

Diploma Thesis

# Physical Model tests and photogrammetric evaluation of local scour formation at a bridge pier

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of  
Diplom-Ingenieur  
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

---

Diplomarbeit

## Modellversuche und photogrammetrische Auswertung zur lokalen Kolkbildung an einem ausgewählten Brückenpfeiler

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines  
Diplom-Ingenieurs  
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Wolfgang Klinger, BSc**

Matr.Nr.: 01127526

unter der Anleitung von

Ao.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Norbert Krouzecky**

Dipl.-Ing. Dr.techn. **Boris Huber**

Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie  
Forschungsbereich Wasserbau  
Technische Universität Wien  
Karlsplatz 13/E222, 1040 Wien, Österreich

Wien, im März 2022

---



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Danksagung

Der Abschluss des Masterstudiums Bauingenieurwissenschaften und die damit verbundene Erlangung des akademischen Grades eines Diplom-Ingenieurs, welche das Ende einer intensiven und oftmals sehr fordernden Studienzeit darstellen, wäre ohne die Mithilfe und Unterstützung zahlreicher Menschen nicht möglich gewesen.

Mein größter Dank gilt dabei meiner Familie und ganz besonders meinen Eltern, welche mir dieses Studium überhaupt erst ermöglicht haben. Ohne ihre Unterstützung und vor allem Ihre Geduld, welche ich zugegebener Maßen manchmal doch sehr ausgeschöpft habe, wäre ich heute nicht in der Lage diese Worte an sie zu richten. Auch in schwierigen Situationen konnte ich stets auf ihr Vertrauen und ihren Rückhalt zählen. Ihr Einfluss hat mich zu der Person gemacht die ich heute bin.

Ein ganz wichtiges Dankeschön gilt dabei auch meiner Frau Rachel. Sie hat es immer wieder aufs Neue geschafft mich zu motivieren und war für mich auch in den stressigsten Zeiten ein Ruhepol an dem ich wieder Kraft tanken konnte. Ihr offenes Ohr und ihre ehrlichen und gleichzeitig aufbauenden Worte haben mich durch das gesamte Studium begleitet. Trotz der zeitweise großen örtlichen Distanz habe ich mich ihr nicht zuletzt deswegen immer nahe gefühlt.

Ein großes Dankeschön gilt vor allem auch meinem Diplomarbeitsbetreuer Dr. Boris Huber, welcher mir nicht nur diese Arbeit ans Herz gelegt hat, sondern mir während der gesamten Durchführung mit Rat und Tat zur Seite stand. Er hat es verstanden, mich im richtigen Moment zu fordern und gleichzeitig auch mir meine Freiheiten zu geben. An dieser Stelle möchte ich mich auch dafür entschuldigen, dass die Ausarbeitung doch etwas länger in Anspruch genommen hat als ursprünglich vereinbart. Und auch wenn ich vom gemeinsamen Workshop in Zürich nur wenig relevantes für die eigentliche Diplomarbeit mitnehmen konnte, so hat mir dieser doch gezeigt, dass andere Institute und Labore auch nur mit Wasser kochen (aber vielleicht mit einem etwas teureren Topf).

Alexander Grand und Théo Fernandez für die großartige Vorarbeit und die Hilfe bei der Auswertung der Laserscans.

Und zu guter Letzt natürlich auch Danke an das Werkstatt-Team des Wasserbaulabors Andreas Leopoldseder, Harald Kornherr und Andreas Kothmayr, für die zahlreichen Reparatur- und Umbauarbeiten am Versuchsmodell, die Gespräche und Geschichten abseits der Versuche und die entspannte Atmosphäre während meiner gesamten Zeit im Labor.

Nochmals vielen Dank!



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Kurzfassung

Ziel dieser Arbeit war es, mittels Modellversuchen die lokale Kolkbildung im Nahbereich eines Brückenpfeilers zu untersuchen und durch photogrammetrische Auswertung die so entstandenen Kolke zu visualisieren und in weiterer Folge auch mögliche Kolkenschutzmaßnahmen auszuarbeiten. Zu diesem Zweck wurden im Labor des Forschungsbereichs Wasserbau am Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie der Technischen Universität Wien mehrere Versuchsreihen an einem modellierten Brückenpfeiler durchgeführt. Bei dem hierbei untersuchten Pfeiler handelt es sich um den Pfeiler 5 der Brücke von Höchst nach Lustenau. Diese ist Teil des Projektgebietes des Hochwasserschutzprojektes RHESI, welches die letzten 26 Kilometer des Alpenrheins umfasst.

Im Zuge des länderübergreifenden Projekts „*Rhein – Erholung und Sicherheit*“, kurz RHESI, soll eine Renaturierung des Alpenrheins von der Ill-Einmündung bis zum Beginn der Vorstreckung in den Bodensee und damit einhergehend auch ein Ausbau der Hochwasserabflusskapazität von  $3100 \text{ m}^3/\text{s}$  (HQ100) auf mindestens  $4300 \text{ m}^3/\text{s}$  (HQ300) erfolgen. Die dabei angestrebten Maßnahmen führen jedoch auch zu völlig neuen Anströmverhältnissen an den im Projektgebiet befindlichen Brückenpfeilern. Um die dadurch notwendigen Schutzmaßnahmen für die Fundamente und Tiefgründungen wirtschaftlich dimensionieren zu können, sind Kenntnisse über die zukünftig auftretenden Kolkiefen zwingend erforderlich.

Hierzu wurden bereits erste Modellversuche in einer vorangegangenen Arbeit durchgeführt und die Ergebnisse mittels Laserscans ausgewertet. Um die verschiedenen möglichen Szenarien auch tatsächlich abdecken zu können war es nun erforderlich, weitere Versuche mit unterschiedlichen Versuchsparametern, wie geänderter Anströmrichtungen, Sohlquerschnitten oder auch eingeschränktem Geschiebetransport durchzuführen. Zu diesem Zweck wurden sieben weitere Versuchsreihen (Versuchsreihe 2–8) simuliert. Die Versuchsreihen 2–5 umfassen dabei Versuche mit unterschiedlicher Anströmrichtung ( $\phi = 0^\circ$  und  $\phi = 30^\circ$ ), beweglicher und befestigter Sohle im Oberwasser, sowie verändertem Sohlquerschnitt. Bei den Versuchsreihen 6–8 wurden anschließend Möglichkeiten des Kolk schutzes wiederum für unterschiedliche Anströmrichtungen untersucht. Zu diesem Zweck wurde auf Grundlage der aktuellen Literatur und den bereits erhaltenen Ergebnissen ein erforderlicher Kolk schutz berechnet und anschließend im Modell eingebaut und getestet.

Um die erhaltenen Ergebnisse besser zu visualisieren, wurde vor, während und nach den einzelnen Versuchen die Sohle mittels Linienlaser und später auch über eine photogrammetrische Auswertung mittels der OpenSource-Software VisualSFM erfasst. Die somit erhaltenen Ergebnisse aus Laserscan und Photogrammetrie wurden in einem weiteren Schritt noch über die OpenSource-Software CloudCompare jeweils mit einer Referenzmessung verglichen, um die entstandenen Sohlveränderungen grafisch darzustellen. Zusätzlich wurden auch die Ergebnisse der beiden Methoden miteinander verglichen, um die Aussagekraft der Messverfahren, sowie deren Vor- und Nachteile näher erörtern zu können.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Abstract

The purpose of this work was to analyse the local scouring process in the immediate surrounding of a specific bridge pier via model testing and visualizing those results by using a photogrammetry analysis. Furthermore a possible scour protection was elaborated and tested as well. Therefore several series of experiments were conducted on a model bridge pier in the laboratories of the Departement for Hydraulic Engineering at the Institute of Hydraulic Engineering and Water Resources Management of the TU Wien. The regarded model represents the pier number 5 of the bridge between Höchst and Lustenau and is part of the project area of the flood protection project RHESI, which spans the last 26 kilometers of the Alpine Rhine.

The transnational project RHESI, short for „*Rhein – Erholung und Sicherheit*“, which translates to Rhine – Recreation and Security, aims on a renaturalization of the Alpine Rhine from the Ill estuary to the beginning of its mouth into Lake Constance, associated with an upgrade of the flood discharge capacity from  $3100 \text{ m}^3/\text{s}$  (HQ100) to at least  $4300 \text{ m}^3/\text{s}$  (HQ300). These changes in the discharge capacity also lead to very different flow conditions around the bridge piers located in the project area. In order to ensure economically appropriate dimensioning of the therefore needed safeguards, knowledge of future occurring scour depths is essential.

A first series of model testing has been conducted in a previous work and the results have been verified with a laser scanner. To cover all the possible case scenarios further model testing series with differently modified parameters, like direction of inflow, sole profil or limited bed-load discharge, were necessary. Therefore seven additional test series (test series nr. 2–8) were simulated. Series nr. 2–5 comprised tests with various directions of inflow ( $\phi = 0^\circ$  und  $\phi = 30^\circ$ ), mobile and immobile bed in the headwater, as well as modified sole profile. Following this, in series nr. 6–8 possible scour protection was tested with various directions of inflow. Based on established literature and already obtained data a minimum required scour protection was calculated and subsequently implemented in the test flume for further testing.

For better visualization of the results the bed elevation was measured before, in-between and after each test run employing a movable laser scanner and later also through a photogrammetric survey using the OpenSource-Software VisualSFM. In a final step the acquired datasets from laser-scanning and photogrammetry were used as input for the OpenSource-Software CloudCompare and compared with a reference dataset to illustrate the changes in bed elevation. Additionally the results of both methods were checked against each other to elaborate their validity as well as their pros and cons.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>11</b>
<b>2</b>	<b>Grundlagen</b>	<b>17</b>
2.1	Kolk – Entstehung und Schutz . . . . .	17
2.1.1	Lokaler Kolk . . . . .	17
2.1.2	Kolkschutz – Mechanismus und Arten . . . . .	20
2.1.3	Kolkschutz – Auswahlkriterien . . . . .	21
2.1.4	Bemessung einer Steinschüttung nach HEC–23: <i>Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance – Third Edition, Volume 2</i> . . . . .	22
2.1.5	Ergebnisse . . . . .	25
2.2	Photogrammetrie . . . . .	27
2.2.1	Was ist Photogrammetrie? . . . . .	27
2.2.2	Geschichte . . . . .	27
2.2.3	Funktionsweise der Photogrammetrie . . . . .	28
2.2.4	Structure from Motion – SfM . . . . .	31
2.2.5	Methodik 3D-Rekonstruktion mittels SfM . . . . .	32
<b>3</b>	<b>Versuche zur Kolkbildung</b>	<b>38</b>
3.1	Versuchsreihe 2 . . . . .	39
3.1.1	Versuch 1 - HQ1 . . . . .	40
3.1.2	Versuch 2-4 - HQ5 . . . . .	41
3.1.3	Versuch 5 - HQ30 . . . . .	42
3.1.4	Versuch 6 - HQ100 . . . . .	44
3.1.5	Versuch 7 und 8 - HQ100 und HQ300 . . . . .	45
3.1.6	Vergleich der max. Kolkiefen aus Versuchsreihe 1 und 2 . . . . .	46
3.2	Versuchsreihe 3 . . . . .	46
3.2.1	Versuch 1 - HQ1 . . . . .	47
3.2.2	Versuch 2 - HQ5 . . . . .	48
3.2.3	Versuch 3 - HQ30 . . . . .	50
3.2.4	Versuch 4 - HQ100 . . . . .	51
3.2.5	Versuch 5 - HQ300 . . . . .	53
3.2.6	Zusammenfassung der Ergebnisse aus Versuchsreihe 3 . . . . .	55
3.3	Versuchsreihe 4 . . . . .	55
3.3.1	Versuch 1 - HQ1 . . . . .	56
3.3.2	Versuch 2 - HQ5 . . . . .	58
3.3.3	Versuch 3 - HQ30 . . . . .	59
3.3.4	Versuch 4 - HQ100 . . . . .	61
3.3.5	Versuch 5 - HQ300 . . . . .	63
3.3.6	Zusammenfassung der Ergebnisse aus Versuchsreihe 4 . . . . .	66
3.4	Versuchsreihe 5 . . . . .	67
3.4.1	Abschnitt 1 - Anstieg und Belastung bis einschließlich HQ300 . . . . .	70

3.4.2	Abschnitt 2 - Rückgang bis Mittelabfluss . . . . .	72
3.4.3	Vergleich max. Kolktiefe aus Photogrammetrie und Laserscan . . . . .	74
<b>4</b>	<b>Versuche zum Kolksschutz</b>	<b>76</b>
4.1	Versuchsreihe 6 . . . . .	76
4.1.1	Abschnitt 1 - Anstieg und Belastung bis einschließlich HQ300 . . . . .	77
4.1.2	Abschnitt 2 - Rückgang bis Mittelabfluss . . . . .	80
4.2	Versuchsreihe 7 . . . . .	83
4.2.1	Abschnitt 1 - Anstieg und Belastung bis einschließlich HQ300 . . . . .	83
4.2.2	Abschnitt 2 - Rückgang bis Mittelabfluss . . . . .	87
4.3	Versuchsreihe 8 . . . . .	90
4.3.1	Abschnitt 1 - Anstieg und Belastung bis einschließlich HQ300 . . . . .	90
4.3.2	Abschnitt 2 - Rückgang bis Mittelabfluss . . . . .	95
<b>5</b>	<b>Zusammenfassung und Schlussfolgerung</b>	<b>99</b>
<b>A</b>	<b>Bemessung Kolksschutz mittels Steinwurf</b>	<b>103</b>

# Kapitel 1

## Einleitung

### Das Projekt RHESI

Das Projekt *Rhein - Erholung und Sicherheit*, kurz RHESI, umfasst jenen 26 km langen Abschnitt des Alpenrheins von der Illmündung bei km 65 bis zur Einmündung in den Bodensee bei km 91 und ist Teil des länderübergreifenden *Entwicklungskonzepts Alpenrhein*. Im Zuge dieses Konzepts wurde festgestellt, dass die Abflusskapazitäten im Unterlauf des Alpenrheins sehr gering sind und somit bei großen Hochwasserereignissen mit Überflutungen und Damnbrüchen zu rechnen ist. Das damit verbundene Schadenspotenzial kann sich dabei, Schätzungen zufolge, bis auf mehrere Milliarden € belaufen.[11] Folglich wurde die *Internationale Rheinregulierung* mit der Planung eines Hochwasserschutzprojekts beauftragt.

Tatsächlich beträgt die momentane maximale Abflusskapazität entlang der Projektstrecke ca.  $3.100 \text{ m}^3/\text{s}$ , was einem 100-jährlichen Hochwasserereignis (HQ100) entspricht. Durch das Projekt RHESI soll diese im unteren Abschnitt (vom Diepoldsauer Durchstich bis zur Bodenseeinmündung) auf mindestens  $4.300 \text{ m}^3/\text{s}$ , dies entspricht einem 300-jährlichen Hochwasserereignis (HQ300) und im oberen Abschnitt sogar auf  $5.800 \text{ m}^3/\text{s}$ , einem Extremhochwasserereignis (EHQ), ausgebaut werden. Die geplanten Maßnahmen sehen dabei eine Aufweitung des Gerinnes entlang der Projektstrecke vor und verzichten somit auf eine Erhöhung der Uferbegleitdämme. Zu diesem Zweck werden die innerhalb dieser Dämme gelegenen Vorländer verkleinert und stellenweise auf eine Restbreite von mindestens 15 m, welche für die Sicherung der Dammfüße notwendig ist, reduziert. Abbildung 1.1 gibt dabei eine Übersicht über die Projektstrecke inklusive Kilometrierung und der geplanten Gerinneaufweitungen wieder.

