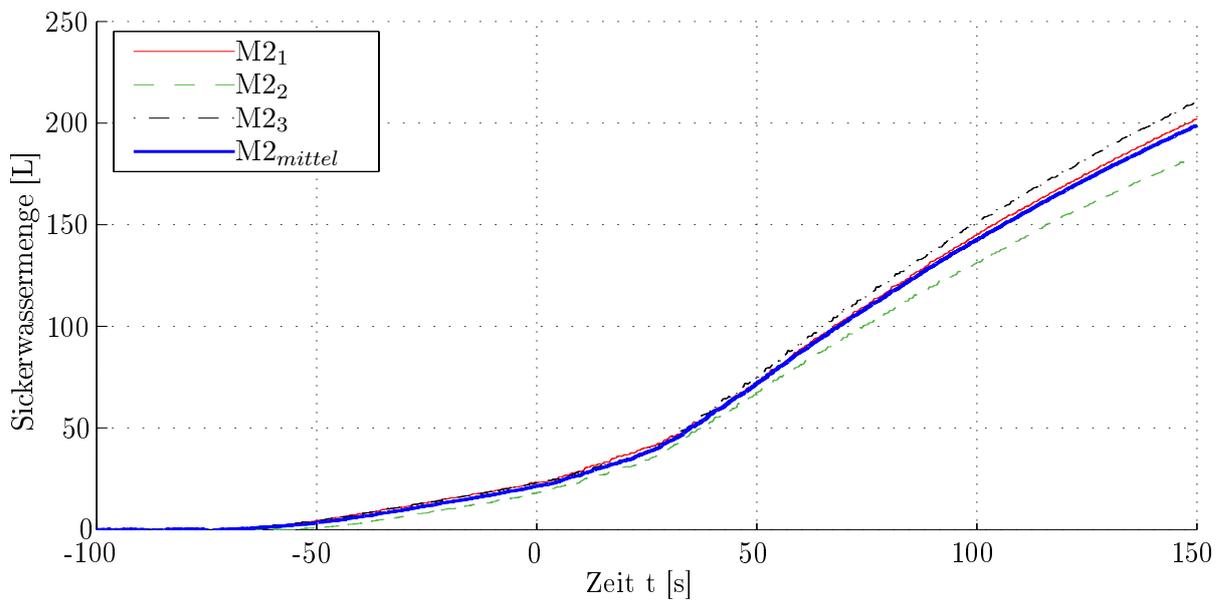


Abbildung 4.40: Sickerwassermenge Versuchsreihe M2 (0,1- 4 mm)

Bei Erreichen des Stauziels befanden sich bei der Versuchsreihe M2 18- 23 Liter Wasser im Auffangbecken der Drainage. Dies entspricht ca. 0,5- 0,6 % des Speicherinhaltes. Nach 150 Sekunden versickerten insgesamt 184- 210 L bzw. 4,6- 5,4 % des Reservoirs.

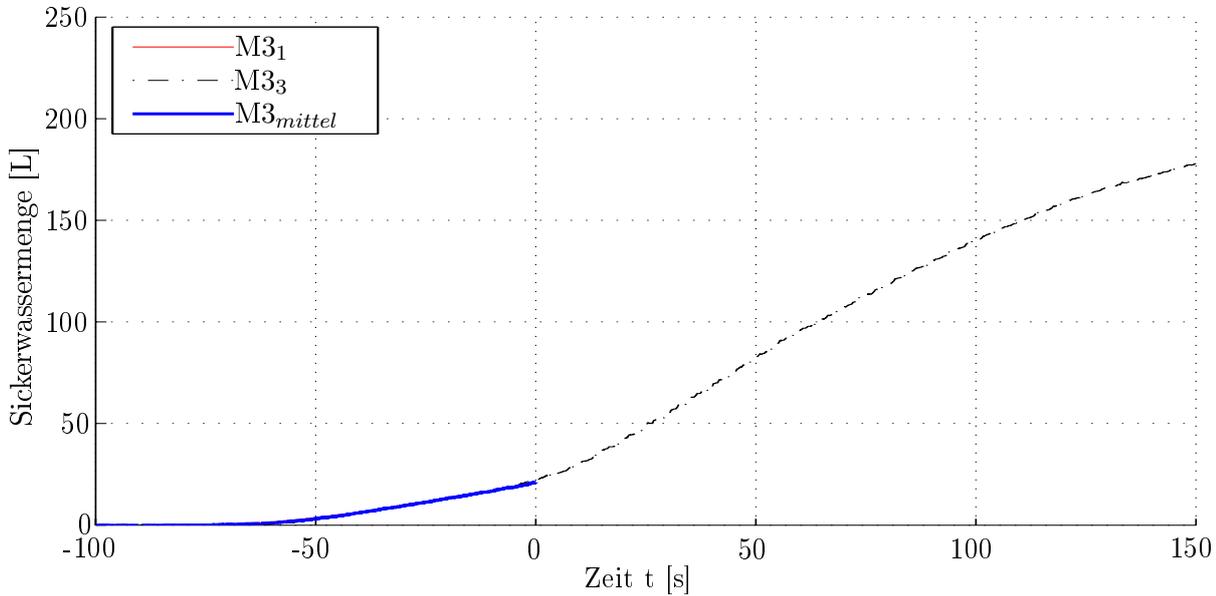


Abbildung 4.41: Sickerwassermenge Versuchsreihe M3 (0,1- 8 mm)

Beim Versuch M3₁ wurde die Drainage unmittelbar nach Erreichen des Stauziels geschlossen, um die Auswirkungen eines undrainierten Bruchvorgangs zu untersuchen. Dabei kam es zu einem geringen Wasseraustritt im Bereich des luftseitigen Dammfußes. Dies reichte jedoch nicht zur Destabilisierung der Dammböschung aus. Durch die Unterbindung der Drainagewasserabfuhr konnte kein Einfluss auf die Breschenentwicklung bzw. Abflusskurve festgestellt werden. Wegen einer Fehlfunktion des Sensors im Drainagewasserauffangbecken sind in dieser Zusammenstellung die Daten zum Versuch M3₂ nicht enthalten.

Beim Einstauvorgang versickerten 20- 22 L, entsprechend ca. 0,5- 0,6 %. Nach 150 Sekunden betrug die Gesamtsickerwassermenge beim Versuch M3₃ 178 L- dies waren ca. 4,4 % des Speichervolumens.

Tabelle 4.4 stellt zusammenfassend die Sickerwassermenge während des Einstauvorganges (V_{t_0}) sowie nach 150 Sekunden Bruchzeit ($V_{t_{150}}$) für die Versuchsserie M dar.

Tabelle 4.4: Zusammenfassung- Drainagewasser Serie M

Versuch	V_{t_0} [L]	V_{t_0} [%]	$V_{t_{150}}$ [L]	$V_{t_{150}}$ [%]
M1 ₁	27	0,7	243	6,1
M1 ₂	25	0,6	239	6,0
M1 ₃	27	0,7	227	5,7
M1_{mittel}	26	0,6	236	5,9
M2 ₁	23	0,6	202	5,1
M2 ₂	18	0,5	184	4,6
M2 ₃	23	0,6	210	5,3
M2_{mittel}	21	0,5	199	5,0
M3 ₁	21	0,5	-	-
M3 ₂	-	-	-	-
M3 ₃	22	0,6	178	5,7
M3_{mittel}	22	0,6	178	4,5

4.2.6 Einfluss des Symmetriemodells

Um eventuelle Einflüsse der Seitenwandung in den Symmetriemodellen festzustellen, wurden für die jeweiligen Stützkörpermaterialien (M1- M3; vgl. Abschnitt 3.1.2) Versuche aus der Serie M im Vollmodell VM30 wiederholt. Dabei wurde das Symmetriemodell 30 cm (SM30) an der orografisch rechten Seitenwandung gespiegelt und diese entfernt (vgl. Abschnitt 3.3). Alle Versuchsrandbedingungen (vgl. Abschnitt 3.3.5) wurden auf das Vollmodell skaliert bzw. blieben konstant.

In Grafik 4.42 sind die Messdaten der Drucksensoren im Speicher, umgerechnet auf das Reservoirvolumen, für die Versuche der jeweiligen Stützkörpermaterialien enthalten. In darauffolgender Abbildung 4.43 sind die nach der in Abschnitt 4.1.1 erläuterten Methodik differenzierten, gemittelten und geglätteten Abflusskurven präsentiert- in Gegenüberstellung mit den Mittelwerten der Versuche aus den Symmetriemodellen (vgl. Abschnitt 4.2.2).

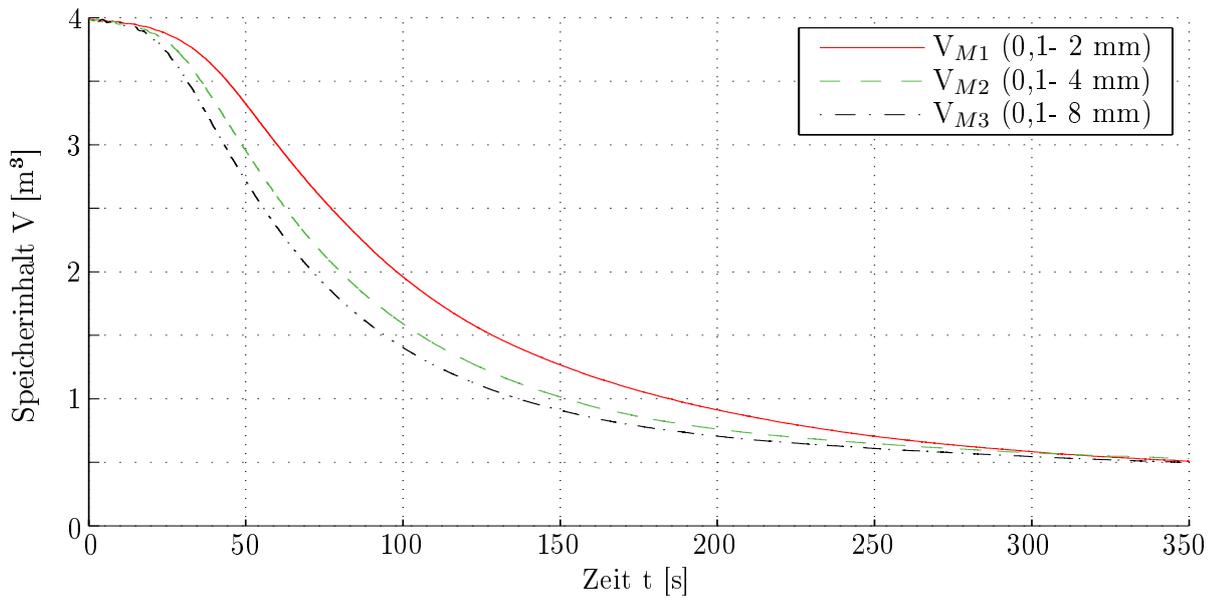


Abbildung 4.42: Speicherentleerung im Vollmodell

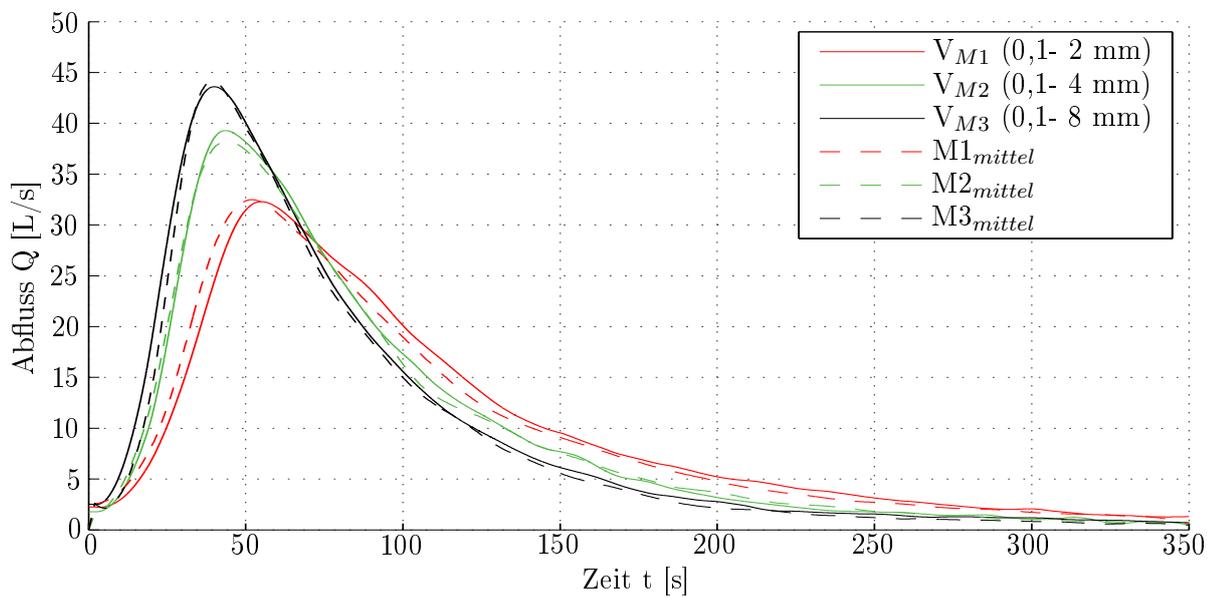


Abbildung 4.43: Abflusskurven im Vollmodell

Die Spitzenabflüsse der Versuche im Vollmodell betragen beim Stützkörpermaterial M1 (0,1- 2 mm) 32,3 L/s, ca. 54 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges, beim Material M2 (0,1- 4 mm) 39,3 L/s, nach einer Bruchzeit von ca. 44 Sekunden und beim größten Material M3 (0,1- 8 mm) 43,6 L/s, nach einer Versuchsdauer von ca. $t = 40$ Sekunden.

Tabelle 4.5 enthält eine Zusammenfassung der Spitzenwerte und deren Zeitpunkte nach Auslösung des Bruchvorganges.

Tabelle 4.5: Zusammenfassung- Abflusskurven im Vollmodell

Versuch	Q_{max} [L/s]	$t_{Q_{max}}$ [s]
V_{M1} (0,1- 2 mm)	32,3	54
M1	32,2- 32,8	50- 54
V_{M2} (0,1- 4 mm)	39,3	44
M2	36,8- 39,5	41- 46
V_{M3} (0,1- 8 mm)	43,6	40
M3	43,3- 45,4	39- 40

Aus diesen Resultaten lässt sich kein signifikanter Einfluss der Wandung des Symmetriemodells auf die Abflusskurve feststellen.

Bei der Analyse der Breschenentwicklung (vgl. Abschnitt 4.2.3.2) kann bei Betrachtung des Breschenkrone im Grundriss ein leichter, mit der Zeit zunehmender, deklinanter Verlauf an der Seitenwandung festgestellt werden. Dies lässt auf eine gering verminderte Erosion in diesem Bereich schließen, ein signifikanter Einfluss auf die untersuchten Parameter zeigte sich nicht.

4.2.7 Analyse der zweidimensionalen Versuche

Zweidimensionale Vorversuchsreihen dienten zur Entwicklung eines Dichtsystems (vgl. Abschnitt 3.1), zur Ermittlung geeigneter Kornklassen für die Stützkörpermaterialien (vgl. Abschnitt 3.1.2) sowie zur Festlegung zweckmäßiger Randbedingungen für die Versuchsdurchführung. Die Geometrie der Dammplattform und des Reservoirs entspricht jener des Symmetriemodells SM30, jedoch beträgt die Kronenlänge lediglich 20 cm. Der anfänglich dreidimensionale Bruchvorgang ist nach ca. 21 Sekunden (Material M3) bzw. 25 Sekunden (Material M1) zweidimensional zu betrachten, weil die Breitenentwicklung der Bresche durch die Seitenwandung behindert wurde.

Die wesentlichen Ergebnisse sind die zur Initiierung des Bruchvorganges notwendigen Breschentiefen sowie eine optische, zweidimensionale Aufzeichnung des Bruchvorganges.

Beim größten Material M3 (0,1- 8 mm) erfolgte die Auslösung des Bruchvorgangs ab einer Initialbreschentiefe von ca. 4 cm unter Stauziel, während beim feinsten Material M1 (0,1- 2 mm) eine Tiefe von ca. 1 cm unter Stauziel ausreichend war. Dabei ist anzumerken, dass das Stauziel ausreichend lange gehalten werden muss, da bei diesem geringen Überstau der Erosionsprozess zu Beginn sehr langsam abläuft. Ist die Breschentiefe zu klein, so findet kein bzw. zu wenig Transport statt und das über die Bresche strömende Wasser versickert im Stützkörper.

Abbildung 4.44 stellt die zweidimensionalen Breschengeometrien der Stützkörpermaterialien M1 (links) und M3 (rechts), nach einer Bruchzeit von 25 bzw. 50 Sekunden, gegenüber. Die Tiefe der Initialbresche betrug jeweils 4 cm unter Stauziel.

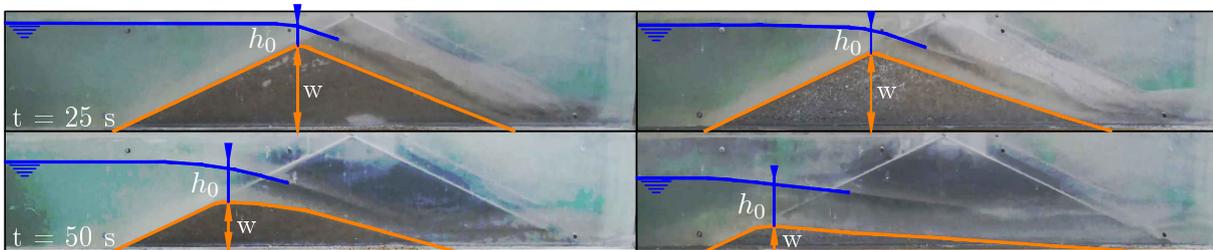


Abbildung 4.44: Breschengeometrien der zweidimensionalen Versuche- M1, M3

Nachfolgende Abbildung 4.45 zeigt die Entwicklung der Breschenkronenhöhe w im Vergleich zum Breschenüberstau h_0 des Dammquerschnittes beim Stützkörpermaterial M1 und M3. Die stärkeren Linien repräsentieren dabei die Mittelwerte aus der Serie M (vgl. Abbildungen 4.13 und 4.17), die dünneren stellen die Ergebnisse aus den Vorversuchen (VV_{M1} bzw. VV_{M3}) dar. Der Stützkörper wurde vollständig abgetragen, die Aufzeichnung endete nach 60 bzw. 75 Sekunden.

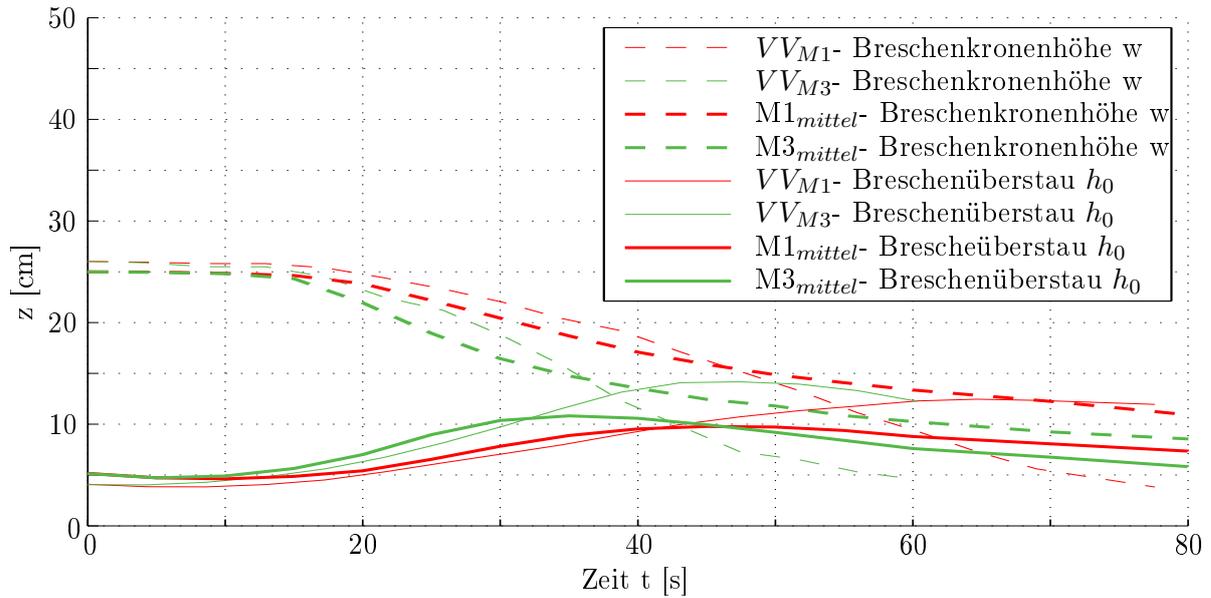


Abbildung 4.45: Breschenkronenhöhe und Breschenüberstau- M1, M3

Eine Folge der behinderten Seitenentwicklung war ein wesentlich höherer Breschenüberstau h_0 und ein damit verbundener, beschleunigter Erosionsprozess, verglichen zu den komplett dreidimensionalen Versuchen der Serie M. Dies wird veranschaulicht durch die Breschenkronenhöhe w_{t50} zum Zeitpunkt $t = 50$ Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges.

Tabelle 4.6 fasst die jeweiligen Ergebnisse zu den Parametern maximaler Breschenüberstau h_{0max} und Zeitpunkt des maximalen Überstaues t_{h0max} zusammen.

Tabelle 4.6: Zusammenfassung- Erkenntnisse aus den Vorversuchen

Versuch	h_{0max} [cm]	t_{h0max} [s]	w_{t50} [cm]
M1 _{mittel}	10,0	54	14,2
VV _{M1}	12,5	65	13,3
M3 _{mittel}	11,2	36	11,0
VV _{M3}	14,2	55	6,5

Das durch den größeren Breschenüberstau erhöhte Energieniveau resultiert bei den zweidimensionalen Versuchen in einer verhältnismäßig stärkeren Erosion beim Material M3. Dies wird durch die proportional geringere Breschenkronenhöhe bei gleichem Zeitintervall (w_{t50}) veranschaulicht.

Zur qualitativen Vergleichsanalyse des ebenen Erosionsverhaltens bei geringem Energiegefälle bzw. niedrigen Strömungsgeschwindigkeiten, wurden die Stützkörpermaterialien M1 und M3 (vgl. Abschnitt 3.1.2) in einem eigenen Modellstand (vgl. Abschnitt 3.4), mit verschiedenen hydraulischen Randbedingungen, untersucht.

Der Transport erfolgte unter den vorherrschenden Bedingungen sehr langsam, Prozesse der Loslösung, Um- und Ablagerung traten in Kombination miteinander auf. So kann, im Gegensatz zu hydraulischen Bedingungen mit höheren Fließgeschwindigkeiten, wie sie größtenteils beim Bruchvorgang eines Dammes (vgl. Abschnitt 4.2.1) vorherrschend sind, der Sedimenttransport nicht direkt über eine Sedimentfalle ermittelt werden.

Eine Möglichkeit die Erosivität darzustellen, ist die Erfassung der Formveränderung eines definierten Sedimentkeils über die Zeit. Hierzu wurde der gesamte Sedimentkörper eingestaut und über den Durchfluss und einer Klappe im Unterwasser das Gefälle bzw. die Fließgeschwindigkeit geregelt. Im Bereich der horizontal geschütteten Oberkante des Sedimentkeils stellte sich der geringste Abflussquerschnitt bzw. die maximale Fließgeschwindigkeit ein. Am Ende dieses Bereiches fiel die Sedimentschüttung im Verhältnis 1:10 ab.

Durch die reduzierte Fließgeschwindigkeit lagerte sich das im ebenen Bereich abtransportierte Material wieder ab. Die Böschungskante verschob sich in Richtung Unterwasser (Δx - vgl. Abbildung 4.46). Anhand der Geschwindigkeit dieser Verschiebung kann qualitativ das Erosionsverhalten bestimmt werden. Voraussetzung für die Versuchsdurchführung sind konstante bzw. gleichförmige Abflussbedingungen. Wird die Klappe zu tief abgesenkt, so stellt sich ein wellenförmiger Abfluss ein, ebenso können Fließwechsel auftreten.

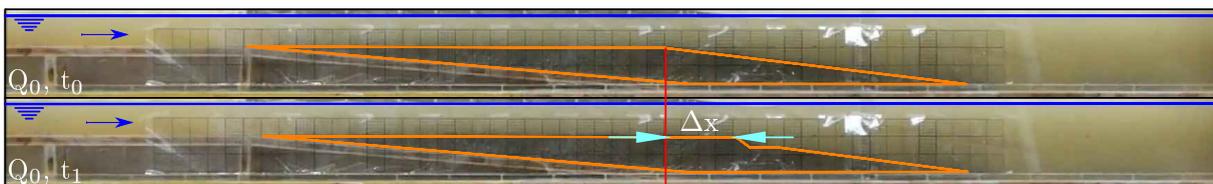


Abbildung 4.46: Verschiebung der Böschungskante durch Erosion

Um unterschiedliche hydraulische Randbedingungen zu generieren, konnten der Zufluss und die Klappenhöhe im Unterwasser verändert werden. Diese beiden Parameter wurden jeweils für eine Analysereihe konstant gehalten.

Tabelle 4.7 enthält eine Zusammenstellung der jeweiligen hydraulischen Randbedingungen mit dem Zufluss Q , der Klappenhöhe über der Sohle h_{Klappe} , der Höhe des Wasserspiegels über dem ebenen Sedimentkeil h_{WSP} sowie der daraus resultierenden mittleren Geschwindigkeit $v = Q/A$. Das Ausmaß der Verschiebung der Böschungskante ist anhand der Werte von $M1_{\Delta x t_1}$ bzw. $M3_{\Delta x t_1}$ ersichtlich, der finale Zeitpunkt $t_1 = 800$ Sekunden ist für die jeweilige Reihe konstant.

Tabelle 4.7: Hydraulische Randbedingungen und Ergebnisse

Reihe	Q [L/s]	h_{Klappe} [cm]	h_{WSP} [cm]	v [m/s]	$M1_{\Delta x t_1}$ [cm]	$M3_{\Delta x t_1}$ [cm]
1*	5	14,5	6,8	0,37	12,2	0
2	10	14,5	9,6	0,52	41,1	1,5
3	10	13,0	8,7	0,57	54,9	25,8

* $t_1 = 550$ Sekunden

Die Versuchsergebnisse zeigten eine höhere Erosion des feineren Materials M1 bei vergleichsweise geringen mittleren Fließgeschwindigkeiten bzw. Energieniveaus. Mit zunehmender Strömungsgeschwindigkeit war eine Reduktion des Verhältnisses der Erosivität bei grobem und feinem Material zu beobachten.

4.3 Resultate der Versuche mit Oberflächendichtung

Zur Untersuchung des Einflusses eines Oberflächendichtungselementes wurden insgesamt 3 gleich aufgebaute Versuche in der Serie D (vgl. Abschnitt 3.2), im Symmetriemodell SM30, (vgl. Abschnitt 3.3) durchgeführt. Der Stützkörper bestand aus dem Material M1 (0,1- 2 mm; vgl. Abschnitt 3.1.2), auf dessen wasserseitiger Böschung war ein Dichtungselement (vgl. Abschnitt 3.1.1) angeordnet.

In diesem Abschnitt wird zuerst allgemein der Bruchvorgang beschrieben, dann werden die Resultate aus der Ermittlung von Speicherentleerung und Abflusskurven dargestellt. Es folgt eine Veranschaulichung der Breschenentwicklung sowie eine Darstellung der Ergebnisse aus der Breschenerosions- und Drainagewassermessung. Die Versuche werden chronologisch nach der Zeit ihrer Durchführung als D_1 , D_2 und D_3 bezeichnet.

4.3.1 Beschreibung des Bruchvorganges

Die Auslösung des Bruches erfolgte unmittelbar nach Erreichen der Einstauhöhe von 30 cm, durch Ziehen eines PVC- Körpers mit der Form der Initialbresche (vgl. Abschnitt 3.3.2).

Zuerst bildete sich auf der luftseitigen Böschung ein schmaler Erosionskanal aus, die Erosionskante nahm dabei einen gewellten Verlauf an. Ein Teil des abfließenden Wassers versickerte im Stützkörper. Die Erosion verlief zunächst rückschreitend von der luftseitigen Böschung in Richtung Wasserseite bis hin zur Überfallkante, welche sich bis zu diesem Zeitpunkt nur gering veränderte. Nach ca. 12 Sekunden Bruchzeit entwickelte sich die Erosionskante steil in die Tiefe. Dabei erodierte der Stützkörper unmittelbar nach der Überfallkante, diese brach diskontinuierlich in verschieden großen Stücken nach (vgl. Abbildung 4.50). Der Überfallstrahl löste sich teilweise ab, es kam zur Ausbildung eines starken Wechselsprungs. Indessen wurde der luftseitige Stützkörper im Bereich der Brechensymmetrale vollständig bis zur Dammaufstandsfläche abgetragen. Beim Abgleiten größerer Stützkörperelemente lagerten sich diese teilweise kurzzeitig auf der Aufstandsfläche ab, jedoch wurde dieses Material schnell wieder erodiert.

Die Bresche begann sich nach ca. 10 Sekunden Bruchzeit in die Breite (parallel zur Dammachse) zu entwickeln. Im Zuge dessen lösten sich diskontinuierlich verschieden große Stücke aus der wasserseitigen Böschung bzw. aus dem Dichtungselement (vgl. Abbildung 4.49). Durch das Abgleiten der Breschenflanken erodierten auch nicht benetzte Bereiche des Dammes bzw. der Bresche, wodurch die Breitenentwicklung zusätzlich beschleunigt wurde. Mit fortschreitender Bruchdauer stellte sich ein Maximalwert der Breitenausdehnung der Bresche ein, die Überfallkrone entwickelte sich nur noch in Richtung Wasserseite und verlief dabei mehr oder weniger parallel zur Dammachse. Allmählich staute sich der Wechselsprung immer mehr ein, die Erosion des verbliebenen Stützkörpers verlangsamte sich bis zu einer stabilen Endbresche. Gegen Ende des Bruchvorganges wurde der zuvor freiliegende Teil der Dammaufstandsfläche teilweise wieder mit Stützkörpermaterial bedeckt.

In den Abbildungen 4.47 und 4.48 ist schematisch der Bruchvorgang am Beispiel des Versuches D_1 dargestellt. Die Rastergröße in Abbildung 4.47 beträgt 5 cm bzw. 10 cm in Abbildung 4.48. Um die Überfallkrone auf der wasserseitigen Böschung unverzerrt darstellen zu können, erwies es sich als zweckmäßig, diese aus einer normal zur Dammböschung gerichteten Kameraposition isoliert zu betrachten.

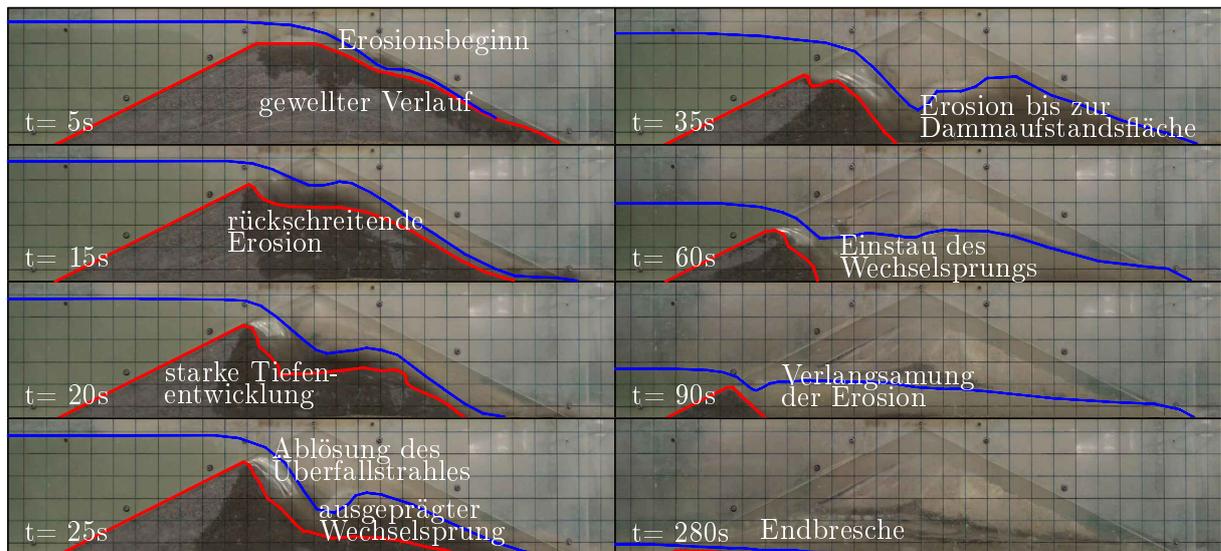


Abbildung 4.47: Schema des Bruchvorganges- Vertikale Breschenentwicklung

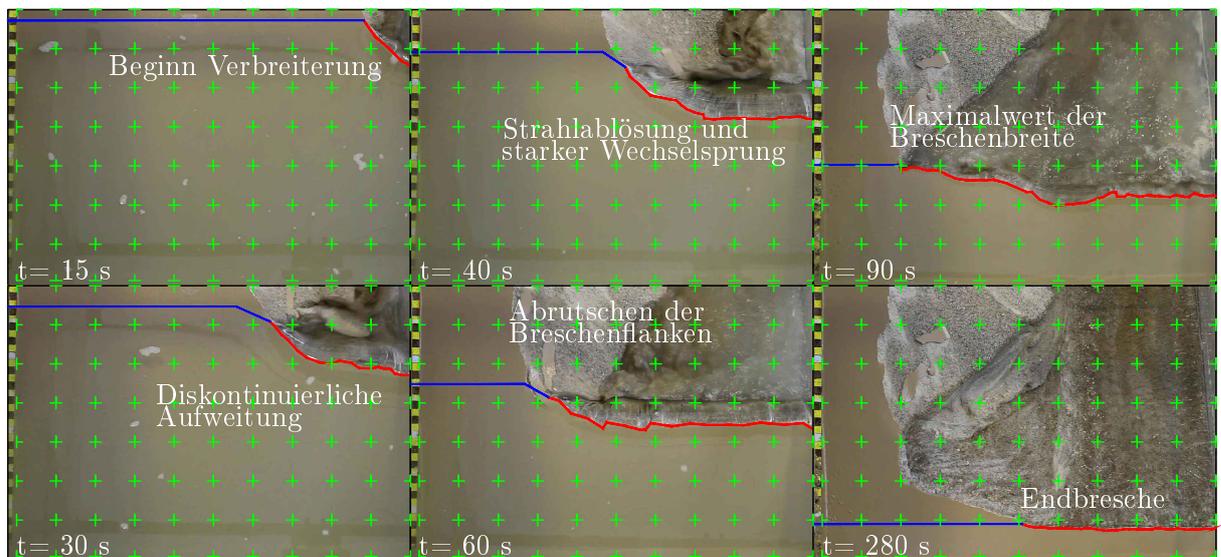


Abbildung 4.48: Schema des Bruchvorganges- Horizontale Breschenentwicklung

Die Abbildungen 4.49 und 4.50 zeigen das plötzliche Nachbrechen der Überfallkante im Grundriss bzw. in der Symmetrieebene. Gelb markiert ist jener Bereich, welcher innerhalb von 2 Sekunden (Versuch D_1 , 32- 34 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges) erodiert wurde. Das Material lagerte sich teilweise wieder auf der Dammaufstandsfläche an, dieser Bereich ist in der Darstellung der Symmetrieebene rot markiert.

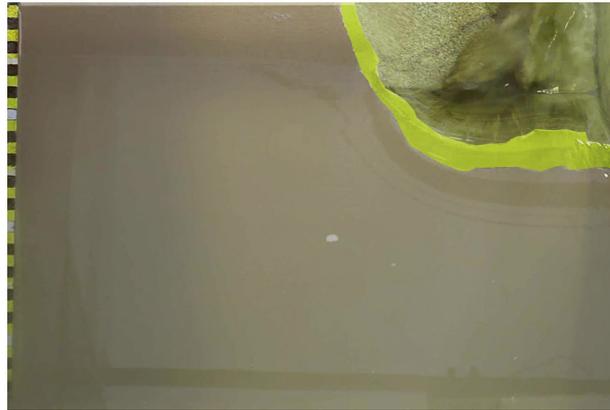


Abbildung 4.49: Plötzliches Nachbrechen der Breschenkrone- Grundriss



Abbildung 4.50: Plötzliches Nachbrechen der Breschenkrone- Symmetrieebene

4.3.2 Speicherentleerung und Abflusskurven

Die Grafik 4.51 zeigt die Messdaten der Sensoren im Speicher, umgerechnet auf das Volumen des Reservoirs im Vollmodell. Die Abbildung 4.52 enthält die daraus resultierenden, geglätteten Abflusskurven. Die Glättung der Kurven erfolgte analog zur Serie M und ist im vorangegangenen Abschnitt 4.1.1 erläutert.