In weiterer Folge wird durch die getroffenen Maßnahmen jedoch nicht nur eine Erhöhung des Hochwasserschutzes, sondern vor allem auch eine ökologische und ökonomische Aufwertung des gesamten Projektgebietes erreicht. So werden durch die neu entstehenden Nischen auch notwendige Lebensräume für verschiedenste Arten der heimischen Flora und Fauna geschaffen und die Rheinlandschaft wieder als Erholungsgebiet nutzbar gemacht. Die Trinkwasserversorgung wird dauerhaft sichergestellt und das beim Bau anfallende Bodenmaterial kann für die Verbesserung von bis zu 800 ha landwirtschaftlicher Nutzflächen verwendet werden. [11] Die Abbildung 1.2 zeigt dabei anhand ausgewählter und für die einzelnen Projektabschnitte repräsentativer Stellen, wie die zukünftige Flusslandschaft im Vergleich zur aktuellen Situation aussehen kann.

### Brücke Höchst-Lustenau

Entlang der Projektstrecke befinden sich insgesamt zehn Brückenbauwerke, deren Errichtung teilweise bis ins Ende des 19. Jahrhunderts und auf den damals geschlossenen Staatsvertrag zwischen der Schweiz und Österreich-Ungarn im Jahr 1892 zurückreicht. [20] Eine dieser Brücken ist jene von Höchst nach Lustenau bei km 85,375. Diese ruht auf gemauerten Pfeilern mit abgetreppten Fundamenten, welche auf 165 Rammpfählen aus Holz gegründet sind und wurde bereits zu Beginn des 20. Jahrhunderts gebaut. Da es im Zuge des Projekts RHESI nicht zuletzt durch die Erhöhung des Hochwasserschutzes auf mindestens ein HQ300 und in weiterer Folge auch durch die geänderten Abflussverhältnisse, zu höheren Belastungen für die teilweise bereits über 100 Jahre alten Fundamente und Tiefgründungen kommt, ist es wichtig, sicherzustellen, dass

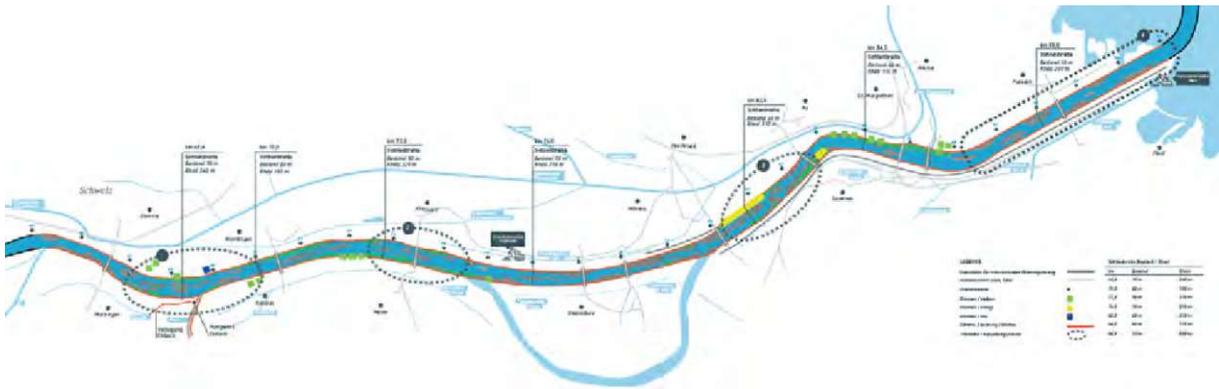


Abb. 1.1: Übersicht der Projektstrecke [11]

die Bauwerke diesen erhöhten Anforderungen auch standhalten können. Um dies zu gewährleisten, müssen die betreffenden Fundamente und Tiefgründungen ausreichend geschützt und teilweise auch erneuert werden. Damit dies auch in einem wirtschaftlichen Rahmen erfolgt, sind Kenntnisse über die zukünftig zu erwartenden Kolk-tiefen zwingend erforderlich. Aus diesem Grund wurde der Pfeiler 5 der Brücke Höchst-Lustenau ausgewählt, um erste Versuchsreihen zur Abschätzung der Kolk-tiefen durchzuführen. In Abbildung 1.3 ist der besagte Pfeiler, sowie in Abbildung 1.4 die Hauptabmessungen und dessen Modellmaße nochmals abgebildet.

### Das Modell

Die hier vorliegende Diplomarbeit schließt grundlegend an die Arbeit *Modellversuche zur lokalen Kolkbildung an einem ausgewählten Brückenpfeiler im Zuge des Projekts RHESI* von Grand [8] an, so wurde das Modell direkt übernommen und die Versuchsreihen nahtlos weitergeführt. Da sich die Modelleigenschaften und -parameter somit nicht verändert haben, wird an dieser Stelle das Modell, der Vollständigkeit halber auch nur kurz beschrieben. Für eine detaillierte Erklärung der Grundlagen zur Modell- und Kolkbildung wird auf die Arbeit von Grand [8] verwiesen.

Für die Versuchsdurchführung wurde ein Schnittmodell nach dem Froudeschen Modellgesetz im Maßstab 1:30 mit einer Breite von 2,5 m und einer Gesamtlänge von 30,0 m aufgebaut. Insgesamt wurden dabei ca. 40 to Modellsand mit einem Sohlgefälle von 1,0 ‰ eingebaut. Bei den Versuchen sollen Normalabflüsse bis zu 430 l/s untersucht werden, wobei die Steuerung der Wasserspiegellagen über eine Klappensteuerung im Unterwasserbereich erfolgt. Die Abbildungen 1.5 und 1.6 zeigen die Skizzen der Versuchsrinne, sowie beispielhaft den fertigen Versuchsaufbau für die Versuchsreihe 5.

### Aufgabenstellung

Ziel dieser Arbeit ist die weiterführende Untersuchung der Kolkbildung im Nahbereich eines ausgewählten Brückenpfeilers. Zu diesem Zweck werden weitere Versuche zur Ermittlung der Kolk-tiefen bei unterschiedlichen Anströmverhältnissen durchgeführt und ausgewertet. Die Auswertung der Ergebnisse soll dabei um eine photogrammetrische Analyse erweitert und diese mit den Ergebnissen aus den Laserscans verglichen werden. In einem weiteren Schritt sollen dann verschiedene Möglichkeiten eines geeigneten Kolkschutzes ausgearbeitet und wiederum mittels Versuchen getestet werden. Die dabei erhaltenen Ergebnisse sollen als Grundlage für die Sanierungsmaßnahmen der Brückenpfeiler im Projekt RHESI dienen.



(a) Frutzmündung, Bestand

(b) Frutzmündung, Projekt



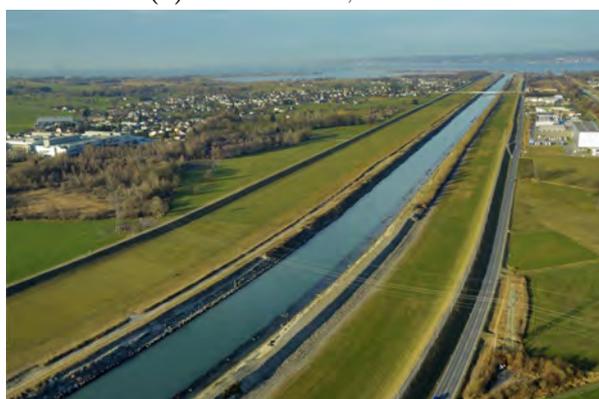
(c) Kriessern-Mäder, Bestand

(d) Kriessern-Mäder, Projekt



(e) Au-Lustenau, Bestand

(f) Au-Lustenau, Projekt



(g) Hard-Fussach, Bestand

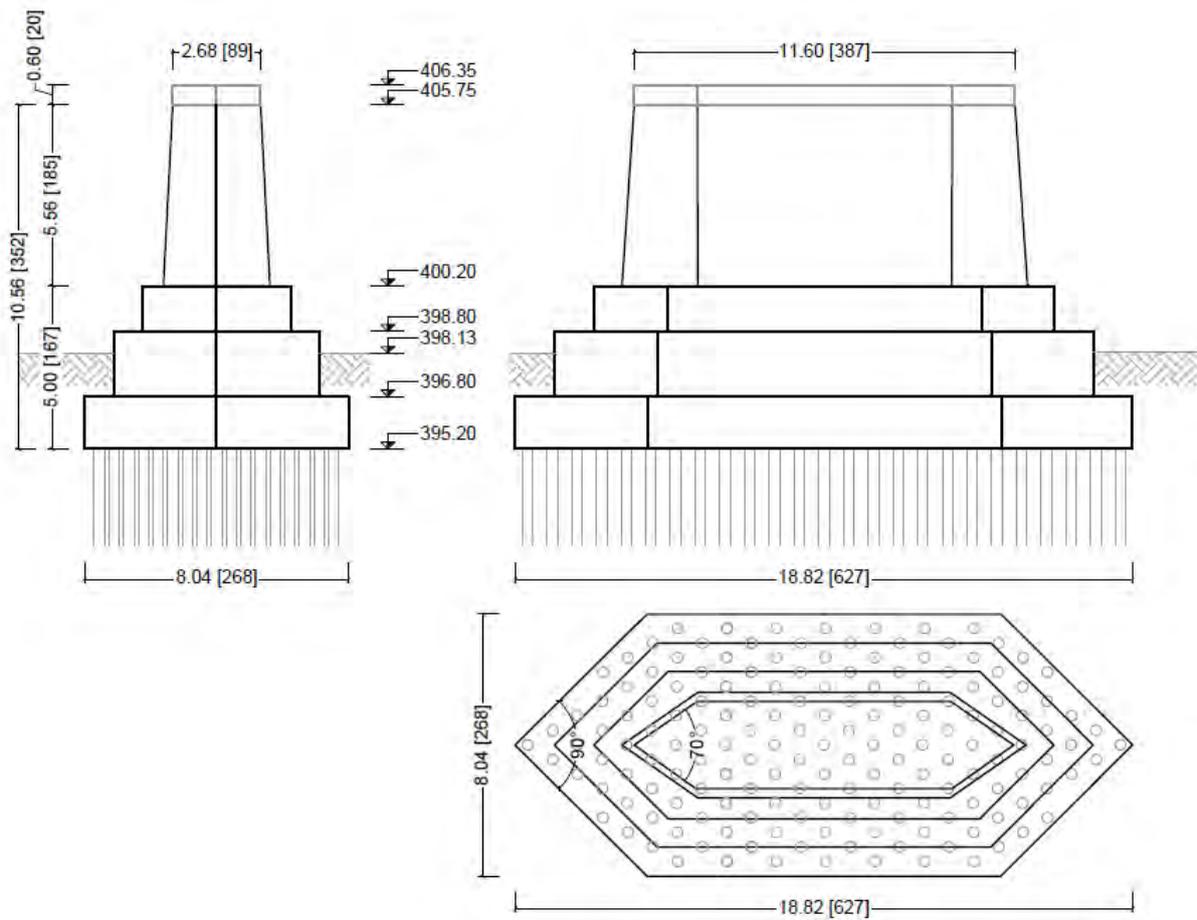
(h) Hard-Fussach, Projekt

Abb. 1.2: Vergleich bestehende Situation mit geplante Endzustand nach Projektabschluss [11]



(a) Blick in Fließrichtung

(b) Blick gegen Fließrichtung

**Abb. 1.3:** Pfeiler 5 der Brücke Höchst-Lustenau insitu [11]**Abb. 1.4:** Hauptabmessungen Pfeiler 5 in  $m$ , inkl. Modellabmessungen in  $mm$  (eckige Klammern)[8]

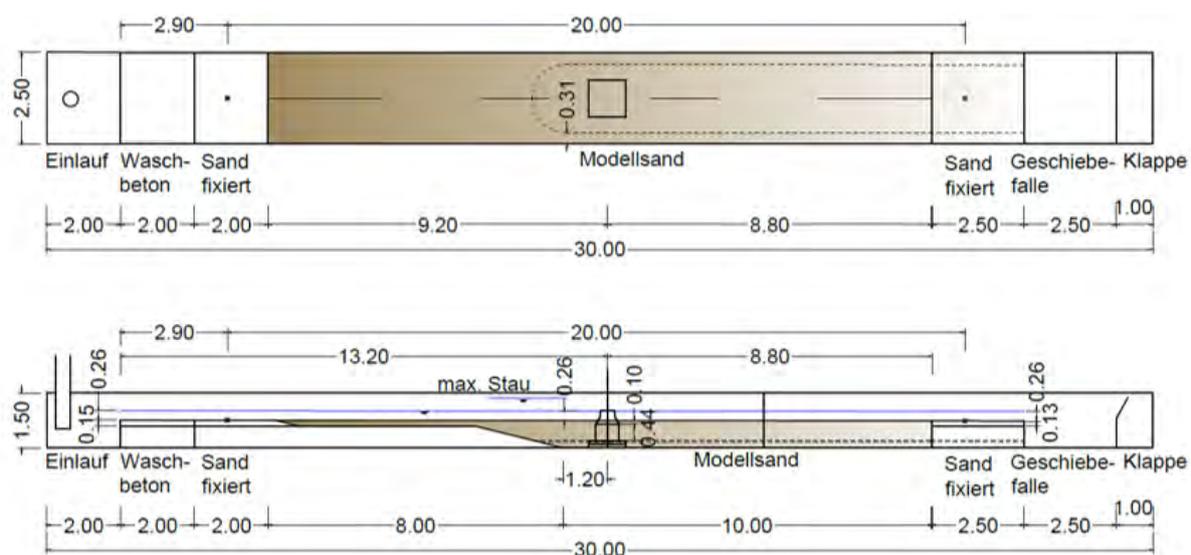


Abb. 1.5: Skizzen der Versuchsrinne in Grund und Aufriss [8]



Abb. 1.6: fertiger Versuchsaufbau für die Versuchsreihe 5

# Kapitel 2

## Grundlagen

### 2.1 Kolk – Entstehung und Schutz

Kolke sind das Resultat der erosiven Kraft fließenden Wassers, welches Sohlmaterial abträgt und abtransportiert und so eine Änderung der Höhenlage der Flusssohle bewirkt.[24] Dieser Vorgang wird gemäß *Bridge Scour Manual* [4] in vier Prozesse unterteilt:

1. genereller Kolk – Veränderungen der Sohlage durch laterale Instabilität des Flusslaufs; verursacht durch Einfluss der Gezeiten, Mäandrieren des Flusses
2. Aggradation/Degradation – langzeitliche Anhebung/Absenkung des Flussbetts, durch natürliche oder künstliche Veränderungen des Flusssystems (ober- bzw. unterhalb des Bauwerks)
3. Kontraktionskolk – Sohleintiefung infolge natürlicher/künstlicher Querschnittseinengung (z.B. durch Brückenwiderlager)
4. lokaler Kolk – im Nahbereich von Einbauten; bedingt durch eine Behinderung des Abflusses

Kolke stellen dabei eine erhebliche Gefahr für die Stabilität von Flussbauwerken dar. Entsprechende Kenntnisse über Entstehung und Ausmaß der zu erwartenden Kolke sind daher für die Bemessung von neuen wie auch für den Schutz von bestehenden Bauwerken von großer Bedeutung.[4]

Um die wichtigsten Aspekte hinsichtlich Kolkschutz besser zu verstehen, wird daher folgend ein kurzer Überblick über den Mechanismus des lokalen Kolks gegeben, bevor anschließend näher auf die Auswahl und Bemessung eines geeigneten Kolkschutzes eingegangen wird.