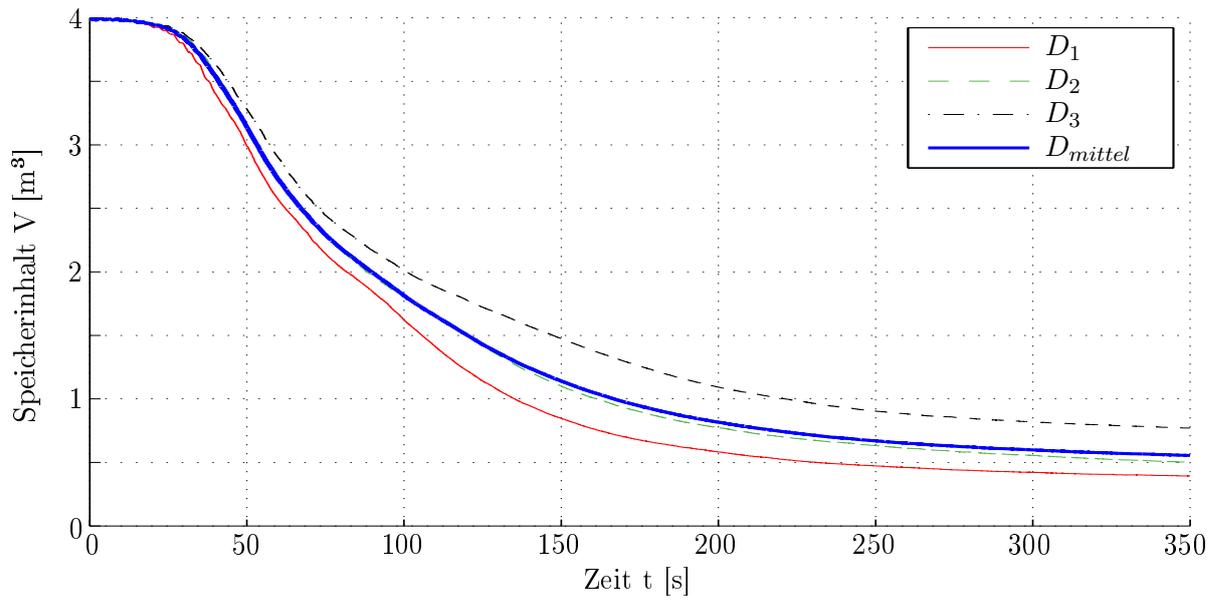


Abbildung 4.51: Speicherentleerung Versuchsreihe D

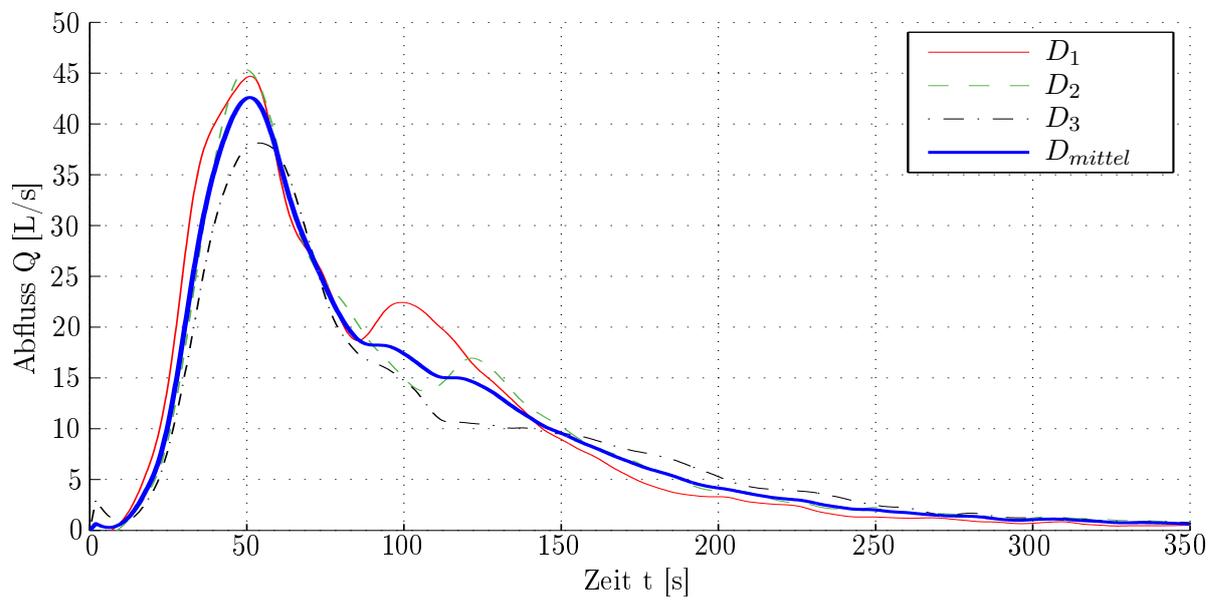


Abbildung 4.52: Abflusskurven Versuchsreihe D

Die Ergebnisse der Versuchsreihe D zeigen einen Spitzenabfluss von 38,1- 45,3 L/s nach einem Versuchszeitraum von ca. 50- 54 Sekunden.

Der Spitzenabfluss Q_{max} , dessen Zeitpunkt nach Auslösung des Bruchvorganges $t_{Q_{max}}$ sowie die zu diesem Zeitpunkt im Speicher verbleibende Wassermenge $V_{t_{Q_{max}}}$ sind für die jeweiligen Einzelversuche in Tabelle 4.8 aufgelistet.

Tabelle 4.8: Zusammenfassung- Abflusskurven Serie D

Versuch	Q_{max} [L/s]	$t_{Q_{max}}$ [s]	$V_{t_{Q_{max}}}$ [m ³]	$V_{t_{Q_{max}}}$ [%]
D_1	44,7	51,2	2,94	73,5
D_2	45,3	49,8	3,16	79,0
D_3	38,1	54,0	3,13	78,3
D_{mittel}	42,7	51,7	3,11	77,8

4.3.3 Breschenentwicklung

Die Ausführung als Symmetriemodell ermöglichte es, optisch die Breschenentwicklung aufzuzeichnen und zu analysieren. Hydraulisch gesehen verhält sich die Bresche wie ein sich kontinuierlich änderndes Überfallwehr. In diesem Abschnitt wird die Ausbildung dieses Breschenüberfallwehres dargestellt, mit Fokus auf die Entwicklung der Breschenkrone.

Im Anschluss wird zunächst die vertikale Breschenentwicklung präsentiert, darauffolgend die horizontale Ausbildung.

4.3.3.1 Vertikale Breschenentwicklung

In der Grafik 4.53 ist Entwicklung des Stützkörpers bzw. der Bresche in der Symmetrieebene (normal zur Dammachse- Fließrichtung von links nach rechts), am Beispiel des Versuches D_1 abgebildet. Die Rastergröße beträgt 5 cm.

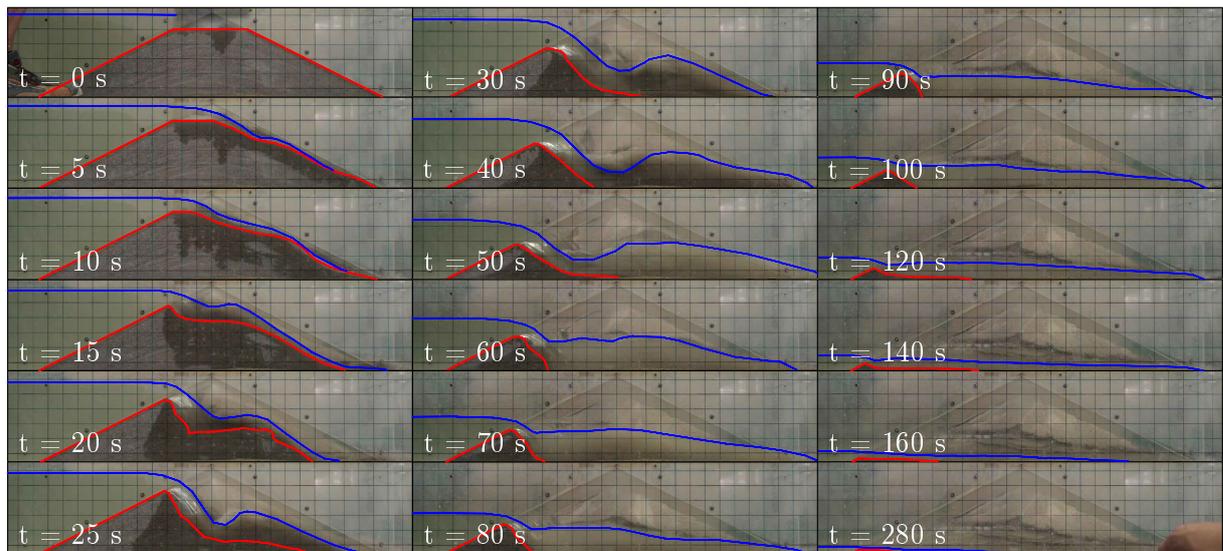


Abbildung 4.53: Breschenentwicklung in der Symmetrieebene- Versuchsreihe D

Die untersten 25 mm des Dammquerschnittes sind aus versuchstechnischen Gründen für die Aufnahmen mit der Seitenkamera verdeckt, in diesem Bereich konnten die Breschengeometrien mit den beiden anderen Kameras rekonstruiert werden.

Abbildung 4.54 zeigt die Entwicklung der Breschengeometrie in der Symmetrieebene mit den Zeitintervallen Δt der gesamten Versuchsreihe D. Die Abszisse repräsentiert die Distanz zur Dammachse in Fließrichtung, die Ordinate den lotrechten Abstand zur Dammaufstandsfläche.

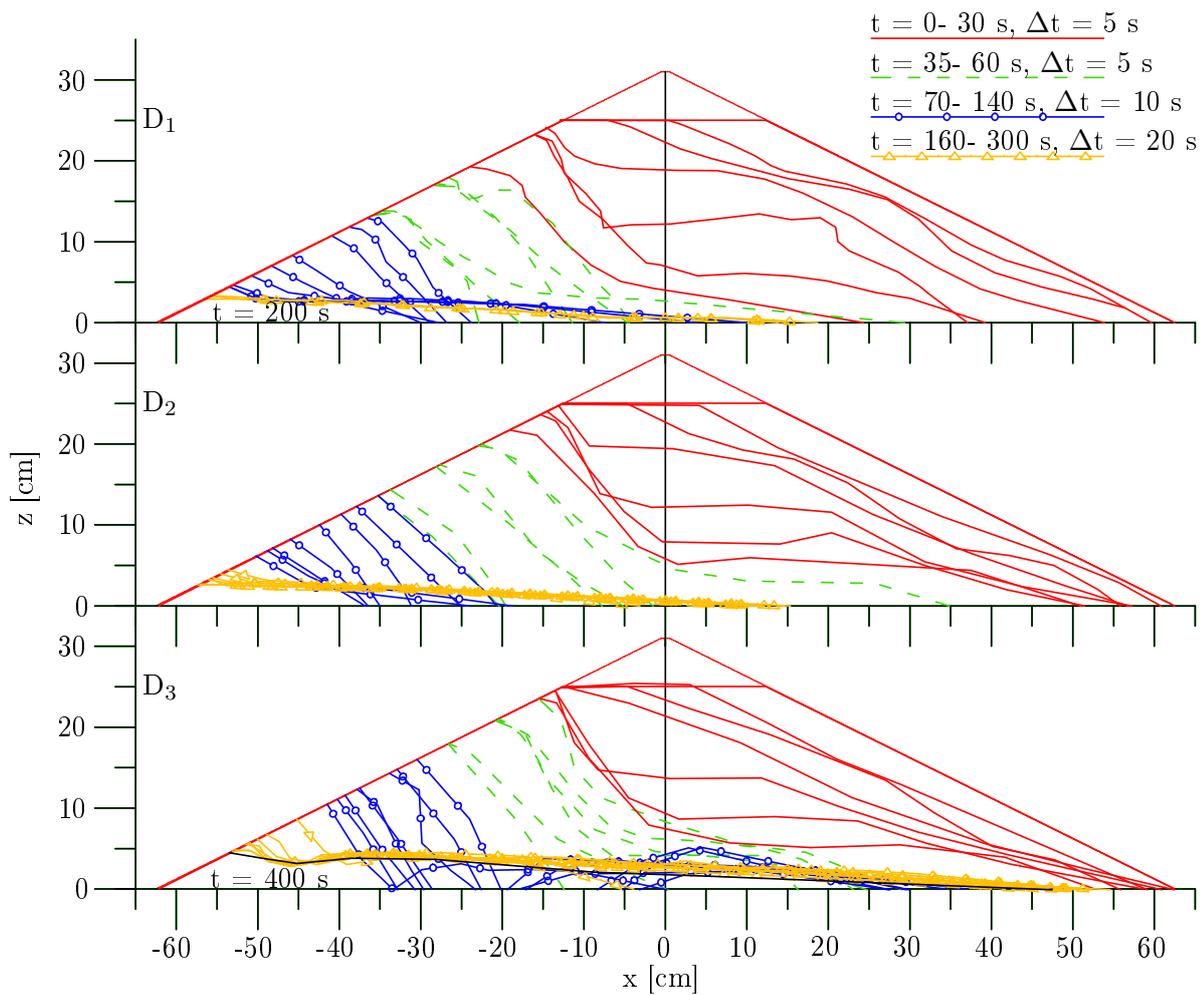


Abbildung 4.54: Breschengeometrien in der Symmetrieebene- Versuchsreihe D

Die Zeit nach der sich die Bresche stabilisierte war sehr unterschiedlich und betrug zwischen ca. 200 (vgl. D_1) und 400 Sekunden (vgl. D_3). Die Breschenkronen stabilisierte sich in der Symmetrieebene bei ca. 3- 4 cm.

In Abbildung 4.55 ist die Entwicklung der Breschenkronenhöhe w sowie des Breschenüberstauss h_0 , definiert als lotrechter Abstand zwischen dem Hochpunkt der Bresche in der Symmetrieebene und dem Wasserspiegel im Speicher, präsentiert. Die Auflösung der Zeitintervalle entspricht jener aus Abbildung 4.54, die Kurven sind leicht geglättet dargestellt.

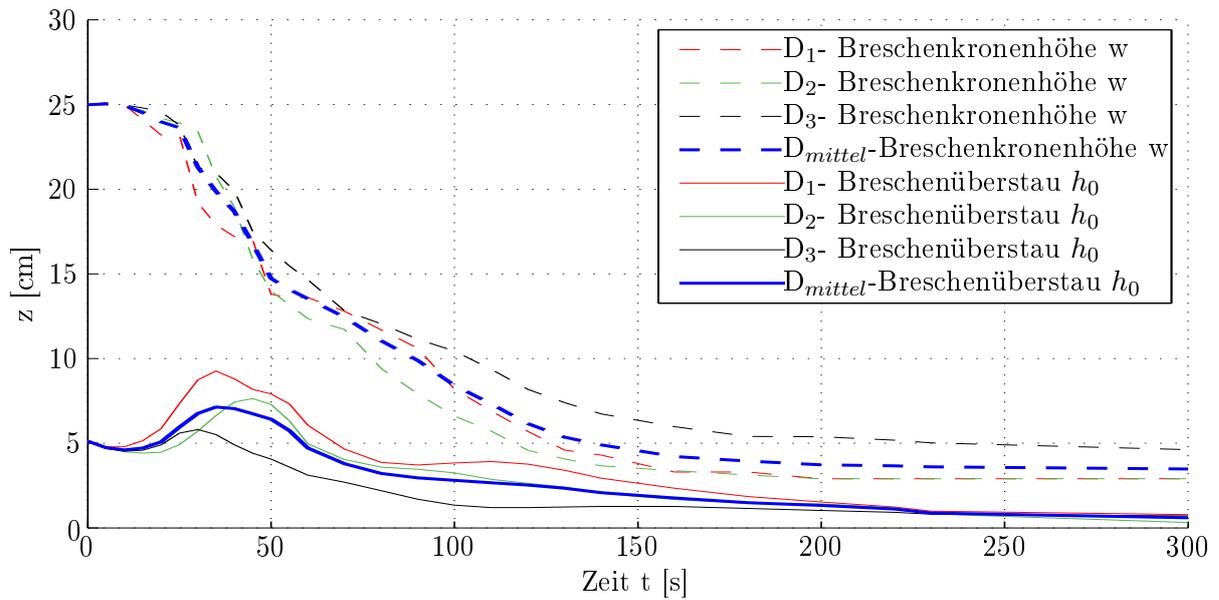


Abbildung 4.55: Breschenkronenhöhe und Breschenüberstau- Versuchsreihe D

Zuerst erodierte die luftseitige Böschung (vgl. Abschnitt 4.3.1), ca. 10 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges begann eine diskontinuierliche Tiefenentwicklung des Hochpunktes der Überfallbresche. Der Breschenüberstau h_0 erreichte Maximalwerte von ca. 7-10 cm nach einem Versuchszeitraum von ca. 30- 45 Sekunden.

4.3.3.2 Horizontale Breschenentwicklung

In diesem Abschnitt ist die Entwicklung der Überfallbresche im Grundriss dargestellt. Abbildung 4.56 zeigt anhand des Versuches D_1 die orografisch linke, wasserseitige Dammböschung im Symmetriemodell SM30. Die Rastergröße beträgt 10 cm.

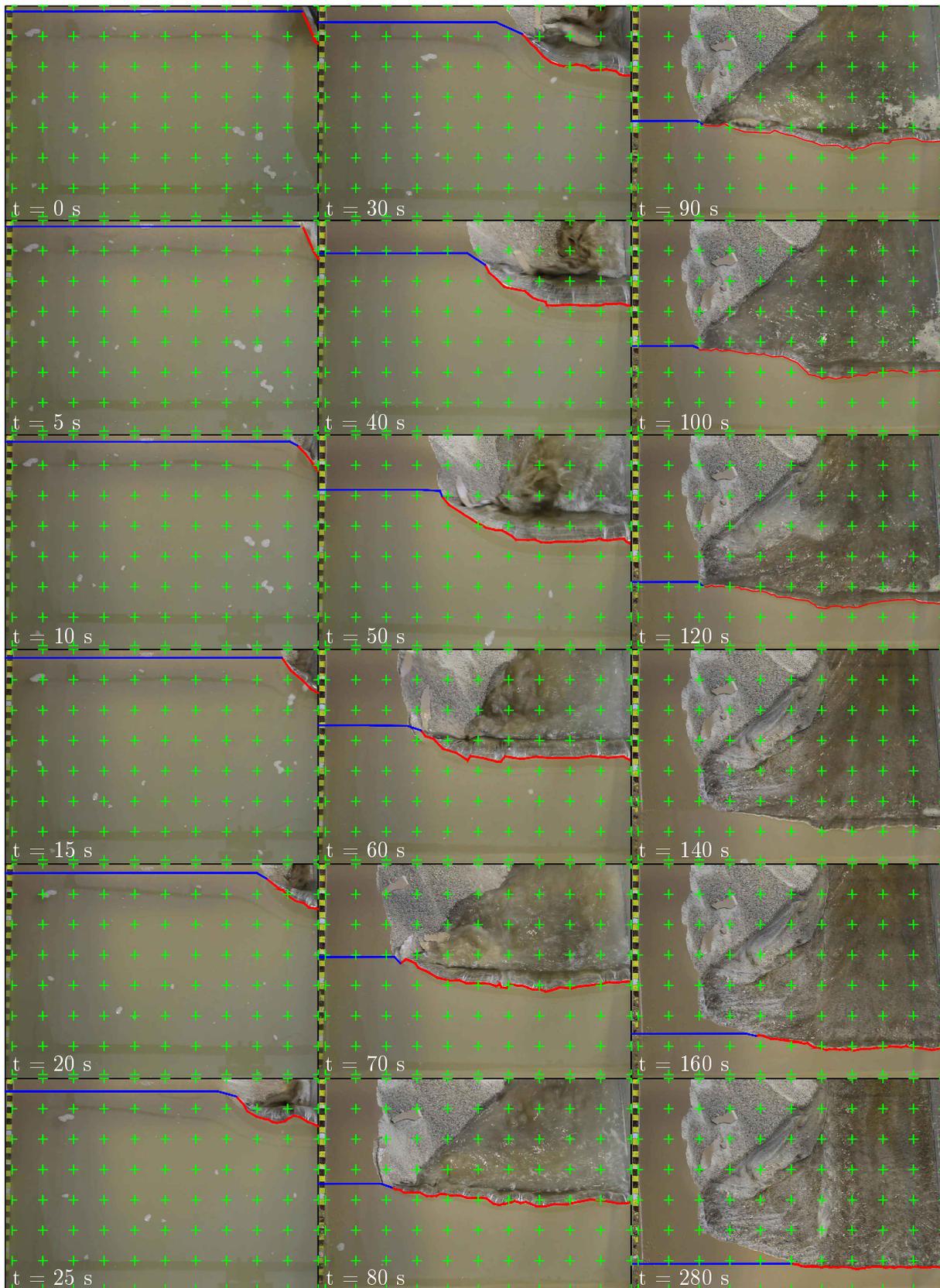


Abbildung 4.56: Breschenentwicklung im Grundriss- Versuchsreihe D

Nachfolgende Grafik 4.57 veranschaulicht die Entwicklung der benetzten Breschenkrone in den Zeitintervallen Δt im Grundriss. Die Ordinate s repräsentiert die Entfernung zur Dammachse entlang der wasserseitigen Böschung, die Abszisse y bildet die Distanz zur Symmetrieachse des Schnittmodells ab. Die Bresche stabilisierte sich nach ca. 200- 400 Sekunden (vgl. Abbildung 4.54).

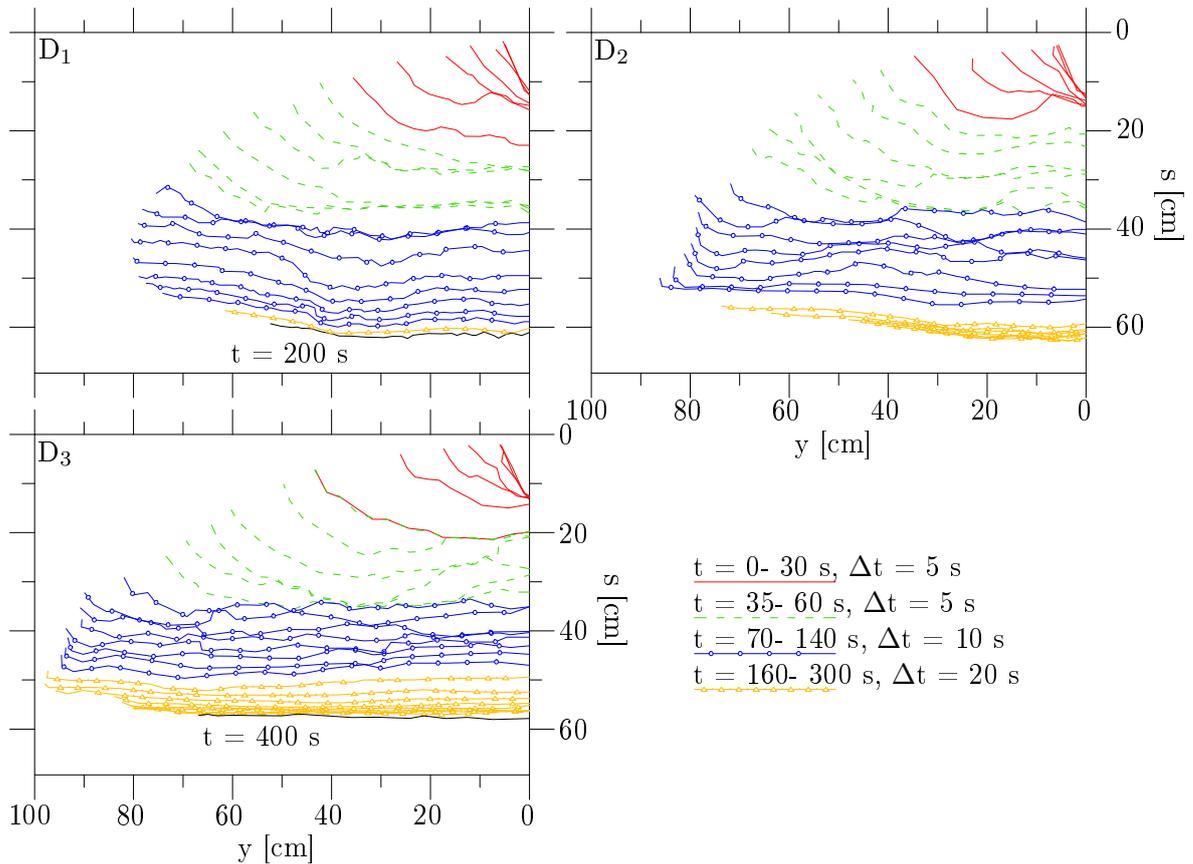


Abbildung 4.57: Breschenkronenentwicklung- Versuchsreihe D

In Abbildung 4.58 ist die Entwicklung der benetzten Breschenkronenlänge illustriert. Diese ist auf das Vollmodell hochgerechnet dargestellt.

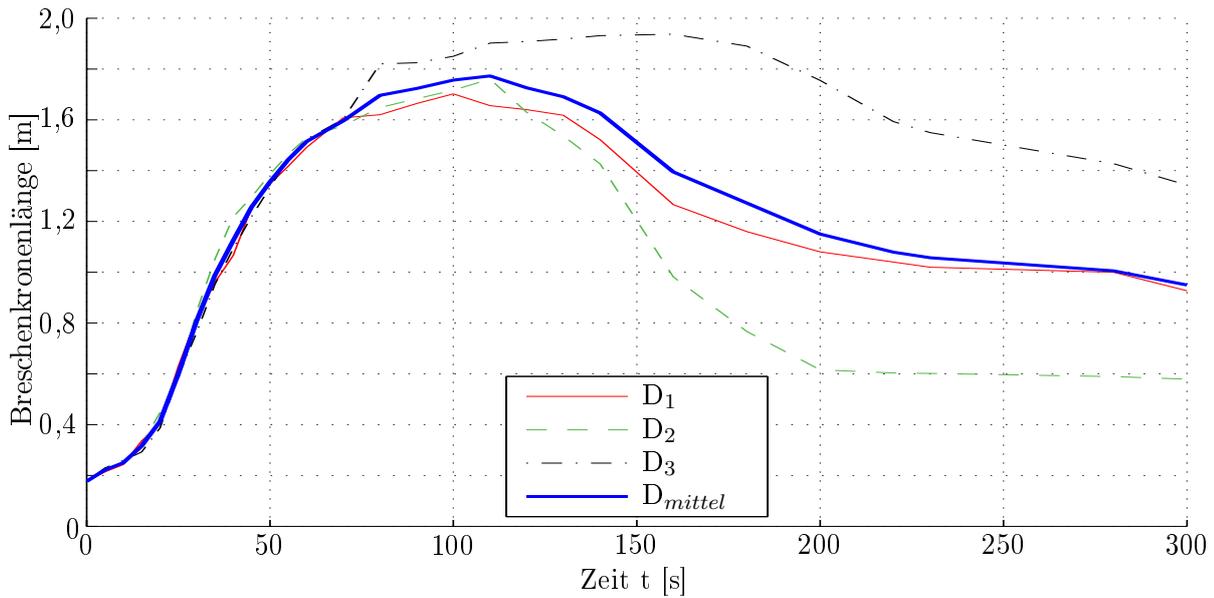


Abbildung 4.58: Breschenkronenlänge- Versuchsreihe D

Die maximale Länge der Breschenkrone variierte bei der Versuchsreihe D zwischen 1,70 und 1,95 m. Die Zeitpunkte der Spitzenwerte divergierten stark und betrugen zwischen ca. 100 und 150 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges.

4.3.3.3 Finale Breschenform

Analog zu Abschnitt 4.2.3.3 wurde das Volumen der Endbresche mit dem Kinect- Messsystem (vgl. Abschnitt 3.3.4.6) bestimmt. Ebenso werden hier die maximale Breschenbreite und die Bruchkanten der finalen Breschenform für die Versuche der Serie D präsentiert.

Abbildung 4.59 veranschaulicht die stabilisierte Breschenform sowie die maximale Breite b_{Bmax} . Die „ursprüngliche“ Bruchkante, welche durch die Erosion des ausströmenden Wassers geschaffen wurde und aus der Einhüllenden der benetzten Breschenkronen im jeweiligen Zeitintervall gebildet wird (vgl. Abbildung 4.57), ist in dieser Darstellung abgegrenzt von der finalen Bruchkante, welche nachträglich durch Abrutschen der Breschenflanken entstand (gestrichelte Linie).

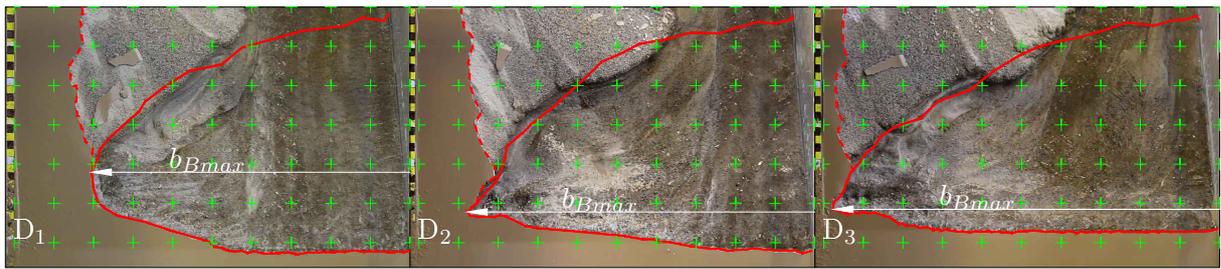


Abbildung 4.59: Maximale Breschenbreite- Versuchsreihe D

Die maximale Breitenausdehnung der Bresche betrug bei der Versuchsreihe D, hochgerechnet auf das Vollmodell, zwischen 1,61 und 1,95 m, bei einem Gesamtvolumen von 190 bis 218 Liter.

In nachfolgender Abbildung 4.60 sind die Bruchkanten der finalen Bresche der jeweiligen Versuche aus der Reihe D gegenübergestellt. Die stärkeren Linien stellen dabei die Einhüllenden der Breschenkronen in den Zeitintervallen dar (vgl. Abbildung 4.57), die schwächeren repräsentieren die Endbreschenform inklusive der nachträglich abgeglittenen Breschenflanken.

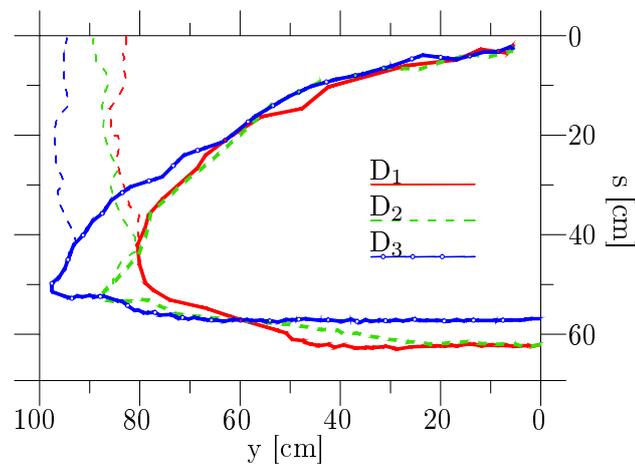


Abbildung 4.60: Bruchkanten der finalen Bresche- Versuchsreihe D

4.3.3.4 Zusammenfassung

Tabelle 4.9 fasst die wesentlichen Ergebnisse der Breschenentwicklung der Versuchsreihe D zusammen. Dies sind der maximale Breschenüberstau in der Symmetrieebene (h_{0max}), die maximale Länge der überströmten Breschenkrone (l_{wmax}), der Zeitpunkt der Spitzenwerte (t_{h0max} bzw. t_{lwmax}), die maximale Breschenbreite (b_{Bmax}) und das Volumen der stabilisierten Endbresche (V_B).

Tabelle 4.9: Zusammenfassung- Breschenentwicklung Serie D

Versuch	h_{0max} [cm]	t_{h0max} [s]*	l_{wmax} [m]	t_{lwmax} [s]*	b_{Bmax} [m]	V_B [L]
D ₁	9,9	30	1,70	100	1,61	218
D ₂	8,1	45	1,76	110	1,76	190
D ₃	6,7	30	1,95	150	1,95	208
D_{mittel}	8,2	35	1,80	120	1,80	205

*Werte gerundet

4.3.4 Materialaustrag

Zur Messung des Materialaustrages wurde, analog zu den Versuchen der Serie M, eine Sedimentfalle (vgl. Abschnitt 3.3.4.5) eingesetzt. Die Methodik zur Aufbereitung der Messdaten ist in Abschnitt 4.1.2 erläutert. Die Grafik 4.61 zeigt die Messwerte aus den Kraftaufnehmern der Sedimentfalle, hochgerechnet auf das Volumen des erodierten Materials im Vollmodell. Diese Werte werden, entsprechend dem Verfahren zur Ermittlung der Abflusskurven (vgl. Abschnitt 4.1.1), in nachfolgender Abbildung 4.62 differenziert dargestellt.

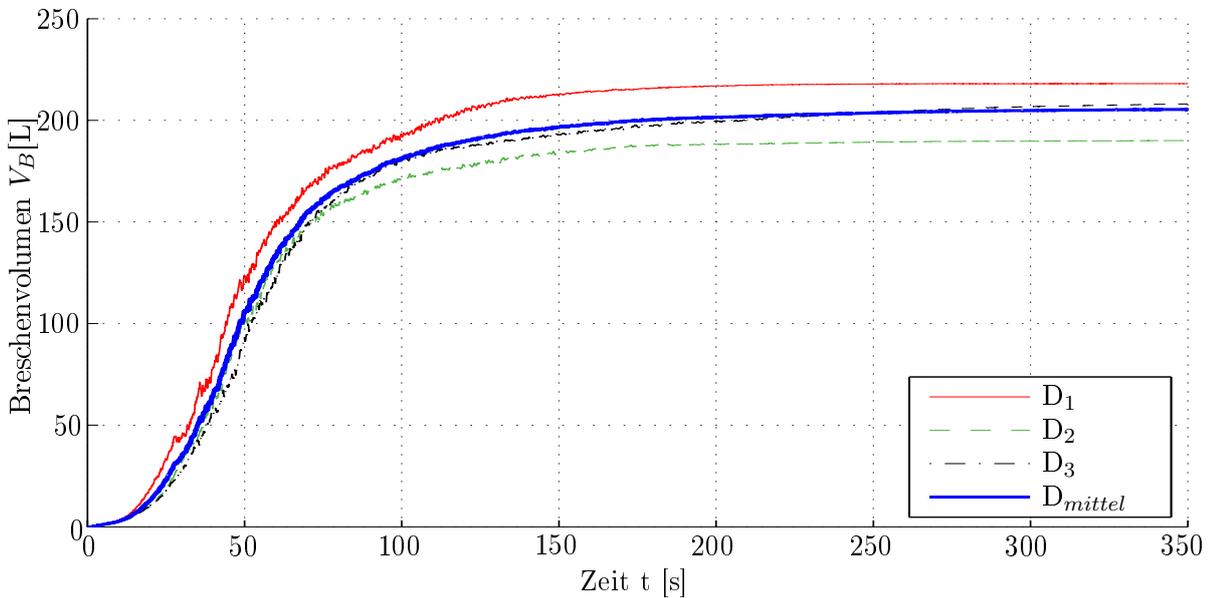


Abbildung 4.61: Breschenvolumen Versuchsreihe D

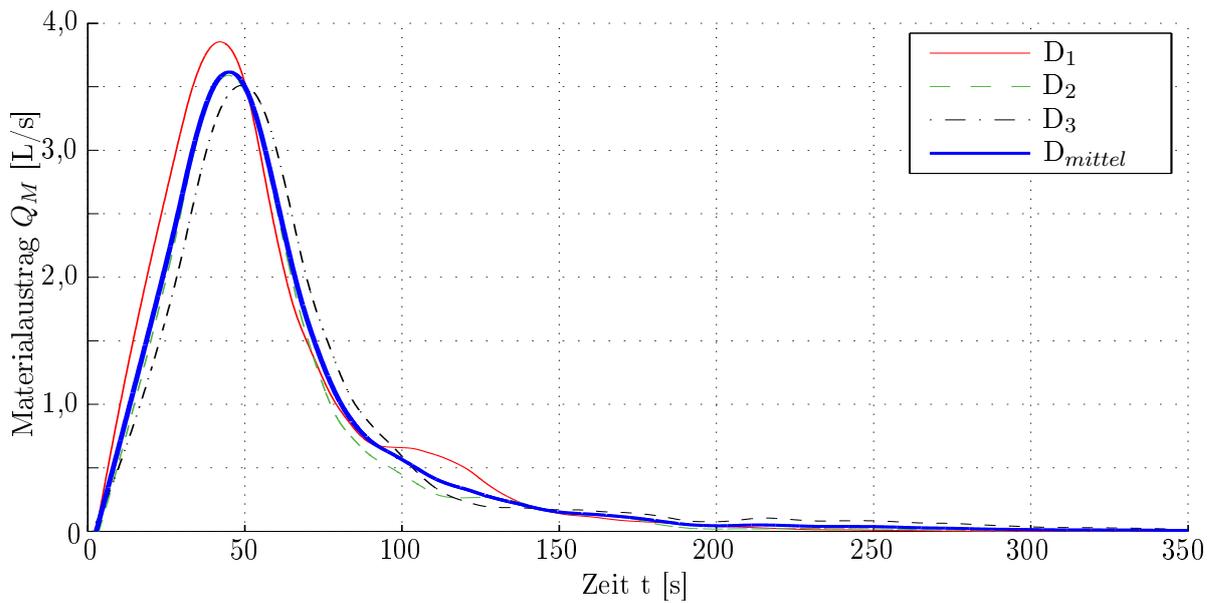


Abbildung 4.62: Materialaustrag Versuchsreihe D

Die Spitzenwerte der Erosionsraten lagen bei der Versuchsreihe D in einem Bereich von 3,5-3,9 L/s nach einer Bruchzeit von 42- 49 Sekunden. Die Volumina des gesamten erodierten Materials bzw. der finalen Breschen betragen 190- 218 Liter. Nach ca. 200 Sekunden (vgl. D₁ und D₂) bzw. 350 Sekunden (vgl. D₃) erfolgte kein Materialaustrag mehr.

Tabelle 4.10 fasst die Spitzenwerte der Erosionsraten Q_{Mmax} , deren Zeitpunkte nach Auslösung des Bruchvorganges (t_{QMmax}) sowie die Gesamtvolumina des ausgetragenen Materials (V_{Bmax}) zusammen.

Tabelle 4.10: Zusammenfassung- Breschenerosion Serie D

Versuch	Q_{Mmax} [L/s]	t_{QMmax} [s]	V_{Bmax} [L]
D ₁	3,9	42	218
D ₂	3,6	45	190
D ₃	3,5	49	208
D_{mittel}	3,6	45	205

4.3.5 Drainagewasser

Analog zur Versuchsserie M (vgl. Abschnitt 4.2.5) wurde das durch den Stützkörper sickernde Wasser über die permeable Dammaufstandsfläche in ein Auffangbecken mit linearer Speichercharakteristik geleitet (vgl. Abschnitt 3.3.2 bzw. 3.3.4.3).

150 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges wurde die Drainage, wie bei den Versuchen der Serie M, geschlossen. Abbildung 4.63 veranschaulicht die auf das Vollmodell hochgerechnete, akkumulierte Sickerwassermenge während des Einstau- und Bruchvorganges. Der Zeitpunkt $t = 0$ definiert den Beginn des Überströmens der initialen Bresche (vgl. Abschnitt 3.16).

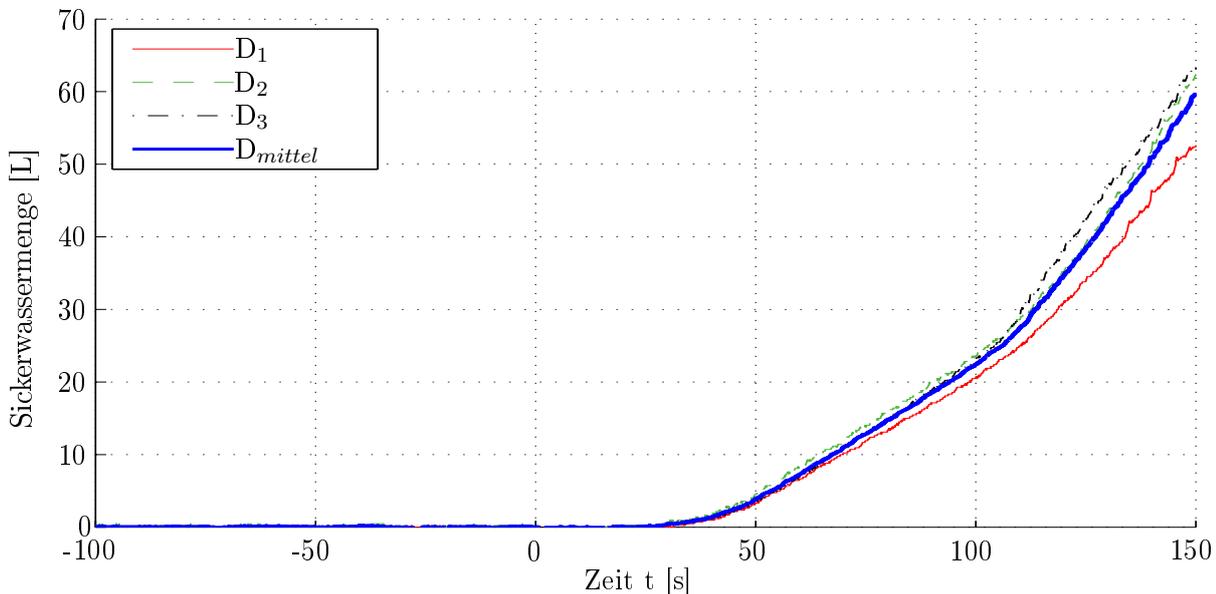


Abbildung 4.63: Sickerwassermenge Versuchsreihe D

Die Oberflächendichtung wurde absolut dicht ausgeführt, während des Einstauvorganges trat kein Sickerwasser auf. 150 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges betrug die Wassermenge im Auffangbecken 53- 63 Liter, dies entspricht ca. 1,3- 1,6 % des Reservoirvolumens.

Tabelle 4.11 zeigt zusammenfassend, für die Einzelversuche der Reihe D, die Sickerwassermenge V_{t150} nach einer Bruchzeit von 150 Sekunden.

Tabelle 4.11: Zusammenfassung- Drainagewasser Versuchsreihe D

Versuch	V_{t150} [L]	V_{t150} [%]
D ₁	53	1,3
D ₂	62	1,6
D ₃	63	1,6
D_{mittel}	59	1,5

4.4 Resultate der Versuche mit unterschiedlichen Initialbreschentiefen

Um eventuelle Auswirkungen von unterschiedlich tiefen Initialbreschen auf die Abflusskurve zu untersuchen und um eine direkte Brücke zur Versuchsreihe von Wallner (2014) zu schaffen, wurden die Versuche der Reihe M1 (vgl. Abschnitt 4.2.2) mit 2 zusätzlichen Initialbreschen wiederholt.

Dabei wurde die Form der Initialbresche (vgl. Abschnitt 3.3.2) beibehalten, die Tiefe sollte nicht in einem unrealistischen Verhältnis zur Dammhöhe stehen. Wallner (2014) verwendete eine konstante Breschentiefe von 1 cm unter Stauziel. Zu dieser wurde, um eine lineare Verbindung zur Serie M herzustellen, zusätzlich eine Tiefe von 3 cm unter Stauziel untersucht.

Abbildung 4.64 zeigt die Speicharentleerung der Versuchsreihe B mit der jeweiligen Initialbreschentiefe T_B im Vergleich zum Mittelwert der Versuchsreihe M1 (vgl. Abbildung 4.4), hochgerechnet auf das Reservoirvolumen im Vollmodell. Die Grafik 4.65 enthält die daraus resultierenden, geglätteten Abflusskurven. Die Methodik zur Abflusskurvenerstellung erfolgte analog zur Serie M und ist in Abschnitt 4.1.1 beschrieben.

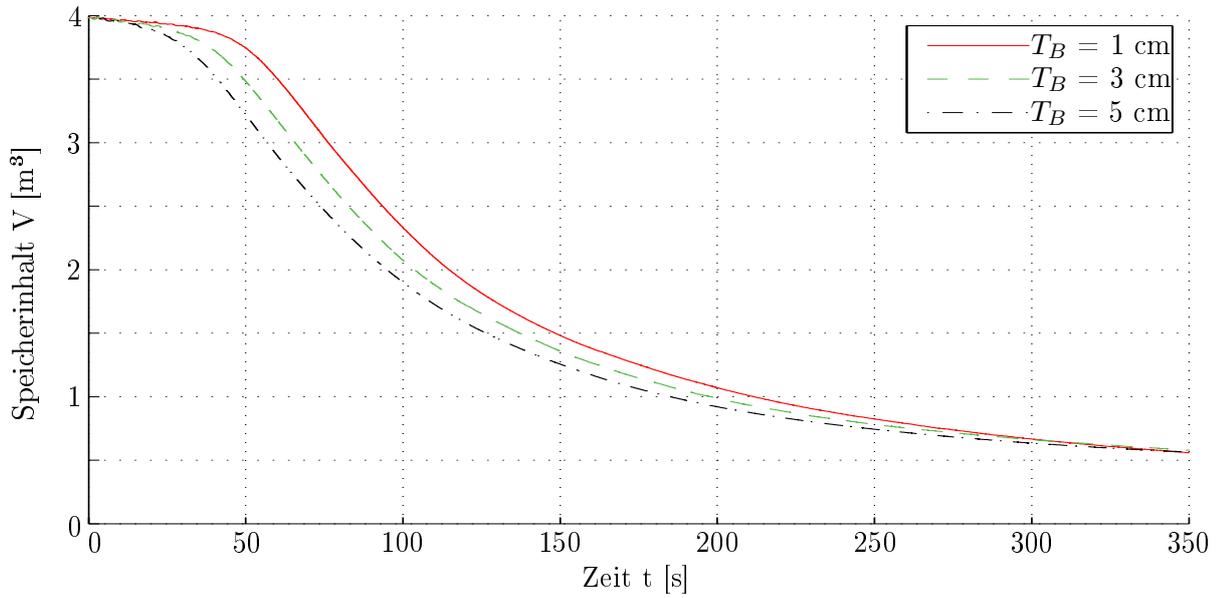


Abbildung 4.64: Speicherentleerung Versuchsreihe B

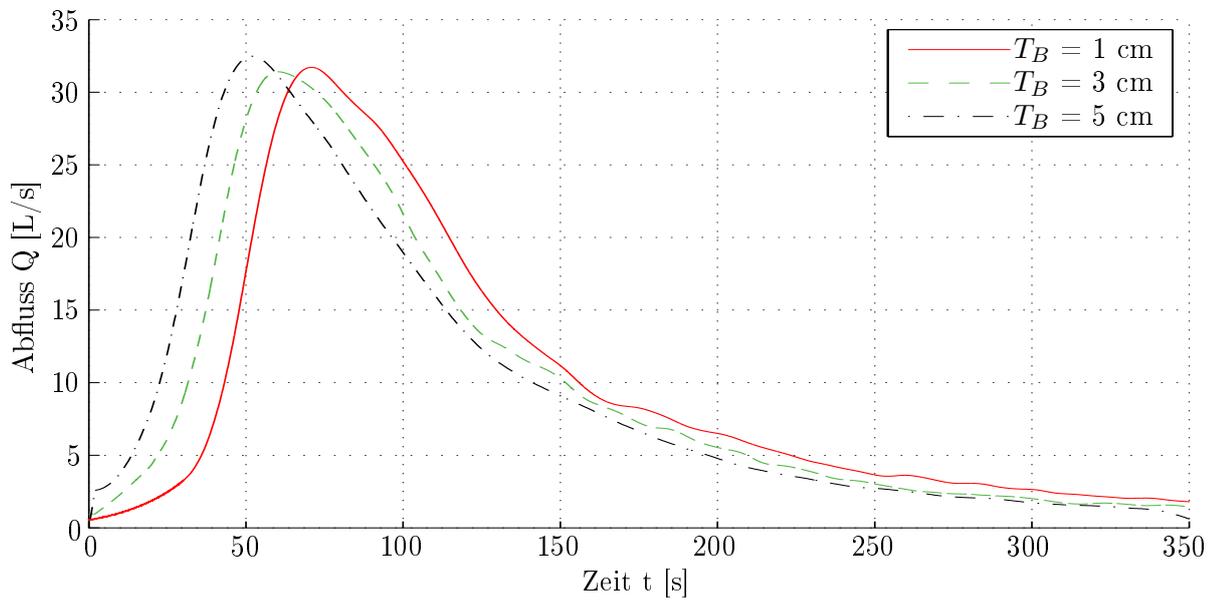


Abbildung 4.65: Abflusskurven Versuchsreihe B

Bei einer Initialbreschentiefe T_B von 1 cm unter Stauziel betrug der Spitzenabfluss Q_{max} 31,7 L/s nach einer Bruchzeit $t_{Q_{max}}$ von 71 Sekunden. Dabei ist anzumerken, dass zunächst keine Erosion erfolgte und das Wasser lediglich durch die Bresche im Stützkörper versickerte.

Bei diesem Versuch wurde dann durch weitere Wasserzugabe das Stauziel gehalten, bis Materialtransport einsetzte (Zeitpunkt $t=0$).

Der Versuch mit einer initialen Breschentiefe von 3 cm unter Stauziel wies eine Abflussspitze von 31,4 L/s auf, 60 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges. Im Vergleich dazu betrug der Spitzenabfluss bei der Serie M1 mit 5 cm Initialbreschentiefe 32,5 L/s, nach einer Bruchzeit von 52 Sekunden.

Tabelle 4.12 fasst die Spitzenwerte der beiden Versuche sowie das verbleibende Speichervolumen $V_{tQ_{max}}$ zur Zeit der Abflussspitze zusammen.

Tabelle 4.12: Zusammenfassung- Abflusskurven Serie B

Versuch	Q_{max} [L/s]	$t_{Q_{max}}$ [s]	$V_{tQ_{max}}$ [m ³]	$V_{tQ_{max}}$ [%]
$T_B = 1$ cm	31,7	71	3,17	79,3
$T_B = 3$ cm	31,4	60	3,18	79,5
$T_B = 5$ cm	32,5	52	3,16	79,0

4.5 Resultate der Versuche für Maßstabs- und Größenvergleiche

Um die Auswirkung von Dimensionsänderungen auf die Abflusskurve zu untersuchen, wurden 6 zusätzliche Versuche in 2 Versuchsreihen durchgeführt. Die Sieblinie des Stützkörpers wurde dabei konstant mit dem Material M3 (0,1- 8 mm- vgl. Abschnitt 3.1.2) belassen.

Mit der ersten Versuchsreihe (S1) im Modellstand SM60/2 (2 m³ Reservoirvolumen, Einstauhöhe 30 cm- vgl. Abschnitt 3.3.1) kann ein zusätzlicher Vergleich mit einer geometrisch identen Versuchsreihe von Wallner (2014) gezogen werden. Wallner (2014) verwendete das Stützkörpermaterial M1.

Die zweite Versuchsreihe (S2) im Modellstand SM60 (16 m³ Speicherinhalt, Einstauhöhe 60 cm) stellt ein Maßstabsmodell der ersten Versuchsreihe mit dem Maßstabsfaktor $\lambda = 2$ dar.

Nachfolgende Abbildungen 4.66 und 4.68 zeigen die Speicherentleerung der jeweiligen Versuchsreihe, die Grafiken 4.67 und 4.69 enthalten die daraus differenzierten und geglätteten (vgl. Abschnitt 4.1) Abflusskurven. Alle Daten sind auf das Vollmodell hochgerechnet dargestellt.

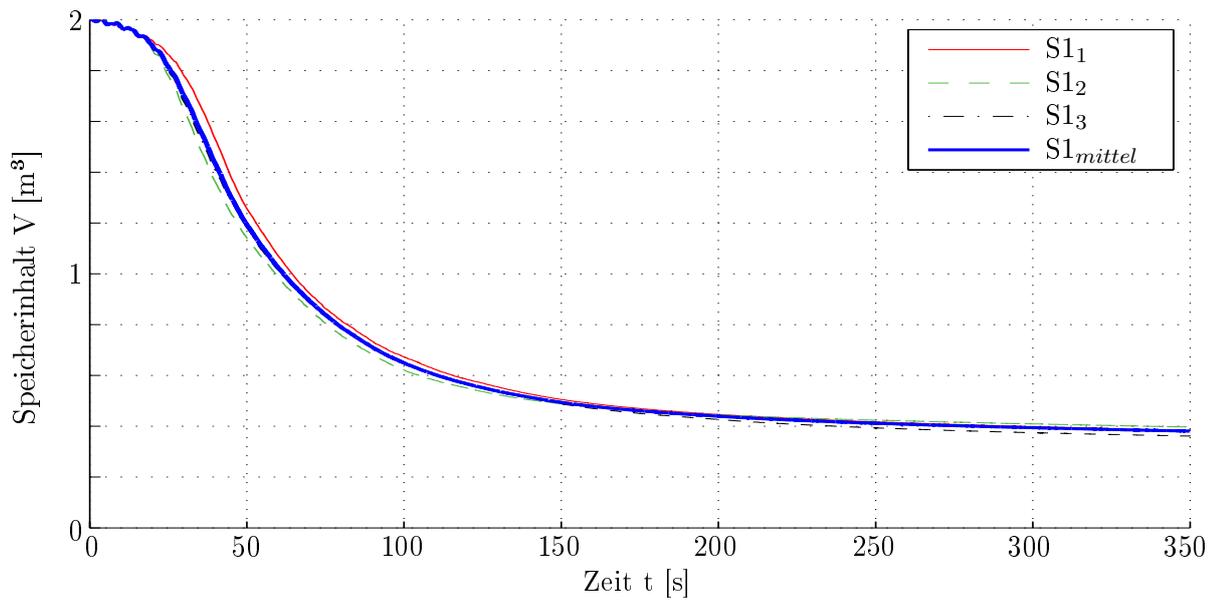


Abbildung 4.66: Speichorentleerung Versuchsreihe S1

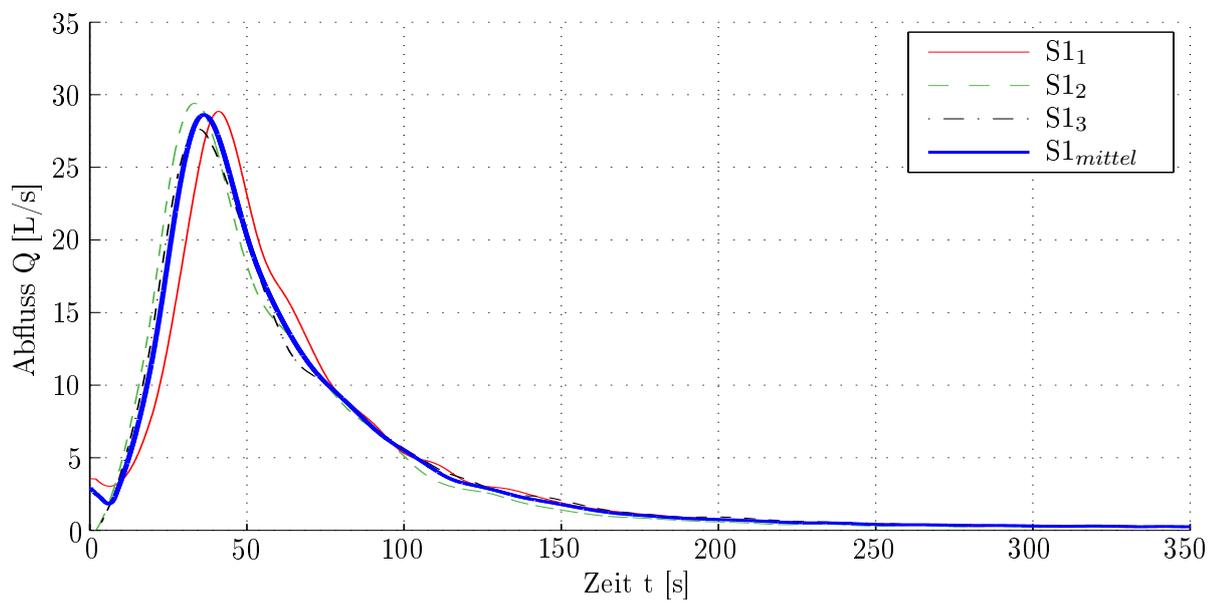


Abbildung 4.67: Abflusskurven Versuchsreihe S1

Bei der Versuchsreihe S1 betragen die Spitzenabflüsse zwischen 27,6 und 29,4 L/s nach einer Bruchzeit von ca. 33- 41 Sekunden.

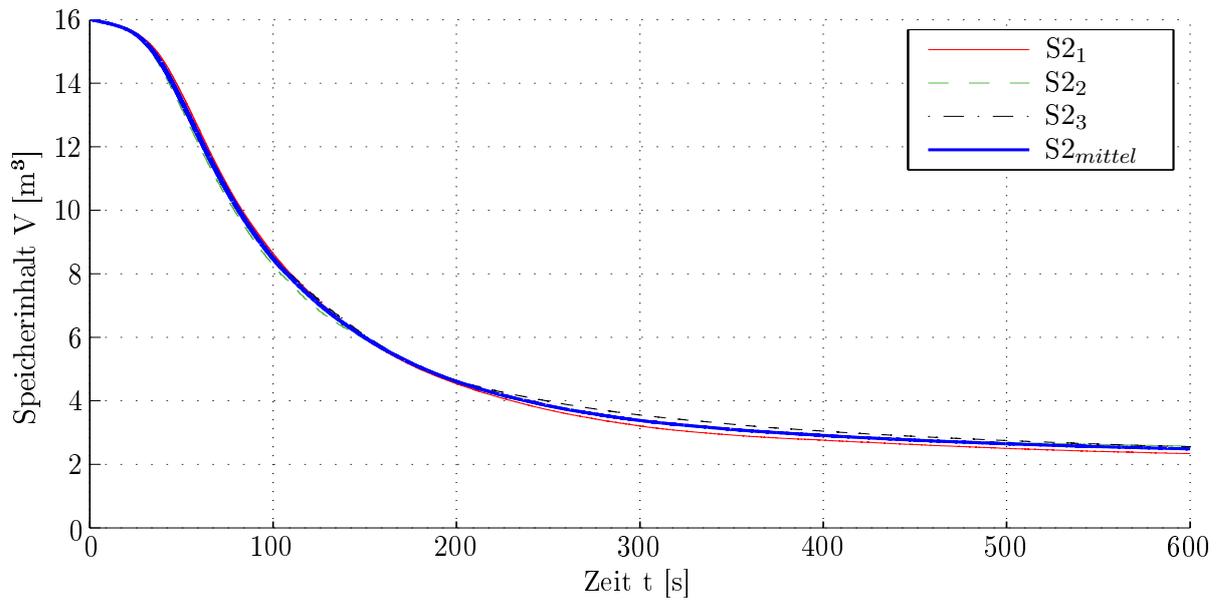


Abbildung 4.68: Speicherentleerung Versuchsreihe S2

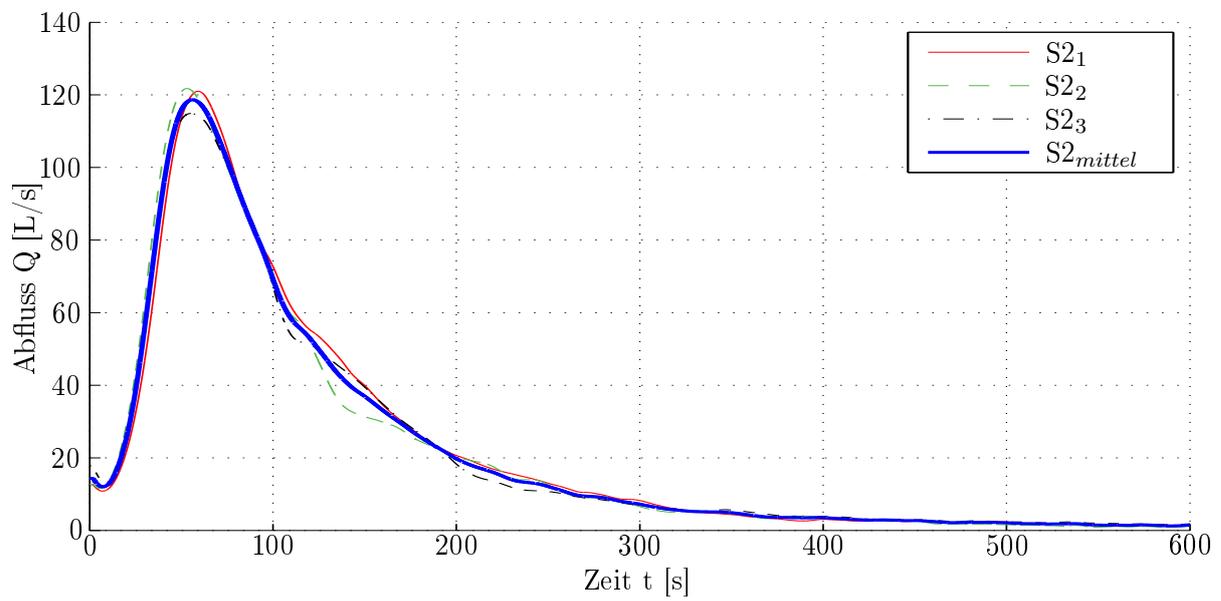


Abbildung 4.69: Abflusskurven Versuchsreihe S2

Die Spitzenabflüsse der Versuchsreihe S2 lagen zwischen 114,9 und 121,8 L/s, ca. 53- 59 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges.

Tabelle 4.13 enthält zusammenfassend die Spitzenabflusswerte Q_{max} , die Zeit der Abflussspitzen nach Auslösung des Bruchvorganges $t_{Q_{max}}$ sowie das zu diesen Zeitpunkten verbleibende Speichervolumen $V_{t_{Q_{max}}}$.

Tabelle 4.13: Zusammenfassung- Abflusskurven Serie S

Versuch	Q_{max} [L/s]	$t_{Q_{max}}$ [s]	$V_{t_{Q_{max}}}$ [m ³]	$V_{t_{Q_{max}}}$ [%]
S1 ₁	28,9	41	1,50	75,0
S1 ₂	29,4	33	1,56	78,0
S1 ₃	27,6	35	1,55	77,5
S1_{mittel}	28,6	36	1,54	76,8
S2 ₁	121,0	59	12,62	78,9
S2 ₂	121,8	53	12,80	80,5
S2 ₃	114,9	55	12,82	80,1
S2_{mittel}	118,7	56	12,71	79,4

5 Interpretation

In diesem Kapitel werden die in Kapitel 4 detailliert beschriebenen Ergebnisse der physikalischen Modellversuche zusammengefasst und analysiert.

Zunächst werden die Auswirkungen von unterschiedlichen Stützkörpermaterialien auf die Abflusskurve und die Breschenentwicklung (5.1) diskutiert, anschließend wird der Einfluss eines Oberflächendichtungselementes (5.2) erörtert sowie Maßstabs- und Größenvergleiche bzw. Modelleinflüsse (5.3) analysiert.

Es folgt eine normalisierte Darstellung der wesentlichen Ergebnisse (5.5), in Abschnitt 5.6 werden die Versuchsergebnisse extrapoliert und mit den Daten historischer Dammbruchereignisse von Pierce et al. (2010) verglichen. Es wird eine empirische Formel zur Berechnung des Spitzenabflusses, welche auf den Versuchsergebnissen dieser Arbeit basiert, präsentiert und die Ergebnisse unterschiedlicher geometrischer Randbedingungen mit ausgewählten, etablierten empirischen Formeln verglichen.

5.1 Vergleich unterschiedlicher Stützkörpermaterialien

Zur Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Stützkörpermaterialien wurden 3 verschiedene Körnungen (M1- 0,1- 2 mm, M2- 0,1- 4 mm sowie M3- 0,1- 8 mm; vgl. Abschnitt 3.1.2) in 3 Versuchsreihen mit jeweils 3 ident aufgebauten Versuchen (Versuchsserie M- vgl. Abschnitt 3.2) durchgeführt.

5.1.1 Präsentation und Vergleich der Versuchsergebnisse

Abbildung 5.1 zeigt, zusammenfassend für die Serie M, die Abflusskurven mit den Mittelwerten der Abflussspitzen und deren Zeitpunkte nach Auslösung des Bruchvorganges.

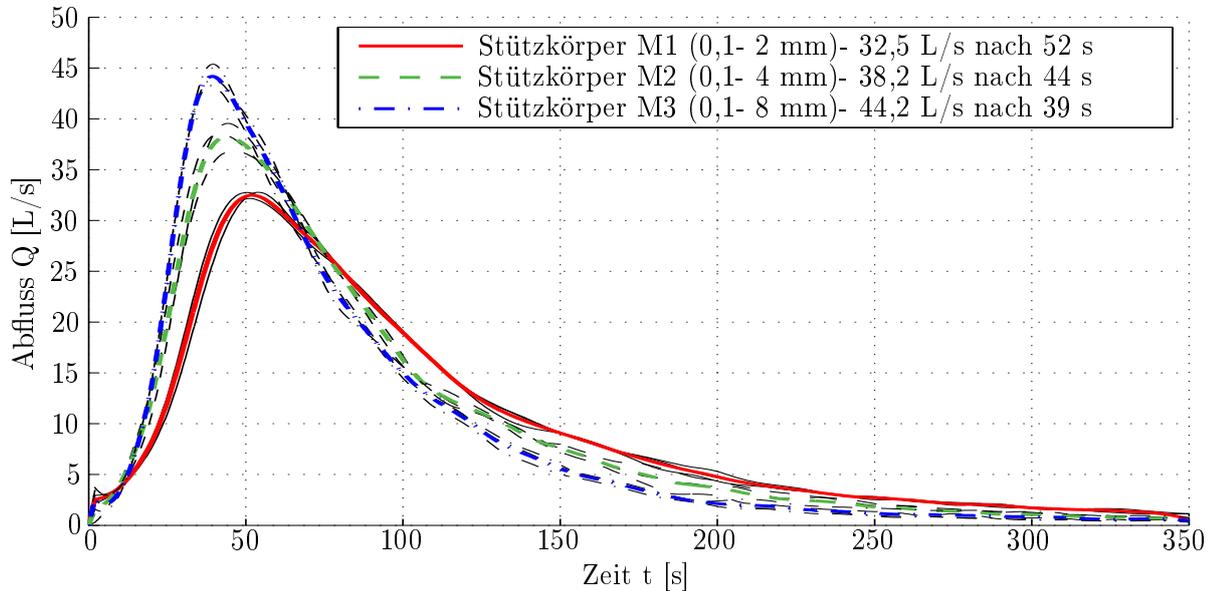


Abbildung 5.1: Abflusskurven Serie M

Die Ergebnisse belegen eine signifikante Abhängigkeit der Abflusskurve von der Korngröße des Stützkörpermaterials. So war bei der Sieblinie M3, mit einem mittleren Korndurchmesser $d_{50} = 3,1$ mm, die Abflussspitze im Mittel um ca. 36 % höher als beim Material M1, mit $d_{50} = 1,1$ mm. Eine Erhöhung des Spitzenabflusses bei größerem Stützkörpermaterial wurde auch von Coleman et al. (2002) und Pickert et al. (2011) festgestellt. Der Anstieg der Kurven war generell steiler als der Abstieg nach dem Maximalwert, wobei bei zunehmendem mittleren Korndurchmesser steilere Kurven beobachtet werden konnten.

Die Zeitpunkte der Spitzenabflüsse verzögerten sich, je geringer die Abflussspitze war. Das verbleibende Reservoirvolumen zum Zeitpunkt der Abflussspitze war bei allen Versuchen sehr ähnlich und lag, im auf die jeweilige Reihe bezogenen Mittel, zwischen 79 und 81 % (vgl. Tabelle 4.1). Kurz nach der Abflussspitze schneiden sich die Kurven von M3 und M2, danach M3 und M1 sowie M2 und M1. So war ab einer Bruchzeit von ca. 60 Sekunden der Abfluss des Materials M2 größer als M3, nach ca. 70 Sekunden schneiden sich die Abflusskurven von M1 und M3, ab einer Versuchsdauer von ca. 76 Sekunden wies die Abflusskurve von M1 die höchsten Werte auf.

Unterschiedliche Abflusskurven setzen eine differente Ausformung der Überfallbreschen voraus. Abbildung 5.2 veranschaulicht die Entwicklung der Überfallbreschen in der Symmetrieebene normal zur Dammachse, in den Zeitintervallen Δt . Als Vertreter für die jeweiligen Versuchsreihen wurden die Versuche M1₁, M2₃ sowie M3₁ herangezogen (vgl. Abschnitt 4.2.3.1).

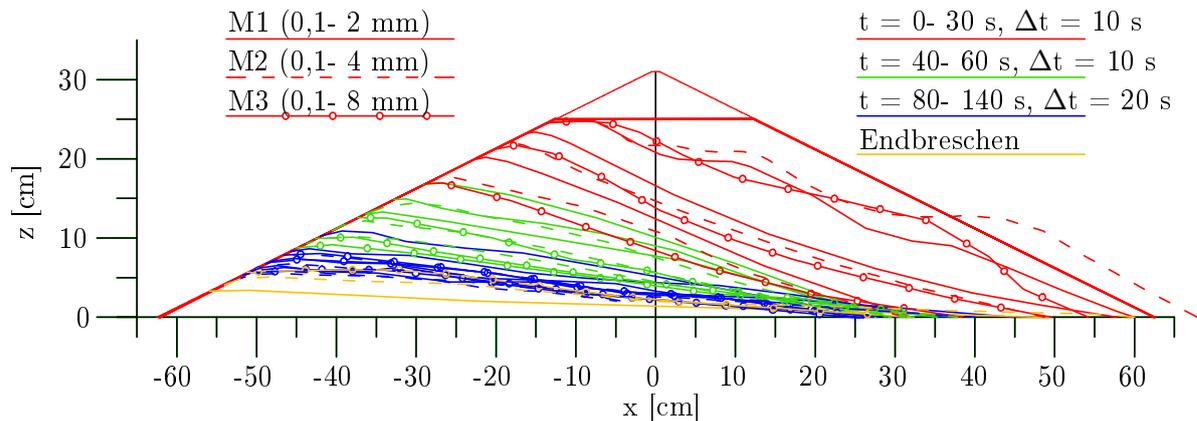


Abbildung 5.2: Breschenprofile in der Symmetrieebene- Serie M

Die Erosion begann bei allen Versuchen der Serie M am luftseitigen Rand der Initialbreschenkante. Der Hochpunkt des sich entwickelnden Überfallwehres war immer im Bereich der wasserseitigen Dammböschung und entwickelte sich, nachdem die horizontale Sohle der Initialbresche (vgl. Abschnitt 3.3.2) abgetragen wurde, kontinuierlich entlang der wasserseitigen Dammböschung in die Tiefe, bis zu einer stabilen Endbresche. (vgl. Abschnitt 4.2.1) Die Oberkanten der jeweiligen Breschenprofile verliefen bei gleicher Höhe z annähernd parallel. Dies impliziert, dass der Bruchvorgang für die unterschiedlichen Stützkörpermaterialien prinzipiell sehr ähnlich ablief, jedoch mit unterschiedlicher Geschwindigkeit.

Ebenso konnte dies von Pickert et al. (2011) festgestellt werden, wobei bei diesen Versuchen mit Körnungen von ca. $d_m < 0,4$ mm steilere Böschungen aufgrund des Einflusses von Scheinkohäsion (vgl. Abschnitt 2.3.1.4) zu beobachten waren. Im Schnitt durch die Symmetrieebene kann der Bruchvorgang in der Anfangsphase mit dem von Chinnarasri et al. (2003) beschriebenen, zweidimensionalen Bruchverhalten von nicht-kohäsiven Dämmen ohne Dichtungselement verglichen werden (vgl. Abbildung 2.7). Auf Grund des Versuchsaufbaus bzw. der räumlich dreidimensionalen Verhältnisse lagerte sich kein ausgetragenes Material nach dem luftseitigen Dammfuß ab und es bildeten sich keine wellenförmigen Dammp Profile aus. Die Anordnung des Versuchsdammes auf einer Plattform (vgl. Abschnitt 3.3.2) ließ keine Beeinflussung des Dammkörpers durch das Unterwasser zu.

Abbildung 5.3 zeigt die Entwicklung der benetzten Überfallkrone, als lotrechte Projektion auf die wasserseitige Dammböschung, orografisch links der Symmetrieebene. Die hier dargestellten, repräsentativen Vertreter der jeweiligen Versuchsreihen sind analog zu Abbildung 5.2 die Versuche M1₁, M2₃ und M3₁ (vgl. Abschnitt 4.2.3.2).