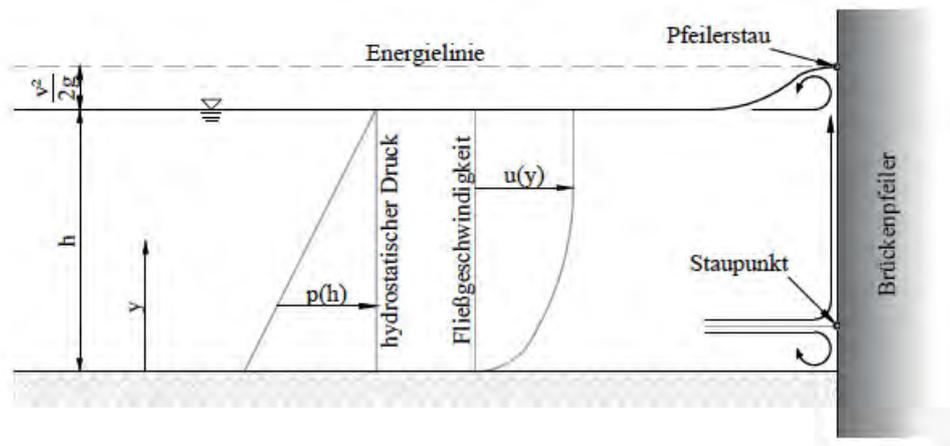
#### 2.1.1 Lokaler Kolk

Der Mechanismus des lokalen Kolks wird im Allgemeinen über drei Interaktionsarten beschrieben, Interaktion zwischen Abfluss und Brückenpfeiler, Abfluss und Sohle, sowie Sohle und Brückenpfeiler.[9] Im Allgemeinen sind für eine Gleichgewichtskolkentiefe vor allem die beiden erstgenannten Interaktionsarten von Bedeutung und werden daher nachfolgend nochmals kurz beschrieben. Für ausführlichere Informationen sei wieder auf die vorangegangene Arbeit von Grand und die angegebene Literatur verwiesen.

##### **Interaktion zwischen Abfluss und Brückenpfeiler**

Trifft eine Strömung auf ein Hindernis, so kommt es an dessen Oberfläche zur Bildung eines sogenannten Staupunkts (stagnation point), welcher den Punkt des größten Energiepotenzials darstellt. Das Energiepotenzial beim Abfluss im offenen Gerinne setzt sich dabei, über jedem Punkt der Wassertiefe, aus einem hydrostatischen und einem kinetischen Anteil zusammen. Die Anströmung wird dabei am Staupunkt in einen sogenannten up-flow (nach oben gerichtete Strömung)

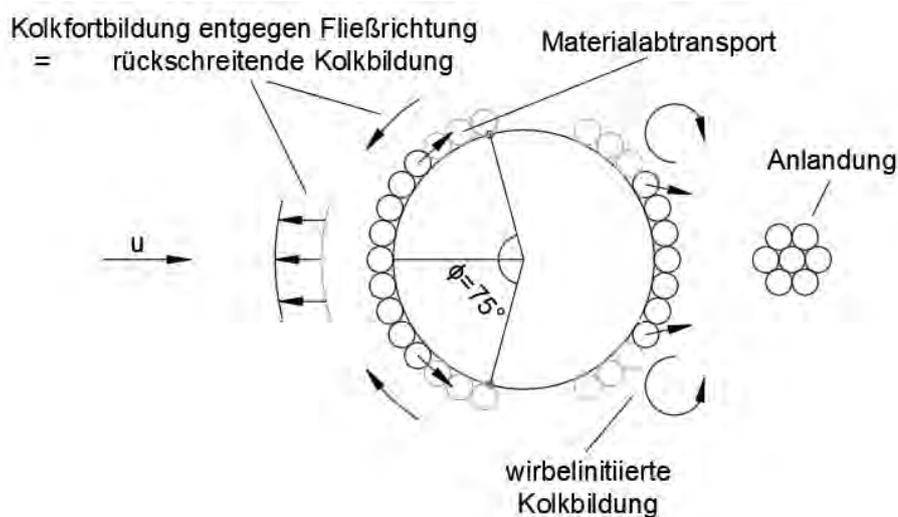
und einen down-flow (nach unten gerichtete Strömung) aufgeteilt. Der up-flow erzeugt dabei einen Pfeilerstau und der down-flow einen sogenannten Hufeisen-Wirbel (horseshoe-vortex)(siehe Abbildung 2.1). Die Höhenlage des Staupunktes ist dabei maßgeblich vom hydrostatischen Anteil am Gesamtenergiepotenzial abhängig. Ist der Anteil verglichen zum kinetischen Anteil gering (seichtes Wasser) kommt es zur Staupunktbildung nahe der freien Wasseroberfläche und es entsteht ein bedeutender down-flow. Umgekehrt ergibt sich in tiefem Wasser der Staupunkt nahe der Sohle und folglich ein geringerer down-flow.[9]



**Abb. 2.1:** Interaktion zwischen Abfluss und Pfeiler am Beginn des Kolkprozesses [[8], [9]]

### Interaktion zwischen Abfluss und Sohle

Sobald der down-flow auf die Sohle trifft erzeugt dies einen neuen Staupunkt, wodurch ein Teil der Strömung wieder in Richtung Oberwasser fließt und somit einen kleinen Hufeisenwirbel erzeugt, welcher folglich das Profil der Fließgeschwindigkeit beeinflusst. Der anfänglich an den Flanken des Pfeilers (im Bereich  $\phi = 45 - 75^\circ$ ) entstehende Kolk wächst von beiden Seiten entgegen der Strömung in Richtung Staupunkt und führt schließlich zur Bildung eines Kolktrings um den Pfeiler (siehe Abbildung 2.2).



**Abb. 2.2:** Interaktion zwischen Abfluss und Sohle im Grundriss [[8], [9]]

Mit der Veränderung des Geschwindigkeitsprofils wandert die Lage des Staupunkts in Richtung freie Wasseroberfläche und führt somit zu einem erhöhten down-flow und einem stärkeren Hufeisenwirbel. Die Kolkbildung wird dadurch solange weiter verstärkt, bis sich ein Gleichgewicht zwischen Materialeintrag und -abtrag einstellt. Ab diesem Zeitpunkt stabilisiert sich die Staupunktlage und die Gleichgewichtskolkentiefe wird erreicht (siehe Abbildung 2.3). [9]

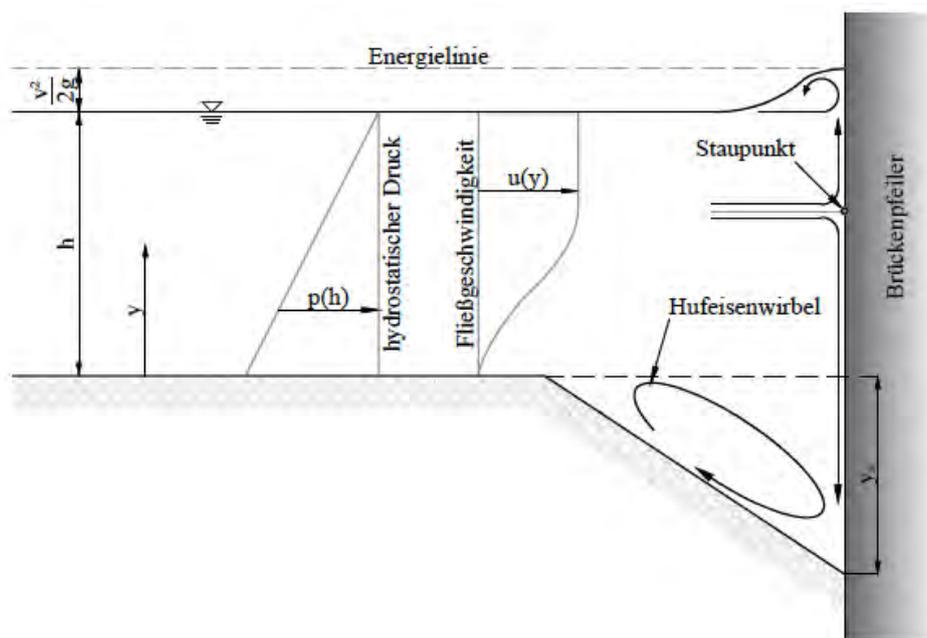


Abb. 2.3: Darstellung der Gleichgewichtsphase bei der Kolkbildung [[8], [9]]

### Einflussparameter für die Kolkentiefe

Nach Melville [17] kann unter Voraussetzung einer konstanten relativen Dichte die Beziehung zwischen der Kolkentiefe  $y_s$  und den darauf Einfluss nehmenden Parametern wie folgt dargestellt werden:

$$\frac{y_s}{b} = f \left[ \left( \frac{u_m}{u_c}, \frac{y}{b}, \frac{v^2}{g * b}, \frac{u * b}{\nu} \right), \left( \frac{b}{d_{50}}, \sigma_g \right), \left( \frac{u * t}{b}, Sh, Al \right) \right] \quad (2.1)$$

Die darin enthaltenen Parameter beschreiben den Hochwasserabfluss, das Sohlmaterial, die Pfeilergeometrie, sowie den Einfluss der Zeit und werden dabei gemäß folgender Auflistung bezeichnet:

$\nu$  ... Viskosität Wasser

$u_m$  ... mittlere Anströmgeschwindigkeit

$y$  ... Wassertiefe

$g$  ... Erdbeschleunigung

$d_{50}$  ... mittlerer Korndurchmesser

$\sigma_g$  ... Standardabweichung der Kornverteilung

$u_c$  ... sedimentkritische Geschwindigkeit

$b$  ... Pfeilerbreite

$Sh$  ... Pfeilerform (shape)

$Al$  ... Pfeilerausrichtung (alignment)

$t$  ... Zeit

Für eine ausführliche Beschreibung der einzelnen Einflussgrößen wird an dieser Stelle nochmals auf die angeführte Literatur verwiesen.

### 2.1.2 Kolkenschutz – Mechanismus und Arten

Gemäß U. S. Department of Transportation wird in Hydraulic Engineering Circular No. 23 (HEC-23)[24] Kolkenschutz definiert als Maßnahmen, welche der Überwachung, Kontrolle, Verhinderung, Veränderung, Verlangsamung oder Minimierung von Kolkentwicklung und Strömungsinstabilitäten dienen. Diese Maßnahmen werden dabei gemäß ihrer Funktionsweise in folgende vier Gruppen eingeteilt:

1. Hydraulische Maßnahmen
2. Strukturelle Maßnahmen
3. Biotechnische Maßnahmen
4. Monitoring

#### Hydraulische Maßnahmen

Hierbei handelt es sich um Maßnahmen welche entweder die Strömung selbst beeinflussen oder den erosiven Kräften der Strömung entgegenwirken. Entsprechend der Funktion wird der Begriff dabei wiederum in flussbauliche und verstärkende Maßnahmen unterteilt.[24]

Die flussbaulichen Maßnahmen beziehungsweise Konstruktionen nehmen dabei Einfluss auf die hydraulischen Eigenschaften der Strömung um dadurch unerwünschte erosive Prozesse zu verringern. Hierzu zählen zum Beispiel Buhnen, Führungs- bzw. Leitwälle oder Rückhaldedämme. Je nach Orientierung zur Strömung wird dabei in transverse (querverlaufende), longitudinale (längsverlaufende) und flächige Konstruktionen unterschieden.[24][19]

Die verstärkenden Maßnahmen zielen hingegen auf eine Erhöhung der Widerstandsfähigkeit gegen die erosiven Kräfte einer Strömung ab. Sie nehmen nur bedingt Einfluss auf die hydraulischen Gegebenheiten und stellen vielmehr eine Schutzschicht gegen die hydraulischen Schubspannungen für die darunter liegenden leichter erodierenden Materialien dar. Verstärkende Maßnahmen sind zum Beispiel Steinschüttungen, Steinkörbe, -matten und -säcke, verfugte Steinschüttungen oder Betonblöcke. Hierbei wird wiederum zwischen Ufer- und Sohlverstärkungen beziehungsweise Verstärkungen gegen lokale Kolkbildung unterschieden.[24][19]

Erstgenannte zielen, wie der Name schon verrät, auf den Schutz des Ufers/Uferböschung beziehungsweise der Sohle ab. Dabei handelt es sich meist um flächige Konstruktionen. Sind diese beweglich und können sich an eventuell auftretende Untergrundveränderungen anpassen, spricht man von flexiblen Verstärkungen, andernfalls handelt es sich um unbewegliche oder starre Verstärkungen. Der maßgebende Versagensmechanismus bei flexiblen Konstruktionen ist dabei der Abtrag von einzelnen Elementen und bei starren Konstruktionen das Versagen aufgrund Ausspülung des darunterliegenden Materials (Undermining).[24]

Bei einem lokalen Kolkenschutz kommen im Prinzip die selben Materialien und Ausführungen wie bei den Ufer- und Sohlverstärkungen zum Einsatz, mit dem Unterschied, dass die Maßnahmen speziell auf den Widerstand gegen die, aus der Behinderung der Strömung resultierenden, Wirbel (Hufeisen- und Vertikalwirbel) ausgelegt sind.[24]

### **Strukturelle Maßnahmen**

Hierbei handelt es sich um Veränderungen an der Struktur des zu schützenden Objekts (z. B. Brücke) selbst, wobei entweder eine Verstärkung der Fundamente oder eine Anpassung der Pfeilergeometrie zur Anwendung kommt. Die Maßnahmen kommen dabei vor allem bei Brücken zum Einsatz, welche bereits vom Kolk betroffen sind oder als kolk sensibel/kolkkritisch eingestuft werden. Die Verstärkung der Fundamente zielt dabei auf den Schutz vor Versagen bei Erreichen einer erwarteten Kolkentiefe oder auf die Wiederherstellung der strukturellen Integrität bei bereits eingetretenem Kolk ab. Die Anpassung der Pfeilergeometrie dient hingegen der Minimierung oder Verlagerung des lokalen Kolks.[24]