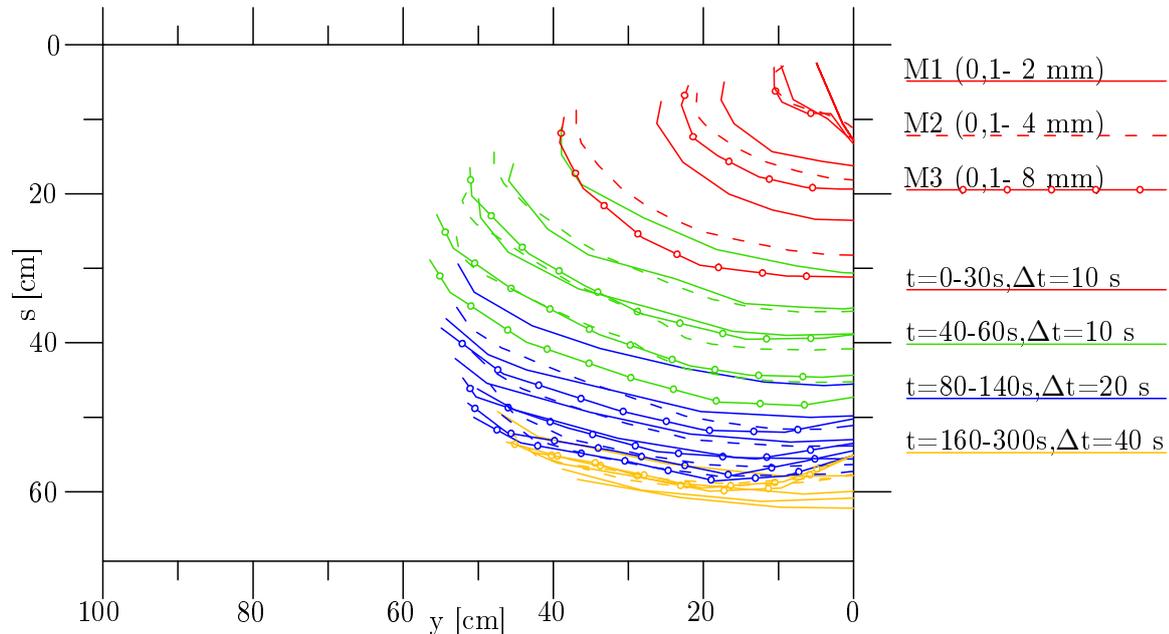


Abbildung 5.3: Horizontale Breschenkronenentwicklung- Serie M

Bei gleichem Abstand s zur Dammachse war ein weitgehend paralleler Verlauf der benetzten Überfallkrone zu beobachten, wobei wiederum, analog zur Breschenentwicklung in der Symmetrieebene, die Entwicklung der Überfallbresche mit höherer Geschwindigkeit ablief, je größer das Stützkörpermaterial. Die benetzte Kronenlänge entwickelte sich kontinuierlich bis zu einem Maximalwert und danach stetig rücklaufend bis zur stabilisierten Endbresche. Die Einhüllende der benetzten Überfallkronen blieb während des gesamten Bruchvorganges stabil. Die maximale benetzte Breschenkronenlänge bzw. die maximale Breite der Bresche war bei größerem Stützkörpermaterial etwas größer und lag im Mittel bei 1,15 m bzw. 1,08 m (M1), 1,21 m bzw. 1,11 m (M2) und 1,25 m bzw. 1,18 m (M3). Die Zeitpunkte der maximalen benetzten Breschenkronenlänge sind in Bezug auf die Abflussspitze verzögert. (vgl. Tabelle 4.2)

Der maximale Breschenüberstau h_0 , definiert als vertikaler Abstand zwischen dem Speicherpegel und dem Hochpunkt der Breschensohle in der Symmetrieebene (vgl. Abschnitt 4.2.3), wies ebenso eine Signifikanz des Stützkörpermaterials auf und betrug, im auf die Zeit bezogenen Mittel, 10,0 cm nach 49 Sekunden bei M1, 10,9 cm nach 38 Sekunden bei M2 sowie 11,2 cm nach 32 Sekunden Bruchzeit bei M3. Der Zeitpunkt des maximalen Breschenüberstaus lag somit im Mittel kurz vor dem Zeitpunkt des Spitzenabflusses.

Abbildung 5.4 präsentiert die Entwicklung des Hochpunktes der Breschensohle in der Symmetrieebene, in Gegenüberstellung zur Entwicklung der Länge der benetzten Breschenkronen (stärkere Linien). Die Daten resultieren aus dem auf die Zeit bezogenen Mittel der jeweiligen Versuchsreihe. (vgl. Abschnitt 4.2.3)

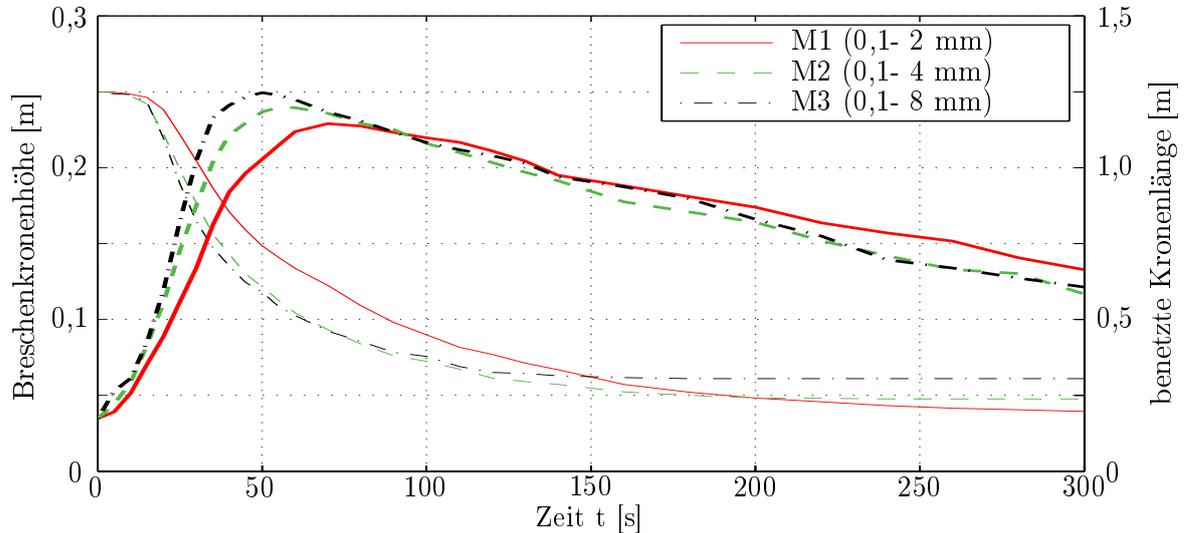


Abbildung 5.4: Breschenkronenentwicklung- Serie M

Die Analyse des Breschenquerschnittes setzt bestimmte Vereinfachungen, bedingt durch die Messtechnik, voraus. Aus den leicht messbaren und vergleichbaren Größen Breschenüberstau h_0 sowie benetzte Breschenkronenlänge l_w (vgl. Abbildung 5.4 bzw. Abschnitt 4.2.3) kann vereinfacht eine benetzte Querschnittsfläche der Überfallbresche bestimmt werden. Dabei wird ein gekrümmter, ellipsenförmiger Querschnitt angenommen, mit $\frac{1}{2} l_w$ als Hauptachse bzw. h_0 als Nebenachse. Abbildung 5.5 stellt die Entwicklung der benetzten Querschnittsfläche mit der Abflusskurve für das jeweilige Stützkörpermaterial gegenüber. Die stärkeren Linien stellen jeweils die benetzte Querschnittsfläche dar. Die Daten beziehen sich auf das zeitliche Mittel der jeweiligen Versuchsreihe.

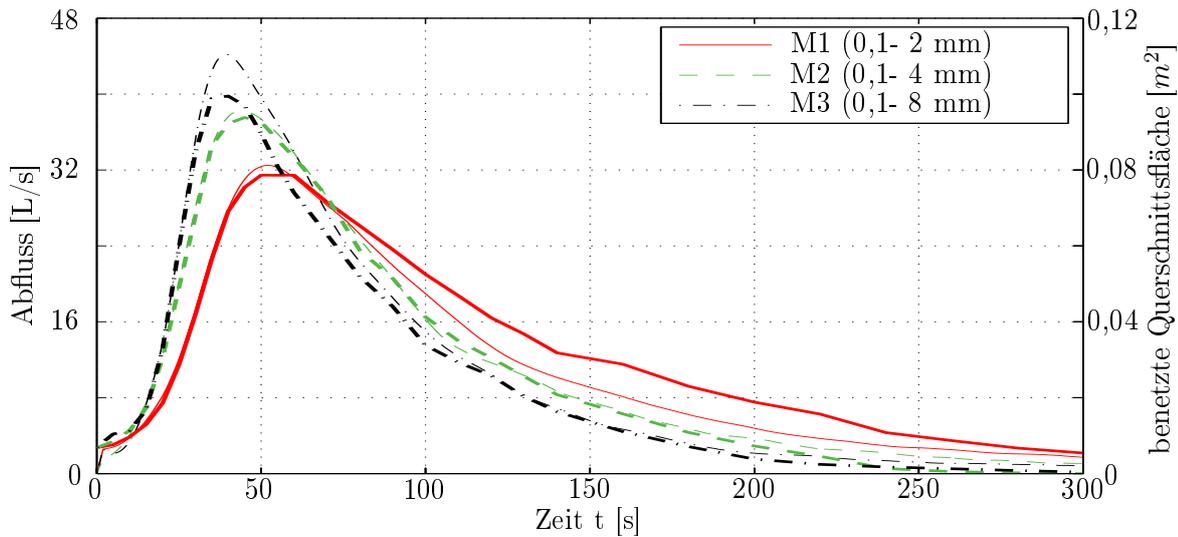


Abbildung 5.5: Entwicklung Breschenquerschnitt- Serie M

Je größer der Spitzenabfluss, desto größer war auch der maximale benetzte Breschenquerschnitt. Die Zeitpunkte der Maxima von Abfluss und Querschnittsfläche stimmten bei den gemittelten Versuchsreihen gut überein.

Von Beginn des Bruchvorganges bis kurz nach Erreichen des Spitzenabflusses war eine beschleunigte Breschenentwicklung bei größerem Stützkörpermaterial zu beobachten. Dieser Prozess kehrte sich allmählich um. Bei sich verringernden Überströmtiefen erodierte die Überfallbresche des feineren Stützkörpermaterials zunehmend schneller bzw. stabilisierte sich die Bresche des gröberen Materials früher. In Folge dessen lag die Krone der stabilen Endbresche tiefer, je feiner das Material war. Die finalen Breschen waren somit beim gröberen Material geringfügig breiter und weniger tief als bei einer feineren Sieblinie. Die Endbreschenvolumina waren sehr ähnlich und nicht signifikant in Bezug auf das Stützkörpermaterial. Diese betragen auf das reihenbezogene Mittel zwischen 131 und 135 Liter. Eine beschleunigte Breschenentwicklung bei größerem Stützkörpermaterial wurde auch von Coleman et al. (2002) beobachtet.

Bei Betrachtung des Materialaustrages während des Bruchvorganges (vgl. Abschnitt 4.2.4) lässt sich ebenso eine Signifikanz des Stützkörpermaterials bzw. der Abflusskurve feststellen. Abbildung 5.6 zeigt die für das jeweilige Stützkörpermaterial auf die Zeit gemittelten Erosionsraten Q_M , in Gegenüberstellung zu den gemittelten Abflusskurven. Die stärkeren Linien stellen jeweils die Erosion dar, die dünneren die gemittelten Abflusskurven.

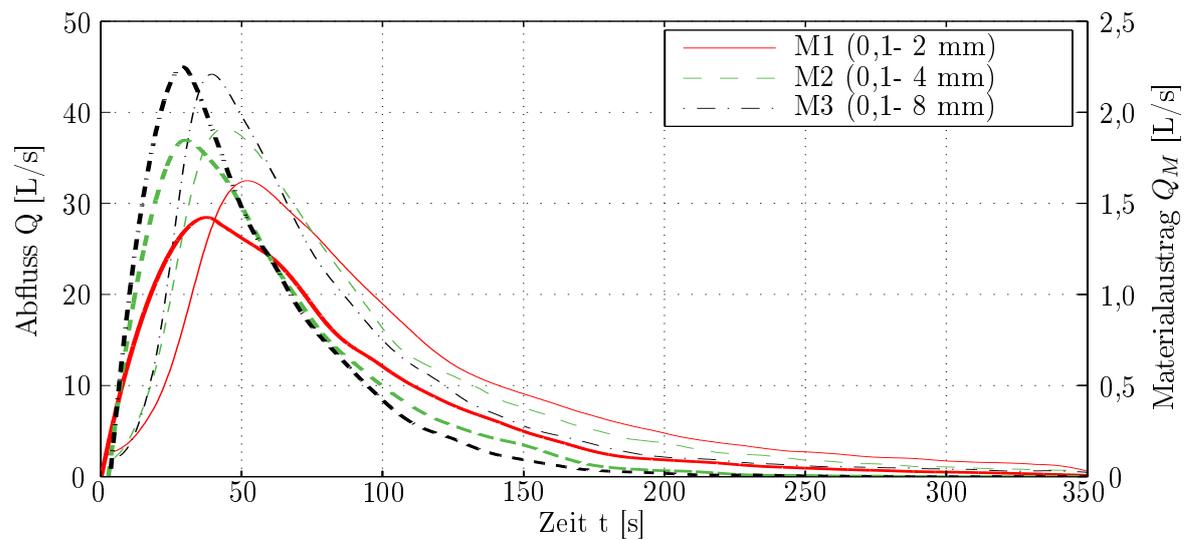


Abbildung 5.6: Breschenerosion im Verhältnis zur Abflusskurve- Serie M

Analog zu den Abflusskurven wurden größere Spitzenwerte der Erosionsraten bei größerem Stützkörpermaterial gemessen. So betrug, im auf den Extremwert bezogenen Mittel, der maximale Materialaustrag beim Stützkörper M1 1,4 L/s nach ca. 38 Sekunden, beim Material M2 1,9 L/s nach einer Bruchzeit von ca. 30 Sekunden sowie 2,2 L/s bei der Sieblinie M3, nach ca. 29 Sekunden. Die Maxima der Erosion traten somit immer vor den Spitzenwerten der jeweiligen Abflusskurven auf. Dies wurde auch von Bechteler und Kulisch (1994) festgestellt.

Kurz nach Erreichen der Maximalwerte kehrt sich die Reihenfolge der Erosionsraten der jeweiligen Stützkörpermaterialien um. Ca. 50 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges war die Erosionsrate von M2 größer als von M3, ab einer Zeit von ca. 60 Sekunden wies das feinste Material M1 die höchsten Werte des Materialaustrages auf. Die Gesamtmenge des ausgetragenen Schüttmaterials war bei allen 3 Sieblinien im Mittel sehr ähnlich und entspricht den Volumina der Endbreschen, mit 131- 135 Litern.

5.1.2 Zusammenfassung der wesentlichen Versuchsergebnisse

Tabelle 5.1 fasst die wesentlichen Versuchsergebnisse im auf die Extremwerte bezogenen Mittel der jeweiligen Versuchsreihen zusammen. Die dargestellten Parameter sind der maximale Breschenabfluss (Q_{max}), dessen Zeitpunkt nach Auslösung des Bruchvorganges ($t_{Q_{max}}$), das verbleibende Reservoirvolumen zum Zeitpunkt des Spitzenabflusses ($V_{t_{Q_{max}}}$), der maximale Breschenüberstau ($h0_{max}$), der Zeitpunkt des maximalen Breschenüberstaues ($t_{h0_{max}}$), die maximale Länge der benetzten Breschenkrone ($l_{w_{max}}$) mit dem Zeitpunkt ($t_{l_{w_{max}}}$), der Spitzenwert der Erosionsrate (QM_{max}) mit dessen Zeitpunkt ($t_{QM_{max}}$) sowie das Volumen der finalen Breschen ($V_{B_{max}}$). Alle Daten sind auf das Vollmodell hochgerechnet dargestellt.

Aus den vorliegenden Versuchsergebnissen sollen keine Empfehlungen für Konstruktionsmaßnahmen an Dammbauwerken in Hinblick auf die Breschenentwicklung bzw. Abflusskurve beim Versagen durch Überströmen gegeben werden. Die Verwendung feinkörniger Materialien induziert zwar einen geringeren Spitzenabfluss im Katastrophenfall, jedoch würde dies ebenso eine Reduktion des Reibungswinkels nach sich ziehen. Demnach würde dies eine Verringerung der Standsicherheit in Bezug auf Abgleiten des Dammkörpers bzw. auf Böschungsbruch (vgl. Abschnitt 2.2.1) bedeuten und das allgemeine Versagensrisiko erhöhen.

Tabelle 5.1: Zusammenfassung Serie M

Parameter	M1 (0,1-2mm)	M2 (0,1-4mm)	M3 (0,1-8mm)	Δ_{M3-M1} [%]
Q_{max} [L/s]	32,5	38,2	44,2	+36,0
$t_{Q_{max}}$ [s]	52	44	39	-25,0
$V_{t_{Q_{max}}}$ [%]	79	79	81	+2,5
$h0_{max}$ [cm]	10,0	10,9	11,2	+12,0
$t_{h0_{max}}$ [s]	49	38	32	-34,7
$l_{w_{max}}$ [m]	1,15	1,21	1,25	+8,7
$t_{l_{w_{max}}}$ [s]*	70	60	50	-28,6
QM_{max} [L/s]	1,4	1,9	2,2	+57,1
$t_{QM_{max}}$ [s]	38	30	29	-23,7
$V_{B_{max}}$ [L]	134	131	135	+0,7

*Werte gerundet

5.1.3 Physikalischer Ansatz zum Erosionsverhalten der Stützkörpermaterialien

Die Ergebnisse lassen den Schluss zu, dass sich die Erosivität der jeweiligen Stützkörpermaterialien bei unterschiedlichen Energieniveaus wesentlich ändert. Eine Prozessmodellierung ist aufgrund der hohen Komplexität und der stark instationären, turbulenten Bedingungen schwierig und mit Unsicherheiten verbunden. Der hier dargestellte Ansatz soll, basierend auf leicht messbaren, prozessrelevanten Größen, qualitativ das Erosionsverhalten der verwendeten Stützkörper darstellen.

Vereinfacht kann die auf eine Sedimentschicht einwirkende Strömungskraft durch die Schubspannungsgeschwindigkeit $v^* = \sqrt{gR_h I_0}$ beschrieben werden, unter Annahme eines Parabelquerschnittes der Bresche, mit dem hydraulischen Radius $R_h = (2 * l_w^2 * h_0) / (3 * l_w^2 + 8 * h_0^2)$ (vgl. Abschnitt 4.2.3) und dem Gefälle der Breschensohle als Energieliniengefälle I_0 .

Die Sohle der Überfallbresche ist örtlichen Unstetigkeiten unterworfen. Die Breschenprofile verlaufen bei gleicher Breschenkronenhöhe z relativ ähnlich (vgl. Abbildung 5.2). So kann, für Profile mit identischen Hochpunkten, ein einheitliches Sohlgefälle angenommen werden. Hierzu wurden jeweils die gemittelten Werte der Sohlneigungen, bis zu einem horizontalen Abstand von 20 cm nach dem Hochpunkt der Breschensohle in der Symmetrieebene, der Einzelversuche herangezogen.

Abbildung 5.7 zeigt, in geglätteter Darstellung, die Beziehung zwischen Sohlgefälle und Breschenkronenhöhe. Zur besseren Vergleichbarkeit sind die Werte ab dem Zeitpunkt des Erosionsbeginns der wasserseitigen Dammböschung (ca. 5 bis 15 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges) dargestellt.

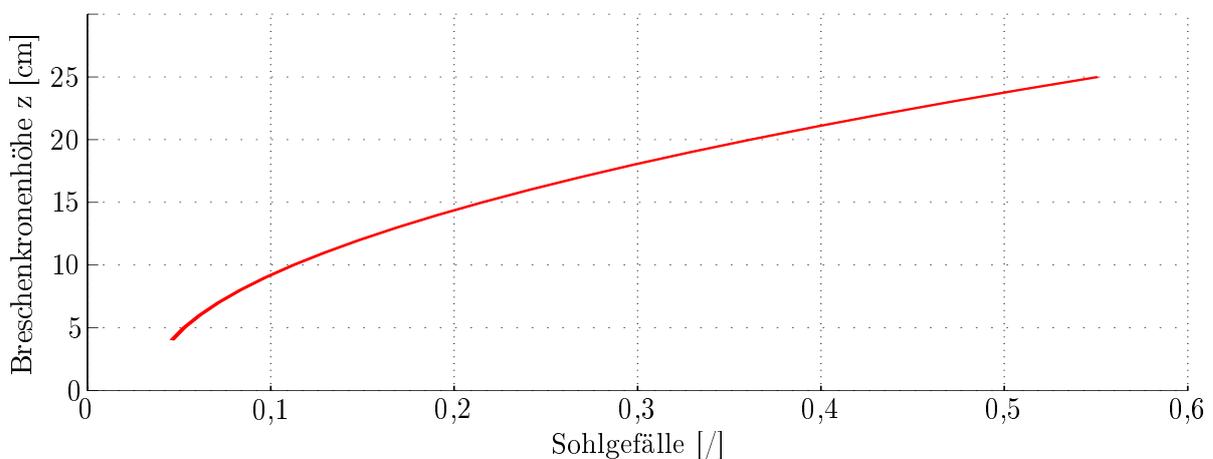


Abbildung 5.7: Sohlgefälle in Abhängigkeit zur Breschenkronenhöhe

Mit geringer werdender Breschenkronenhöhe nahm auch das Sohlgefälle kontinuierlich ab. Dies wurde auch von Schmocker und Hager (2012) beobachtet. Nachfolgende Abbildung 5.8 enthält den zeitlichen Verlauf der Schubspannungsgeschwindigkeiten während des Bruchvorganges, im zeitlichen Mittel für das entsprechende Stützkörpermaterial.

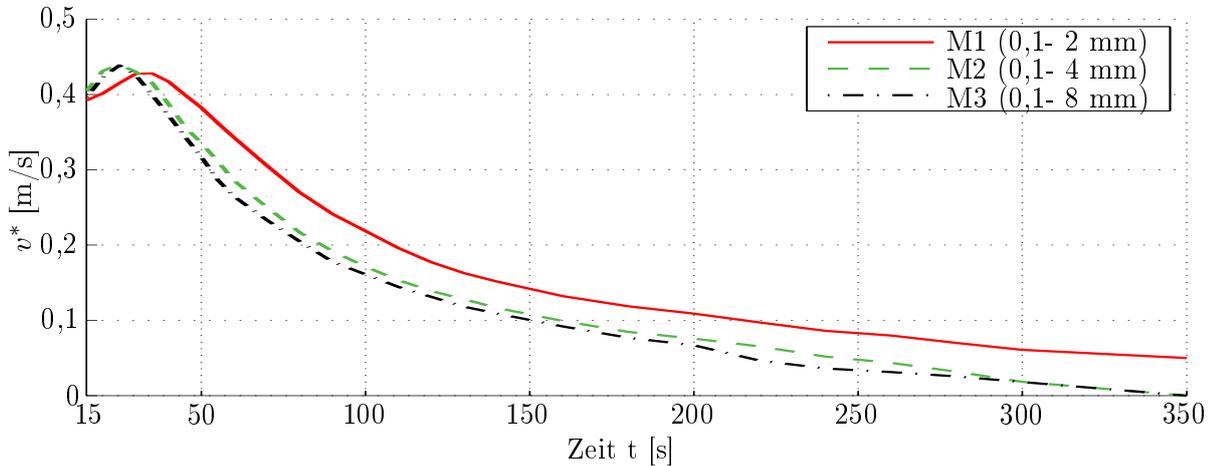


Abbildung 5.8: Verlauf der Schubspannungsgeschwindigkeit

Im Bereich der Maxima der Erosionsraten (vgl. Abbildung 5.6) stieg die Überstauhöhe h_0 stark an, hier treten auch die Spitzenwerte der Schubspannungsgeschwindigkeiten auf. Danach fallen sie in einer sich verflachenden Kurve gegen Null.

Um die Ergebnisse qualitativ einordnen zu können, wird die kritische Schubspannungsgeschwindigkeit $v_c^* = \sqrt{\theta_c(\rho_s - \rho)gd}$, ab welcher sich Bewegungsbeginn einstellt, anhand des dimensionslosen Korndurchmessers d^* (Glg. 2.9) und der analytischen Näherung von Zanke (2002) für die kritische Schubspannung θ_c abgeschätzt (vgl. Abschnitt 2.4.1).

Schmocker et al. (2014) stellten fest, dass der Einfluss unterschiedlicher Kornverteilungen im Vergleich zum Einfluss unterschiedlicher mittlerer Korndurchmesser (d_m) auf die Breschenentwicklung gering ist. Als maßgebende materialspezifische Größe kann somit der mittlere Korndurchmesser herangezogen werden.

Daraus ergeben sich für die jeweiligen Sieblinien der Stützkörper, bei mittlerem Korndurchmesser d_m (vgl. Abschnitt 3.1.2) und einer Annahme der Wassertemperatur von 20°C , mit $\nu = 1,0 \cdot 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$, folgende Werte:

$$\text{M1: } d_m = 1,1 \text{ mm; } d^* = 27,8; \theta_c = 0,034; \mathbf{v_c^* = 0,025 \text{ m/s}}$$

$$\text{M2: } d_m = 2,0 \text{ mm; } d^* = 50,6; \theta_c = 0,041; \mathbf{v_c^* = 0,036 \text{ m/s}}$$

$$\text{M3: } d_m = 3,1 \text{ mm; } d^* = 78,6; \theta_c = 0,046; \mathbf{v_c^* = 0,048 \text{ m/s}}$$

Dies impliziert, dass fast während des gesamten Bruchvorganges die kritische Schubspannungsgeschwindigkeit um ein Vielfaches überschritten wurde. Gegen Versuchsende erreichte zuerst das gröbste Material M3 den Grenzwert, gefolgt von M2, bzw. extrapoliert von M1.

Abbildung 5.9 stellt die, aus dem Gefälle und der jeweiligen Überströmtiefe h_0 , errechnete Schubspannungsgeschwindigkeit v^* der Erosionsrate Q_M des entsprechenden Stützkörpermaterials gegenüber.

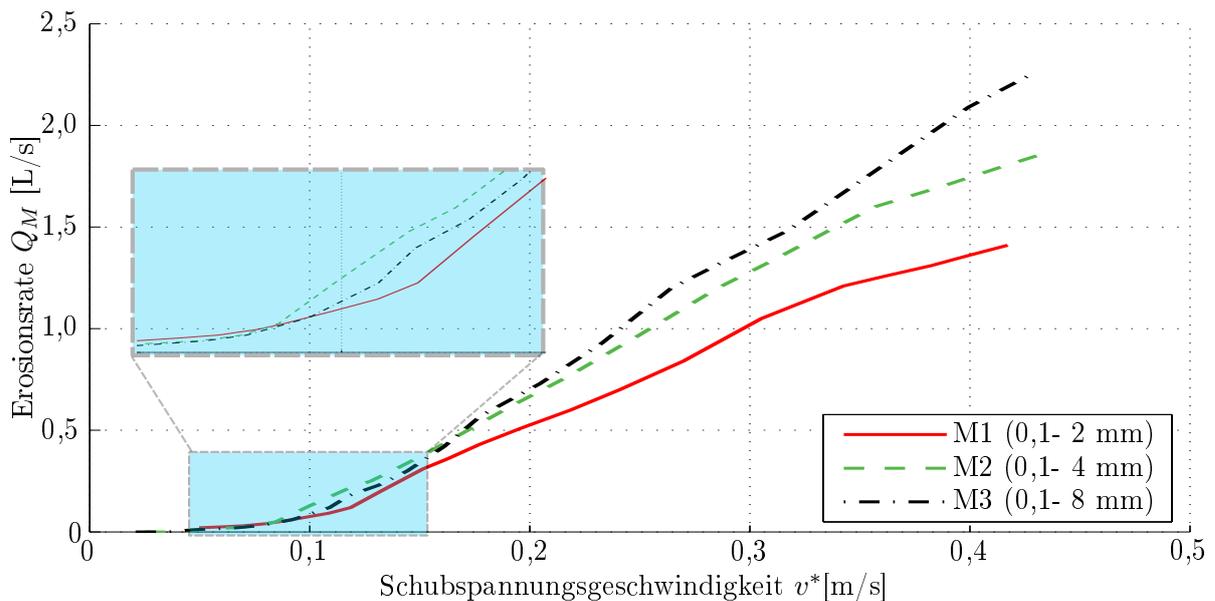


Abbildung 5.9: Schubspannungsgeschwindigkeit und Erosionsrate

Bei geringen Überströmtiefen bzw. flacher Breschenneigung und dementsprechend niedriger Schubspannungsgeschwindigkeit erodierte feines Material stärker. Der Bereich, in welchem die Erosion zum Erliegen kommt bzw. die Grenze des Transportbeginns, stimmt mit der Berechnung für die Abschätzung der kritischen Schubspannungsgeschwindigkeit relativ gut überein. Mit zunehmender Schubspannungsgeschwindigkeit steigt die Erosivität der einzelnen Stützkörpermaterialien unterschiedlich und es kommt allmählich zu einer Umkehrung der ursprünglichen Reihenfolge. So übersteigt zunächst M2 und anschließend M3 die Erosionsrate von M1, schließlich schneiden sich die Kurven von M2 und M3. Im Verhältnis erodierte somit bei höheren Schubspannungsgeschwindigkeiten gröberes Material stärker als feineres.

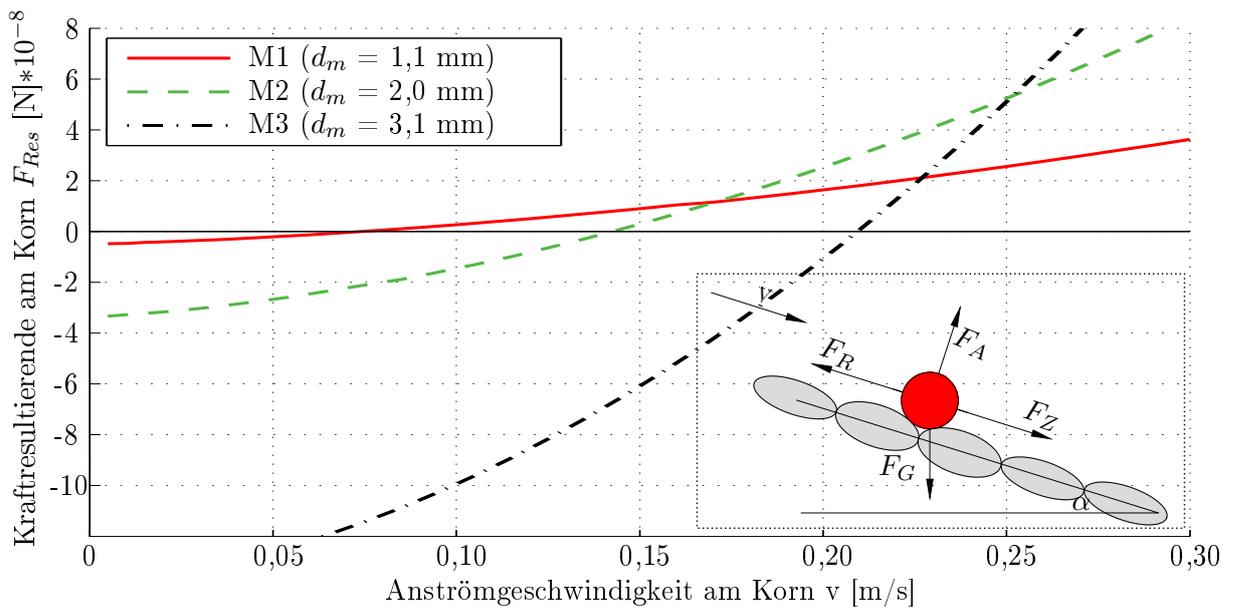
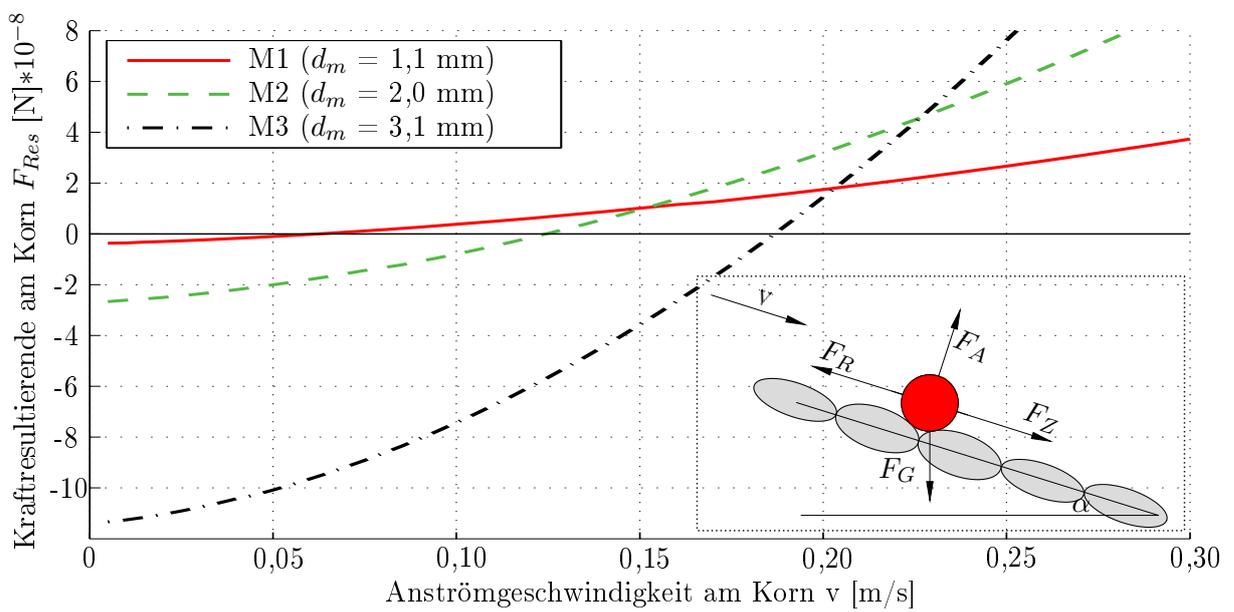
Bei der Auswertung von zweidimensionalen Versuchen konnte dieser Trend ebenso festgestellt werden. Eine zweidimensionale Vergleichsanalyse der Erosion der Stützkörpermaterialien M1 und M3 unter vergleichsweise geringen Strömungsintensitäten bzw. Energieniveaus zeigte eine Umkehrung dieses Trends, die Erosivität des feineren Materials war größer. (vgl. Abschnitt 4.2.7).

5.1.3.1 Vergleich mit Transportmodellen

Gemäß der empirischen Ansätze zum Sedimenttransport wäre zu erwarten, dass analog zur kritischen Sohlschubspannung feines Material generell früher und schneller erodiert als gröbere Körnungen. Diese experimentell ermittelten Formeln wurden hauptsächlich für Fragestellungen des Flussbaus konzipiert und sind in ihren Anwendungsgrenzen limitiert. (vgl. Abschnitt 2.4.2)

Die vorherrschenden Bedingungen, mit sehr hohen Energiegradienten und im Vergleich dazu relativ geringen Korndurchmessern, liegen weit außerhalb der Gültigkeitsbereiche. Gröberes Material erodierte schneller, dies kann qualitativ nicht mehr mit den experimentellen Transportgleichungen nachvollzogen werden. Mit fortschreitender Bruchdauer und geringer werdendem Energiegefälle kehrte sich die Reihenfolge der Erosions- bzw. Abflusskurven allmählich um und stimmte qualitativ mit den Transportansätzen überein.

Die Abbildungen 5.10- 5.12 stellen die Kraftresultierende F_{Res} in Abhängigkeit der Anströmgeschwindigkeit v am exponierten Einzelkorn (ASCE (2008))- vgl. Abschnitt 2.4.1) dar. Diese ergibt sich aus der Bedingung $F_Z + F_G \sin \alpha = \mu (F_G \cos \alpha - F_A)$. Für das jeweilige Stützkörpermaterial wird der mittlere Korndurchmesser d_m herangezogen, unter der Annahme einer mittleren Böschungsneigung von $\alpha = 10- 20^\circ$, einer Wassertemperatur von 20°C und einem Coulomb'schen Reibungsbeiwert von $\mu = \tan(\varphi)$, mit φ als Reibungswinkel des Schüttmaterials.

Abbildung 5.10: Kräftegleichgewicht am Einzelkorn, $\alpha = 10^\circ$ Abbildung 5.11: Kräftegleichgewicht am Einzelkorn, $\alpha = 15^\circ$

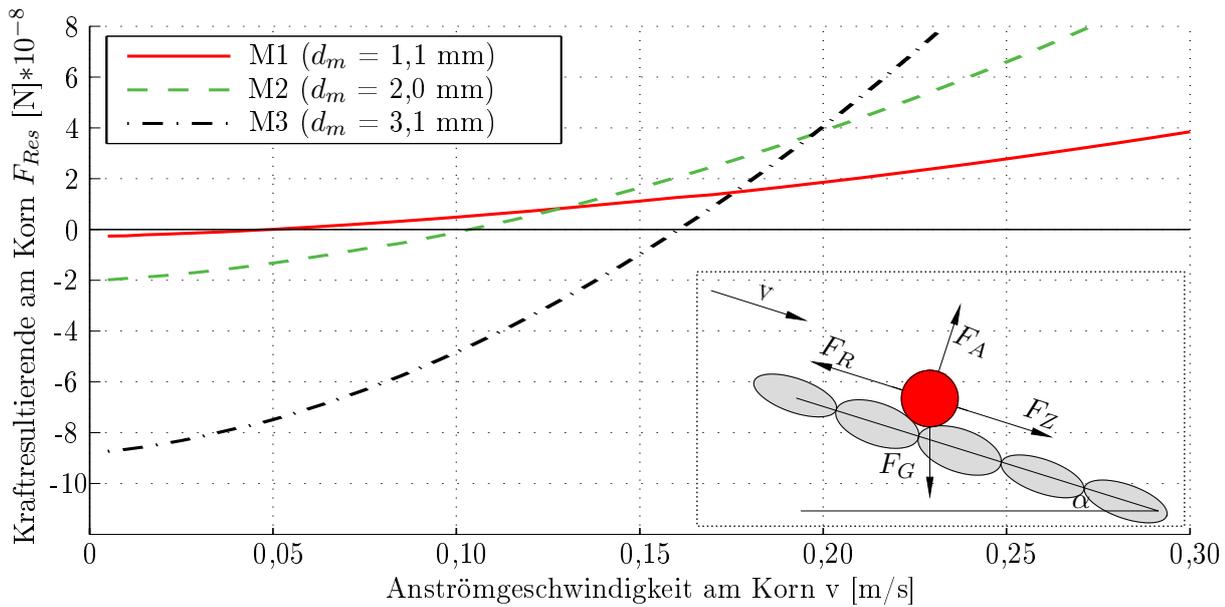


Abbildung 5.12: Kräftegleichgewicht am Einzelkorn, $\alpha = 20^\circ$

Bewegungsbeginn setzt ein, wenn die Kraftresultierende positiv wird. Bei kleineren mittleren Korndurchmessern d_m und größeren Böschungsneigungen α tritt Bewegungsbeginn früher auf.

Wird die Kraftresultierende über den kritischen Punkt des Bewegungsbeginns extrapoliert, so ist ersichtlich, dass der Anstieg größer ist, je größer das Material bzw. dass bei höheren Anströmgeschwindigkeiten wesentlich höhere resultierende Zugkräfte bei größeren Körnern auftreten, als bei kleineren. Die Kraftresultierenden der jeweiligen Materialien schneiden sich mit zunehmender Böschungsneigung α früher.

Dies kann qualitativ mit der höheren Erosionsrate des größeren Materials, bei gleicher (hoher) Schubspannungsgeschwindigkeit, verglichen bzw. nachvollzogen werden (vgl. Abbildung 5.9).

5.2 Vergleich Damm ohne Dichtungselement- Damm mit Oberflächendichtung

Für die Analyse des Einflusses eines Dichtungselementes an der wasserseitigen Dammböschung wurden 3 identisch aufgebaute Versuche (Versuchsserie D- vgl. Abschnitt 3.2) durchgeführt. Zur Vergleichbarkeit stimmten die geometrischen und hydraulischen Randbedingungen mit der Versuchsserie M überein. Das Dichtungselement bestand aus einer aufgesprühten Ton- Wasser- Suspension (vgl. Abschnitt 3.1.1), der Stützkörper aus dem Material M1 (0,1- 2 mm) (vgl. Tabelle 3.1).

5.2.1 Präsentation und Vergleich der Versuchsergebnisse

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Serie D zusammengefasst und diese mit den Resultaten der baugleichen Dämme ohne Dichtungselement aus Serie M (Versuchsreihe M_1) verglichen. Abbildung 5.13 stellt die Abflusskurven der Dämme mit Oberflächendichtung mit der auf die Zeit gemittelten Abflusskurve der Versuchsreihe M_1 gegenüber.

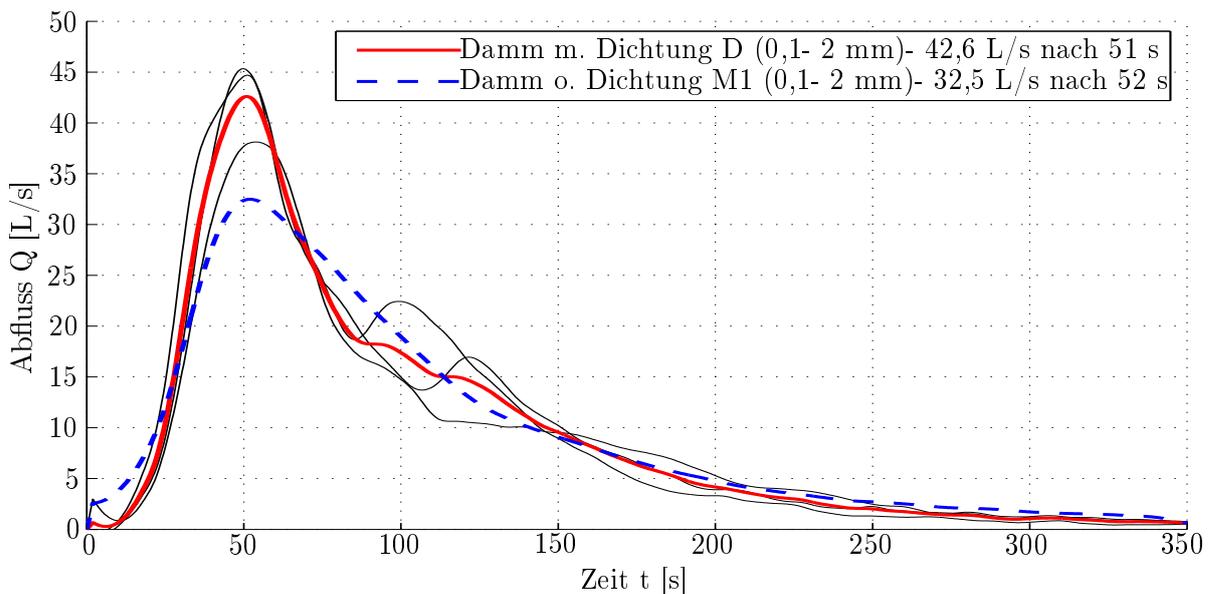


Abbildung 5.13: Abflusskurven- Damm ohne Dichtungselement- Damm mit Oberflächendichtung

Die Grafik zeigt einen signifikanten Einfluss des Dichtungselementes auf die Abflusskurve. Die Abflussspitzen waren deutlich erhöht und lagen im auf den Extremwert bezogenen Mittel um ca. 31 % höher als beim Damm ohne Dichtungselement mit identischem Stützkörpermaterial.

Bornschein (2014) beobachtete ebenfalls einen erhöhten Spitzenabfluss bei Zonendämmen, Sametz (1981) kam zum Schluss, dass der Einfluss eines Dichtungselementes auf die Abflussspitze signifikanter ist, als die Auswirkungen unterschiedlicher Materialeigenschaften des Stützkörpers. Tinney und Hsu (1961) stellten fest, dass eine Reduktion der Dicke des Dichtungselementes eine Verringerung des Materialaustrages aus der Überfallbresche nach sich zieht.

Im Gegensatz zu den Versuchsergebnissen mit unterschiedlichem Stützkörpermaterial, traten die Zeitpunkte der höheren Spitzenabflüsse nicht früher auf und lagen im Bereich der Dämme ohne Dichtungselement. Ebenso fällt die Abflusskurve bei den Dämmen mit Oberflächendichtung nach dem Extremwert teilweise nicht monoton. Dies kann auf das für Zonendämme charakteristische, diskontinuierliche Bruchverhalten (vgl. Abschnitt 4.3.1) zurückgeführt werden. Das verbleibende Reservoirvolumen im Speicher zum Zeitpunkt des Spitzenabflusses betrug zwischen 74 und 79 % und liegt gering unterhalb der Werte der Dämme ohne Dichtungselement.

Der Bruchvorgang bzw. die Breschenentwicklung (vgl. Abschnitt 4.3.3) verlief sehr unterschiedlich im Vergleich zum Damm ohne Dichtungselement. Abbildung 5.14 zeigt die Entwicklung der Breschenprofile in der Symmetrieebene. Als Vertreter für die jeweilige Versuchsreihe wurden wiederum jene Versuche herangezogen, welche dem zeitlichen Mittel der Breschenkronenhöhen am nächsten sind (M_{11} bzw. D_1 ; vgl. Abschnitt 4.3.3).

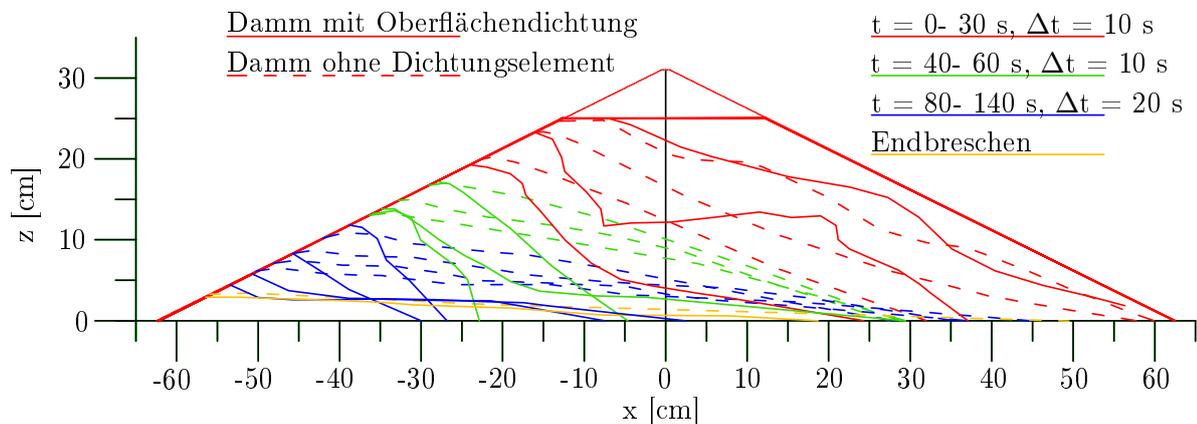


Abbildung 5.14: Breschenprofile in der Symmetrieebene- Damm mit Oberflächendichtung

Die Anfangsphase des Bruchvorganges verlief beim Damm mit Oberflächendichtung zunächst ähnlich zum Damm ohne Dichtungselement. Der Erosionsbeginn erfolgte am luftseitigen Rand der Initialbresche, die Überfallkante entwickelte sich kontinuierlich bis zum wasserseitigen Rand. Wurde dieser erreicht, so verhinderte die erosionsbeständigere Dichtungsschicht weitere, kontinuierliche Abtragung.

Dadurch entstand ein immer größer werdender Höhenunterschied zwischen der Dichtschicht und dem unmittelbar angrenzenden Stützkörperbereich.

Die Überfallkante entwickelte sich steil in die Tiefe, durch die Entstehung eines Wechselsprungs wurde dieser Vorgang noch zusätzlich beschleunigt. Die Überfallbresche wurde dabei immer höher und schmaler und versagte schließlich durch unregelmäßiges und plötzliches Abgleiten von größeren Stützkörperbereichen (vgl. Abbildungen 4.49 und 4.50). Gegen Ende des Bruchvorganges wurde der Wechselsprung allmählich eingestaut, es bildete sich, ähnlich zum Damm ohne Dichtungselement, eine keilförmige Endbresche aus. Diese lag beim Damm mit Oberflächendichtung geringfügig tiefer.

Abbildung 5.15 enthält eine Darstellung der benetzten Überfallkrone in den Zeitintervallen Δt , als lotrechte Projektion auf die wasserseitige Dammböschung, orografisch linksseitig der Symmetrieebene.

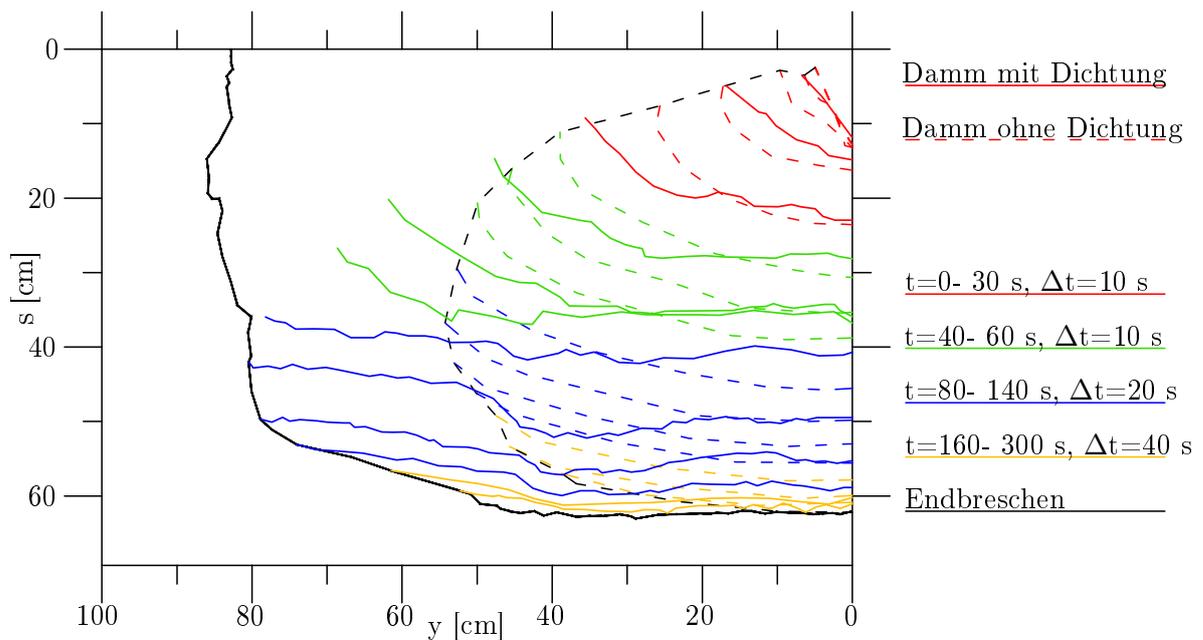


Abbildung 5.15: Horizontale Breschenkronenentwicklung- Damm mit Oberflächendichtung

Im Vergleich zum Damm ohne Dichtungselement entwickelte sich die Überfallkrone des Damms mit Oberflächendichtung stärker in die Breite, die benetzte Kronenlänge war wesentlich größer, mit relativ unregelmäßigem Verlauf. Während die Breschenflanken des Damms ohne Dichtungselement weitgehend stabil waren und sich die Bruchkante der Endbresche mit den Einhüllenden der benetzten Breschenkronenlängen deckte, konnte beim Damm mit Oberflächendichtung ein unregelmäßiges Abgleiten der Breschenflanken beobachtet werden, mit wesentlich breiterer Endbresche.

Abbildung 5.16 veranschaulicht die zeitliche Entwicklung der benetzten Breschenkronenlänge in Gegenüberstellung zum Verlauf des Hochpunktes der Breschensohle (in der Symmetrieebene) beim Damm ohne Dichtungselement und beim Damm mit Oberflächendichtung. Die Daten beziehen sich auf den zeitlichen Mittelwert der jeweiligen Versuchsreihe, wobei die stärkeren Linien jeweils die benetzte Breschenkronenlänge repräsentieren.

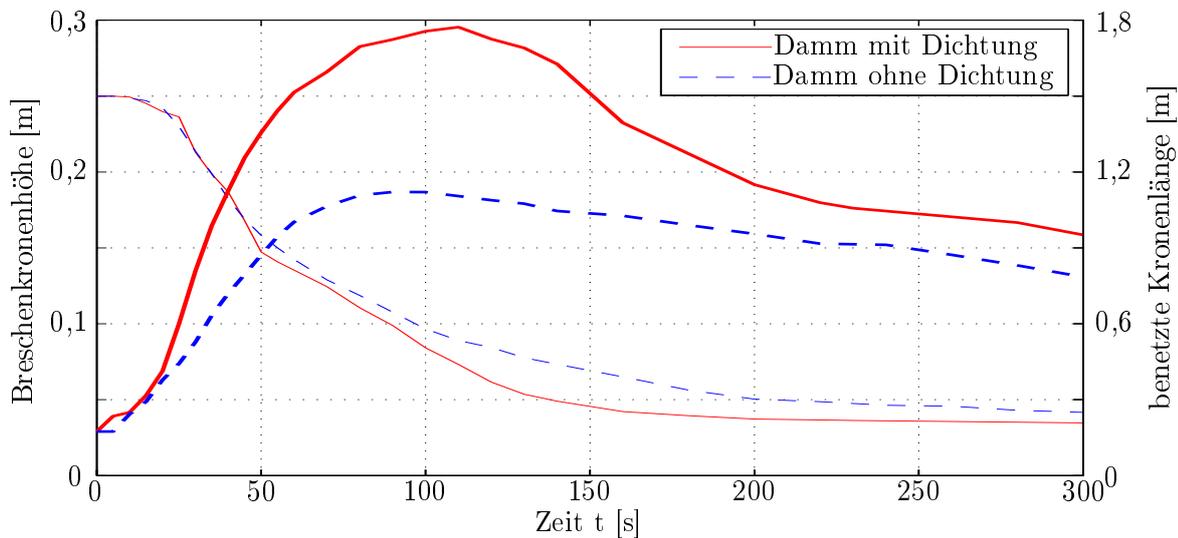


Abbildung 5.16: Breschenkronenentwicklung- Damm mit Oberflächendichtung

Das Maximum der benetzten Breschenkronenlänge betrug beim Damm mit Oberflächendichtung, hochgerechnet auf das Vollmodell, zwischen 1,70 und 1,95 m. Im Mittel bedeutet dies eine Vergrößerung von ca. 57 % im Vergleich zum Damm ohne Dichtungselement. Der maximale Breschenüberstau h_0 war mit 8,2 cm, in Gegenüberstellung zum Damm ohne Dichtungselement mit 10,0 cm, geringer. (vgl. Abschnitt 4.3.3) Dies kann auf den erhöhten Erosionswiderstand der wasserseitigen Böschung und des damit verbundenen, im Vergleich zum Speicherpegel, höheren Breschenhochpunkt zurückgeführt werden.

Die Messung dieses Parameters war aufgrund des unregelmäßigen Abgleitens der Breschenflanken mit Unsicherheiten verbunden. Das Volumen der Endbresche des Dammes mit Oberflächendichtung betrug zwischen 190 und 208 Liter und war mit durchschnittlich 205 Litern um ca. 53 % größer.

Abbildung 5.17 zeigt den auf die Zeit gemittelten Materialaustrag Q_M (vgl. Abschnitt 4.3.4), in Gegenüberstellung zum gemittelten Breschenabfluss Q . Die stärkeren Linien stellen dabei die Erosion dar.

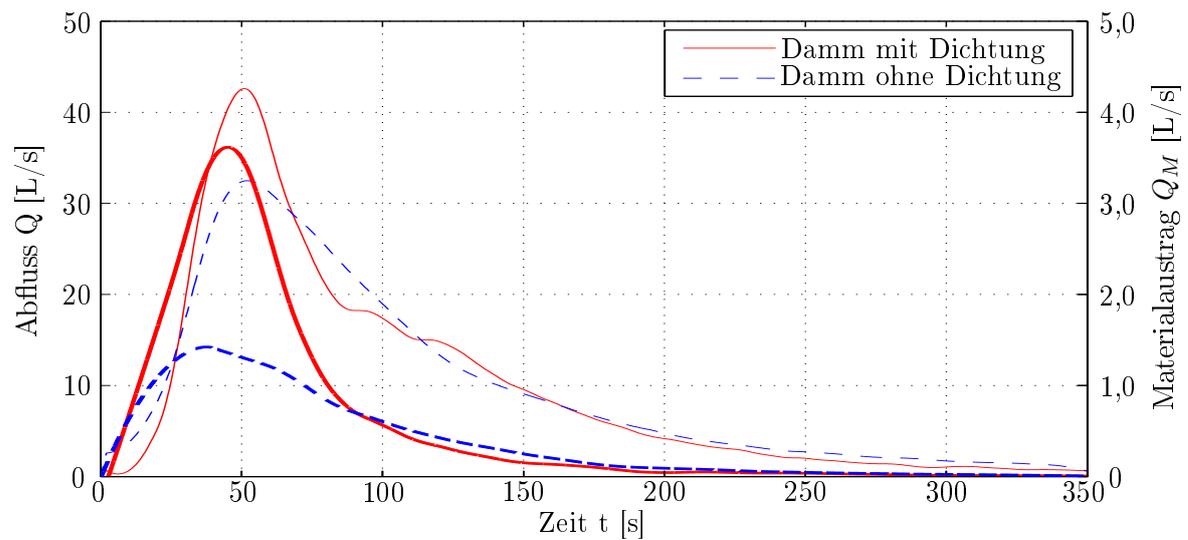


Abbildung 5.17: Breschenerosion im Verhältnis zur Abflusskurve- Damm mit Oberflächendichtung

Die Grafik veranschaulicht einen deutlich höheren Maximalwert der Erosionsrate Q_M für den Damm mit Oberflächendichtung. Dieser betrug ca. 3,6 L/s und war somit um ca. 257 % größer als der maximale Materialaustrag des baugleichen Damms ohne Dichtungselement. Die Zeitpunkte der Spitzenwerte traten bei beiden Dammtypen vor den Spitzenabflüssen auf, wobei mit durchschnittlich 45 Sekunden nach Auslösung des Bruchvorganges, im Vergleich zu 38 Sekunden beim Damm ohne Dichtungselement, das Maximum beim Damm mit Oberflächendichtung verzögert auftrat.

5.2.2 Zusammenfassung der wesentlichen Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse belegen einen signifikanten Einfluss des Dichtungselementes auf die untersuchten Parameter. Der Bruchvorgang unterschied sich beim Damm mit Oberflächendichtung wesentlich vom Damm ohne Dichtungselement. Es bildete sich eine breitere und in der Symmetrieebene wesentlich steilere Bresche mit Wechselsprung im Stützkörper aus. Die Breschenerweiterung verlief diskontinuierlich. Die Abflussspitze war signifikant höher, während der Zeitpunkt des Spitzenabflusses im Bereich des Damms ohne Dichtungselement lag. Das Erosionsmaximum lag um ein Vielfaches höher als beim Damm ohne Dichtungselement. Das Volumen der Endbresche war ebenso signifikant größer.

Tabelle 5.2 fasst die wesentlichen Resultate im auf die Extremwerte bezogenen Mittel der jeweiligen Versuchsreihen zusammen und stellt diese einander gegenüber.

Die dargestellten Parameter sind der maximale Breschenabfluss (Q_{max}), dessen Zeitpunkt nach Auslösung des Bruchvorganges ($t_{Q_{max}}$), das verbleibende Speichervolumen zum Zeitpunkt des Spitzenabflusses ($V_{t_{Q_{max}}}$), der maximale Breschenüberstau ($h_{0_{max}}$), der Zeitpunkt des maximalen Breschenüberstaus ($t_{h_{0_{max}}}$), die maximale Länge der benetzten Breschenkrone ($l_{w_{max}}$), mit dem Zeitpunkt ($t_{l_{w_{max}}}$), der Spitzenwert der Erosionsrate (QM_{max}) mit dessen Zeitpunkt ($t_{QM_{max}}$) sowie das Volumen der finalen Breschen ($V_{B_{max}}$). Alle Daten sind auf das Vollmodell hochgerechnet dargestellt.

Tabelle 5.2: Zusammenfassung Serie D

Parameter	Damm o. Dichtung (M)	Damm m. Dichtung (D)	Δ_{D-M} [%]
Q_{max} [L/s]	32,5	42,6	+31,1
$t_{Q_{max}}$ [s]	52	51	-1,9
$V_{t_{Q_{max}}}$ [%]	79	78	-1,3
$h_{0_{max}}$ [cm]	10,0	8,2	-18,0
$t_{h_{0_{max}}}$ [s]	49	35	-28,6
$l_{w_{max}}$ [m]	1,15	1,80	+56,5
$t_{l_{w_{max}}}$ [s]	70	120	+71,4
QM_{max} [L/s]	1,4	3,6	+257,1
$t_{QM_{max}}$ [s]	38	45	+18,4
$V_{B_{max}}$ [L]	134	205	+53,0

5.3 Maßstabs- und Größenvergleiche, Modelleinflüsse

Diese Arbeit soll an die vorangegangene Versuchsreihe von Wallner (2014) anknüpfen und vergleichbare Aussagen ermöglichen bzw. zusätzliche Erkenntnisse zu den Versuchsergebnissen liefern und diese erweitern. So wurden Speicher- und Dammgeometrie aus diesen Untersuchungen übernommen. Zur Versuchsdurchführung war es notwendig, einige Randbedingungen zu ändern. Um das Bruchverhalten von größeren Stützkörpermaterialien zu analysieren, musste die Initialbresche (vgl. Abschnitt 3.3.2) vergrößert werden, zur Verhinderung einer zu großen Durchsickerung des Stützkörpers wurde eine Dichtmembran an der wasserseitigen Dammböschung angebracht (vgl. Abschnitt 3.1.1). Für die Erlangung zusätzlicher Erkenntnisse zum Bruchverhalten bzw. zur Breschenentwicklung war der Modellstand als Symmetriemodell konzipiert (vgl. Abschnitt 3.3.1).

5.3.1 Einfluss verschiedener Randbedingungen

Dieser Abschnitt befasst sich mit der Untersuchung des Einflusses verschiedener Breschengrößen (vgl. Abschnitt 4.4), der Dichtmembran und des Einflusses des Symmetriemodells (vgl. Abschnitt 4.2.6). Zur Auslösung des Bruchvorgangs war beim Material M3 (0,1- 8 mm) eine auf das Stauziel bezogene Tiefe von mindestens 4 cm erforderlich, beim Material M1 (0,1- 2 mm) reichte bereits eine Tiefe von 1 cm aus.

Wurde diese Tiefe unterschritten, versickerte das Wasser im ungesättigten Stützkörper, die Erosion war für die kontinuierliche Ausbildung einer Überfallbresche nicht ausreichend und es trat kein Versagen des Dammkörpers ein.

Um die Signifikanz der Initialbreschengröße auf die Abflusskurve zu untersuchen bzw. um eine Vergleichbarkeit mit der Versuchsreihe von Wallner (2014) herzustellen, wurden zwei zusätzliche Versuche (Serie B- vgl. Abschnitt 3.2) mit einer Breschentiefe T_B von 1 bzw. 3 cm durchgeführt. Bei $T_B = 1$ cm resultierte der Spitzenabfluss mit 31,7 L/s nach 71 Sekunden. Hier ist anzumerken, dass zunächst keine Erosion erfolgte und das Wasser im ungesättigten Stützkörper versickerte. Durch weitere Wasserzugabe wurde das Stauziel gehalten, bis Erosion einsetzte. Bei einer Breschentiefe von 3 cm ergab sich ein Maximalwert von 31,4 L/s, nach 60 Sekunden, im Vergleich zum Mittelwert der Versuchsserie M1 mit 32,5 L/s nach 52 Sekunden (vgl. Tabelle 4.12).

Die Ergebnisse zeigen, dass sich der Spitzenabflusswert nur geringfügig änderte und diesbezüglich die untersuchten Initialbreschentiefen keinen signifikanten Einfluss auf die Abflussspitze hatten. Die Zeitpunkte der Maximalwerte waren verzögert, da sich die Bresche in der Anfangsphase nur wenig vergrößerte und ein Teil des Wassers im ungesättigten Stützkörper versickerte, ohne Erosion zu verursachen.

Wallner (2014) verwendete keine Dichtmembran, weiters war nur der luftseitige Stützkörper drainiert. Bei identischer Einstauzeit von 100 Sekunden war der Stützkörper gesättigt. Der Mittelwert der Abflussspitze war bei der vergleichbaren Versuchsreihe (Rechteckspeicher 4 m³- Versuche Nr. 1-3) mit 33,7 L/s um ca. 3,7 % höher, als bei der Versuchsreihe M1 mit 32,5 L/s. Dies lässt auf eine beschleunigte Erosion bei gesättigtem Stützkörper schließen. Mizutani et al. (2013) stellten eine erhöhte Erosivität bei höherer Sättigung fest.

Die Ausführung als Symmetriemodell mit transparenter Seitenwandung hatte keine signifikanten Auswirkungen auf die untersuchten Parameter (vgl. Tabelle 4.5). Wallner (2014) führte ebenfalls Symmetriemodellversuche durch (Nr. 19-20), auch hier war kein signifikanter Einfluss feststellbar.

5.3.2 Maßstabs- und Größenvergleiche

Zur Analyse von Maßstabseffekten und um die Aussagen von Wallner (2014) über den Einfluss der Speichergröße mit unterschiedlichen Stützkörpermaterialien zu erweitern, wurden 2 Versuchsreihen (Serie S- vgl. Abschnitt 4.5) mit jeweils 3 Einzelversuchen durchgeführt.

Der Modellstand der Versuchsreihe S1 war dabei als Symmetriemodell zum Vollmodellstand der Versuche Nr. 4-6 (Rechteckspeicher 2 m^3 ; vgl. Wallner (2014)) konzipiert, die Reihe S2 stellte ein Maßstabsmodell mit $\lambda=2$ von S1 dar (vgl. Abschnitt 2.6).

Alle Versuche waren als Dämme ohne Dichtungselement mit dem Stützkörpermaterial M3 (0,1- 8 mm) ausgelegt, mit einer identen Dichtmembran analog zur Serie M (vgl. Abschnitt 3.1.1).

5.3.2.1 Maßstabsvergleiche

Die Versuchsergebnisse belegen eine signifikante Abhängigkeit des Spitzenabflusses vom Stützkörpermaterial, wobei gröbere Sieblinien einen tendenziell höheren Maximalwert aufwiesen (vgl. Abschnitt 5.1).

Nachfolgende Abbildung 5.18 stellt die gemittelten Spitzenabflüsse dem mittleren Korndurchmesser d_m (vgl. Abschnitt 3.1.2) gegenüber.

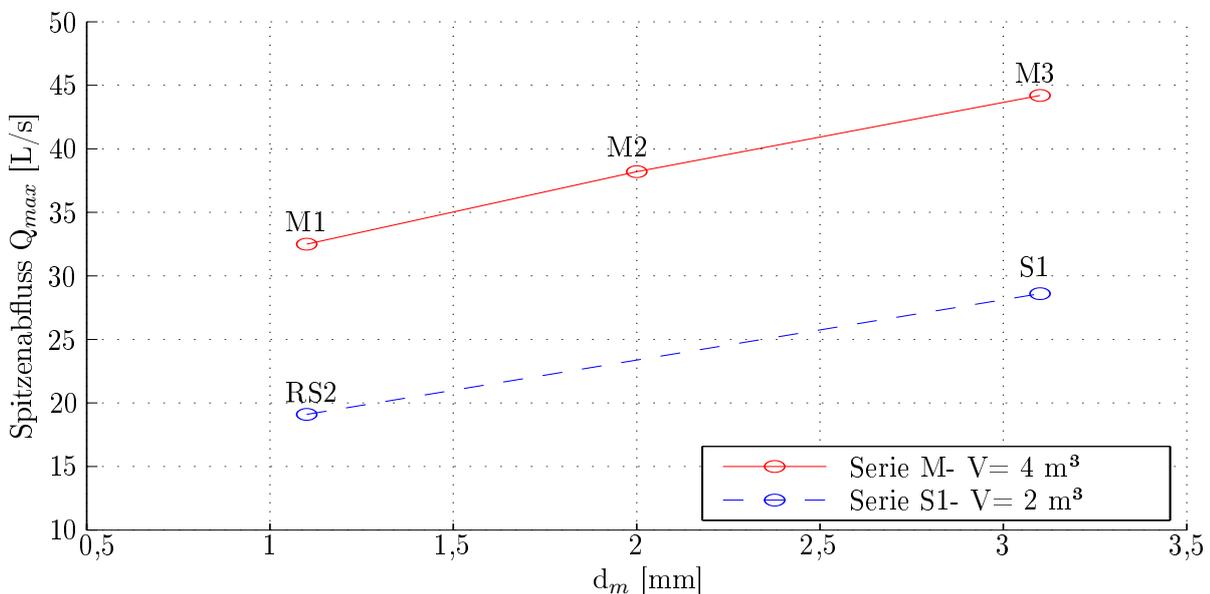


Abbildung 5.18: Spitzenabfluss in Abhängigkeit zum mittleren Korndurchmesser

Dabei ist bei der Serie M, mit 4 m^3 Reservoirvolumen, ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen Spitzenabfluss Q_{max} und mittlerem Korndurchmesser d_m feststellbar. Der Modellstand der Serie S2 stellt eine geometrische Skalierung im Maßstab 2:1 des Modells von S1 dar. Um einen vollkommen geometrisch ähnlichen Versuchsaufbau erstellen zu können, müsste auch die Sieblinie exakt skaliert werden. Dies ist nicht möglich bzw. mit zu großem Aufwand verbunden. Um dennoch verschiedene Maßstäbe vergleichen zu können, wird die lineare Beziehung zwischen Q_{max} und d_m auch für die Serie S1, mit 2 m^3 Speicherinhalt, konstruiert. Diese ergibt sich aus der mittleren Abflussspitze der Serie S1 ($d_m = 3,1 \text{ mm}$) und dem gemittelten Spitzenabfluss der Versuche von Wallner (2014) (Rechteckspeicher 2 m^3 - RS2) mit $d_m = 1,1 \text{ mm}$. Dieser Wert wurde entsprechend der Untersuchung des Einflusses der geänderten Randbedingungen (vgl. Abschnitt 5.3.1) angepasst und um $3,7 \%$ reduziert.

Die Versuche der Serie S2 ($0,6 \text{ m}$ Dammhöhe, 16 m^3 Speichervolumen- vgl. Abschnitt 3.3.2) wurden, analog zur Serie S1, mit dem Material M3 ($d_m = 3,1 \text{ mm}$) durchgeführt. Die Sieblinie des komplementären Modellstandes von S1 ($M = 1:2$) müsste demnach einen mittleren Korndurchmesser von $1,55 \text{ mm}$ aufweisen (S1k- vgl. Abbildung 5.19). Bei Betrachtung der linearen Beziehung in Abbildung 5.18 ergibt sich ein daraus resultierender Spitzenabfluss Q_{max} von $21,2 \text{ L/s}$.

Bei Froude'scher Ähnlichkeit im Maßstab $M = 1:\lambda$ beträgt der Skalierfaktor für den Abfluss $\lambda^{5/2}$ (vgl. Abschnitt 2.6.2). Für $\lambda = 2$ ergibt sich somit ein skaliertes Spitzenabfluss von $119,9 \text{ L/s}$. Abbildung 5.19 zeigt den nach Froude'scher Ähnlichkeit extrapolierten Spitzenabfluss im Vergleich zu den Versuchsergebnissen der Serie S2.

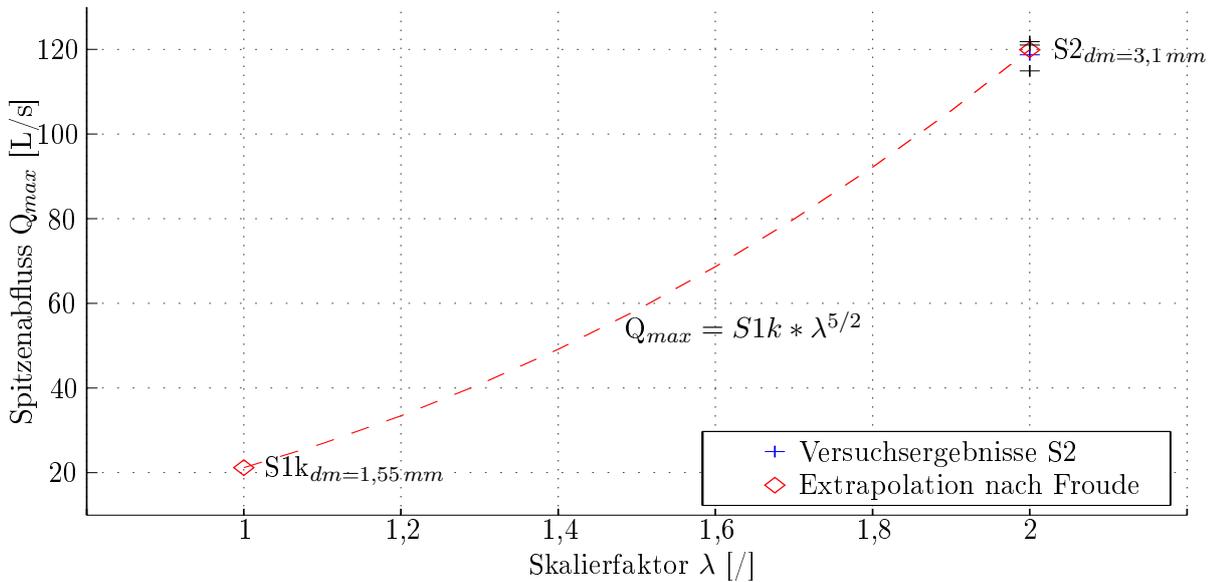


Abbildung 5.19: Vergleich Extrapolation und Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der Serie S2 lagen zwischen 114,9 und 121,8 L/s und betragen im Mittel 118,7 L/s (vgl. Tabelle 4.13). Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung des berechneten Spitzenabflusses mit den gemessenen Maximalwerten.