### **Biotechnische Maßnahmen**

Vor allem beim Rückbau und bei der Renaturalisierung von Flüssen wird seit einigen Jahren zur Uferstabilisierung vermehrt auf den Schutz durch natürlichen Pflanzenbewuchs, als Alleinmaßnahme oder auch in Kombination mit strukturellen Maßnahmen, gesetzt. Zum Einsatz können dabei neben verschiedenen bewachsenen geosynthetischen Produkten auch Wurzelstöcke, bewachsene Steinschüttungen, Faschinendeckungen, Holzmatten oder Steckhölzer kommen. Die Maßnahmen bieten neben dem eigentlichen Ziel des Kolkschutzes zudem weitere ökologische Vorteile. Nichts desto trotz ist ihr Einsatzgebiet limitiert auf Situationen in welchen ein Versagen der Maßnahmen nicht automatisch zu einem Versagen der Struktur führen kann. In solchen Fällen ist ein rein ingenieurtechnischer Ansatz unumgänglich.[24]

### **Monitoring**

Die Überwachung und Messung der Kolkentwicklung dient vor allem der Früherkennung. Mit Hilfe eines geeigneten Monitoring-Systems können Gefahren rechtzeitig erkannt und entsprechende Gegenmaßnahmen gesetzt werden, noch bevor es zu einem potentiellen Versagen des Bauwerks kommen kann. Zum Einsatz können dabei sowohl tragbare als auch fix montierte Geräte kommen. Eine weitere Möglichkeit zur Kolkbeobachtung sind visuelle Inspektionen, welche für Brücken im Allgemeinen in einem Zwei-Jahres-Intervall stattfinden. Generell ist Monitoring eine kostengünstige und zugleich effektive Maßnahme und bietet vor allem auch in Kombination mit den zuvor beschriebenen „harten“ Ansätzen einen umfangreichen Schutz gegen kolkinduzierte Schäden und Gefahren.[24]

### **Kolkschutzmaßnahmen für Brückenpfeiler**

Für Brückenpfeiler bieten sich im Allgemeinen drei Methoden an um Schäden durch Kolkbildung zu verhindern beziehungsweise zu vermeiden. Zum einen können die Fundamente durch eine ausreichend tiefe Gründung vom Einfluss eines maximalen Kolkes geschützt und so die strukturelle Stabilität des Bauwerks gesichert werden (strukturelle Maßnahme). Zum anderen bietet sich, vor allem für bereits bestehende Brückenpfeiler, an, die Bildung des Kolks zu unterbinden. Dies kann einerseits durch eine Verstärkung der Sohle (verstärkende Maßnahme) beispielsweise mittels Steinschüttung oder andererseits durch Minimierung der Wirbelbildung bzw. Wirbelintensität durch stromlinienförmige Anpassung der Pfeilerfront (strukturelle Maßnahme) erfolgen.[24]

Vor allem der Kolkschutz mittels Steinschüttung ist eine beliebte und häufig eingesetzte Methode und bietet, bei korrektem Einbau, auch bei wechselnden Anströmrichtungen einen zuverlässigen und effizienten Schutz. [24]

#### **2.1.3 Kolkschutz – Auswahlkriterien**

Die Auswahl eines geeigneten Kolkschutzes ist von einer Vielzahl von unterschiedlichen Einflussparametern abhängig. Neben den dem Kolk zugrundeliegenden Mechanismen sind auch die Strömungseigenschaften, Konstruktions- und Wartungsaufwand, die damit verbundenen Kosten,

etwaige Restrisiken und die Gefahr durch Vandalismus von entscheidender Bedeutung. Folgend werden daher ein paar dieser Faktoren etwas näher beschrieben.[24]

### **Erosionsmechanismen**

Hierbei wird zwischen oberflächlicher Erosion und Massenbewegung unterschieden. Bei der oberflächlichen Erosion werden die einzelnen Sohlpartikel aufgrund der Geschwindigkeit und auftretender Turbulenzen des fließenden Wassers in Bewegung versetzt und abgetragen. Massenbewegung hingegen bezeichnet Erosion durch beispielsweise Rutschungen oder Blockversagen welche vor allem durch Untergraben beziehungsweise Unterspülen der Sohle und Uferböschung hervorgerufen werden.[24]

### **Strömungscharakteristik**

Zu den wichtigsten Strömungscharakteristika zählen etwa die Gerinnebreite, Ufer- bzw. Böschungshöhe, Eigenschaften und Zusammensetzung des Sohlmaterials, Geschiebetransport, Fließgeschwindigkeiten und Fließtiefen, aber auch Krümmungsradien oder Zustand der Vegetation.[24]

Nach HEC-23[24] wird beispielsweise für den Geschiebetransport zwischen den Zuständen mobil, teilweise mobil (Grenzbereich) und immobil unterschieden. Eine mobile Sohle liegt vor, wenn es bereits bei niedrigen Abflussereignissen (Normalabflüssen) zum Transport von Geschiebe kommt, dies ist gemäß HEC-23 im Allgemeinen bei sandigem und nichtkohesivem schluffigen Sohlmaterial der Fall. Im Grenzbereich findet bei Normalabflüssen noch kein Transport statt, sondern die Sohle wird erst bei höheren Abflüssen in Bewegung versetzt. Bei einer unbeweglichen Sohle kann hingegen in kaum einem Zustand Material für den Transport mobilisiert werden, was zumeist bei felsigem Untergrund der Fall ist. Im Allgemeinen eignen sich dabei durchlässige Konstruktionen besser für mobile und teil-mobile Untergründe wohingegen undurchlässige Konstruktionen vor allem bei immobilen oder nur gering mobilen Zuständen zum Einsatz kommen.[24]

### **Konstruktions- und Wartungsaufwand**

Hinsichtlich Konstruktion und Wartung sind eine Vielzahl an Faktoren zu berücksichtigen. Auswahl und Verfügbarkeit von Material und Ausrüstung, Bauzeit, Erschließung und Zugänglichkeit der Baustelle, Festlegung der Wartungs- und Instandhaltungsintervalle sind nur ein paar Beispiele hierfür. Zudem sollte auch in Betracht gezogen werden, in wie weit ein Eingriff in die natürliche Flusslandschaft und Vegetation durch eine geplante Gegenmaßnahme notwendig und akzeptabel ist.[24]

Für ausführlichere Informationen zum Thema Kolkschutz wird an dieser Stelle auf die verwendete Fachliteratur insbesondere *Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance – Third Edition, Volume 1* [24] verwiesen. Darin werden umfangreiche Informationen bezüglich Richtlinien zur Auswahl und Bemessung, sowie Auswahltabellen zur Bestimmung geeigneter Maßnahmen entsprechend den tatsächlichen Gegebenheiten und Anforderungen bereitgestellt.

#### **2.1.4 Bemessung einer Steinschüttung nach HEC-23: *Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance – Third Edition, Volume 2***

Für die Bemessung von Steinschüttungen existieren eine Vielzahl verschiedener Berechnungsansätze. Die hierbei verwendete Herangehensweise baut dabei auf der Arbeit von Isbash (1936) auf und berücksichtigt auch die Intensität der auftretenden Turbulenzen. Die Berechnung der Steinabmessungen erfolgt dabei in Abhängigkeit der kritischen Fließgeschwindigkeit im Nahbereich des Pfeilers.[25]

Nach HEC–23 [25] ergibt sich der Median-Korndurchmesser zu:

$$d_{50} = \frac{0.692 * (v_{des})^2}{(S_g - 1) * 2g} \quad (2.2)$$

mit

$d_{50}$  ... Median-Korndurchmesser [m]

$v_{des}$  ... Bemessungsgeschwindigkeit [m/s]

$S_g$  ... relative Dichte (abhängig von verwendetem Material/Gesteinsart; nach HEC–23[25] vereinfacht mit 2.65 für Steinschüttungen)[-]

$g$  ... Erdbeschleunigung [9.81m/s<sup>2</sup>]

Die Bemessungsgeschwindigkeit muss dabei die tatsächlichen Gegebenheiten im direkten Umfeld des Pfeilers berücksichtigen. Wird eine mittlere Kanalgeschwindigkeit verwendet, so ist diese mit entsprechenden Beiwerten zu ergänzen, welche die Pfeilerform sowie dessen Position im Gerinne berücksichtigen. Die Bemessungsgeschwindigkeit ergibt sich damit zu:

$$v_{des} = K_1 * K_2 * v_m \quad (2.3)$$

mit

$K_1$  ... Formbeiwert; 1.5 für runde bis 1.7 für quadratische Pfeiler [-]

$K_2$  ... Geschwindigkeitsbeiwert entsprechend der Pfeilerposition im Gerinne; 0.9 für Ufernähe in geradem Flusslauf bis 1.7 für inmitten der Hauptströmung einer Flussbiegung [-]

$v_m$  ... mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]

Damit ergibt sich Gleichung 2.2 zu:

$$d_{50} = \frac{0.692 * (K_1 * K_2 * v_m)^2}{(S_g - 1) * 2g} \quad (2.4)$$

Nach erfolgter Berechnung des erforderlichen Korndurchmessers kann beispielsweise mit Hilfe von Tabelle 2.1 eine geeignete standardisierte Gesteinsklasse ausgewählt werden.

### Größe und Form der Steine

Der Median-Korndurchmesser  $d_{50}$  gibt bekanntlich die Größe an, welche von 50% (Massenprozent) der Partikel unterschritten wird. Alternativ kann die erforderliche Steingröße auch auf das Gewicht bezogen ( $W_{50}$ ) angegeben werden.[25]

Die Form der einzelnen Steine kann, wie in Abbildung 2.4 dargestellt, über ihre Länge (A), Breite (B) und Dicke (C) angegeben werden.

Die Form der Steine sollte hierbei weder zu dünn und plattig, noch zu lang und nadelartig sein. Aus diesem Grund wird für den sogenannten Formfaktor, welcher das Verhältnis der Länge zur Dicke beschreibt, ein maximaler Wert von 3,0 angegeben.[25]

$$\frac{A}{C} \leq 3.0 \quad (2.5)$$

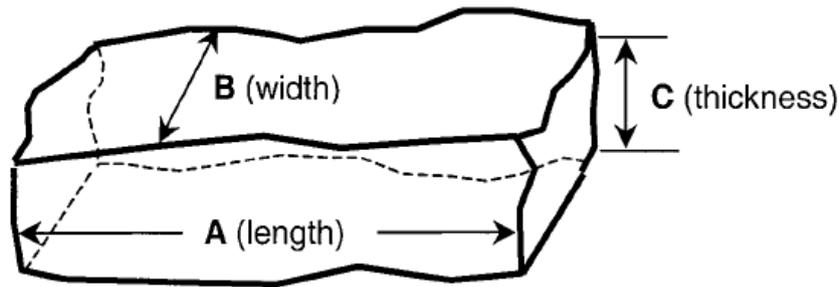


Abb. 2.4: Steinform beschrieben durch Abmessungen entlang der drei Achsen [25]

Bezüglich dem Verhältnis zwischen Größe und Gewicht wird in HEC-23 [25] folgender Zusammenhang empfohlen:

$$W = 0.85 * (\gamma_s * d^3) \quad (2.6)$$

mit

$W$  ... Gewicht des Steins [kg]

$\gamma_s$  ... Steindichte (ca.  $2650 \text{ kg/m}^3$ ) [ $\text{kg/m}^3$ ]

$d$  ... Breite B des Steins [m]

Tab. 2.1: Größen- und Gewichtsklassen für Wasserbausteine nach DIN EN 13383 Teil 1

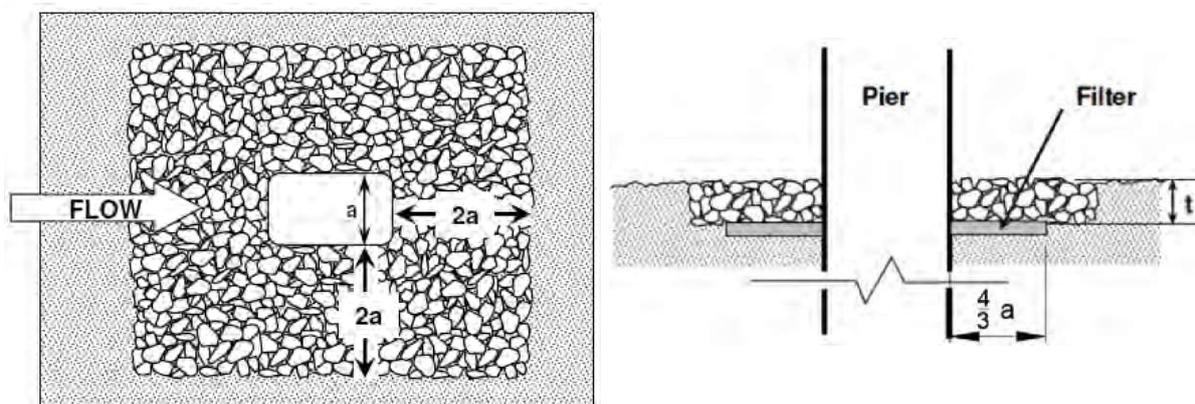
Klasse	Kategorie	Steingröße bzw. Steingewicht	$d_{50}$ [mm]	$d_{90}$ [mm]
Größenklassen (CP)	$CP_{45/125}$	45 bis 125 mm	90	125
	$CP_{63/180}$	63 bis 180 mm	125	180
	$CP_{90/250}$	90 bis 250 mm	180	250
Leichte Gewichtsklassen (LMB)	$LMB_{5/40}$	5 bis 40 kg	220	300
	$LMB_{10/60}$	10 bis 60 kg	270	350
	$LMB_{40/200}$	40 bis 200 kg	400	500
	$LMB_{60/300}$	60 bis 300 kg	500	600
Schwere Gewichtsklassen (HMB)	$HMB_{300/1000}$	300 bis 1000 kg	750	900
	$HMB_{1000/3000}$	1000 bis 3000 kg	900	2250

### Layout

Für eine ideale Leistungsfähigkeit sollte die Steinschüttung im Allgemeinen auf eine Entfernung von 2 mal der Pfeilerbreite rund um den Pfeiler ausgelegt werden (siehe Abbildung 2.5a). Kann es jedoch zu einer schrägen Anströmung des Pfeilers kommen, so wird empfohlen, den Bereich der Schüttung um einen Faktor  $K_\alpha$ , welcher die Pfeilerabmessungen (Breite  $a$  und Länge  $L$ ) und den Anströmwinkel  $\alpha$  berücksichtigt, auszuweiten.[25]

$$K_\alpha = \left( \frac{a * \cos\alpha + L * \sin\alpha}{a} \right)^{0.65} \quad (2.7)$$

Die Oberkante der Steinschüttung sollte dabei auf gleicher Höhe mit der Sohle liegen und eine Mindestdicke  $t$  von dreimal dem Median-Korndurchmesser  $d_{50}$  aufweisen (siehe Abbildung 2.5b). Zusätzlich sollte auch eine Filterlage unter der Steinschüttung eingebaut werden. Diese Filterschicht wird jedoch nicht auf die gesamten Abmessungen der Steinschüttung ausgeweitet, sondern sollte nur bis  $4/3$  der Pfeilerbreite  $a$  eingebaut werden (siehe Abbildung 2.5b). [25]



(a) Grundriss: Ausbreitung der Schüttung = 2x Pfeilerbreite normal zur Fließrichtung (b) Aufriss: Schichtdicke für Schüttung  $t = 3d_{50}$

**Abb. 2.5:** Layout für eine Steinschüttung [25]

### 2.1.5 Ergebnisse

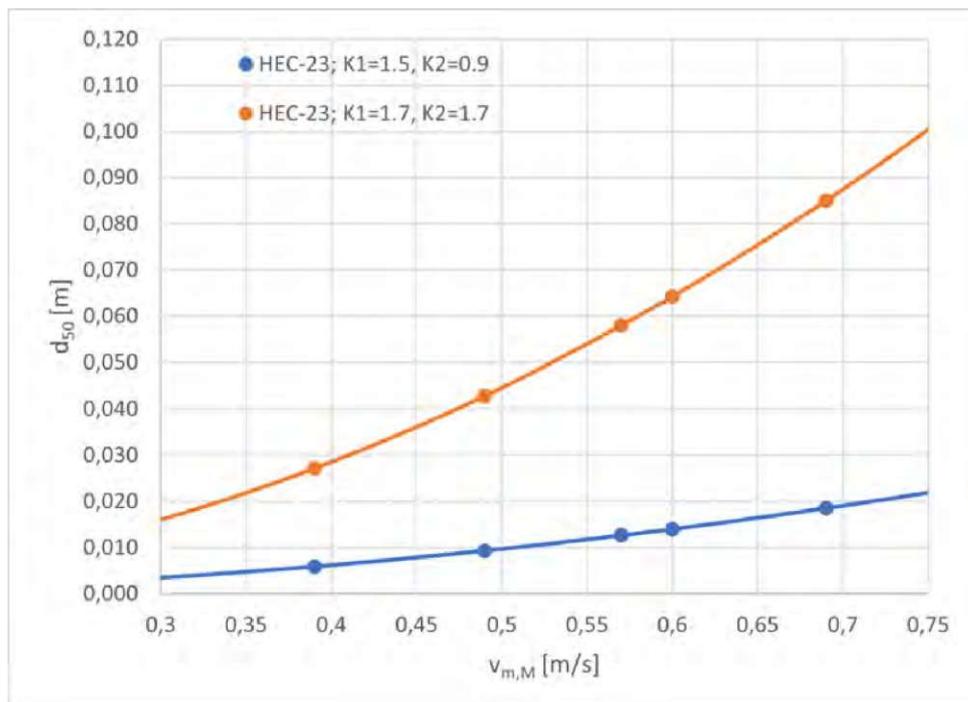
Die Bemessung der Steinschüttung für den Modellpfeiler wird im Anhang anhand der während sämtlicher Versuche maximal gemessenen Geschwindigkeit exemplarisch gezeigt. In Tabelle 2.2 werden die Ergebnisse für die einzelnen Hochwasserereignisse dargestellt. Die im Zuge der Berechnungen verwendeten mittleren Fließgeschwindigkeiten wurden aus den während den Versuchen gemessenen Wassertiefen abgeleitet. Für die Ermittlung der Ausbreitung wurde aufgrund des abgetreppten Fundaments eine mittlere Pfeilerbreite  $b_m = 16,89\text{cm}$  verwendet. Damit ergab sich ein Ausbreitmaß für die Steinschüttung von  $a = 33,78\text{cm}$  um den Pfeiler herum.

**Tab. 2.2:** Bemessungsergebnisse  $d_{50}$  für Modell

	Versuchsergebnisse VR5		Berechnungen nach HEC-23	
	$Q_M$ [m <sup>3</sup> /s]	$v_{m,M}$ [m/s]	$K_1 = 1.5; K_2 = 0.9$ $d_{50,M}$ [m]	$K_1 = 1.7; K_2 = 1.7$ $d_{50,M}$ [m]
HQ1	0,119	0,39	0,006	0,027
HQ5	0,195	0,49	0,009	0,043
HQ30	0,276	0,57	0,013	0,058
HQ100	0,322	0,60	0,014	0,064
HQ300	0,428	0,69	0,019	0,085

Abbildung 2.6 verdeutlicht, dass die Werte für  $d_{50}$  in Abhängigkeit der verwendeten Beiwerte stark streuen. Für eine wirtschaftliche Bemessung ist daher eine entsprechend genaue Festlegung der tatsächlich vorherrschenden Gegebenheiten erforderlich.

Anschließend wurde die Bemessung auch für die Natur durchgeführt. Für die Berechnungen wurden die im Modell gemessenen Geschwindigkeiten über die in Grand [8] ermittelten Froude-



**Abb. 2.6:** Darstellung der Berechnungsergebnisse für  $K_1 = 1.5$  &  $K_2 = 0.9$  und  $K_1 = 1.7$  &  $K_2 = 1.7$  – die beiden Kurven können als Randbedingungen für die tatsächlichen Verhältnisse herangezogen werden [eigene Arbeit]

sehen Umrechnungsfaktoren ( $\lambda_v = 5,48$ ) auf die realen Verhältnisse umgelegt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 2.3 dargestellt.

**Tab. 2.3:** Auf die Natur umgelegte Bemessungsergebnisse

Versuchsergebnisse auf die Natur umgerechnet			Berechnungen nach HEC-23	
	$Q_N$ [m <sup>3</sup> /s]	$v_{m,N}$ [m/s]	$K_1 = 1.5; K_2 = 0.9$ $d_{50,N}$ [m]	$K_1 = 1.7; K_2 = 1.7$ $d_{50,N}$ [m]
HQ1	1180	2,14	0,178	0,815
HQ5	1800	2,69	0,281	1,287
HQ30	2600	3,12	0,380	1,742
HQ100	3100	3,29	0,421	1,930
HQ300	4300	3,78	0,557	2,553

Bei der Auswahl der Steine empfiehlt es sich die nächstgrößere Steingruppe zu verwenden. Beim Einbau der Steinschüttung sollte zudem unbedingt darauf geachtet werden, dass die Oberkante der Schüttung auf einer Ebene mit der Sohle liegt. Um einen ausreichenden und dauerhaften Kolkenschutz garantieren zu können, sollte zusätzlich zur Steinschüttung auch ein geeignetes Monitoring-System implementiert werden.

## 2.2 Photogrammetrie

### 2.2.1 Was ist Photogrammetrie?

Die Bezeichnung Photogrammetrie leitet sich aus dem Griechischen ab und bedeutet so viel wie *Bildmessung*. Nach Konecny und Lehmann [13] wird der Begriff dabei folgendermaßen definiert: *"Die Photogrammetrie ist ein Verfahren zur Vermessung von Objekten nach Lage und Form. Dabei werden die Messungen nicht direkt am Objekt, sondern indirekt auf Bildern des Objekts vorgenommen."* Die Photogrammetrie wird dabei als Teilbereich der Fernerkundung (engl. Remote Sensing) bezeichnet, welche wiederum nach Konecny und Lehmann [13] als *"... die Ermittlung von Informationen über entfernte Objekte, ohne mit ihnen in direkten Kontakt zu kommen"* verstanden wird.

Anfangs lag der Schwerpunkt der Photogrammetrie vor allem in den geometrischen Aspekten der Bildauswertung, wohingegen bei der Fernerkundung die Bildinterpretation im Vordergrund stand. Da sich vor allem durch die digitale Fotografie der Informationsgehalt von Bildern in den letzten Jahren sehr stark erhöht hat, ist es folglich auch zu einer Überlappung der Schwerpunkte aus Photogrammetrie und Fernerkundung gekommen. [10] Heutzutage werden die beiden Begriffe daher meist gleichgestellt, so lautet beispielsweise die offizielle Definition der Internationalen Gesellschaft für Photogrammetrie und Fernerkundung (ISPRS):

*Photogrammetry and Remote Sensing is the art, science, and technology of obtaining reliable information from noncontact imaging and other sensor systems about the Earth and its environment, and other physical objects and processes through recording, measuring, analyzing and representation.* [12]

Die Photogrammetrie ermöglicht es, aus 2-D Bildern 3-D Informationen zu erhalten und bietet damit ein überaus leistungsfähiges Werkzeug für eine Vielzahl von Anwendungsgebieten. Vor allem in der Geodäsie bei der Auswertung und Interpretation von Luftbild- und Satellitenaufnahmen zur Vermessung der Erdoberfläche ist sie bereits ein fixer Bestandteil. Doch auch in zahlreichen weiteren Bereichen wie Architektur, Medizin, Biologie, Archäologie, Filmindustrie, Forensik und Industrie, um nur manche zu nennen, findet die Photogrammetrie bereits Anwendung. [1]

Um ein besseres Verständnis für die Anwendungsmöglichkeiten und Hintergründe dieser Methode zu erhalten, wird in den folgenden Kapiteln die Entstehung und Geschichte der Photogrammetrie kurz etwas erläutert und anschließend die grundlegende Funktionsweise näher beschrieben.

### 2.2.2 Geschichte

Ihren Ursprung nahm die Photogrammetrie bereits Mitte des 19. Jahrhunderts. Damals noch als Messtischphotogrammetrie bezeichnet, wurde die Auswertung der terrestrischen Aufnahmen noch überwiegend von Geodäten durchgeführt, welche sich vor allem auf die graphische Rekonstruktion der Geometrie des Raumes beschränkten. Die Rekonstruktion des Strahlenganges zum Zeitpunkt der Bildaufnahme erfolgte dabei ausschließlich auf eine optisch-mechanische Weise. Zu diesem Zweck entstanden über die Jahre hochkomplizierte und vor allem teure Geräte und Apparaturen, welche erst nach jahrelanger Erfahrung von sogenannten Photogrammetrieoperatoren erfolgreich bedient werden konnten. Diese Vorgehensweise wurde später als *analoge Photogrammetrie* bezeichnet. [15]

Mit der zunehmenden Verbreitung von Computern in den 1960er Jahren wurde ein Großteil dieser Arbeiten auf sogenannte *analytische Plotter* verlagert. Bei diesen Geräten erfolgte die Bildorientierung nicht mehr analog, sondern direkt über den Computer. Durch die dafür programmierten Algorithmen wurden nach Registrierung der Bildkoordinaten entsprechende Parameter

berechnet und gespeichert. Mittels vom Computer angesteuerter Servo-Motoren erfolgte anschließend die Positionierung der nach wie vor analogen Bilder. Aufgrund der Bezeichnung der Geräte als *analytische Plotter* wurde auch diese Phase als *analytische Photogrammetrie* bezeichnet.[14]

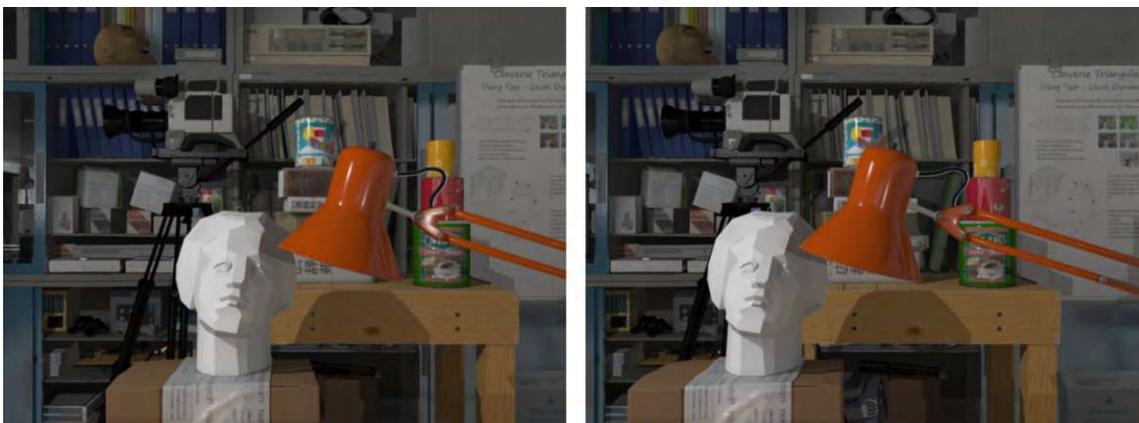
Aufgrund der heutzutage sehr hohen Leistungsfähigkeit und der allgemeinen Verfügbarkeit von Computern, bedingt durch die rasanten Fortschritte im Bereich der Computertechnologie in den letzten Jahrzehnten, entstand der Gedanke, den gesamten Prozess der photogrammetrischen Auswertung in die Rechner zu verlagern. Die Anfänge und ersten Programme dieser sogenannten *digitalen Photogrammetrie* entstanden bereits in den 1980er Jahren und wurden seither stetig weiterentwickelt.[15] Somit stehen einem heutzutage bereits eine Vielzahl an Programmen zur Verfügung. Nicht zuletzt deshalb gewinnt die Photogrammetrie wie in Kap. 2.2.1 bereits erwähnt, in den verschiedensten Bereichen immer mehr an Bedeutung.