Eine Skalierung bzw. Extrapolation mit Maßstabsfaktoren > 2 ist mit Unsicherheiten verbunden, die mit steigendem Maßstabsfaktor zunehmen. Um nachzuweisen, dass die vorliegenden Versuchsergebnisse weiter hochskaliert werden können, wäre die Durchführung großmaßstäblicher Feldversuche notwendig.

5.3.2.2 Vergleich der Speichergrößen

Wallner (2014) untersuchte den Einfluss der Speichergröße auf die Abflussspitze. Die verwendeten Stützkörpermaterialien entsprachen jeweils der Sieblinie M1 (0,1- 2 mm). Mit der Versuchsserie S1 ist es möglich, zusätzliche Aussagen zum Vergleich der Speichergröße zu treffen, auf Basis von unterschiedlichem Stützkörpermaterial.

Bei Verwendung der Sieblinie M3 (0,1- 8 mm) und gleichem Dammaufbau, betrug der gemittelte Spitzenabfluss 28,6 L/s, bei einer Speichergröße von 2 m³. Im Vergleich dazu belief sich, bei einem Reservoirvolumen von 4 m³, die mittlere Abflussspitze auf 44,2 L/s (vgl. Abbildung 5.1). Der daraus resultierende Faktor für Q_{max} beträgt ca. 1,55. Für den kleineren Speicher bedeutet dies eine Zunahme der Abflussspitze von M1 zu M3 von ca. 50 %, während sich beim größeren Reservoir die Zunahme auf ca. 36 % bezifferte.

Bei Verdoppelung der Speichergröße ergab sich bei Wallner (2014) für Q_{max} und dem Stützkörpermaterial M1 (0,1- 2 mm) ein Faktor von ca. 1,7.

Das Verhältnis der Sedimenttransportrate zum Breschenabfluss nahm mit abnehmender Speichergröße tendenziell zu (vgl. Abbildung 5.20).

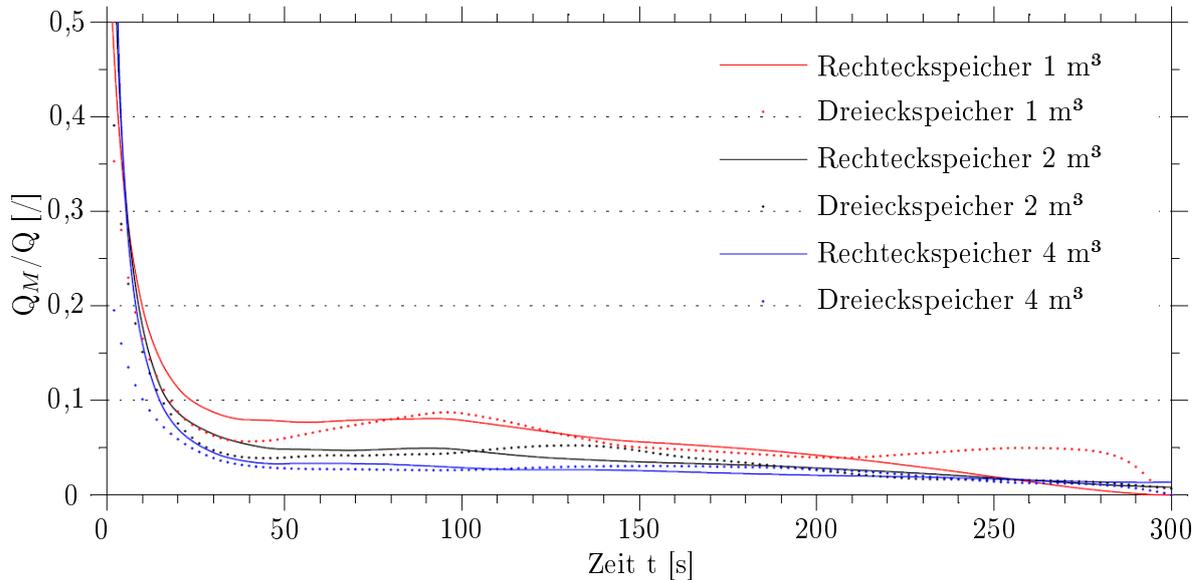


Abbildung 5.20: Erosionsrate Q_M zu Breschenabfluss Q - mod. nach Wallner (2014)

Eine unterschiedliche Erosionsrate wirkt sich demnach stärker auf den Spitzenabfluss aus, je kleiner das Reservoirvolumen. Daraus kann geschlossen werden, dass der Einfluss der Stützkörpermaterialeigenschaften auf die Abflussspitze mit abnehmender Reservoirgröße zunimmt. Wallner (2014) stellte eine Verringerung des Einflusses der Speicherform mit zunehmender Speichergröße fest.

5.4 Fehleranalyse

Jeder Messvorgang ist Fehlern unterworfen. Dabei kann grundsätzlich zwischen zwei Arten von Fehlern unterschieden werden.

Systematische Fehler sind Fehler, die auf Randbedingungen zurückzuführen sind, welche von der Natur abweichen, wie beispielsweise Modelleinflüsse (vgl. Abschnitt 2.6.2), falsch justierte Messgeräte, Temperatur, Brechungseffekte, etc..

Durch Wiederholung der Messung unter variierenden Randbedingungen lassen sich systematische Fehler ausweisen. In dieser Arbeit wurde eine Versuchsreihe zur Feststellung der Signifikanz von Modelleinflüssen durch die Seitenwandung des Symmetriemodells durchgeführt (vgl. Abschnitt 4.2.6), dabei konnte keine Signifikanz festgestellt werden.

Zufällige Fehler sind Fehler, welche trotz einheitlicher Randbedingung Abweichungen bzw. Streuungen verursachen. Dazu gehören nicht beherrschbare Ungenauigkeiten der Messgeräte (vgl. Abschnitt 3.3.4), unkontrollierte Umgebungseinflüsse, nicht beherrschbare Abweichungen in der Versuchsreproduktion, etc..

Um Aussagen zur Streuung der Messwerte unter identischen Randbedingungen zu erhalten, wurden die wesentlichen Versuche drei mal wiederholt (vgl. Abschnitt 3.2). Versuchsaufbau, Durchführung, Messung und Datenverarbeitung wurden dabei konstant gehalten (vgl. Abschnitte 3.3 und 4.1).

Tabelle 5.3 zeigt die jeweiligen Versuchsreihen mit den Streuungen der Spitzenabflüsse als Zielergebnis.

Tabelle 5.3: Streuungen der Spitzenabflüsse

Versuchsreihe	Mittelwert [L/s]	Standardabweichung [L/s]	[%]
M1	32,6	0,3	1,1
M2	38,3	1,4	3,6
M3	44,2	1,1	2,4
D	42,7	4,0	9,4
S1	28,6	0,9	3,2
S2	119,2	3,8	3,2

Die Ergebnisse zeigen eine gute Reproduzierbarkeit der Versuche, die Streuungen betragen bei den Versuchen mit Dämmen ohne Dichtungselement ca. 1,1- 3,6 % des Mittelwertes. Bei Dämmen mit Oberflächendichtung ist die Streuung mit ca. 9,4 % am größten. Dies kann auf die hohe Sensibilität der Oberflächendichtung und die damit verbundene erhöhte Unsicherheit beim Versuchsaufbau zurückgeführt werden.

5.5 Normalisierung der Ergebnisse

Für eine generalisierte, leichter vergleichbare bzw. allgemeine Darstellung werden in diesem Abschnitt die wesentlichen Versuchsergebnisse dimensionsfrei präsentiert (vgl. Abschnitt 2.6.3).

Abbildung 5.21 zeigt die auf die Zeit gemittelten dimensionslosen Abflusskurven der Versuchsserien M bzw. D (vgl. Abschnitt 3.2).

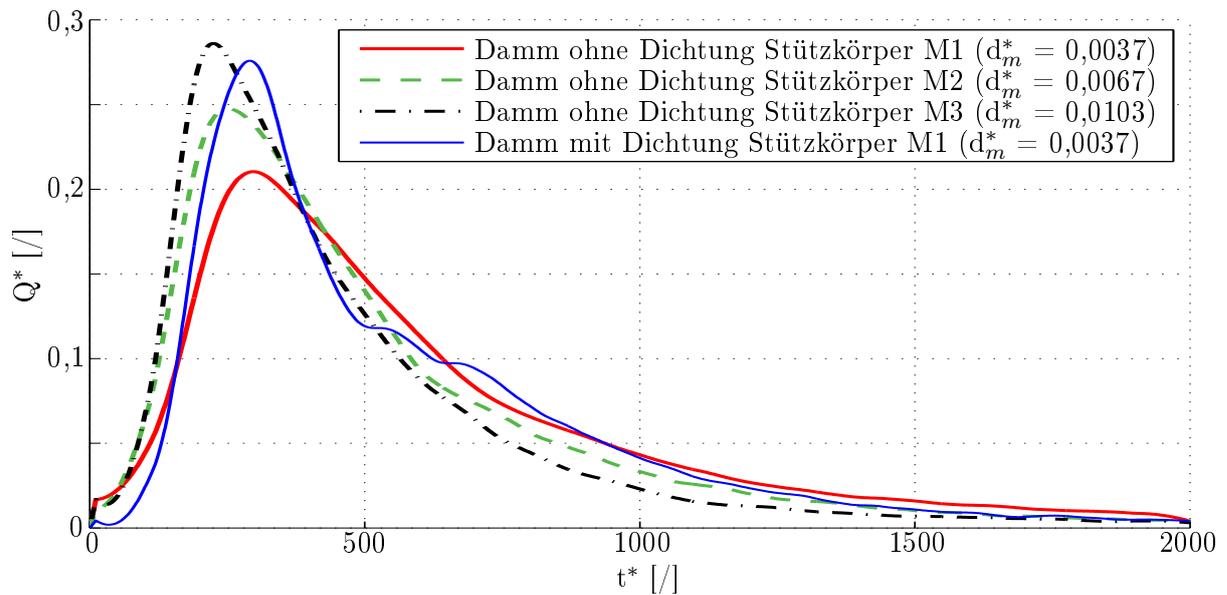


Abbildung 5.21: Dimensionsfreie Abflusskurven

Abbildung 5.22 stellt die dimensionsfreien Spitzenabflüsse Q_{max}^* der Versuchsserie M, in Abhängigkeit zum mittleren, dimensionsfreien Korndurchmesser d_m^* dar.

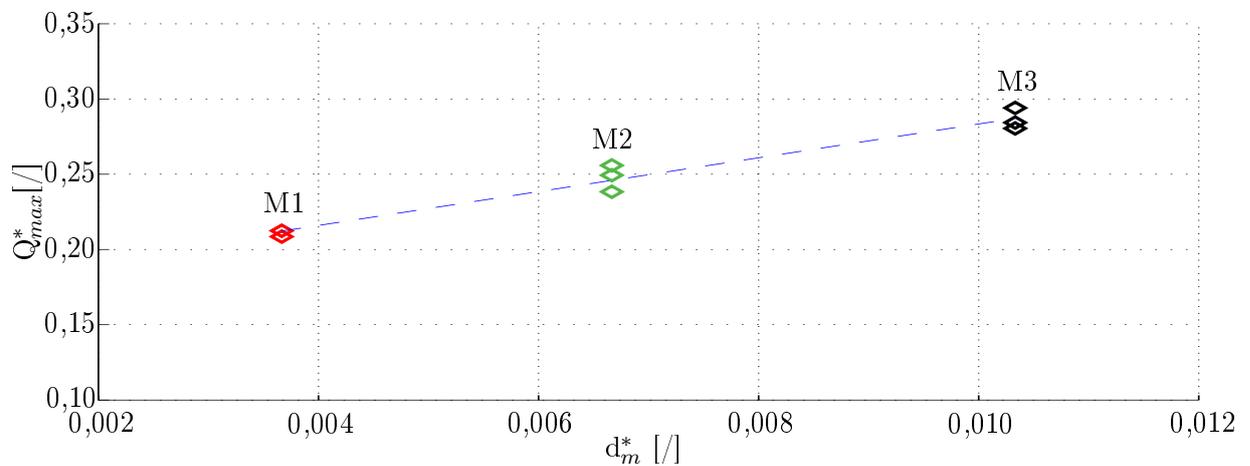


Abbildung 5.22: Dimensionsloser Korndurchmesser und dimensionsloser Spitzenabfluss

Für die Versuchsreihe M zeigt sich ein annähernd linearer Zusammenhang mit der Beziehung:

$$Q_{max}^* = 11,241 * d_m^* + 0,171 \quad (5.1)$$

In nachfolgender Abbildung 5.23 ist die Entwicklung der dimensionsfreien Breschenkronenhöhe $w^* = w/h$, gegenübergestellt mit der dimensionslosen benetzten Breschenlänge $l_w^* = l_w/h$ ersichtlich. Die stärkeren Linien repräsentieren dabei jeweils l_w^* .

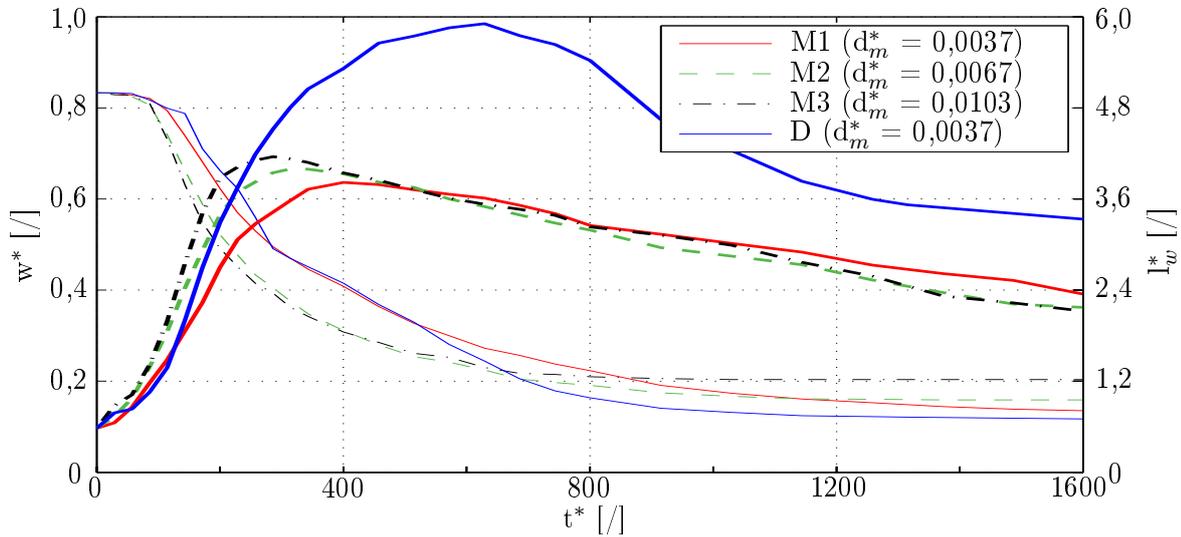


Abbildung 5.23: Dimensionsfreie Breschenkronenentwicklung

Abbildung 5.24 zeigt zusammenfassend die dimensionsfreien Erosionsraten Q_M^* der Breschen im Vergleich mit den dimensionsfreien Abflusskurven Q^* . Die stärkeren Linien stellen jeweils die Erosionsraten dar.

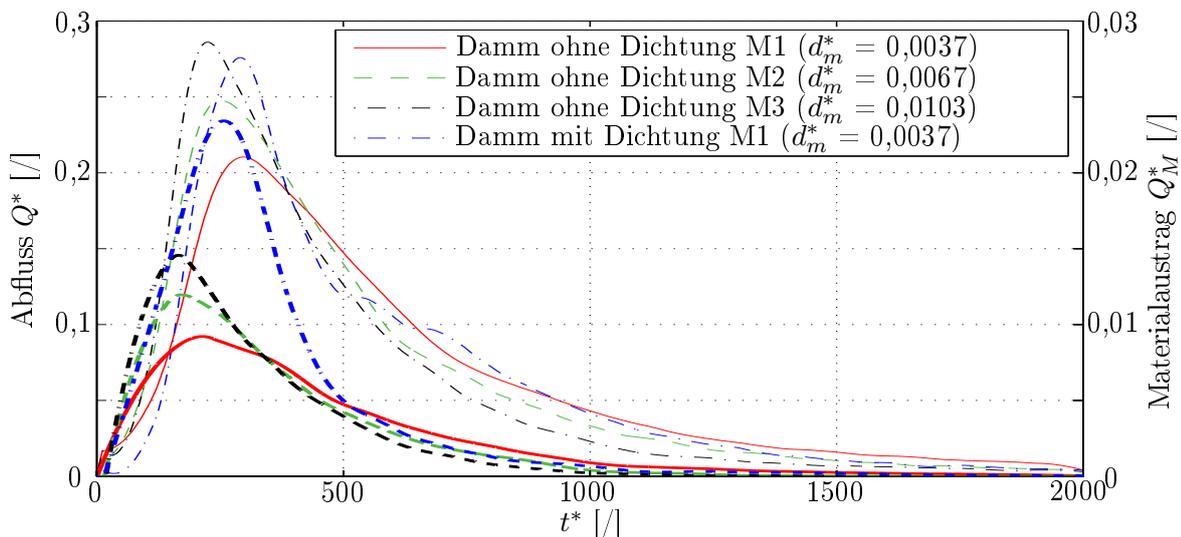


Abbildung 5.24: Dimensionsfreier Breschenaustrag und Abfluss

5.6 Vergleich mit historischen Dambruchereignissen

Pierce et al. (2010) analysierte insgesamt 87 verschiedene Dambruchereignisse (davon stammen 43 von Wahl (1998)) und erstellte daraus durch Regressionsanalysen eine empirische Formel zur Vorhersage des Spitzenabflusses, anhand von Speichergröße und Einstauhöhe (vgl. Abschnitt 2.5).

In diesem Abschnitt der Arbeit werden relevante Versuchsergebnisse mit verschiedenen Maßstabsfaktoren λ (vgl. Abschnitt 2.6.1) extrapoliert und mit den Daten der historischen Ereignisse verglichen.

Aus den geometrisch identen Versuchen von Wallner (2014) konnten die Versuchsergebnisse eines dritten Speichervolumen/ Einstauhöhe- Verhältnisses herangezogen werden. Für jedes Verhältnis wurden 3 repräsentative Spitzenabflusswerte gebildet. Die Minimal- bzw. Maximalwerte stellen dabei die gemittelten Versuchswerte des Materials M1 bzw. M3 dar (vgl. Abschnitt 4.2), der dritte Wert ist das daraus gebildete Mittel. Die Versuchswerte von Wallner (2014) wurden entsprechend den unterschiedlichen Randbedingungen angepasst und um 3,7 % verringert (vgl. Abschnitt 5.3.2.1). Der Spitzenabflusswert für die kleinste Speicherkonfiguration ($V = 1 \text{ m}^3$) wurde aus den Versuchsergebnissen der zwei größeren Konfigurationen extrapoliert.

Hagen (1982) schlug die Einführung eines Dammfaktors vor. Dieser wird als Produkt der Wasserhöhe hinter dem Damm (H) und dem Speichervolumen zum Zeitpunkt des Versagens (V) definiert. (Glg. 5.2)

$$\text{Dammfaktor } D^* = H * V [m^4] \quad (5.2)$$

Nachfolgende Abbildung 5.25 zeigt die für die Extrapolation herangezogenen Spitzenabflüsse Q_{max}^* in Abhängigkeit des Dammfaktors D^* . Die Werte sind dimensionsbereinigt dargestellt, nach der in Abschnitt 5.5 beschriebenen Methodik mit der Einstauhöhe als übergeordneten Längenmaßstab. Die Bezeichnungen RS1 und RS2 beziehen sich auf die Versuchskonfiguration Rechteckspeicher 1 m^3 bzw. 2 m^3 von Wallner (2014).

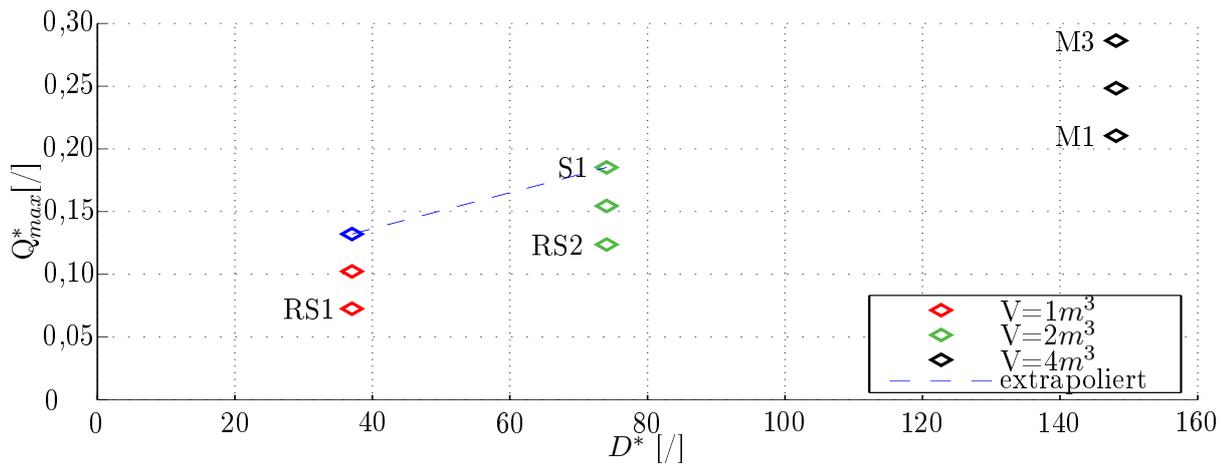


Abbildung 5.25: Dimensionsfreie repräsentative Spitzenabflüsse

Abbildung 5.26 stellt die Spitzenabflüsse der historischen Versagensfälle und der extrapolierten Versuchsergebnisse (Abb. 5.25) dem Dammfaktor gegenüber. Der Maßstabsfaktor λ ist dabei 5, 10, 20, 30, 40, 50 und 60. Beide Achsen sind logarithmisch skaliert.

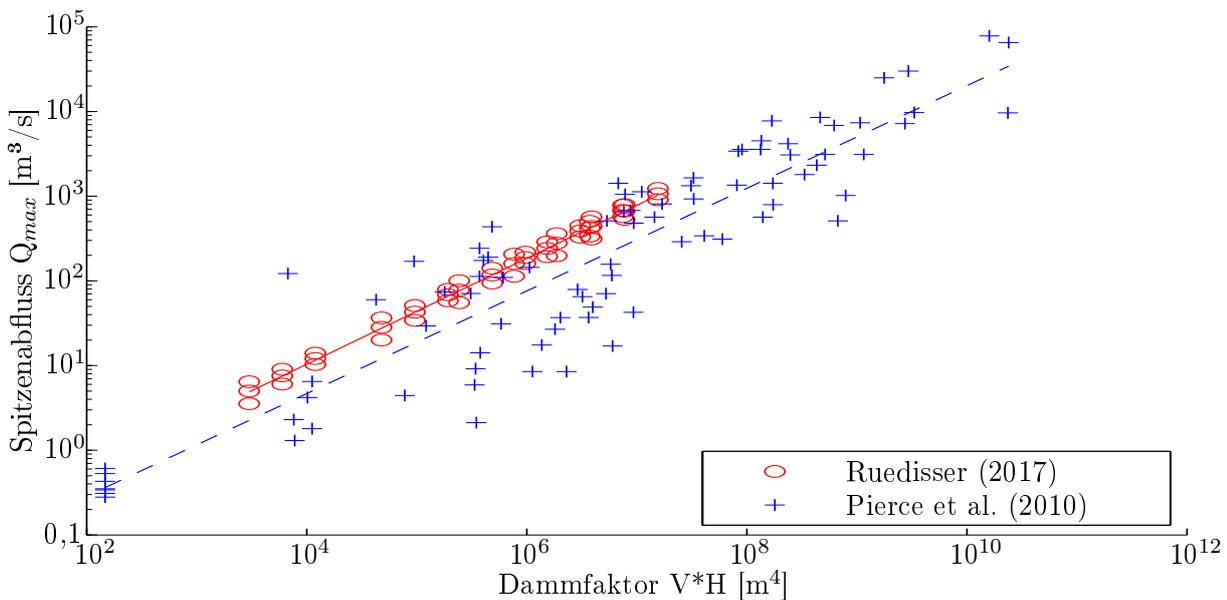


Abbildung 5.26: Dammfaktor und Spitzenabfluss

Die extrapolierten Versuchsergebnisse liegen im Bereich der höheren Spitzenabflüsse der historischen Versagensfälle, wobei die Ausgleichsgerade für die Modellversuche etwas höher liegt.

Die Ausgleichsgerade für die 87 Dambruchereignisse ergibt sich nach Pierce et al. (2010) wie folgt (vgl. Abschnitt 2.5):

$$Q_P = 0,0176 (H * V)^{0,606} \quad (5.3)$$

Für die Extrapolation der Versuchsergebnisse dieser Arbeit resultiert die Gleichung in:

$$Q_P = 0,0328 (H * V)^{0,625} \quad (5.4)$$

5.6.1 Empirische Vergleichsrechnungen

Zur Abschätzung des Spitzenabflusses bei einem Versagensfall existieren zahlreiche empirische Ansätze (vgl. Tabelle 2.1), welche durch Regressionsanalysen auf Basis von Speichervolumen und Dammhöhe bzw. Einstauhöhe erstellt wurden (vgl. Abschnitt 2.5). Tabelle 5.4 stellt die prognostizierten Abflussspitzen ausgewählter empirischer Gleichungen mit unterschiedlichen Eingangsparametern (Einstauhöhe H zwischen 5 und 25 m sowie Reservoirvolumen V zwischen 5.000 und 20.000.000 m³) gegenüber. Abbildung 5.27 veranschaulicht in doppelt logarithmischer Darstellung die Spitzenabflüsse in Abhängigkeit des Dammfaktors ($V*H$).

Tabelle 5.4: Prognostizierte Spitzenabflüsse [m^3/s]

H [m]	V [m^3]	Pierce et al. (2010)	Ruedisser (2017)	MDLM* (1984)	Costa (1985)	Froehlich (1995)
5	5.000	8	18	73	69	55
5	10.000	12	28	97	92	68
5	50.000	33	78	189	181	109
5	100.000	50	120	250	243	133
5	250.000	87	212	365	357	175
10	10.000	19	44	129	124	160
10	50.000	50	120	250	243	257
10	100.000	76	184	333	325	315
10	250.000	133	327	485	477	413
10	500.000	202	504	644	639	506
10	1.000.000	307	778	855	854	621
15	50.000	64	154	296	288	424
15	100.000	97	238	393	385	521
15	250.000	170	421	572	566	682
15	500.000	258	650	760	757	837
15	1.000.000	393	1.002	1.010	1.013	1.027
15	2.000.000	598	1.546	1.342	1.355	1.260
20	100.000	116	284	442	435	744
20	250.000	202	504	644	639	975
20	500.000	307	778	855	854	1.196
20	1.000.000	468	1.200	1.137	1.143	1.467
20	2.000.000	712	1.850	1.510	1.529	1.800
20	5.000.000	1.240	3.280	2.199	2.247	2.359
25	250.000	231	580	706	701	1.285
25	500.000	352	894	937	938	1.577
25	1.000.000	535	1379	1.246	1.255	1.935
25	5.000.000	1.420	3.771	2.410	2.468	3.111
25	10.000.000	2.161	5.815	3.202	3.302	3.816
25	20.000.000	3.289	8.969	4.254	4.418	4.682

*MDLM= MacDonald und Langridge- Monopolis

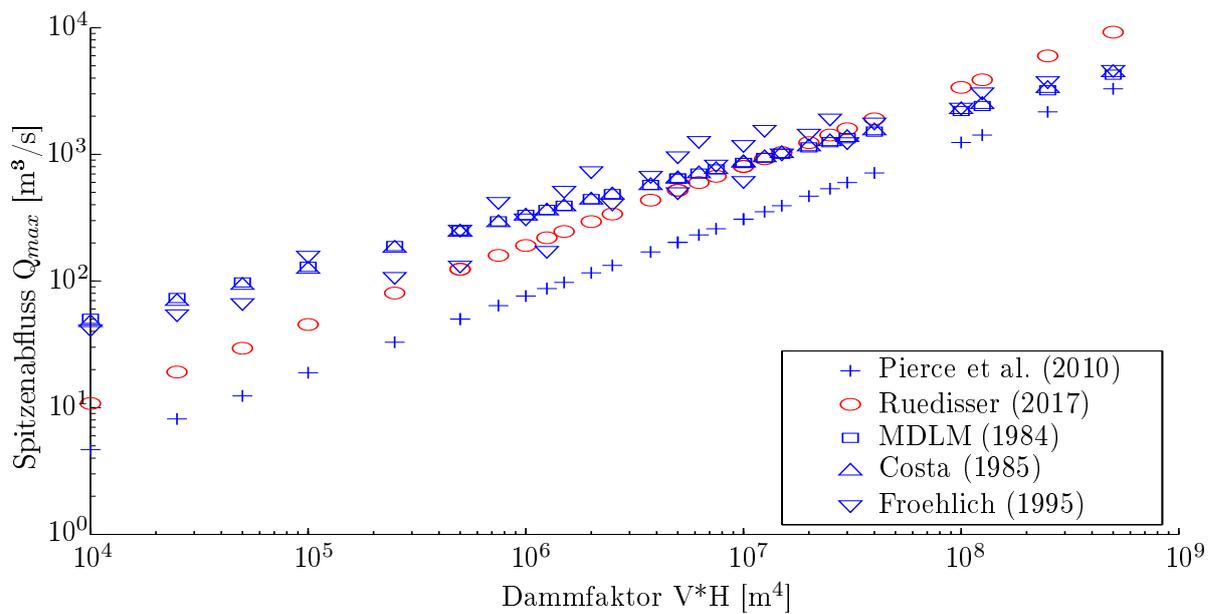


Abbildung 5.27: Prognostizierte Spitzenabflüsse empirischer Ansätze

Die aus den empirischen Ansätzen resultierenden Abflussspitzen weisen eine sehr große Streuung auf, welche mit zunehmendem Dammfaktor abnimmt. Die Ausgleichsgerade, die der Extrapolation der Versuchsergebnisse dieser Arbeit zugrunde liegt, befindet sich, bis zu einem Dammfaktor von ca. $4 \cdot 10^7 \text{ m}^4$, innerhalb des Ergebnisspektrums der für diese Vergleichsrechnung herangezogenen Gleichungen.

Für größere Dämme und verhältnismäßig großem Speichervolumen weist die Gerade im Vergleich die höchsten prognostizierten Spitzenabflüsse auf. Dieser Bereich liegt weit außerhalb des Verhältnisses von Speichergröße zur Einstauhöhe, welches bei den physikalischen Modellversuchsreihen zur Anwendung kam. Für kleinere Anlagen bzw. Anlagen mit eher geringem Verhältnis von Reservoirvolumen zur Einstauhöhe, wie dies beispielsweise bei kleinen Stauanlagen, Beschneidungsspeichern, Pumpspeichern oder Hochwasserrückhaltebecken vielfach zutrifft, kann die Gleichung 5.4 zur Abschätzung der Abflussspitze im Versagensfall herangezogen werden.

6 Zusammenfassung und Perspektive

Diese Arbeit soll an die vorangegangene Versuchsreihe von Wallner (2014) anknüpfen und zusätzliche Erkenntnisse über den Einfluss der Stützkörpermaterialeigenschaften sowie eines Oberflächendichtungselementes auf die Breschenentwicklung bzw. die Abflusskurve liefern. Hierzu wurden im Wasserbaulabor der Technischen Universität Wien physikalische Modellversuchsreihen durchgeführt. Diese gliederten sich in 9 Symmetriemodellversuche zur Analyse des Einflusses verschiedener Stützkörpermaterialien, 3 Symmetriemodellversuche zur Untersuchung der Auswirkungen eines Oberflächendichtungselementes, 6 Symmetriemodellversuche zur Ermittlung von Größenvergleichen bzw. Maßstabeffekten, 2 Symmetriemodellversuche zur Evaluierung der Signifikanz unterschiedlicher Initialbreschentiefen sowie 3 Vollmodellversuche zur Verifizierung der Symmetriemodelle. Die wesentlichen geometrischen Randbedingungen wurden von Wallner (2014) übernommen, mit einer Dammhöhe von 0,31 m, einer beidseitigen Böschungsneigung von 1:2 und einem Reservoirvolumen von 4 m³ mit linearer Speichercharakteristik¹.

Es kamen 3 unterschiedliche Sieblinien (M1: 0,1- 2 mm; M2: 0,1- 4 mm; M3: 0,1- 8 mm) und ein Oberflächendichtungselement aus einer Ton- Wasser- Suspension zur Anwendung. Zur Reduktion der Durchlässigkeit bzw. zur Ermöglichung des Einstaus von gröberem Stützkörpermaterialien, wurde eine Oberflächendichtmembran entwickelt, welche ausreichende Dichteigenschaften unter der Voraussetzung von geringem Erosionswiderstand aufwies.

Die Füllzeit des Reservoirs war bei allen Versuchen konstant, unmittelbar nach Erreichen des Stauziels wurde die Wasserzufuhr unterbunden und eine Initialbresche hergestellt. Der Bruchvorgang erfolgte ohne weitere Zugabe von Wasser.

Die Messtechnik bestand aus Drucksensoren zur Wasserspiegelmessung, Kameras zur Erfassung der Breschenentwicklung, Kraftaufnehmer für die Aufzeichnung des ausgetragenen Stützkörpermaterials sowie einem eigens von der TU Wien entwickelten, auf dem Microsoft- Kinect- Sensor basierenden, optischen Messsystem zur räumlichen Erfassung der Dammbresche.

6.1 Einfluss des Stützkörpermaterials

Die Versuchsergebnisse zeigen deutlich einen Zusammenhang zwischen der Kornverteilung des Stützkörpers und dem maximalen Breschenabfluss. Dieser ist bei größerem mittlerem Korndurchmesser erhöht. Bei den analysierten Materialien konnte ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen mittlerem Korndurchmesser und Spitzenabfluss hergestellt werden, die größte Differenz betrug ca. 36 %.

¹Ausnahme: Serie S1 mit 2 m³ Speichervolumen bzw. S2 als Maßstabsmodell von S1 mit M = 2:1.

Das verbleibende Reservoirvolumen zum Zeitpunkt des Spitzenabflusses war nahezu unabhängig vom Stützkörpermaterial und belief sich auf ca. 80 %. Die Ausformung der Überströmbresche war bei allen Materialien relativ ähnlich mit stetigem Verlauf, größere Unterschiede spiegelten sich lediglich in der zeitlichen Betrachtung wieder. Es konnte, analog zur Abflussspitze, eine Beschleunigung der Breschenentwicklung bei größerem Stützkörpermaterial beobachtet werden. Gegen Ende des Bruchvorganges kehrte sich diese Entwicklung allmählich um. Mit geringer werdender Überströmtiefe bzw. flacher werdender Breschensohle erodierte feines Material zunehmend schneller. Die Menge des gesamt ausgetragenen Materials bzw. das Volumen der finalen Bresche war bei allen Sieblinien sehr ähnlich.

6.2 Einfluss einer Oberflächendichtung

Es zeigte sich eine signifikante Erhöhung des maximalen Breschenabflusses aufgrund des Oberflächendichtungselementes. Die Abflussspitze war im Vergleich zum baugleichen Homogendamm im Mittel um ca. 31 % erhöht. Der Zeitpunkt des maximalen Breschenabflusses war im Vergleich zum Damm ohne Dichtungselement verzögert. Das verbleibende Speichervolumen zum Zeitpunkt des maximalen Abflusses war unwesentlich verringert und betrug ca. 78 %. Die Ausformung der Bresche und deren Entwicklung unterschieden sich stark vom Damm ohne Dichtungselement. Dabei konnten in Abflussrichtung (normal zur Dammachse) sehr viel steilere Böschungen sowie eine größere Breitenentwicklung beobachtet werden. Die Breschenentwicklung war unstetig, der Stützkörper wurde sehr viel stärker erodiert und das Volumen der finalen Bresche war ebenso deutlich erhöht.

6.3 Einfluss der Speichergröße und Skalierbarkeit

Der Einfluss der Stützkörpermaterialeigenschaften auf den maximalen Breschenabfluss nimmt bei Verringerung der Reservoirgröße zu. Bei den untersuchten Stützkörpermaterialien stieg die gemittelte maximale Differenz der Spitzenabflüsse bei Halbierung der Speichergröße von ca. 36 % auf ca. 50 %.

Die Versuchsergebnisse zeigten eine sehr gute Übereinstimmung mit den nach Froude'scher Ähnlichkeit im Maßstab $M=2:1$ skalierten Werten. Daraus kann geschlossen werden, dass eine Skalierung bzw. Übertragung der Ergebnisse auf größere Dimensionen möglich ist.

Aus den extrapolierten Versuchsergebnissen wurde in Abhängigkeit von Einstauhöhe H und Reservoirvolumen V eine Gleichung zur Abschätzung der Abflussspitze im Versagensfall erstellt.