Der Umstieg auf eine komplette Digitalisierung ist mittlerweile größtenteils abgeschlossen, einzig die Bilder selbst, stellen bei Verwendung von traditionellen Kameras, noch einen analogen Abschnitt dar. In solch einem Fall, müssen diese noch mittels entsprechenden Scannern digitalisiert werden. [14]

### 2.2.3 Funktionsweise der Photogrammetrie

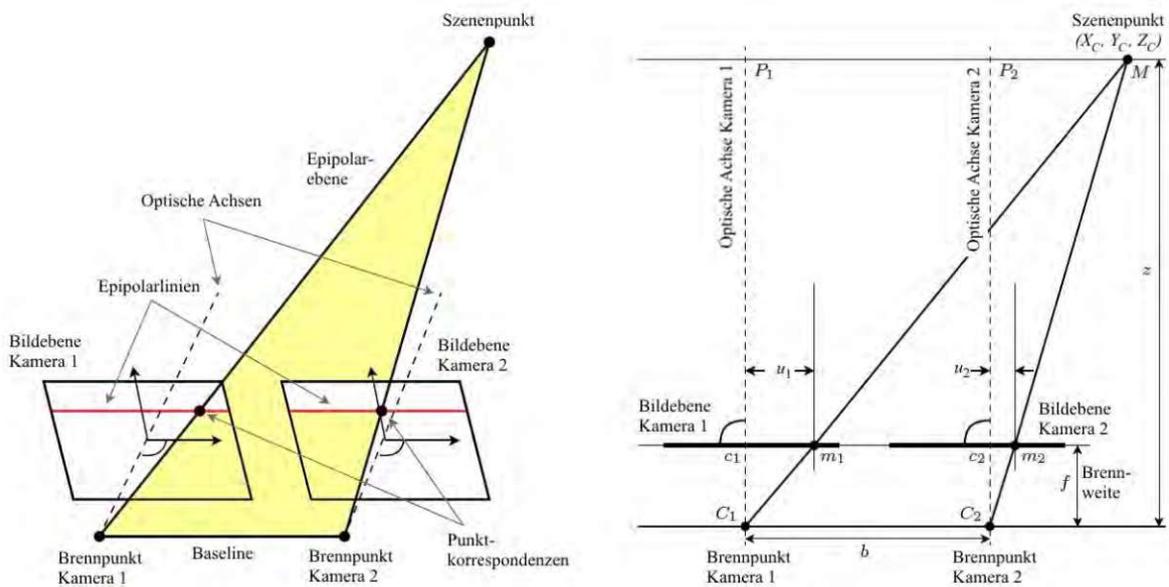
Wie allgemein bekannt ist, geht bei einer zweidimensionalen Abbildung eines dreidimensionalen Objektes ein Verlust der Tiefeninformation, also jener Information über die Entfernung zwischen Objekt und Betrachter, einher. Um nun aus 2-D Bildern wieder einen 3-D Körper rekonstruieren zu können, muss diese Information durch eine sogenannte Tiefenschätzung wieder zurückgewonnen werden. Diese Schätzung erfolgt bei der Photogrammetrie über die Betrachtung von zwei oder mehr Bildern der selben Szene aus unterschiedlichen Blickwinkeln.[21]

Die allgemeine Photogrammetrie bedient sich dabei dem selben Prinzip, welches auch dem Menschen das räumliche Sehen ermöglicht, der sogenannten Stereoskopie. Eine Szene wird dabei mit zwei Kameras respektive zwei Augen betrachtet. Die Objekte innerhalb dieser Szene erscheinen in den beiden Bildern an unterschiedlichen Positionen, wodurch eine Schätzung der Entfernung und damit eine räumliche Wahrnehmung ermöglicht wird. In Abbildung 2.7 ist eine stereoskopische Aufnahme einer statischen Szene dargestellt. Darin ist die sogenannte Parallaxe, also die Verschiebung der einzelnen Objekte bedingt durch die unterschiedlichen Blickwinkel der Kameras, erkennbar. Die Objekte im linken Bild erscheinen weiter rechts als im rechten Bild. Wie stark diese Verschiebung ausgeprägt ist, hängt von der räumlichen Platzierung der Objekte ab. Je näher ein Gegenstand am Betrachter ist, desto größer ist dessen Parallaxe.[21][14]



**Abb. 2.7:** Stereoaufnahme aus dem neuen Tsukuba-Stereo-Datensatz [3]. Erkennbare Parallaxe der Objekte zwischen linkem und rechtem Bild.

Eine solche Stereoaufnahme erhält man am einfachsten, durch ein Setup aus zwei gleichen nebeneinander platzierten Kameras. Wichtig dabei ist die parallele und gleichgesinnte Ausrichtung der beiden optischen Achsen. Durch eine solche Anordnung wird zusätzlich erreicht, dass die Verbindungslinie der Kamerabrennpunkte, welche als Baseline bezeichnet wird, orthogonal zu den optischen Achsen steht. Dieser Spezialfall der Stereoskopie, welcher als orthoparalleler Aufbau bezeichnet wird, hat zur Folge, dass die Objekte in den Bildern rein horizontal verschoben dargestellt werden und ermöglicht eine Berechnung der relativen Entfernung der Objekte zueinander. Um nun die exakten dreidimensionalen Koordinaten  $(X_C, Y_C, Z_C)$  eines Szenenpunktes  $M$  bestimmen zu können, ist es erforderlich, weitere Parameter wie die Brennweite  $f$  der Kameras, die Länge der Baseline  $b$  und die Pixelkoordinaten  $(x, y)$  der jeweiligen Bildpunkte, wie in Abbildung 2.8 dargestellt, zu kennen. [21]



**Abb. 2.8:** Orthoparalleler stereoskopischer Kameraaufbau - Koordinatenberechnung eines Szenenpunktes mittels Ähnlichkeitssätzen für Dreiecke [2]

Sind diese Parameter bekannt, so können gemäß Abbildung 2.8 mit Hilfe der Ähnlichkeitssätze für Dreiecke die Gleichungen in (2.8) aufgestellt werden.

$$\frac{X_C}{Z_C} = \frac{u_1}{f} = \frac{x_1 - c_1}{f} \quad \text{und} \quad \frac{X_C - b}{Z_C} = \frac{u_2}{f} = \frac{x_2 - c_2}{f} \quad (2.8)$$

mit

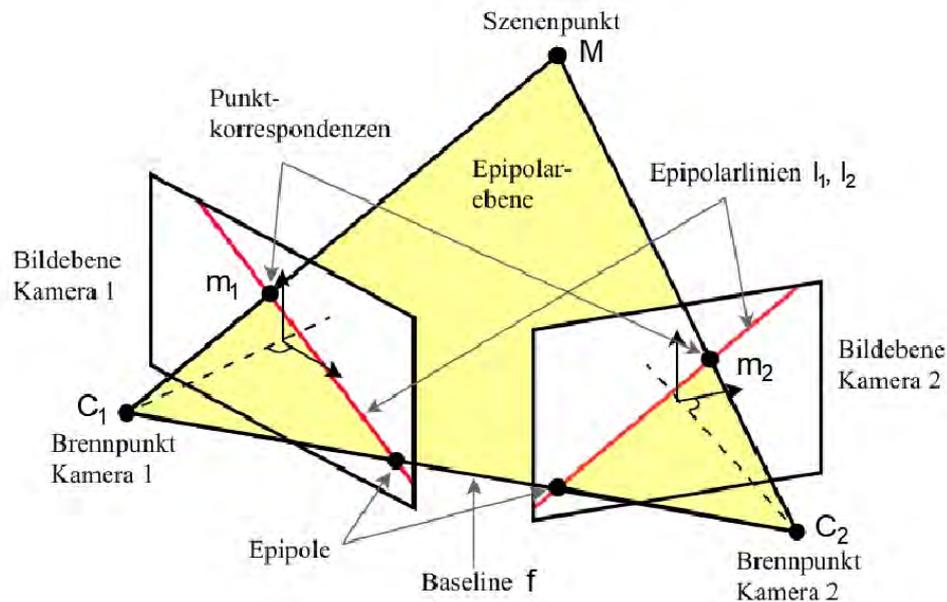
$u_1, u_2$  ... horizontaler Abstand zwischen opt. Achse und Pixelkoordinate des Szenenpunktes  $M$   
 $C_1, C_2$  ... Kamerabrennpunkte

Werden nun die Gleichungen nach  $X_C$  aufgelöst und anschließend gleichgesetzt, so erhält man nach Umformung die Gleichung (2.9) und kann somit die Tiefenkoordinate  $Z_C$  für diesen Bildpunkt ermitteln.

$$Z_C = \frac{b * f}{u_1 - u_2} c \quad \text{und} \quad u_2 = x_2 - c_2 \quad (2.9)$$

Gleichung (2.9) verdeutlicht nochmals, dass die Tiefe indirekt proportional zur Parallaxe der beiden Bilder ist. Bei bekannter Verschiebung kann die Tiefenkoordinate somit einfach rechnerisch ermittelt werden. Um die Verschiebung jedoch berechnen zu können, müssen zuerst die zusammengehörenden Bildpunkte in den jeweiligen Bildern identifiziert und eindeutig zugeordnet werden. Man spricht bei solchen Bildpunkten auch von Punktkorrespondenzen. Wird jedoch fälschlicherweise ein Szenenpunkt in Bild 1 einem anderen Punkt in Bild 2 zugeordnet, welcher nicht dem gleichen Objekt zugehört, so wirkt sich dies negativ auf die Tiefenschätzung aus und verfälscht somit die Ergebnisse.[21]

Um die Suche nach zusammengehörenden Bildpunkten zu vereinfachen und damit auch die Fehlerquelle für eine falsche Zuordnung der Punktkorrespondenzen zu verringern, werden die sogenannten Epipolarebenen und die damit verbundenen Epipolarlinien miteinbezogen. Wie in Abbildung 2.9 dargestellt, wird die Epipolarebene durch drei Punkte aufgespannt, nämlich dem betrachteten dreidimensionalen Szenenpunkt ( $M$ ) und den beiden Kamerabrennpunkten ( $C_1, C_2$ )(vgl. Abb. 2.8). Diese Ebene schneidet dabei die Bildebene der zwei Kameras. Die somit entstehenden Schnittlinien werden als Epipolarlinien bezeichnet. Die Epipolarlinie in der Bildebene von Kamera 2 entspricht daher der Projektion des Sichtstrahls durch den Bildpunkt  $m_1$  der Bildebene von Kamera 1 (vgl. Abb. 2.8). Berücksichtigt man die eben genannten Kriterien für die Ermittlung der Epipolarebene und deren Linien, so erkennt man, dass zusammengehörende Punktkorrespondenzen nur entlang der Epipolarlinien liegen können. Diese Kenntnis erleichtert somit die Suche nach den zusammengehörenden Bildpunkten, da der mögliche Aufenthaltsraum von zwei auf eine Dimension verringert wird. [21]



**Abb. 2.9:** Allgemeiner stereoskopischer Kameraaufbau mit zusammenfallenden optischen Kamerachsen und zueinander geneigten Epipolarlinien [2]

Wie bereits erwähnt, kommt es bei einem orthoparallelen stereoskopischen Kameraaufbau nur zu einer horizontalen Parallaxe (vgl. Abb. 2.8). Häufig ist dieser Sonderzustand jedoch nicht vorhanden und die Achsen der Kameras sind nicht orthoparallel sondern zusammenlaufend. Somit sind auch die Epipolarlinien wie in Abb. 2.9 dargestellt, zueinander geneigt. Die hierbei zugrundeliegende geometrische Beziehung wird dabei mit der sogenannten Epipolarbedingung in

Gleichung (2.10) beschrieben. Jedes korrespondierende Punktpaar  $(x,y) \rightarrow (x',y')$  zwischen zwei Bildern muss diese Gleichung erfüllen.[21][22]

$$\vec{m}_2^T * \mathbf{F} * \vec{m}_1 = 0 \quad \text{mit} \quad \vec{m}_1 = \begin{pmatrix} x \\ y \\ 1 \end{pmatrix}, \quad \vec{m}_2^T = (x', y', 1) \quad (2.10)$$

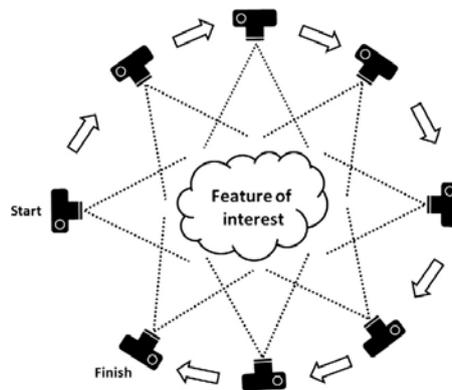
$\mathbf{F}$  ist dabei die sogenannte Fundamentalmatrix, welche durch die relativen Positionen und Orientierungen der Kameras sowie deren internen Einstellungen (z.B. Zoom) beschrieben wird. Sind die Relativbewegungen (relative Translation, relative Rotation) zwischen beiden Kameras bekannt, so lässt sich die 3x3 große Fundamentalmatrix  $\mathbf{F}$  berechnen. Andernfalls kann diese auch über teils sehr aufwendige Suchverfahren nach Bildkorrespondenzen abgeschätzt werden. In weiterer Folge kann nun, bei bekannter Fundamentalmatrix, für jeden beliebigen Punkt  $m_1$  in Bild 1, die zugehörige Epipolarlinie  $l_2$  in Bild 2, gemäß Gleichung (2.11) bzw. analog für die umgekehrte Richtung gemäß Gleichung (2.12) berechnet werden. Die Epipolarlinien  $l_i = (a, b, c)^T$  beschreiben dabei eine Geradengleichung der Form  $ax + by + c = 0$ . [21]

$$\vec{m}_2^T * l_2 = 0 \quad \text{mit} \quad l_2 = \mathbf{F} * \vec{m}_1 \quad (2.11)$$

$$\vec{m}_1^T * l_1 = 0 \quad \text{mit} \quad l_1 = \mathbf{F}^T * \vec{m}_2 \quad (2.12)$$

### 2.2.4 Structure from Motion – SfM

Die Stereoskopie bietet sich grundsätzlich als ein gutes und effizientes Werkzeug für die 3D-Rekonstruktion an, jedoch weist dieses System auch gewisse Grenzen in der Anwendung auf. Gerade die Tatsache, dass hierbei zwei Kameras benötigt werden, macht es für mobile Anwendungen aufgrund des größeren Gewichts und der größeren Dimension, sowie der höheren Kosten häufig unpraktikabel. [21] Aus diesem Grund wurden vor allem in den letzten Jahrzehnten immer mehr alternative Photogrammetriemethoden, wie zum Beispiel Structure from Motion (SfM), entwickelt. Das Grundprinzip bei Structure from Motion ist dabei das selbe wie bei der herkömmlichen Stereophotogrammetrie, nämlich die Rekonstruktion einer dreidimensionalen Szene aus einer Reihe von zweidimensionalen Bildern mit ausreichender Überlappung. [27] Allerdings wird für SfM nur eine Kamera benötigt, da hierbei durch eine Positionsveränderung, also einer Eigenbewegung der Kamera um das 3-D Objekt (siehe Abb. 2.10), die fehlende Kamera ausgeglichen wird. [21]



**Abb. 2.10:** Prinzip SfM: fehlende zweite Perspektive wird durch Eigenbewegung der Kamera ausgeglichen; ausreichende Überlappung der einzelnen Bilder erforderlich! [27]

Bei der herkömmlichen Photogrammetrie müssen für die Rekonstruktion diverse Parameter bereits vorab bekannt sein. So sind entweder die genaue dreidimensionale Lage und Position der Kamera oder aber die dreidimensionale Lage mehrerer Kontrollpunkte zu bestimmen. Dies kann für den ersten Fall zum Beispiel über GPS-verbundene Kameras oder die Verwendung von elektronischen Kompassen erfolgen. Sind etwaige Geräte nicht verfügbar, so können die geometrischen Informationen der Szene auch durch Triangulation rekonstruiert werden. Im zweiten Fall müssen die Kontrollpunkte manuell auf den zur Verfügung stehenden Bildern identifiziert werden um anschließend durch sogenannte Rückwärtsschnitte (engl. camera resectioning), einer Art Positionsschätzung, die Kameraposition bestimmen zu können. In beiden Fällen muss jedoch eine Kalibrierung der Kameras erfolgen.[27]

Im Gegensatz dazu kann bei der Structure from Motion Methode eine Szene rekonstruiert werden ohne vorab die oben genannten Informationen zu haben. Durch eine automatische Erkennung von Verknüpfungspunkten in mehreren sich überlappenden Bildern können hierbei sowohl die Kameraposition als auch die Geometrie der Szene gleichzeitig rekonstruiert werden.[27]

Hierbei kommen verschiedene Algorithmen (sog. Matching-Algorithmen) zur Anwendung, welche bestimmte Merkmale (Features) für jedes einzelne Bild erkennen und in weiterer Folge diese mit den jeweils äquivalenten Punkten in den weiteren Bildern verknüpfen. Für die so erhaltenen Punktkorrespondenzen wird nun die dreidimensionale Lage eines jeden Punktes, in einem lokalen Koordinatensystem berechnet und diese graphisch als sogenannte dünn-besetzte 3D-Punktewolke (engl. sparse point cloud) ausgegeben. Dabei werden die Objektkoordinaten anfangs abgeschätzt und im weiteren Verlauf der Berechnungen, iterativ über eine nicht-lineare Minimierung der Summe der Fehlerquadrate präzisiert. Zeitgleich wird dabei, analog dem gerade genannten Prinzip, auch die Kameraposition und deren interne Parameter bestimmt.[26][22]

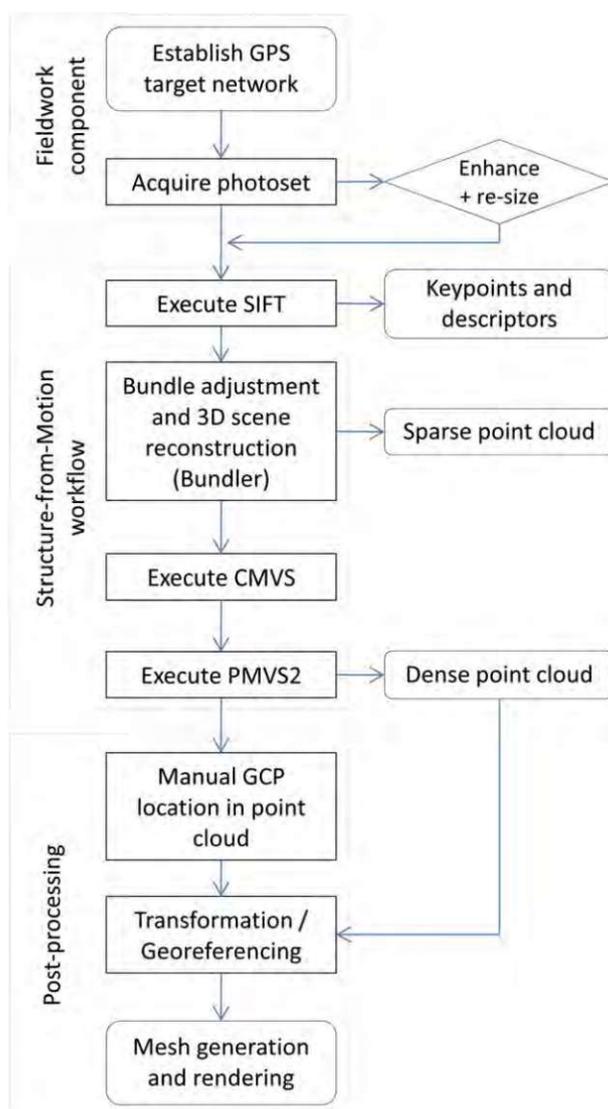
Das dadurch erhaltene 3D-Abbild der Szene befindet sich, wie bereits erwähnt, in einem lokalen bildbezogenen Koordinatensystem und muss somit noch auf die realen Maße skaliert werden. Dies erfolgt im Allgemeinen über eine 3D-Ähnlichkeitstransformation unter Verwendung einer geringen Anzahl von Kontrollpunkten (GCP's) mit bekannten realen objektbezogenen Koordinaten. Für eine solche Transformation sind generell sieben unbekannte Parameter zu bestimmen, nämlich drei Translationen, drei Rotationen und ein Skalierfaktor, wodurch mindestens drei Kontrollpunkte benötigt werden.[27][26]

### 2.2.5 Methodik 3D-Rekonstruktion mittels SfM

Im Folgenden wird ein kurzer Überblick über die Vorgehensweise und Besonderheiten bei einer 3D-Rekonstruktion mittels Structure from Motion gegeben. Hierzu ist in Abbildung 2.11 ein Workflow zur Übersicht der einzelnen Arbeitsschritte dargestellt.

#### Bildbeschaffung und Feature Detection

Wie bereits erwähnt beschäftigt sich SfM mit der dreidimensionalen Lokalisierung von Verknüpfungspunkten (Features) in mehreren sich überlappenden Aufnahmen aus verschiedenen Blickwinkeln. Der erste Schritt ist dabei die Erkennung jener Features in den einzelnen Bildern, welche für eine Verknüpfung geeignet sind. Hierbei kommt meist ein sogenannter Scale Invariant Feature Transform Algorithmus (SIFT) zum Einsatz. Dieser erkennt jene Merkmale in den Bildern, welche invariant gegenüber Koordinatentransformationen (Bildskalierung, Rotation, Translation), sowie teilweise invariant gegenüber Beleuchtungsverhältnissen und unterschiedlichen Kamerastandpunkten sind. Diese Punkte, auch als Keypoints bezeichnet, werden automatisch in jedem Bild identifiziert. Anschließend wird für jeden Punkt ein sogenannter Deskriptor erstellt und diesem zugeordnet, welcher die individuellen Punkteigenschaften größtenteils unempfindlich von Beleuchtungsänderungen und Orientierung beschreibt. Diese Beschreibungen sind dabei



**Abb. 2.11:** Beispiel für einen Workflow bei der 3D-Rekonstruktion unter Verwendung von Structure from Motion [27]

so einzigartig, dass sie eine Verknüpfung eines Features in unterschiedlichen Bildern ermöglichen.[16][27]

Die Anzahl der Keypoints in einem Bild hängt dabei stark von dessen Qualität ab, wobei sich Qualität hierbei vor allem auf die Textur und Auflösung bezieht. Lichtverhältnisse, verschiedene Materialien und Komplexität in den jeweiligen Szenen beeinflussen dabei die Texturen, wodurch es nicht möglich ist eine Mindestanzahl an Aufnahmen für eine erfolgreiche 3D-Rekonstruktion festzulegen. Um einen Verknüpfungspunkt darstellen zu können muss dieser jedoch in mindestens drei Abbildungen erkennbar sein, wobei im Allgemeinen gilt, je mehr Aufnahmen desto höher die Erfolgswahrscheinlichkeit, da dadurch auch die Gesamtzahl der Keypoints sowie die Systemredundanz optimiert wird.[27]

Bei der Aufnahme sollte vor allem auf eine hohe Überlappung der einzelnen Bilder geachtet werden. Außerdem ist es von Vorteil, viele unterschiedliche Blickwinkel und Kamerapositionen zu verwenden, da so ein möglichst vielfältiges Detaillevel in den unterschiedlichen Aufnahmen erreicht werden kann. Für die Bildbeschaffung können hierbei eine Vielzahl an verschiedenen

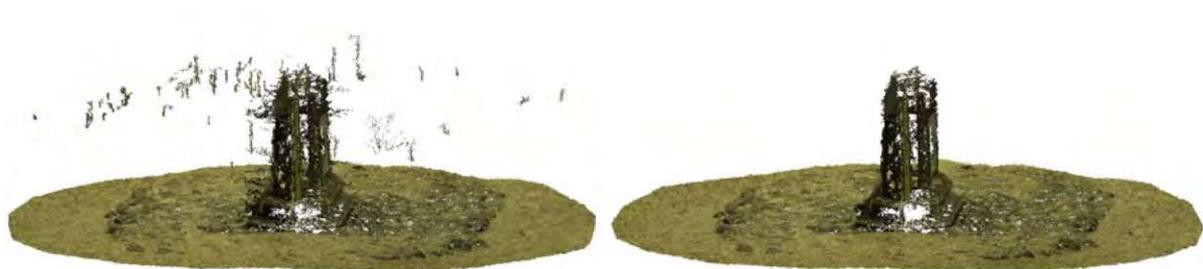
Aufnahmegeräten verwendet werden, wobei es sich keinesfalls um Spezialausrüstung handelt. Heutzutage verfügt beinahe jedes Smartphone über eine mehr als ausreichend gute Kamera. Je nach Größe bzw. Umfang der betrachteten Szene können die Bilder unter anderem durch manuelle Fotografie, Verwendung von fix festgelegten Kamerastandpunkten, über bewegliche Kameraaufbauten (Schlitten, Karussell, usw.) oder auch durch Drohnenflüge aufgenommen werden. Die für eine erfolgreiche 3D-Rekonstruktion erforderliche Aufnahmequalität richtet sich dabei sehr nach den jeweiligen Anforderungen an das spätere Modell. So ist es nicht immer zielführend die Aufnahmen unter maximaler Auflösung zu erstellen, da oft bereits geringere Einstellungen zu einem ausreichend guten Ergebnis führen, wohingegen eine höhere Auflösung der Bilder lediglich den Rechenaufwand und damit die Verarbeitungszeit unnötig verlängert.[27]

Wie zuvor bereits erwähnt, spielen auch die Lichtverhältnisse und die Oberflächenbeschaffenheit der Objekte eine wichtige Rolle für die Qualität. Bei den Aufnahmen sollte daher stets auf eine gleichmäßige Ausleuchtung der Szene geachtet werden um Schatten beziehungsweise wandernde Schatten zu vermeiden. Außerdem kann es bei glatten und spiegelnden Objekten Probleme mit Reflexionen geben, welche die Bildqualität minimieren und später bei der Rekonstruktion wieder entfernt werden müssen. In den Abbildungen 2.12 und 2.13 sind beispielhaft mögliche Auswirkungen von ungleichmäßiger Beleuchtung und Reflexionen bei glatten Oberflächen (vor allem im Bereich des Modellpfeilers) dargestellt.



(a) Aufnahme 1: Schatten und Reflexionen am So- (b) Aufnahme 2: Wanderung der Schatten und Reflexionen vgl. zu Aufnahme 1

**Abb. 2.12:** Vergleich zweier Aufnahmen aus VR6 - deutlich erkennbar sind sowohl die Wanderung des Kamerakarussellschattens bedingt durch die Hallenbeleuchtung sowie Reflexionen am Pfeiler aufgrund des glatten und spiegelnden Materials



(a) deutliche Fehlpunkte um den Pfeiler (b) 3D-Modell nach manueller Bereinigung

**Abb. 2.13:** Auswirkungen von Schatten und Reflexionen auf die 3D-Punktwolke - erkennbare Fehlpunkte um den Pfeiler

### 3D-Rekonstruktion, dünn- und dicht-besetzte Punktwolke

Im Anschluss an die Feature Detection erfolgt die eigentliche 3D-Rekonstruktion unter Verwendung eines Sparse Bundle Adjustment Systems, wie zum Beispiel Bundler (Snavely et al.), welches die Kameraposition bestimmt und in weiterer Folge eine sogenannte Sparse Point Cloud, zu Deutsch „dünne Punktwolke“, erstellt. Dabei kommen verschiedene Algorithmen zum Einsatz, welche die zuvor definierten Keypoints abgleichen und einander zuordnen. Hierbei werden durch die Einführung sogenannter Tracks bestimmte Keypoints in einem Bildersetz miteinander verknüpft, wobei für die anschließende Rekonstruktion der Punktwolke nur jene Tracks verwendet werden, welche mindestens zwei Keypoints und drei Bilder beinhalten. Jene Tracks, welche diese Kriterien nicht erfüllen werden somit noch vor der 3D-Rekonstruktion verworfen. Somit können verschiedene, sich während der Fotoaufnahme bewegende Objekte wie zum Beispiel vorbeigehende Personen automatisch ausgefiltert werden, da für solche Objekte zwar sehr wohl identische Keypoints erstellt werden, sich deren relative Position zu anderen Keypoints jedoch ständig verändert.[27][22]

Durch die Verknüpfung der Keypoints werden bestimmte Randbedingungen für die Kameraposition und -orientierung vorgegeben. Mittels einer Ähnlichkeitstransformation kann somit die Position initial abgeschätzt und diese anschließend iterativ durch Verwendung einer nicht-linearen Methode der kleinsten Fehlerquadrate präzisiert werden. Anschließend wird mittels Triangulation die Position der einzelnen Punkte in einem lokalen Koordinatensystem ermittelt und somit eine schrittweise Rekonstruktion der Szene durchgeführt. Die Tatsache, dass diese Prozesse bereits vollständig automatisiert sind, stellt einen großen Vorteil bei der Verwendung von SfM im Vergleich zu traditionellen Herangehensweisen der Photogrammetrie dar.[27][22]

Wie bereits erwähnt, wird bei der Rekonstruktion mittels Sparse Bundle Adjustment eine dünne Punktwolke erstellt. Um eine höhere Punktdichte (dichte Punktwolke) zu erreichen, können im Anschluss noch bestimmte Algorithmen wie Clustering View for Multi-view Stereo (CMVS) (Furukawa et al.) und Patch-based Multi-view Stereo (PMVS2) (Furukawa und Ponce) miteinbezogen werden. Dabei dienen die zuvor durch Bundler erhaltenen Kamerapositionen als Eingangsinformation. Mittels CMVS werden sich überlappende Eingangsbilder in kleinere Untergruppen beziehungsweise Cluster aufgeteilt, während PMVS2 diese individuellen Cluster nutzt um daraus 3-D Informationen zu rekonstruieren. Durch diese zusätzlichen Schritte kann die Dichte der Punktwolke deutlich, im Allgemeinen etwa um zwei Zehnerpotenzen, erhöht werden, wie auch in Abbildung 2.14 deutlich erkennbar. Dieses Ergebnis wird als sogenannte dichte Punktwolke bezeichnet.[27]

### Nachbearbeitung

Nach dem Erhalt der dichten Punktwolke befindet sich diese noch in einem lokalen Koordinatensystem, wobei die Geometrie über einen globalen Skalier- und Rotationsfaktor equivalent mit der ursprünglichen dreidimensionalen Szene ist. Um das rekonstruierte 3D-Modell in ein globales Koordinatensystem zu überführen wird im Allgemeinen eine sogenannte 3D-Ähnlichkeitstransformation durchgeführt. Hierbei bedient man sich sogenannter Ground Control Points (GCP's) mit bekannten realen objektbezogenen Koordinaten, welche zuvor festgelegt und später manuell in der Punktwolke identifiziert werden. Da bei dieser räumlichen Transformation insgesamt sieben Parameter, jeweils drei translatorische und rotatorische, sowie ein Skalierparameter zu bestimmen sind, müssen dementsprechend mindestens drei dieser Kontrollpunkte (GCP's) bekannt sein, wobei die Verwendung mehrerer Punkte von Vorteil ist.[26][27]

Abhängig von der Anzahl und Qualität der verwendeten Bildreihen können bei der 3D-Rekonstruktion extrem dichte Punktwolken entstehen, welche eine enorme Datenmenge bedeuten und somit die erforderliche Rechenleistung deutlich erhöhen. Um die Verarbeitbarkeit der Daten zu verbessern kann in solchen Fällen eine Dezimierung der rohen Punktwolke sinnvoll sein. Dabei



**Abb. 2.14:** Unterschied in der Punktdichte des 3D-Modells vor und nach Verwendung von Clustering View for Multi-view Stereo (CMVS); Verwendetes Programm: VisualSFM(Wu et al.) mit CMVS(Furukawa et al.)

wird zum Beispiel die Wolke in ein Raster unterteilt und für die in den einzelnen Teilflächen befindlichen Punkte und Informationen ein gemittelter beziehungsweise interpolierter Datenpunkt, ähnlich einem Mosaikstein, eingesetzt. Die dadurch erhaltene ausgedünnte Punktwolke ist mit dem ursprünglichen Modell vergleichbar und verkürzt zugleich, aufgrund der geringeren Datenmenge, den weiteren Verarbeitungsaufwand.[27]

In einem letzten Schritt kann nun noch ein texturiertes dreidimensionales Mesh für das 3D-Modell erzeugt werden. Dabei werden die einzelnen Punkte mittels Triangulation miteinander verbunden und die somit enthaltenen Flächen mit Texturinformationen versehen, welche aus einer entsprechenden Auswahl von Bildern extrahiert werden. Dieser Vorgang wird auch als Texture Mapping bezeichnet.[26]

### Überblick SfM Software

Mittlerweile gibt es eine Vielzahl an unterschiedlichen Softwarelösungen, angefangen bei diversen kommerziellen Programmen, über kostenlose Open Source Software bis hin zu Online-Plattformen, welche eine 3D-Rekonstruktion mittels Structure from Motion ermöglichen. Anzumerken ist hierbei, dass vor allem bei den kommerziellen Lösungen die Preise für einzelne Lizenzen sowie deren Umfang teils erhebliche Unterschiede aufweisen. Eine genaue Abwägung der für den eigenen Gebrauch benötigten Anwendungen beziehungsweise des Umfangs der Arbeit vor Anschaffung eines Programms wird daher empfohlen. Die Tabelle 2.4 gibt hierzu einen kleinen Ausschnitt der momentan erhältlichen Programme wieder. Für eine genaue Beschreibung bezüglich Umfang der Software wird auf die jeweiligen Webseiten verwiesen.