Eine Vergleichsrechnung mit verschiedenen empirischen Ansätzen zeigte dabei einen möglichen Anwendungsbereich bei eher kleineren Anlagen ($V \cdot H < 4 \cdot 10^7 \text{ m}^4$) bzw. Anlagen mit vergleichsweise eher geringem Verhältnis zwischen Reservoirvolumen und Einstauhöhe.

6.4 Forschungsperspektiven und Ausblick

Diese Arbeit beschäftigte sich mit dem Zusammenhang zwischen Stützkörpermaterial und Breschenentwicklung bzw. Abflusskurve beim Dammversagen durch Überströmen anhand von 3 verschiedenen Sieblinien, mit dem speziellen Fokus auf den Korndurchmesser. Zahlreiche andere bodenphysikalische Parameter wurden dabei nicht variiert bzw. auf Sensitivität geprüft. Aufgrund der sehr aufwändigen Versuchsdurchführungen und der räumlichen Verhältnisse im Labor und um ein realistisches Verhältnis zwischen Dammhöhe und Korndurchmesser zu bewahren, wurde ein begrenztes Spektrum untersucht, welches jedoch gute Basisaussagen erlaubt.

Besonders bei kleineren Anlagen, wie beispielsweise Beschneigungsspeichern, Pumpspeichern oder Hochwasserrückhaltebecken, spielt das Stützkörpermaterial bzw. der Dammaufbau eine signifikante Rolle. Um möglichst akkurate Flutwellenabschätzungen im Versagensfall zukünftig erstellen zu können, ist es notwendig, neue Simulationsmodelle zu entwickeln, welche sich nicht an den klassischen Sedimenttransportformeln aus dem Flussbau orientieren. Hierzu wären Versuchsreihen zur Ermittlung der Erosionsrate mit unterschiedlichen Körnungen und einem sehr hohen Energieniveau erforderlich, um daraus neue Transportgleichungen zu entwickeln.

Die quantitative Abschätzung des Einflusses eines Dichteelementes ist schwierig, da sich die Materialeigenschaften nur schwer skalieren lassen. Um die Aussagen aus den Laborversuchen zu ergänzen, müssten Feldversuche mit möglichst naturnahen Dimensionen und entsprechenden Dichtsystemen, wie beispielsweise Dichtungsfolien oder Asphaltbetondichtungen, durchgeführt werden.

Empfehlungen für den Aufbau und die Abdichtung von Dämmen in Zusammenhang mit einem Versagensfall der Anlage durch Überströmung und mit der Ausbildung einer Bresche sowie einer Abflusskurve erscheinen nicht zielführend, da die Anlagen grundsätzlich standsicher zu bemessen sind. Der Versagensfall geht von übergeordneten Störfällen aus. Diese Arbeit soll einen Beitrag zum Verständnis der wirkenden Prozesse liefern und eine Anlaufwellenabschätzung von bestehenden Anlagen ermöglichen. Der präsentierte Ansatz ist für kleinere Anlagen mit relativ geringem Verhältnis zwischen Einstauhöhe und Speichervolumen, wie beispielsweise kleine Stauanlagen, Beschneigungsspeicher oder Hochwasserrückhaltebecken, geeignet.

Liste verwendeter Formelzeichen

Tabelle 6.1: Verwendete Formelzeichen 1/3

Symbol	Bedeutung	Einheit
b_{Bmax}	maximale Breschenbreite	[m]
b_D	Dammbreite	[m]
b_K	Dammkronenbreite	[m]
C	Fließwiderstandsfaktor	[-]
C_A	Widerstandskoeffizient Auftriebskraft	[-]
C_Z	Widerstandskoeffizient Zugkraft	[-]
d	Korndurchmesser	[m]
d_m	mittlerer Korndurchmesser	[m]
d_{30}	Korndurchmesser 30 % Siebdurchgang	[m]
d_{50}	Korndurchmesser 50 % Siebdurchgang	[m]
d_{90}	Korndurchmesser 90 % Siebdurchgang	[m]
d^*	dimensionsloser Korndurchmesser	[-]
d_m^*	mittlerer dimensionsloser Korndurchmesser	[-]
Eu	Euler'sche Zahl	[-]
F_A	Auftriebskraft	[N]
F_D	Druckkraft	[N]
F_E	Kraft durch Elastizität	[N]
F_G	Gewichtskraft	[N]
F_O	Oberflächenkraft	[N]
F_R	Reibungskraft	[N]
F_S	Schwerkraft	[N]
F_T	Trägheitskraft	[N]
F_Z	Zugkraft	[N]
F_Z	Kraft durch Zähigkeit	[N]
Fr	Froude'sche Zahl	[-]
Fr^*	Froude'sche Zahl bezogen auf Sedimentkorn	[-]
g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
H	Energiehöhe	[m]
h	Wasserspiegelhöhe	[m]
h_0	Wehrüberstau/ Breschenüberstau	[m]
h_{0max}	maximaler Wehr- bzw. Breschenüberstau	[m]
h_c	kritische Abflusstiefe	[m]

Tabelle 6.2: Verwendete Formelzeichen 2/3

Symbol	Bedeutung	Einheit
h_D	Dammhöhe	[m]
h_F	Höhe Freibord	[m]
h_S	Höhe Stauziel	[m]
h_u	Höhe des Unterwasserspiegels	[m]
h_w	Wasserstand über Breschensohle	[m]
I	Sohlgefälle	[-]
I_0	Energieliniengefälle	[-]
I_R	Reibungsgefälle	[-]
K_R	Kornrauheit	[m ^{1/3} s ⁻¹]
K_S	Sohlrauheit nach Manning- Strickler	[m ^{1/3} s ⁻¹]
L_m	Länge Modell	[m]
L_p	Länge Prototyp	[m]
l_D	Dammlänge	[m]
l_w	benetzte Breschenkronenlänge	[m]
l_w^*	dimensionslose benetzte Breschenkronenlänge	[-]
Ma	Mach-Cauchy- Zahl	[-]
Mo	Mosonyi-Kovacs- Zahl	[-]
m	empirischer Parameter nach Wu et al. (2000)	[-]
m_o	Damböschungsneigung oberwasserseitig	[-]
m_u	Damböschungsneigung unterwasserseitig	[-]
p_{ek}	Wahrscheinlichkeit für Kornverdeckung	[-]
p_{hk}	Wahrscheinlichkeit für Kornaussetzung	[-]
Q	Abfluss/ Durchfluss	[m ³ /s]
Q_M	Materialaustrag/ Erosionsrate	[m ³ /s]
Q_{Mmax}	Maximale Erosionsrate	[m ³ /s]
Q_{max}	Spitzenabfluss	[m ³ /s]
Q_P	Spitzenabfluss	[m ³ /s]
Q^*	dimensionsloser Abfluss	[-]
Q_{max}^*	dimensionsloser Spitzenabfluss	[-]
q	Abfluss pro Breitenmeter	[m ³ /s]
q_s	Geschiebetransportrate pro Breitenmeter	[m ³ /s]
q^*	dimensionslose Geschiebetransportrate	[-]
Re	Reynold'sche Zahl	[-]
Re^*	Reynold'sche Zahl bezogen auf Sedimentkorn	[-]

Tabelle 6.3: Verwendete Formelzeichen 3/3

Symbol	Bedeutung	Einheit
R_h	Hydraulischer Radius	[m]
s	spezifische Dichte	[-]
T_B	Breschentiefe	[m]
t_{h0max}	Zeitpunkt des maximalen Breschenüberstaus	[s]
t_{lwmax}	Zeitpunkt der maximalen benetzten Breschenkronenlänge	[s]
t_{Qmax}	Zeitpunkt des Spitzenabflusses	[s]
t_{QMmax}	Zeitpunkt der Spitzenerosionsrate	[s]
t^*	dimensionslose Zeit	[-]
v	Fließgeschwindigkeit	[m/s]
v^*	Schubspannungsgeschwindigkeit	[m/s]
v_c^*	kritische Schubspannungsgeschwindigkeit	[m/s]
V_B	Volumen der finalen Bresche	[m ³]
V_S	Volumen im Speicher	[m ³]
V_{tQmax}	Speichervolumen beim Spitzenabfluss	[m ³]
V_W	Wasservolumen oberhalb der Breschensohle	[m ³]
W	Weber- Zahl	[-]
w	Breschenkronenhöhe	[m]
w^*	dimensionslose Breschenkronenhöhe	[-]
α	Böschungswinkel	[°]
α_e	Energiekorrekturfaktor	[-]
φ	Reibungswinkel	[°]
λ	Maßstabsfaktor	[-]
μ	Reibungsbeiwert nach Coulomb	[-]
ν	kinematische Viskosität	[m ² /s]
θ	dimensionslose Sohlschubspannung	[-]
θ	Shields- Parameter	[-]
θ_c	kritische dimensionslose Sohlschubspannung	[-]
θ_c	kritischer Shields- Parameter	[-]
ρ	Fluiddichte	[kg/m ³]
ρ_s	Feststoffdichte	[kg/m ³]
σ	Oberflächenspannung	[N/m ²]
τ_0	mittlere Sohlschubspannung	[N/m ²]
τ_c	kritische Sohlschubspannung	[N/m ²]

Literatur

- Al-Riffai, M., Nistor, I. und Bartens, T. (2011), *Dam Breaching Experiments Using Scale Series*. In 20th Canadian Hydrotechnical Conference, Ottawa, Kanada, 14-17 Juni 2011, Band 4, S. 3312-3322.
- ASCE (2008), *Sedimentation engineering: processes, management, modelling and practise*. M.H. Garcia, ed., ASCE Report 110, Virginia, USA.
- Bechteler, W. und Kulisch, H. (1994), *Physical 3D-Simulations of Erosion-Caused Dam-Breaks*. In International Workshop on Floods and Inundations related to Large Earth Movements, Trento, Italien, 4-7 Oktober 1994, o.S..
- Bishop, A.W. (1955), *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. Geotechnique, Band 5, 1955, S. 7-17.
- Bornschein, A. (2014), *Breschenentwicklung bei Dämmen mit Dichtungen*. 37. Dresdner Wasserbaukolloquium 2014, Dresden, DE, S. 303-312.
- Broich, K. (1996), *Computergestützte Analyse des Dammerosionsbruchs*. Dissertation, Institut für Wasserwesen, Lehrstuhl für Hydromechanik und Hydrologie, Labor für Hydromechanik und Wasserbau, Universität der Bundeswehr München, DE.
- Broich, K. (2014), *Damm- und Deichbruchberechnung mit dem Programm DEICH*. Handbuch, Januar 2014.
- Cao, Z., Yue, Z. und Pender, G. (2011), *Landslide dam failure and flood hydraulics. Part II: coupled mathematical modelling*. Natural Hazards 59/2, S. 1021-1045.
- Chanson, H. (1999), *Hydraulics of Open Channel Flow*. Arnold, London, UK.
- Chinnarasri, C., Tingsanchali, T., Weesakul, S. und Wongwises, S. (2003), *Flow Patterns and Damage of Dike Overtopping*. International Journal of Sediment Research 18/4, S. 301-309.
- Chinnarasri, C., Jirakitlerd, S. und Wongwises, S. (2004), *Embankment dam breach and its outflow characteristics*. Civil Engineering and Environmental Systems 21/4, S. 247-264.
- Coleman, N.L. (1967), *A Theoretical and Experimental Study of Drag and Lift Forces Acting on a Sphere Resting on a Hypothetical Streambed*. Proceedings of the 12th Congress, International Association for Hydraulic Research, Fort Collins Colorado, USA, S. 185-192.

- Coleman, S.E., Jack, R.C. und Melville, B.W. (1997), *Overtopping Breaching of Noncohesive Embankment Dams*. In Proceedings of the 1997 27th Congress of the International Association of Hydraulic Research, IAHR, Part D, San Francisco, USA, 10-15 August 1997, S. D42-D47.
- Coleman, S.E., Andrews, D.P. und Webby, G.M. (2002), *Overtopping Breaching of Noncohesive Homogeneous Embankments*. Journal of Hydraulic Engineering 128/9, S. 829-838.
- Costa, J.E. (1985), *Floods from Dam Failures*. Open-File Report 85-560, United States Department of the Interior Geological Survey, USGS, Denver, CO, USA.
- De Cesare, G. und Schwindt, S. (2015), *Introduction au transport solide dans des cours d'eau*. Internes Dokument, Laboratoire de Constructions Hydrauliques, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, CH.
- Du Boys, M.P. (1879), *Le Rhône et les rivières à lit affouillable*. Annales des Pont et Chaussées, Série 5, Vol. 18, S. 141-195.
- Dupont, E., Dewals, B.J., Archambeau, P., Erpicum, S. und Pirotton, M. (2007), *Experimental and Numerical Study of the Breaching of an Embankment Dam*. In Proceedings of the 32nd Congress of IAHR, 1-6 Juli 2007, Venedig, IT, o.S..
- EBL (2007), *Stability and breaching of embankment dams*. Report on Sub-project 3 (SP3): Breaching of embankment dams. Technischer Bericht, Publikasjon nr.: 231-2007, EBL Energibedriftenes landsforening.
- Einstein, H.A. (1950), *The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows*. Technical Bulletin No. 1026, United States Department of Agriculture Washington D.C., USA.
- Evangelista, S. (2015), *Experiments and Numerical Simulations of Dike Erosion due to a Wave Impact*. Water- Open Access Journal, 2015/7, S.5831-5848.
- Everett, D. (2010), *Das glücklichste Volk. Sieben Jahre bei den Piraha-Indianern am Amazonas*. Deutsche Verlags-Anstalt, Verlagsgruppe Random House GmbH, München, DE.
- Feliciano Cestero, J.A., Imran, J. und Chaudhry, M.H. (2015), *Experimental Investigation of the Effects of Soil Properties on Levee Breach by Overtopping*. Journal of Hydraulic Engineering 141/4, 04014085-1- 04014085-14.

- Fish, E. (2013), *The Forgotten Legacy of the Banqiao Dam Collapse*. The Economic Observer. [Zugriff: 11.1.2016] URL <http://www.eeo.com.cn/ens/2013/0208/240078.shtml>.
- Fleissner, R. und Dorfmann, C. (2013), *Bed Load Analyzer- Software zur Berechnung von hydraulischen und sedimentologischen Parametern in gegliederten Querschnitten*. Referenzhandbuch, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz, A.
- Fletcher, B.P. und Gilbert, P.A. (1992), *Center Hill Fuseplug Spillway, Caney Fork River, Tennessee, Hydraulic Model Investigation*. Technical Report HL-92-15, Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, MS, USA.
- Foster, M.A., Fell, R. und Spannagle, M. (1998), *Analysis of Embankment Dam Incidents*. UNICIV Report No. R-374, The University of New South Wales, Sydney, AUS.
- Foster, M.A., Fell, R. und Spannagle, M. (2000), *The statistics of embankment dam failures and accidents*. Canadian Geotechnical Journal, 37:1000-1024.
- Franca, M.J. und Almeida, A.B. (2002), *Experimental Tests on Rockfill Dam Breaching Process*. International Symposium on Hydraulic and Hydrological Aspects of Reliability and Safety Assessment of Hydraulic Structures, 29 Mai- 2 Juni 2002, St. Petersburg, RUS, o.S..
- Frank, W.S. (1988), *The Cause of the Johnstown Flood*. Civil Engineering Magazine, May 1988, S. 63-66.
- Fread, D.L. (1988), *BREACH: An Erosion Model for Earthen Dam Failures*. Technischer Bericht, National Oceanic and Atmospheric Administration, National Weather Service, Silver Spring, MD, USA.
- Fritz, H.M. und Hager, W.H. (1998), *Hydraulics of Embankment Weirs*. Journal of Hydraulic Engineering 124/9, S. 963-971.
- Froehlich, D.C. (1995), *Peak Outflow from Breached Embankment Dam*. Journal of Water Resources Planning and Management 121/1, S. 90-97.
- Geisenhainer, P. und Kortenhaus, A. (2006), *Hydraulic model tests on breaching with and without waves. Description of performed experiments*. Technischer Bericht T06-06-02, Integrated Flood Risk Analysis and Management Methodologies, FLOODsite, <http://www.floodsite.net>.

- Gregoretti, C., Maltauro, A. und Lanzoni, S. (2010), *Laboratory Experiments on the Failure of Coarse Homogeneous Sediment Natural Dams on a Sloping Bed*. Journal of Hydraulic Engineering 136/11, S. 868-879.
- Hagen, V.K. (1982), *Re-evaluation of design floods and dam safety*. In Transactions of the 14th International Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, Brasilien, Vol. 1, S. 475-491.
- Hager, W.H. und Unger, J. (2006), *Dike erosion- A preliminary outlook*. In Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, River Flow 2006, Lisboa, Portugal, 6-8 September 2006, Band 2, S. 1511-1519.
- Hanson, G.J., Cook, K.R. und Hunt, S.L. (2005), *Physical Modeling of Overtopping Erosion and Breach Formation of Cohesive Embankments*. Transactions of the American Society of Agricultural Engineers 48/5, S. 1783-1794.
- Hassan, M. und Morris, M. (2008), *IMPACT Project Field Tests Data Analysis*. Technischer Bericht T04-08-04, Integrated Flood Risk Analysis and Management Methodologies, FLOODsite, <http://www.floodsite.net>.
- Hatem, G.A. (1985), *Development of a Data Base on Dam Failures in the U.S. – Preliminary Results*. Thesis, Stanford University, Palo Alto, USA.
- Heller, V. (2011), *Scale effects in physical hydraulic engineering models*. Journal of Hydraulic Research 49/3, S. 293-306.
- Hunt, S.L., Hanson, G.J., Cook, K.R. und Kadavy, K.C. (2005), *Breach Widening Observations from Earthen Embankment Tests*. Transactions of the American Society of Agricultural Engineers 48/3, S. 1115-1120.
- Hunziker, R.P. (1995), *Fraktionsweiser Geschiebetransport*. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Nr. 138, herausgegeben von D.L. Vischer, ETH Zürich, CH.
- Hutcheson, E. (1989), *Floods of Johnstown: 1889- 1936- 1977*. Cambria County Tourist Council. [Zugriff: 8.1.2016] URL <http://www.jaha.org/FloodMuseum/history.html>.
- Ikedo, S. (1982), *Incipient Motion of Sand Particles on Side Slopes*. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 108(1), S. 95-114.
- Iwagaki, Y. (1956), *Hydrodynamical Study on Critical Tractive Force*. Trans. of Japan Society of Civil Engineering No. 41, S. 1-21.

- Janbu, N. (1954), *Stability analysis of slopes with dimensionless parameters*. Harvard University, Cambridge, UK.
- Jandora, J. und Riha, J. (2008), *The failure of embankment dams due to overtopping*. Brno University of Technology, Brno, CS.
- Julien, P.Y. (2010), *Erosion and sedimentation*. Cambridge University Press, Cambridge, UK.
- Kanjanakaroon, P., Ekkawatpanit, C., Wongsas, S., Israngkura, U. und Kositgittiwong, D. (2015), *Effects of Embankment Breach Position on Characteristics of Failure*. In E-proceedings of the 36th IAHR World Congress, 28. Juni- 3. Juli 2015, Den Haag, NL.
- Kobus, H. (1978), *Wasserbauliches Versuchswesen*. Arbeitsausschuß „Wasserbauliches Versuchs- und Meßwesen“, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft DVWW.
- Lammerer, W. (2014), *Sicherheit und Versagensmechanismen von Talsperren*. Diplomarbeit, Technische Universität Graz, A.
- MacDonald, T.C. und Langridge-Monopolis, J.L. (1984), *Breaching Characteristics of Dam Failures*. Journal of Hydraulic Engineering 110/5, S. 567-586.
- Meyer-Peter, E. und Müller, R. (1948), *Formulas for Bed-Load Transport*. Internationaler Verband für Wasserbauliches Versuchswesen, Zweite Tagung, Stockholm, 7.- 9. Juni 1948, S. 39-64.
- Mills, K. (2013), *Major Historical Dam Failures with Modes of Failure*. Oregon Dam Safety Conference. Oregon Water Resources Department.
- Mizutani, H., Nakagawa, H., Yoden, T., Kawaike, K. und Zhang, H. (2013), *Numerical modelling of river embankment failure due to overtopping flow considering infiltration effects*. Journal of Hydraulic Research 51/6, S. 681-695.
- Morris, M.W. und Hassan, M.A.A.M. (2005), *IMPACT: Investigation of extreme flood processes and uncertainty- a European research project*. In Proceedings of the 40th Defra Flood and Coastal Management Conference 5.-7. Juli 2005, University of York, UK.
- Morris, M.W., Hassan, M.A.A.M. und Vaskinn, K.A. (2007), *Breach formation: Field test and laboratory experiments*. Journal of Hydraulic Research 45, S. 9-17.

- Morris, M. (2009), *Breaching Processes: A state of the art review*. Technischer Bericht T06-06-03, Integrated Flood Risk Analysis and Management Methodologies, FLOODsite, <http://www.floodsite.net>.
- Nowotny, H.T. (1997), *Analyse und statistische Auswertungen von Schäden und Brüchen großer Talsperren*. Diplomarbeit, Technische Universität Graz, A.
- ÖNORM (1974), *Erd- und Grundbau; Untersuchung von Bodenproben; Korngrößenverteilung*. ÖNORM B 4412:1974-07-01.
- ÖNORM (1978), *Erd- und Grundbau; Untersuchung von Bodenproben; Grundsätze für die Durchführung und Auswertung von Scherversuchen*. ÖNORM B 4416:1978-06-01.
- ÖNORM (1992), *Erd- und Grundbau - Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit - Laborprüfungen*. ÖNORM B 4422-1:1992-07-01.
- ÖNORM (2012), *Geotechnik - Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korndichte mit dem Kapillarpyknometerverfahren unter Einbeziehung der VORNORM ÖNORM CEN ISO/TS 17892-3*. ÖNORM B 4413:2012-06-15.
- ÖWAV und BMLFUW (2011), *Fließgewässermodellierung: Arbeitsbehelf Feststofftransport und Gewässermorphologie*. Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband (ÖWAV), Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien.
- Pickert, G., Weitbrecht, V. und Bieberstein, A. (2011), *Breaching of overtopped river embankments controlled by apparent cohesion*. Journal of Hydraulic Research 49/2, S. 143-156.
- Pierce, M.W., Thornton, C.I. und Abt, S.R. (2010), *Predicting Peak Outflow from Breached Embankment Dams*. Colorado State University, Fort Collins, CO, USA.
- Powledge, G.R., Ralston, D.C., Miller, P., Chen, Y.H., Clopper, P.E. und Temple, D.M. (1989a), *Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. I: Research Activities*. Journal of Hydraulic Engineering 115/8, S. 1040-1055.
- Powledge, G.R., Ralston, D.C., Miller, P., Chen, Y.H., Clopper, P.E. und Temple, D.M. (1989b), *Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. II: Hydraulic and Design Considerations*. Journal of Hydraulic Engineering 115/8, S. 1056-1075.
- Pugh, C.A. (1985), *Hydraulic Model Studies of Fuse Plug Embankments*. Report No. REC-ERC-85-7, U.S. Department of the Interior, Denver, USA.

- Qing, D., Thibodeau, J. und Williams, P.B. (1998), *The River Dragon Has Come! The Three Gorges Dam and the Fate of China's Yangtze River and Its People*. Routledge, London, UK.
- Ribi, M.J., Pury, J. und Boillat, L.J. (2008), *Breach formation in a fuse plug lateral weir*. In Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics- River Flow 2008, Turkey, 3-5 September 2008, S. 539-545.
- Rickenmann, D. (1990), *Bedload transport capacity of slurry flows at steep slopes*. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Nr. 103, herausgegeben von D.L. Vischer, ETH Zürich, CH.
- Rozov, A.L. (2003), *Modeling of washout of dams*. Journal of Hydraulic Research 41/6, S. 565-577.
- Sametz, L. (1981), *Beitrag zur Frage der Flutwellenbildung bei Progressiven Dammbriichen infolge Überströmung*. Dissertation, Technische Universität Graz, A.
- Samuels, P. und Gouldby, B. (2009), *Language of Risk- Project Definition (Second Edition)*. Technischer Bericht T32-04-01, Integrated Flood Risk Analysis and Management Methodologies, FLOODsite, <http://www.floodsite.net>.
- Schmocker, L. (2011), *Hydraulics of Dike Breaching*. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Nr. 218, herausgegeben von R. Boes, ETH Zürich, CH.
- Schmocker, L. und Hager, W.H. (2012), *Plane dike-breach due to overtopping: effects of sediment, dike height and discharge*. Journal of Hydraulic Research 50/6, S. 576-586.
- Schmocker, L., Frank, P. und Hager, W.H. (2014), *Overtopping dike-breach: effect of grain size distribution*. Journal of Hydraulic Research 52/4, S. 559-564.
- Schoklitsch, A. (1934), *Der Geschiebetrieb und die Geschiebefracht*. Wasserkraft und Wasserwirtschaft, Vol. 29, No. 4, S. 37-43.
- Shields, A. (1936), *Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung*. Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Heft 26, Berlin, DE.
- Singh, V.P. (1996), *Dam Breach Modeling Technology*. Kluwer, Dodrecht, NL.
- Smart, G.M. und Jaeggi, M.N. (1983), *Sedimenttransport in steilen Gerinnen*. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Nr. 64, herausgegeben von D.L. Vischer, ETH Zürich, CH.

- Spinewine, B., Delobbe, A., Elsander, L. und Zech, Y. (2004), *Experimental investigation of the breach growth process in sand dikes*. In Proceedings of the Second International Conference on Fluvial Hydraulics- River Flow 2004, Napoli, Italien, 23-25 Juni 2004, Band 2, S. 983-991.
- Terzaghi, K. (1925), *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*. Deuticke, Wien, A.
- Tinney, E.R. und Hsu, H.Y. (1961), *Mechanics of Washout of an Erodible Fuse Plug*. Journal of Hydraulic Division 87/3, S. 1-29.
- USACE (2002), *SAM Hydraulic Design Package for Channels*. U.S. Army Corps of Engineers. Vicksburg, MS, USA.
- USACE (2010), *HEC-RAS River Analysis System*. User's Manual, U.S. Army Corps of Engineers. Davis, CA, USA.
- USBR (1988), *Downstream Hazard Classification Guidelines*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- USBR und USACE (2012), *Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation and U.S. Army Corps of Engineers.
- van Rijn, L.C. (1984), *Sediment Transport, Part I: Bed Load Transport*. Journal of Hydraulic Engineering 110/10, S. 1431-1456.
- Vetsch D., Siviglia A., Ehrbar D., Facchini, M., Gerber M., Kammerer, S., Peter S., Vonwiller, L., Volz, C., Farshi, D., Mueller, R., Ousselot P., Veprek R. und Faeh R. (2006-2015), *BASEMENT- Basic Simulation Environment for Computation of Flow and Natural Hazard Simulation*. Version 2.5, VAW, ETH Zürich [Zugriff: 19.1.2016] URL <http://www.basement.ethz.ch/docs>.
- Visser, P.J. (1998), *Breach growth in sand-dikes*. Dissertation, Technische Universität Delft, NL.
- Visser, P.J., Zhu, Y. und Vrijling, J.K. (2006), *Breaching of Dikes*. In Proceedings of the 30th Int. Conf. Coastal Eng., San Diego, USA, S. 2893-2905.
- Vogel, A. (1982), *Talsperrenbrüche und ihre Ursachen*. Dissertation, Technische Universität Wien, A.

- Volz, C. (2013), *Numerical Simulation of Embankment Breaching Due to Overtopping*. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Nr. 222, herausgegeben von R. Boes, ETH Zürich, CH.
- von Karman, T. (1930), *Mechanische Ähnlichkeit und Turbulenz*. Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Fachgruppe 1 (Mathematik), S. 58-76.
- Wahl, T.L. (1998), *Prediction of Embankment Dam Breach Parameters- A Literature Review and Needs Assessment*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office, DSO-98-004.
- Wahl, T.L. (2010), *Dam Breach Modelling- An Overview of Analysis Methods*. 2nd Joint Federal Interagency Conference, Las Vegas, NV, USA, 27 June- 1 July 2010, o.S..
- Wahl, T.L. und Lentz, D.J. (2011), *Physical Hydraulic Modeling of Canal Breaches*. Hydraulic Laboratory Report HL-2011-09, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- Wallner, S. (2014), *Einfluss von Speichergeometrie und SpeichergroÙe auf die Flutwelle beim Dammerosionsbruch durch Überströmen*. Dissertation, Technische Universität Wien, A.
- Wodni, G. (2014), *DikeTracker: 3D- Tracking of Dam Break Processes.*, unveröffentlicht.
- Wong, M. und Parker, G. (2006), *Reanalysis and Correction of Bed-Load Relation of Meyer-Peter and Müller Using Their Own Database*. Journal of Hydraulic Engineering 132/11, S. 1159- 1168.
- Wu, W., Wang, S. und Jia, Y. (2000), *Nonuniform sediment transport in alluvial rivers*. Journal of Hydraulic Research 38/6, S. 427-434.
- Wu, W. (2011), *Earthen Embankment Breaching*. Journal of Hydraulic Engineering 137/12, S. 1549-1564.
- Yalin, M.S. (1971), *Theory of hydraulic models*. Macmillan, London, UK.
- Zanke, U. (1982), *Grundlagen der Sedimentbewegung*. Springer Verlag, Berlin, DE.
- Zanke, U. (2002), *Hydrodynamik der Gerinne und Küstengewässer*. Springer Verlag, Berlin, DE.
- Zarn, B. (1992), *Lokale Gerinneaufweitung- eine Maßnahme zur Sohlenstabilisierung der Emme bei Utzenstorf*. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Nr. 118, herausgegeben von D.L. Vischer, ETH Zürich, CH.

Zerrouk, N.E. und Marche, C. (2005), *An experimental contribution to the study of the erosion of a dike by overtopping*. Revue des Sciences de l'Eau 18/3, S. 381-401.

Abbildungsverzeichnis

2.1	Konstruktionsvarianten von Dammbauwerken	4
2.2	Versagensursachen, modifiziert nach Zina Deretsky, NSF	6
2.3	Versagensursachen bei Dämmen (Foster et al. (2000), Lammerer (2014))	7
2.4	Versagen des South Fork Damms	9
2.5	Versagen des Banqiao Damms	11
2.6	Erosionszonen nach Powledge et al. (1989b)	12
2.7	Zweidimensionales Versagen nach Chinnarasri et al. (2003)	14
2.8	Zweidimensionales Versagen nach Dupont et al. (2007)	15
2.9	Sanduhrförmige Endbreschen im Voll- und Symmetriemodell	16
2.10	Schema Wehr mit minimalem Energieverlust (MEL)- mod. nach Chanson (1999)	16
2.11	Überströmen eines Zonendamms	18
2.12	Überströmen eines Damms aus kohäsivem Material	19
2.13	Sohlschubspannung	21
2.14	Shields- Diagramm	22
2.15	Kräfte am exponierten Korn	23
2.16	Ansätze zur Breschenentwicklung- mod. nach Broich (2014)	30
3.1	Vorversuche- Entwicklung eines Dichtsystems	42
3.2	Aufbau des Dichtungssystems	43
3.3	Verwendete Stützkörpermaterialien	44
3.4	Sieblinien der verwendeten Stützkörpermaterialien	45
3.5	Modellversuchstand- Symmetriemodell 30 cm	49
3.6	Versuchsaufbau SM30, SM60/2- Grundriss	50
3.7	Versuchsaufbau VM30- Grundriss	50
3.8	Versuchsaufbau SM60- Grundriss	51
3.9	Versuchsaufbau SM60/2, SM30, VM30- Schnitt	51
3.10	Versuchsaufbau SM60- Schnitt	51
3.11	Grundriss und Schnitt der Initialbresche	52
3.12	Grundriss Plattform und Dammversuchskörper	53
3.13	Querschnitt Plattform und Dammversuchskörper	54
3.14	Speichercharakteristiken	55
3.15	Schema der installierten Sensoren	57
3.16	Registrierung des Auslösezeitpunktes	58
3.17	Sedimentfalle nach System Wallner (2014)	60
3.18	DikeTracker- Benutzeroberfläche (Wodni (2014))	61

3.19	DikeTracker- Tiefenbild der Endbresche- Symmetriemodell SM30	62
3.20	Versuchsaufbau 2D- Rinne	64
4.1	Filterung und Glättung der Messwerte	66
4.2	Schema des Bruchvorganges- Breschenentwicklung in der Symmetrieebene .	68
4.3	Schema des Bruchvorganges- Horizontale Breschenentwicklung	69
4.4	Speicherentleerung Versuchsreihe M1 (0,1- 2 mm)	69
4.5	Abflusskurven Versuchsreihe M1 (0,1- 2 mm)	70
4.6	Speicherentleerung Versuchsreihe M2 (0,1- 4 mm)	70
4.7	Abflusskurven Versuchsreihe M2 (0,1- 4 mm)	71
4.8	Speicherentleerung Versuchsreihe M3 (0,1- 8 mm)	71
4.9	Abflusskurven Versuchsreihe M3 (0,1- 8 mm)	72
4.10	Vertikale Breschenentwicklung 0- 50 s- Versuchsreihe M1, M2, M3	73
4.11	Vertikale Breschenentwicklung 60- 280 s- Versuchsreihe M1, M2, M3	74
4.12	Breschengeometrien in der Symmetrieebene- M1	75
4.13	Breschenkronenhöhe und Breschenüberstau- M1	76
4.14	Breschengeometrien in der Symmetrieebene- M2	77
4.15	Breschenkronenhöhe und Breschenüberstau- M2	78
4.16	Breschengeometrien in der Symmetrieebene- M3	79
4.17	Breschenkronenhöhe und Breschenüberstau- M3	80
4.18	Horizontale Breschenentwicklung 0- 25 s- Versuchsreihe M1, M2, M3	81
4.19	Horizontale Breschenentwicklung 30- 80 s- Versuchsreihe M1, M2, M3	82
4.20	Horizontale Breschenentwicklung 90- 280 s- Versuchsreihe M1, M2, M3	83
4.21	Breschenkronenentwicklung- M1	84
4.22	Breschenkronenlänge- M1	85
4.23	Breschenkronenentwicklung- M2	86
4.24	Breschenkronenlänge- M2	86
4.25	Breschenkronenentwicklung- M3	87
4.26	Breschenkronenlänge- M3	88
4.27	Maximale Breschenbreite- M1	89
4.28	Bruchkanten der finalen Bresche- M1	89
4.29	Maximale Breschenbreite- M2	89
4.30	Bruchkanten der finalen Bresche- M2	90
4.31	Maximale Breschenbreite- M3	90
4.32	Bruchkanten der finalen Bresche- M3	90
4.33	Breschenvolumen Versuchsreihe M1 (0,1- 2 mm)	92
4.34	Materialaustrag Versuchsreihe M1 (0,1- 2 mm)	93
4.35	Breschenvolumen Versuchsreihe M2 (0,1- 4 mm)	93

4.36	Materialaustrag Versuchsreihe M2 (0,1- 4 mm)	94
4.37	Breschenvolumen Versuchsreihe M3 (0,1- 8 mm)	94
4.38	Materialaustrag Versuchsreihe M3 (0,1- 8 mm)	95
4.39	Sickerwassermenge Versuchsreihe M1 (0,1- 2 mm)	97
4.40	Sickerwassermenge Versuchsreihe M2 (0,1- 4 mm)	97
4.41	Sickerwassermenge Versuchsreihe M3 (0,1- 8 mm)	98
4.42	Speicherentleerung im Vollmodell	100
4.43	Abflusskurven im Vollmodell	100
4.44	Breschengeometrien der zweidimensionalen Versuche- M1, M3	102
4.45	Breschenkronenhöhe und Breschenüberstau- M1, M3	103
4.46	Verschiebung der Böschungskante durch Erosion	104
4.47	Schema des Bruchvorganges- Vertikale Breschenentwicklung	107
4.48	Schema des Bruchvorganges- Horizontale Breschenentwicklung	107
4.49	Plötzliches Nachbrechen der Breschenkrone- Grundriss	108
4.50	Plötzliches Nachbrechen der Breschenkrone- Symmetrieebene	108
4.51	Speicherentleerung Versuchsreihe D	109
4.52	Abflusskurven Versuchsreihe D	109
4.53	Breschenentwicklung in der Symmetrieebene- Versuchsreihe D	111
4.54	Breschengeometrien in der Symmetrieebene- Versuchsreihe D	112
4.55	Breschenkronenhöhe und Breschenüberstau- Versuchsreihe D	113
4.56	Breschenentwicklung im Grundriss- Versuchsreihe D	114
4.57	Breschenkronenentwicklung- Versuchsreihe D	115
4.58	Breschenkronenlänge- Versuchsreihe D	116
4.59	Maximale Breschenbreite- Versuchsreihe D	117
4.60	Bruchkanten der finalen Bresche- Versuchsreihe D	117
4.61	Breschenvolumen Versuchsreihe D	118
4.62	Materialaustrag Versuchsreihe D	119
4.63	Sickerwassermenge Versuchsreihe D	120
4.64	Speicherentleerung Versuchsreihe B	122
4.65	Abflusskurven Versuchsreihe B	122
4.66	Speicherentleerung Versuchsreihe S1	124
4.67	Abflusskurven Versuchsreihe S1	124
4.68	Speicherentleerung Versuchsreihe S2	125
4.69	Abflusskurven Versuchsreihe S2	125
5.1	Abflusskurven Serie M	128
5.2	Breschenprofile in der Symmetrieebene- Serie M	129
5.3	Horizontale Breschenkronenentwicklung- Serie M	130

5.4	Breschenkronenentwicklung- Serie M	131
5.5	Entwicklung Breschenquerschnitt- Serie M	132
5.6	Breschenerosion im Verhältnis zur Abflusskurve- Serie M	133
5.7	Sohlgefälle in Abhängigkeit zur Breschenkronenhöhe	135
5.8	Verlauf der Schubspannungsgeschwindigkeit	136
5.9	Schubspannungsgeschwindigkeit und Erosionsrate	137
5.10	Kräftegleichgewicht am Einzelkorn, $\alpha = 10^\circ$	139
5.11	Kräftegleichgewicht am Einzelkorn, $\alpha = 15^\circ$	139
5.12	Kräftegleichgewicht am Einzelkorn, $\alpha = 20^\circ$	140
5.13	Abflusskurven- Damm ohne Dichtungselement- Damm mit Oberflächen- dichtung	141
5.14	Breschenprofile in der Symmetrieebene- Damm mit Oberflächendichtung .	142
5.15	Horizontale Breschenkronenentwicklung- Damm mit Oberflächendichtung .	143
5.16	Breschenkronenentwicklung- Damm mit Oberflächendichtung	144
5.17	Breschenerosion im Verhältnis zur Abflusskurve- Damm mit Oberflächen- dichtung	145
5.18	Spitzenabfluss in Abhängigkeit zum mittleren Korndurchmesser	148
5.19	Vergleich Extrapolation und Versuchsergebnisse	150
5.20	Erosionsrate Q_M zu Breschenabfluss Q - mod. nach Wallner (2014)	151
5.21	Dimensionsfreie Abflusskurven	153
5.22	Dimensionsloser Korndurchmesser und dimensionsloser Spitzenabfluss . . .	153
5.23	Dimensionsfreie Breschenkronenentwicklung	154
5.24	Dimensionsfreier Breschenausstrag und Abfluss	154
5.25	Dimensionsfreie repräsentative Spitzenabflüsse	156
5.26	Dammfaktor und Spitzenabfluss	156
5.27	Prognostizierte Spitzenabflüsse empirischer Ansätze	159
A.1	Sieblinie M1 (0,1- 2 mm)	186
A.2	Sieblinie M2 (0,1- 4 mm)	187
A.3	Sieblinie M3 (0,1- 8 mm)	188
A.4	Sieblinie Ton- Oberflächendichtung	189
A.5	Durchlässigkeit mit konstanter Druckhöhe; M1 (0,1- 2 mm)	190
A.6	Durchlässigkeit mit konstanter Druckhöhe; M2 (0,1- 4 mm)	191
A.7	Durchlässigkeit mit konstanter Druckhöhe; M3 (0,1- 8 mm)	192
A.8	Korndichtebestimmung; M1 (0,1- 2 mm)	193
A.9	Korndichtebestimmung; M2 (0,1- 4 mm)	194
A.10	Korndichtebestimmung; M3 (0,1- 8 mm)	195

Tabellenverzeichnis

2.1	Ausgewählte empirische Modelle	27
2.2	Ausgewählte physikalische Modelle	28
2.3	Skalierfaktoren für Froude'sche Ähnlichkeit	32
2.4	Studien zu Überströmversuchen 1/6	34
2.5	Studien zu Überströmversuchen 2/6	35
2.6	Studien zu Überströmversuchen 3/6	36
2.7	Studien zu Überströmversuchen 4/6	37
2.8	Studien zu Überströmversuchen 5/6	38
2.9	Studien zu Überströmversuchen 6/6	39
3.1	Materialkennwerte der Stützkörpermaterialien	46
3.2	Versuchsprogramm	47
3.3	Dimensionen der Modellversuche und ausgewählten Beschneigungsspeicher	48
3.4	Dammgeometriedaten der Modelle	54
3.5	Installierte Sensoren	56
3.6	Verwendete Menge Ton- Wasser- Suspension 1:12	63
3.7	Fülldurchfluss	63
4.1	Zusammenfassung- Abflusskurven Serie M	72
4.2	Zusammenfassung- Breschenentwicklung Serie M	91
4.3	Zusammenfassung- Breschenerosion Serie M	96
4.4	Zusammenfassung- Drainagewasser Serie M	99
4.5	Zusammenfassung- Abflusskurven im Vollmodell	101
4.6	Zusammenfassung- Erkenntnisse aus den Vorversuchen	103
4.7	Hydraulische Randbedingungen und Ergebnisse	105
4.8	Zusammenfassung- Abflusskurven Serie D	110
4.9	Zusammenfassung- Breschenentwicklung Serie D	118
4.10	Zusammenfassung- Breschenerosion Serie D	119
4.11	Zusammenfassung- Drainagewasser Versuchsreihe D	121
4.12	Zusammenfassung- Abflusskurven Serie B	123
4.13	Zusammenfassung- Abflusskurven Serie S	126
5.1	Zusammenfassung Serie M	134
5.2	Zusammenfassung Serie D	146
5.3	Streuungen der Spitzenabflüsse	152
5.4	Prognostizierte Spitzenabflüsse [m^3/s]	158
6.1	Verwendete Formelzeichen 1/3	165
6.2	Verwendete Formelzeichen 2/3	166

6.3	Verwendete Formelzeichen 3/3	167
-----	--	-----

A Bodenphysikalische Laboruntersuchungen

Im Zuge dieser Arbeit wurden im geotechnischen Labor der Fa. 2P Baumesstechnik GmbH in Bregenz bodenphysikalische Laboruntersuchungen durchgeführt. Ziel war es, Herstellerangaben zu überprüfen und eine erweiterte Aussage zu den Parametern der in den Versuchsreihen verwendeten Materialien zu ermöglichen. Das Versuchsprogramm beinhaltete dabei folgende Untersuchungen:

- Kornverteilung (Siebanalyse) nach ÖNORM B 4412 (ÖNORM (1974)) für die Stützkörpermaterialien
- Kornverteilung (Schlamm-analyse) nach ÖNORM B 4412 (ÖNORM (1974)) für die Ton- Wasser Suspension des Dichtungselementes
- Durchlässigkeit (Konstante Druckhöhe) nach ÖNORM B 4422-1 (ÖNORM (1992)) für die Stützkörpermaterialien
- Korndichte (Kapillarpyknometer) nach ÖNORM B 4413 (ÖNORM (2012)) für die Stützkörpermaterialien

Nachfolgende Abbildungen A.1 bis A.10 zeigen die Auswertungen der einzelnen Versuche. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse bzw. den daraus resultierenden Materialparametern ist in Abschnitt 3.1.2 enthalten.

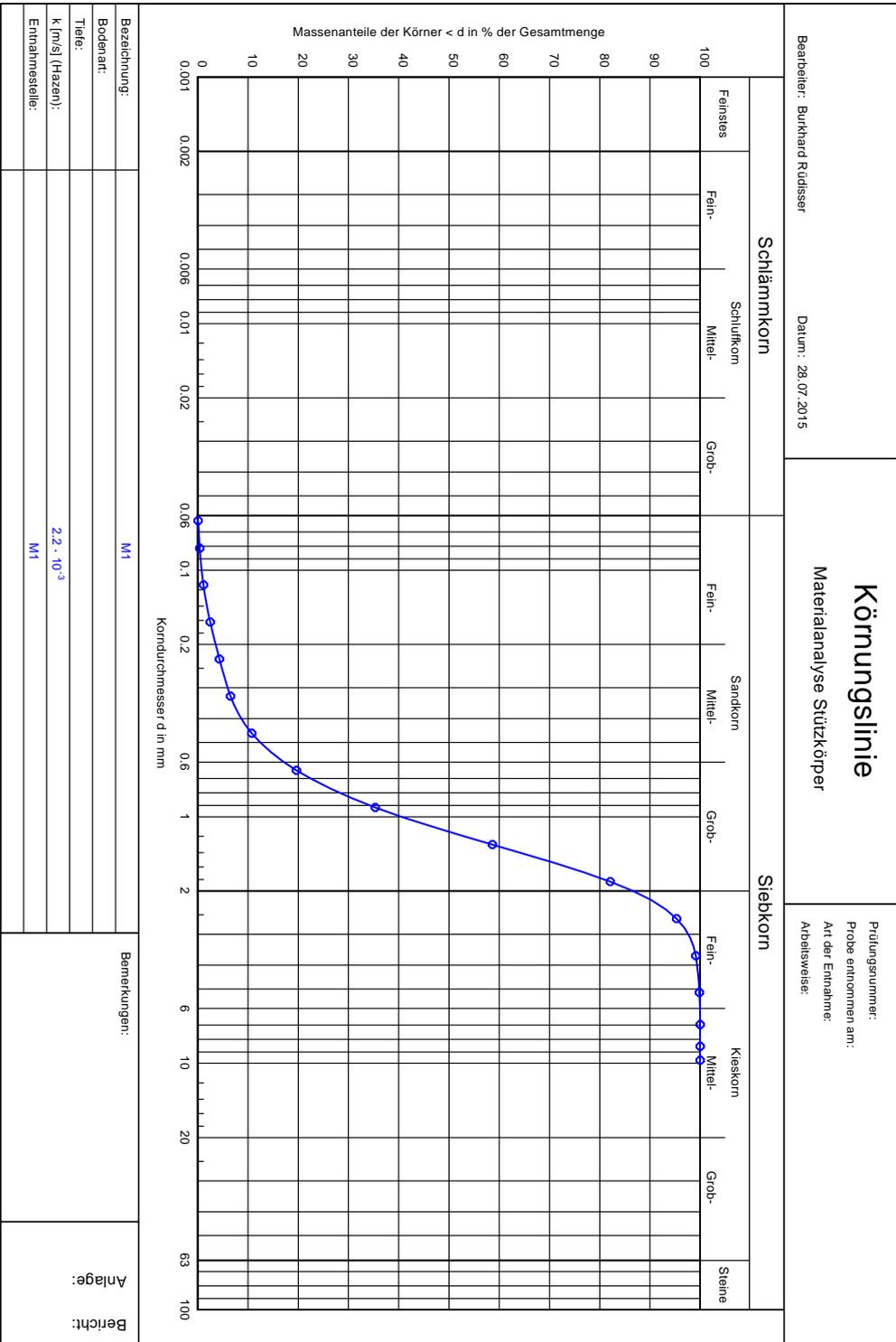


Abbildung A.1: Sieblinie M1 (0,1- 2 mm)

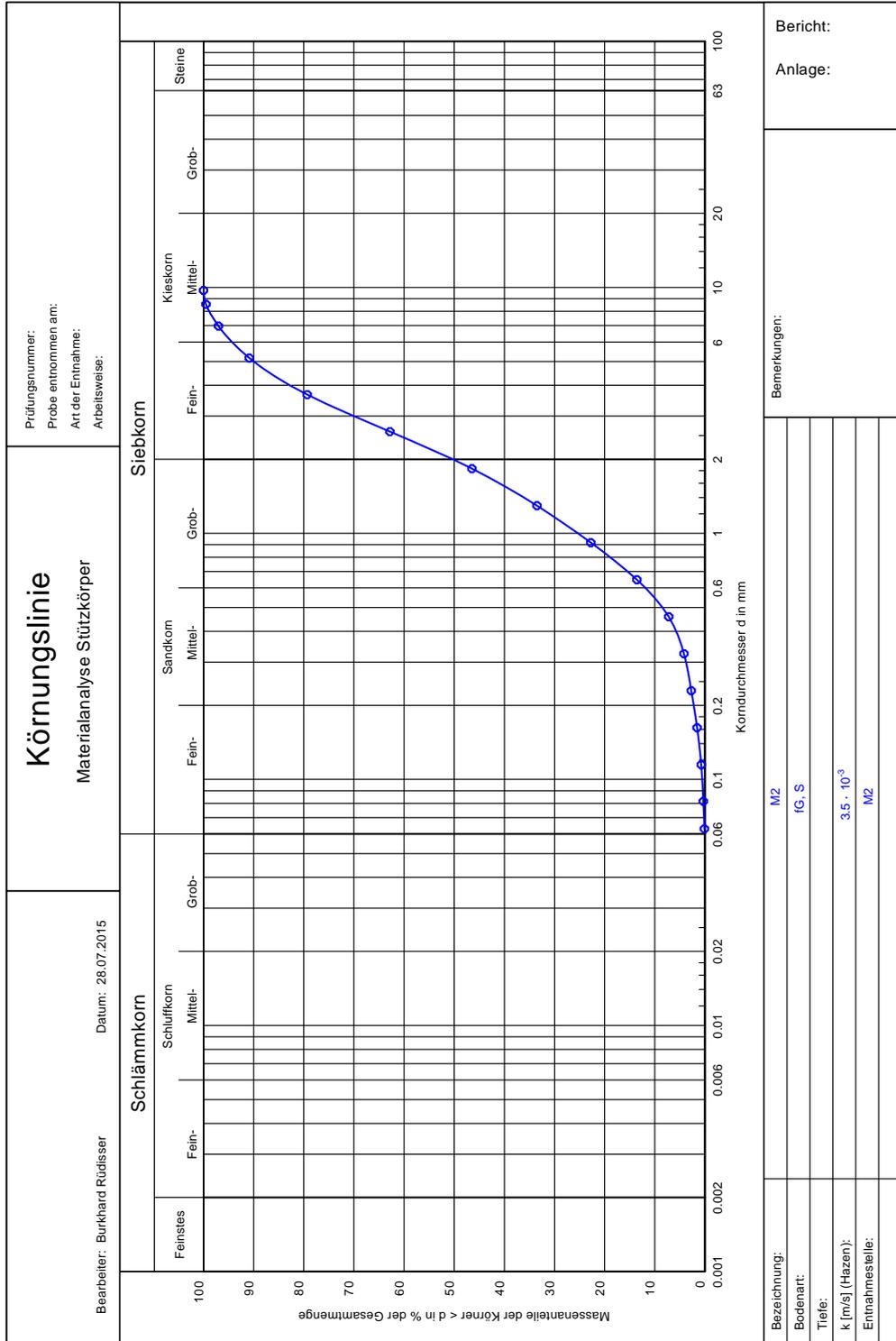


Abbildung A.2: Sieblinie M2 (0,1- 4 mm)

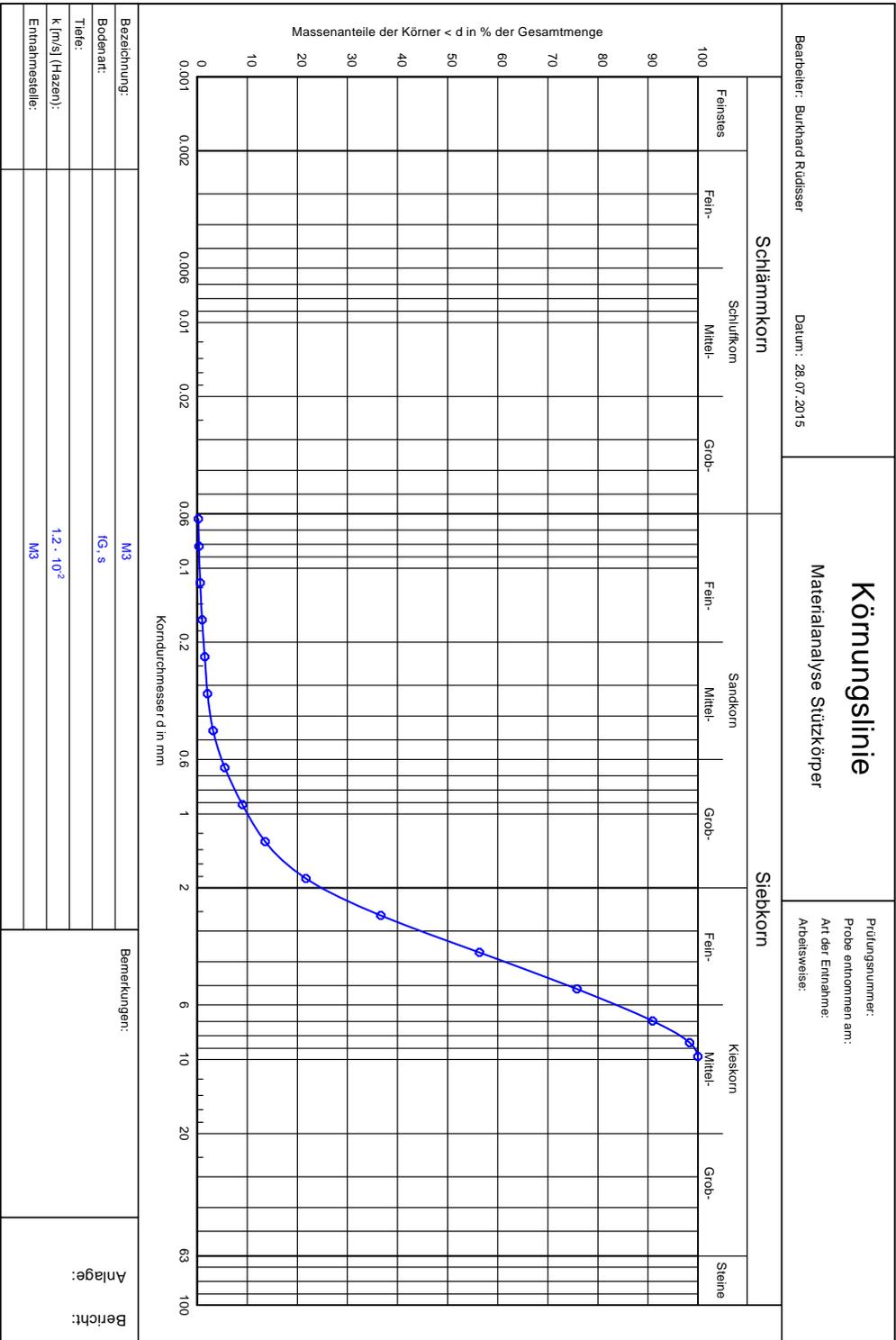


Abbildung A.3: Sieblinie M3 (0,1 - 8 mm)

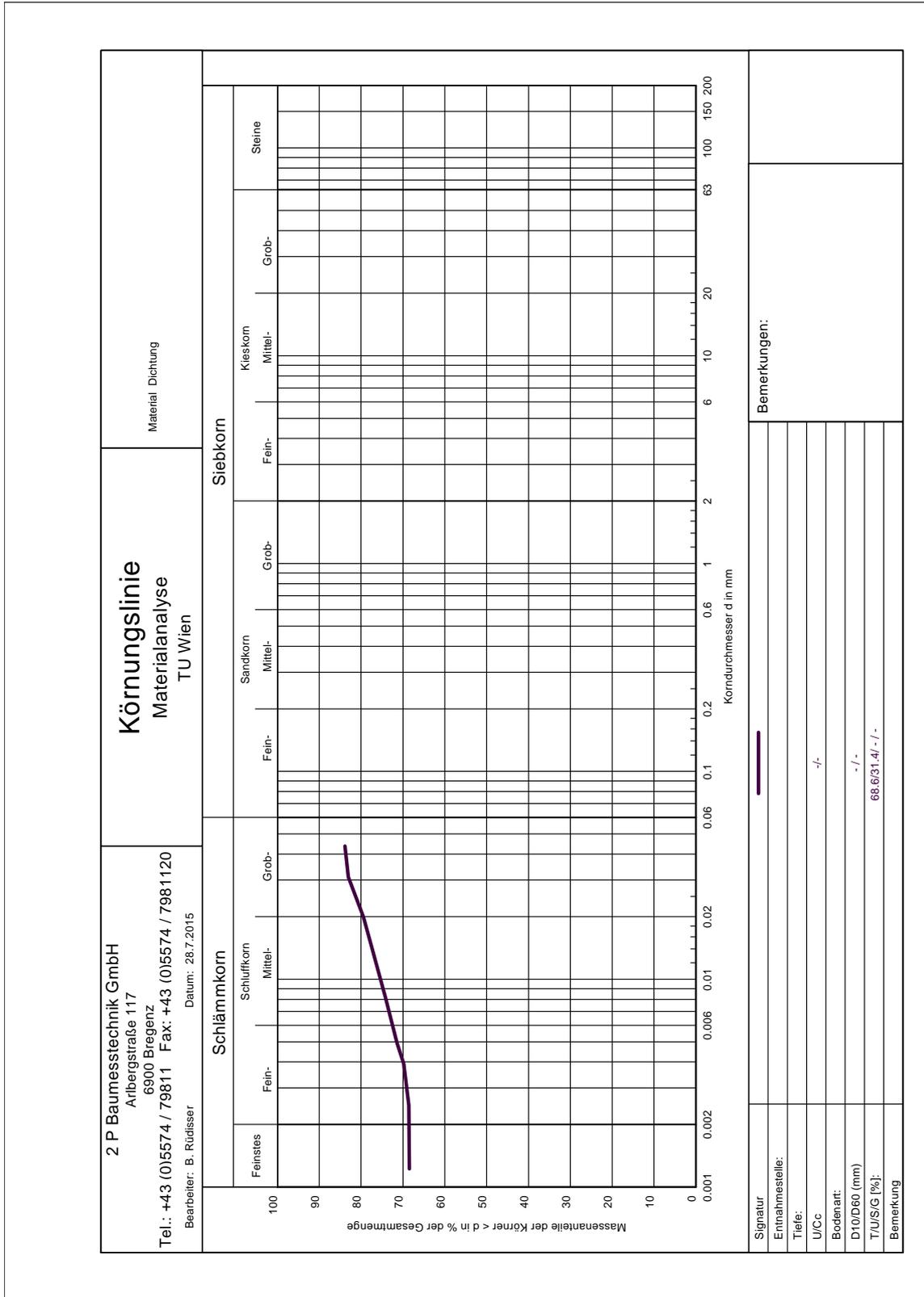


Abbildung A.4: Sieblinie Ton- Oberflächendichtung

																																																																					
BAUVORHABEN																																																																					
Materialtyp		M1																																																																			
DURCHLÄSSIGKEITSBEIWERT BEI KONSTANTER DRUCKHÖHE gemäß ÖNORM B 4422-1								Labor-Nr.:	M1_DL																																																												
Durchgeführt von: Burkhard Rüdisser				am: 27.07.2015		1	1																																																														
Ausgewertet von: Burkhard Rüdisser				am: 28.07.2015																																																																	
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>1</td> <td>Querschnittsfläche</td> <td>A</td> <td>(cm²)</td> <td colspan="6">176,71</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>Durchströmungslänge</td> <td>l</td> <td>(cm)</td> <td colspan="6">12,50</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>Querschnittsfläche</td> <td>A1</td> <td>(cm²)</td> <td colspan="6">-</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>Axialspannung</td> <td>s</td> <td>(kN/m²)</td> <td colspan="6">-</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Einbau: gestört</td> <td colspan="2"></td> <td colspan="2">Datum: 27.07.15</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td colspan="2">Bemerkungen:</td> <td colspan="8">Einbau in Proctortopf locker</td> </tr> </table>										1	Querschnittsfläche	A	(cm ²)	176,71						2	Durchströmungslänge	l	(cm)	12,50						3	Querschnittsfläche	A1	(cm ²)	-						4	Axialspannung	s	(kN/m ²)	-						Einbau: gestört				Datum: 27.07.15						Bemerkungen:		Einbau in Proctortopf locker							
1	Querschnittsfläche	A	(cm ²)	176,71																																																																	
2	Durchströmungslänge	l	(cm)	12,50																																																																	
3	Querschnittsfläche	A1	(cm ²)	-																																																																	
4	Axialspannung	s	(kN/m ²)	-																																																																	
Einbau: gestört				Datum: 27.07.15																																																																	
Bemerkungen:		Einbau in Proctortopf locker																																																																			
5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15																																																											
Ver-such Nr.	Zeit h:m:s	t1	t =	hw1	i	Durchfluss-menge cm ³	k m/s	d1	d °C	k10 m/s																																																											
		t2	t2-t1	hw2	-			d2																																																													
		h:min:s	s	m	-			°C	°C																																																												
1	27.07.2015	12:00:00		0,000		522,50	2,46E-03	21,8	21,8	1,82E-03																																																											
	27.07.2015	12:05:00	300	0,005	0,0			21,8																																																													
2	27.07.2015	12:05:30		0,000		508,00	2,40E-03	21,8	21,8	1,77E-03																																																											
	27.07.2015	12:10:30	300	0,005	0,0			21,8																																																													
3	27.07.2015	12:11:00		0,000		495,40	2,34E-03	21,8	21,8	1,73E-03																																																											
	27.07.2015	12:16:00	300	0,005	0,0			21,8																																																													
4	27.07.2015	12:16:30		0,000		527,40	2,26E-03	21,8	21,8	1,67E-03																																																											
	27.07.2015	12:22:00	330	0,005	0,0			21,8																																																													
5	27.07.2015	12:22:30		0,000		284,60	2,24E-03	21,8	21,8	1,65E-03																																																											
	27.07.2015	12:25:30	180	0,005	0,0			21,8																																																													
6	27.07.2015	12:26:00		0,000		466,30	2,20E-03	21,8	21,8	1,62E-03																																																											
	27.07.2015	12:31:00	300	0,005	0,0			21,8																																																													
7	27.07.2015	12:31:30		0,000		452,70	2,13E-03	21,8	21,8	1,58E-03																																																											
	27.07.2015	12:36:30	300	0,005	0,0			21,8																																																													
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="6">Ergebnis : mittlerer k10 - Wert =</td> <td colspan="5">1,69E-03 m/sec</td> </tr> </table>											Ergebnis : mittlerer k10 - Wert =						1,69E-03 m/sec																																																				
Ergebnis : mittlerer k10 - Wert =						1,69E-03 m/sec																																																															
BODENKENNWERTE																																																																					
Wassergehalt		w	(%)	Einbau	Ausbau	Korndichte (geschätzt) (t/m ³)		2,70																																																													
Dichte feucht		rho	(t/m ³)	0,0	-	Benennung nach Korngrößenbereichen																																																															
Trockendichte		rhod	(t/m ³)	1,62	-	Hauptanteil: Sand																																																															
Porenanteil		n	(-)	1,62	-	Nebenanteile: -																																																															
Sättigungsgrad		Sr	(%)	0,40	-	Bemerkungen:																																																															
Verdichtungsgrad		DPr	(%)	0,0	-																																																																
			(%)	-	-																																																																

Abbildung A.5: Durchlässigkeit mit konstanter Druckhöhe; M1 (0,1- 2 mm)

													
BAUVORHABEN													
Materialtyp		M2											
DURCHLÄSSIGKEITSBEIWERT BEI KONSTANTER DRUCKHÖHE gemäß ÖNORM B 4422-1								Labor-Nr.:	M2_DL				
Durchgeführt von:		Burkhard Rüdisser			am:		27.07.2015		2	1			
Ausgewertet von:		Burkhard Rüdisser			am:		28.07.2015						
1 Querschnittsfläche		A	(cm ²)	176,71									
2 Durchströmungslänge		l	(cm)	12,50									
3 Querschnittsfläche		A1	(cm ²)	-									
4 Axialspannung		s	(kN/m ²)	-									
Einbau: gestört				Datum:		27.07.15							
Bemerkungen: Einbau in Proctortopf locker													
5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15			
Ver-such Nr.	Zeit h:m:s	t1	t =	hw1	i	Durchfluss-menge	k	d1	d	k10			
		t2	t2-t1	hw2	-			d2			°C		
		h:min:s	s	m	-	cm ³	m/s	°C	°C	m/s			
1	27.07.2015	13:00:00		0,000		201,10	4,74E-03	21,8	21,8	3,50E-03			
	27.07.2015	13:01:00	60	0,005	0,0			21,8					
2	27.07.2015	13:01:30		0,000		197,50	4,66E-03	21,8	21,8	3,44E-03			
	27.07.2015	13:02:30	60	0,005	0,0			21,8					
3	27.07.2015	13:03:00		0,000		195,20	4,60E-03	21,8	21,8	3,40E-03			
	27.07.2015	13:04:00	60	0,005	0,0			21,8					
4	27.07.2015	13:04:30		0,000		191,20	4,51E-03	21,8	21,8	3,33E-03			
	27.07.2015	13:05:30	60	0,005	0,0			21,8					
5	27.07.2015	13:06:00		0,000		375,80	4,43E-03	21,8	21,8	3,27E-03			
	27.07.2015	13:08:00	120	0,005	0,0			21,8					
6	27.07.2015	13:08:30		0,000		183,50	4,33E-03	21,8	21,8	3,20E-03			
	27.07.2015	13:09:30	60	0,005	0,0			21,8					
7	27.07.2015	13:10:00		0,000		543,50	4,27E-03	21,8	21,8	3,16E-03			
	27.07.2015	13:13:00	180	0,005	0,0			21,8					
<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td colspan="2">Ergebnis : mittlerer k10 - Wert =</td> <td colspan="2">3,33E-03 m/sec</td> </tr> </table>										Ergebnis : mittlerer k10 - Wert =		3,33E-03 m/sec	
Ergebnis : mittlerer k10 - Wert =		3,33E-03 m/sec											
BODENKENNWERTE			Einbau	Ausbau		Korndichte (geschätzt) (t/m ³)		2,70					
Wassergehalt	w	(%)	0,0	-	Benennung nach Korngrößenbereichen								
Dichte feucht	rho	(t/m ³)	1,71	-	Hauptanteil: Sand								
Trockendichte	rhod	(t/m ³)	1,71	-	Nebenanteile: -								
Porenanteil	n	(-)	0,37	-	Bemerkungen:								
Sättigungsgrad	Sr	(%)	0,0	-									
Verdichtungsgrad	DPr	(%)	-	-									

Abbildung A.6: Durchlässigkeit mit konstanter Druckhöhe; M2 (0,1- 4 mm)

<div style="text-align: right;">  </div>																														
BAUVORHABEN																														
Materialtyp M3																														
DURCHLÄSSIGKEITSBEIWERT BEI KONSTANTER DRUCKHÖHE										Labor-																				
gemäß ÖNORM B 4422-1										Nr.:																				
Durchgeführt von: Burkhard Rüdisser am: 27.07.2015										3																				
Ausgewertet von: Burkhard Rüdisser am: 28.07.2015										1																				
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>1</td> <td>Querschnittsfläche</td> <td>A</td> <td>(cm²)</td> <td>176,71</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>Durchströmungslänge</td> <td>l</td> <td>(cm)</td> <td>12,50</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>Querschnittsfläche</td> <td>A1</td> <td>(cm²)</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>Axialspannung</td> <td>s</td> <td>(kN/m²)</td> <td>-</td> </tr> </table>											1	Querschnittsfläche	A	(cm ²)	176,71	2	Durchströmungslänge	l	(cm)	12,50	3	Querschnittsfläche	A1	(cm ²)	-	4	Axialspannung	s	(kN/m ²)	-
1	Querschnittsfläche	A	(cm ²)	176,71																										
2	Durchströmungslänge	l	(cm)	12,50																										
3	Querschnittsfläche	A1	(cm ²)	-																										
4	Axialspannung	s	(kN/m ²)	-																										
Einbau: gestört Datum: 27.07.15																														
Bemerkungen: Einbau in Proctortopf locker																														
5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15																				
Ver- such Nr.	Zeit h:m:s	t1	t =	hw1	i	Durchfluss- menge	k	d1	d	k10																				
		t2	t2-t1	hw2	-			d2			°C																			
		h:min:s	s	m	-	cm ³	m/s	°C	°C	m/s																				
1	27.07.2015	14:00:00		0,000				21,1																						
	27.07.2015	14:01:00	60	0,005	0,0	528,90	1,25E-02	21,1	21,1	9,37E-03																				
2	27.07.2015	14:01:30		0,000				21,1																						
	27.07.2015	14:02:30	60	0,005	0,0	535,10	1,26E-02	21,1	21,1	9,48E-03																				
3	27.07.2015	14:03:00		0,000				21,1																						
	27.07.2015	14:04:00	60	0,005	0,0	531,10	1,25E-02	21,1	21,1	9,41E-03																				
4	27.07.2015	14:04:30		0,000				21,1																						
	27.07.2015	14:05:30	60	0,005	0,0	526,40	1,24E-02	21,1	21,1	9,32E-03																				
5	27.07.2015	14:06:00		0,000				21,1																						
	27.07.2015	14:08:00	120	0,005	0,0	1057,40	1,25E-02	21,1	21,1	9,37E-03																				
6	27.07.2015	14:08:30		0,000				21,1																						
	27.07.2015	14:09:30	60	0,005	0,0	525,60	1,24E-02	21,1	21,1	9,31E-03																				
7	27.07.2015	14:10:00		0,000				21,1																						
	27.07.2015	14:11:00	60	0,005	0,0	519,20	1,22E-02	21,1	21,1	9,20E-03																				
<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td colspan="6">Ergebnis : mittlerer k10 - Wert =</td> <td colspan="5">9,35E-03 m/sec</td> </tr> </table>											Ergebnis : mittlerer k10 - Wert =						9,35E-03 m/sec													
Ergebnis : mittlerer k10 - Wert =						9,35E-03 m/sec																								
BODENKENNWERTE																														
Wassergehalt			w	(%)	Einbau	Ausbau	Korndichte (geschätzt) (t/m ³)			2,70																				
Dichte feucht			rho	(t/m ³)	0,0	-	Benennung nach Korngrößenbereichen																							
Trockendichte			rhod	(t/m ³)	1,66	-	Hauptanteil: Kies																							
Porenanteil			n	(-)	1,66	-	Nebenanteile: Sand																							
Sättigungsgrad			Sr	(%)	0,39	-	Bemerkungen:																							
Verdichtungsgrad			DPr	(%)	0,0	-																								

Abbildung A.7: Durchlässigkeit mit konstanter Druckhöhe; M3 (0,1- 8 mm)



BAUMESSTECHNIK

Bestimmung der Korndichte			
			Material M1
Datum:	28.07.2015	1 Pyk. Nr 98	
Bearbeiter	Burkhard Rüdissler	2 Pyk. Nr 2	
		3 Pyk. Nr 3	
		4 Pyk. Nr 4	
Pyknometer Nr.	1		
Masse Pyk.+Wasser+Probe	1.312,8	g	
Temperatur	25,0	°	
Tara (Schüssel)	388,5	g	
Masse Tara+Probe	772,7	g	
Auswertung:			
1. Masse Pyk.+Wasser bei Versuchstemperatur lt. Eichblatt	1.074,3	g	
2. MASSE Probe	384,2	g	
3. VOLUMEN Probe	145,7	cm ³	
4. Korndichte $\rho_s =$	2,637	g/cm ³	
Bemerkungen:			

2P Baumesstechnik GmbH
Wien - Hallein - Bregenz - Vaduz

Abbildung A.8: Korndichtebestimmung; M1 (0,1- 2 mm)

2P

BAUMESSTECHNIK

Bestimmung der Korndichte		
		Material M2
Datum: 28.07.2015	1 Pyk. Nr 98	
Bearbeiter: Burkhard Rüdissler	2 Pyk. Nr 2	
	3 Pyk. Nr 3	
	4 Pyk. Nr 4	
Pyknometer Nr.	1	
Masse Pyk.+Wasser+Probe	1.327,7	g
Temperatur	24,6	°
Tara (Schüssel)	540,5	g
Masse Tara+Probe	945,9	g
Auswertung:		
1. Masse Pyk.+Wasser bei Versuchstemperatur lt. Eichblatt	1.074,4	g
2. MASSE Probe	405,4	g
3. VOLUMEN Probe	152,2	cm ³
4. Korndichte	$\rho_s =$	2,664 g/cm ³
Bemerkungen:		

2P Baumesstechnik GmbH
Wien - Hallein - Bregenz - Vaduz

Abbildung A.9: Korndichtebestimmung; M2 (0,1- 4 mm)



BAUMESSTECHNIK

Bestimmung der Korndichte			
			Material M3
Datum: 28.07.2015			1 Pyk. Nr 98
Bearbeiter: Burkhard Rüdissler			2 Pyk. Nr 2
			3 Pyk. Nr 3
			4 Pyk. Nr 4
Pyknometer Nr.	1		
Masse Pyk.+Wasser+Probe	1.298,9	g	
Temperatur	23,8	°	
Tara (Schüssel)	554,9	g	
Masse Tara+Probe	914,4	g	
Auswertung:			
1. Masse Pyk.+Wasser bei Versuchstemperatur lt. Eichblatt	1.074,6	g	
2. MASSE Probe	359,5	g	
3. VOLUMEN Probe	135,2	cm ³	
4. Korndichte	$\rho_s =$	2,659	g/cm ³
Bemerkungen:			

2P Baumesstechnik GmbH
Wien - Hallein - Bregenz - Vaduz

Abbildung A.10: Korndichtebestimmung; M3 (0,1- 8 mm)