Für diese Arbeit wurde die kostenlose Software VisualSFM[28][29] in Kombination mit dem ebenso kostenlosen Open Source Projekt CloudCompare[18] verwendet. Um den Einstieg und die Verwendung dieser Programme zu erleichtern, werden von den Entwicklern zudem diverse Tutorials zur Verfügung gestellt, welche über die folgenden URL's abrufbar sind:

- **VisualSFM:** <http://ccwu.me/vsfm/>
- **CloudCompare:** <https://cloudcompare.org/>

**Tab. 2.4:** Überblick SfM Software

Produktname	Typ/Preis	URL (letzter Zugriff am: 22.04.2021)
COLMAP	Freeware	<a href="https://colmap.github.io/index.html">https://colmap.github.io/index.html</a>
Meshroom	Freeware	<a href="https://alicevision.org/meshroom">https://alicevision.org/meshroom</a>
MicMac	Freeware	<a href="https://micmac.enstg.eu/index.php/Accueil">https://micmac.enstg.eu/index.php/Accueil</a>
Regard3D	Freeware	<a href="http://www.regard3d.org/index.php">http://www.regard3d.org/index.php</a>
VisualSFM	Freeware	<a href="http://ccwu.me/vsfm/">http://ccwu.me/vsfm/</a>
3DF Zephyr	ab 149 €/Lizenz*	<a href="https://www.3dflow.net/">https://www.3dflow.net/</a>
Autodesk ReCap	ab 400 €/Jahr	<a href="https://www.autodesk.de/products/recap/">https://www.autodesk.de/products/recap/</a>
Agisoft Metashape	ab 150 €/Lizenz	<a href="https://www.agisoft.com/">https://www.agisoft.com/</a>
Bentley ContextCapture	ab 3074 €/Jahr	<a href="https://www.bentley.com/de/products/">https://www.bentley.com/de/products/</a>
Pix4D	ab 217€/Monat	<a href="https://www.pix4d.com/de">https://www.pix4d.com/de</a>

\* auch als limitierte kostenlose Version für bis zu 50 Bilder erhältlich.

# Kapitel 3

## Versuche zur Kolkbildung

In der Arbeit *"Modellversuche zur lokalen Kolkbildung an einem ausgewählten Brückenpfeiler im Zuge des Projekts RHESI"* von Alexander Grand wurde bereits eine erste Versuchsreihe hinsichtlich Kolkbildung durchgeführt. In dieser wurde die Kolkentwicklung um den Pfeiler 5 der Brücke Höchst-Lustenau unter gerader Anströmung und unbefestigter Sohle im Oberwasser, bei verschiedenen Hochwasserabflüssen untersucht. [8] Aufbauend auf der Arbeit von Grand [8] und dessen Versuchsreihe 1, sollte nun in einem ersten Schritt die Kolkausbildung im Nahbereich des ausgewählten Brückenpfeilers weiter untersucht werden. Zu diesem Zweck wurden mehrere Versuchsreihen mit unterschiedlichen Modellparametern, etwa veränderter Anströmrichtung, verringertem Geschiebetransport und vorgegebenen Sohlquerschnitten zur Modellierung eines morphologischen Kolks, durchgeführt. Konkret umfasst dies die Versuchsreihen 2-5. Wie anfangs bereits erwähnt, schließen die Versuche nahtlos an die Versuchsreihe 1 von Grand [8] an, weshalb im folgenden auch die Nummerierung der Versuchsreihen fortgeführt und somit die im Anschluss beschriebene Versuchsreihe als *Versuchsreihe 2* bezeichnet wird.

Die als Grundlage für die Belastungen dienenden Hochwasserereignisse und deren auf das Modell umgerechneten äquivalenten Spitzendurchflüsse sind dabei der Tabelle 3.1 zu entnehmen. Um später auch einen Vergleich der Versuchsauswertungen untereinander zu ermöglichen werden zudem in Tabelle 3.2 die Ergebnisse aus der Versuchsreihe 1 von Grand [8] nochmals zusammengefasst.

**Tab. 3.1:** Durchflüsse in Natur und im Modell [8]

Ereignis	Durchfluss Natur [ $m^3/s$ ]	Durchfluss Modell [ $l/s$ ]
MQ	230	23
HQ1	1.180	119
HQ5	1.800	196
HQ30	2.600	277
HQ100	3.100	324
HQ300	4.300	428
EHQ	5.800	556

**Tab. 3.2:** Ergebnisse aus Versuchsreihe 1 von Grand [8]

Nr.	Ereignis	$h_m[m]$	$h_{pfeiler}[m]$	$y_s[m]$
1	HQ1	0,098	0,107	-0,060
2	HQ5	0,142	0,161	-0,105
3	HQ30	0,177	0,161	-0,130
4	HQ100	0,185	0,216	-0,140
9	HQ300	0,250	0,285	-0,145
10	HQ1000	0,352	0,353	0,060

### 3.1 Versuchsreihe 2

Wie bereits bei der Versuchsreihe 1 von Grand [8] wurde auch für die Versuchsreihe 2 der Pfeiler 5 der Brücke von Höchst nach Lustenau für die Modellversuche herangezogen. Die Versuchsreihe 2 umfasste dabei Kolkversuche bei gerader Anströmung und befestigter Sohle im Oberwasserbereich. Dadurch wurde der Geschiebetransport oberwasserseitig des untersuchten Pfeilers auf ein Minimum reduziert, wodurch die somit erhaltenen Kolkiefen als Maximalwerte interpretiert werden können. Zusätzlich wurden noch die Versuchslaufzeiten auf bis zu 22 h je Versuch erhöht. Eine Übersicht der durchgeführten Versuche ist in Tab. 3.3 dargestellt.

Der Normalabfluss wurde auf Grundlage der Klappeneinstellungen bei den vorangegangenen Versuchen eingestellt, die zugehörigen *Wasserspiegellagen* (*WSP*) über einen Zeitraum von 2 Minuten gemessen und der *Pfeilerstau* ( $h_{Pfeiler}$ ) an der dafür am Pfeiler angebrachten Skala abgelesen.

Um die Kolkausbildung zu erfassen, wurde vor Beginn und am Ende eines jeden Versuchs die Sohlgeometrie mittels eines Linienlasers vermessen. Die Messungen wurden hierbei vorrangig im trockenen Zustand, also bei vollständig entleerter Rinne durchgeführt, wobei darauf geachtet wurde, beim Entleeren keine weiteren Veränderungen der Sohle hervorzurufen. Eine fotogrammetrische Auswertung wurde bei dieser Reihe noch nicht durchgeführt.

Anschließend wurden die erhaltenen Ergebnisse noch tabellarisch mit jenen aus der Versuchsreihe 1 von Grand [8] verglichen, um deren Differenz und damit die Auswirkungen des Geschiebetransports und der verlängerten Versuchslaufzeiten auf die maximalen Kolkiefen zu verdeutlichen.

**Tab. 3.3:** Übersicht der durchgeführten Versuche

Nr.	Durchfluss Q		Dauer [hh : mm]	durchgeführte Messungen			
	Ereignis	[l/s]		WSP	$h_{Pfeiler}$	Fotogrammetrie	Laserscan
1	HQ1	117	01:30	x	x		
2	HQ5	196	04:00	x	x		
3	HQ5	194	04:00	x	x		
4	HQ5	194	22:00	x	x		x
5	HQ30	281	19:00	x	x		x
6	HQ100	325	22:00	x	x		x
7	HQ100	325	22:00	x	x		x
8	HQ300		00:00				

### 3.1.1 Versuch 1 - HQ1

In Tabelle 3.4 sind die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für den Versuch 1 - HQ1 angegeben.

**Tab. 3.4:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuch 1 - HQ1

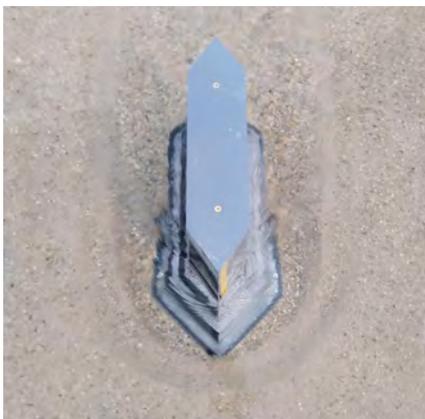
Q [m <sup>3</sup> /s]	t [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*(h)$ [-]
0,117	00:30	0,106	0,114	0,116	-0,055	0,44	0,43	1,04	0,049
	01:00				-0,06				
	01:30				-0,06				

Der angestrebte äquivalente Modell-Durchfluss für den Spitzenabfluss eines HQ1 ergibt sich aus Tabelle 3.1 zu 119 l/s. Beim Versuch wurde ein Durchfluss von 117 l/s erreicht. Die Abweichung begründet sich dabei durch die etwas ungenaue manuelle Pumpensteuerung, liegt jedoch im Toleranzbereich von  $\pm 5\%$  (113,05 – 124,95 l/s).

Da auf Grund der geringen Energie eines HQ1 kaum Geschiebe für den Transport aktiviert wird und es folglich auch nur zu geringen Kolken im Nahbereich des Pfeilers kommt, wurde der Versuch bereits nach  $t = 90\text{min}$  wieder gestoppt. Dabei wurde die Kolkentiefe alle 30 min mittels Schauglas abgelesen. Da die am Modell angebrachten Skalen noch nicht sichtbar waren, mussten die Kolkiefen vorerst abgeschätzt werden. Es war jedoch ersichtlich, dass es bereits nach 60 min zu keiner weiteren merklichen Änderung der Kolkentiefe mehr kommt. Bei Versuch 1 ergab sich somit ein maximaler Kolk von  $y_s = -6,0\text{cm}$ . Auf eine Vermessung der Sohle mittels Linienlaser wurde auf Grund der geringen Relevanz bei diesem Versuch verzichtet.

Der maximale Pfeilerstau wurde anhand einer 10-sekündigen Videoaufnahme ermittelt und lag für diesen Versuch bei  $h_{Pfeiler} = 11,4\text{cm}$  über der ursprünglichen Sohle. Dieser liegt somit knapp unter der aus der mittleren Wassertiefe errechneten Energielinie von  $h_{(EL,m)} = 11,6\text{cm}$ . Die WSP wurden dabei, wie anfangs bereits erwähnt, über einen Zeitraum von 2 min. gemessen, woraus sich eine mittlere Wassertiefe von  $h_m = 10,6\text{cm}$  ableitet. Die daraus errechnete Froude-Zahl ergibt sich zu  $Fr = 0,43$ , was bedeutet, dass es sich um einen strömenden Abfluss handelt.

Nach dem Versuchsende wurde die Sohle im aktuellen Zustand belassen und nicht wieder in ihre Ausgangslage zurückgebaut.



(a) Blick in Fließrichtung



(b) Blick in Fließrichtung

**Abb. 3.1:** Aufnahmen während Versuchsdurchführung HQ1

### 3.1.2 Versuch 2-4 - HQ5

In der Tabelle 3.5 werden die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für die Versuche 2-4 - HQ5 wiedergegeben.

**Tab. 3.5:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu den Versuchen 2-4 - HQ5 aus Versuchsreihe 2

Q [m <sup>3</sup> /s]	t [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*(h)$ [-]
0,196	01:00	0,147	0,165	0,161	-0,090	0,53	0,44	1,44	0,069
	04:00				-0,115				
0,194	08:00	0,147	0,164	0,161	-0,134	0,53	0,44	1,44	0,069
0,194	09:00	0,140	0,160	0,156	-0,120	0,55	0,47	1,37	0,065
	30:00				-0,145				

Die Versuche 2 und 3 waren ursprünglich bereits mit längeren Laufzeiten geplant, mussten jedoch aufgrund von Änderungen im Terminplan der Versuchsdurchführung, jeweils nach 4 h ( $t = 04 : 00$  bzw.  $t = 08 : 00$ ) vorzeitig beendet werden. Um die Versuchsreihe nicht neu starten zu müssen, wurden die beiden Versuche als Vorbelastung akzeptiert und somit die Durchführung des eigentlich geplanten HQ5-Versuchs direkt angehängt. Die Ausgangslage für den Versuch 4 bildet somit die Endsituation nach Versuch 3 mit  $Q = 194 \text{ l/s}$  und einer Kolkentiefe von  $y_s = -13,4 \text{ cm}$ .

Der angestrebte äquivalente Modell-Durchfluss für den Spitzenabfluss eines HQ5 ergibt sich wieder aus Tabelle 3.1 zu  $196 \text{ l/s}$ . Beim Versuch wurde ein Durchfluss von  $194 \text{ l/s}$  erreicht. Der eingestellte Durchfluss liegt somit im Toleranzbereich von  $\pm 5\%$  ( $186,2 - 205,8 \text{ l/s}$ ).

Um die erhöhte Vorbelastung aus Versuch 2 und 3 etwas abzumindern, wurden zu Versuchsbeginn des Versuches 4 geringe Mengen Geschiebe im Oberwasser hinzugegeben. Dadurch und durch einen während des Füllvorganges verursachten Eintrag von Material in das bestehende Kolkloch, ergab sich zum Zeitpunkt  $t = 9 \text{ h}$  auch ein etwas geringerer Kolk (siehe Tabelle 3.5) als zu Beginn des Versuchs. Nach 22 h (30 h inkl. Vorbelastung aus VR2 und VR3) wurde der Versuch beendet und ein maximaler Kolk von  $y_s = -14,5 \text{ cm}$  gemessen. Anschließend wurde die Sohle im trockenen Zustand mittels Linienlaser vermessen. In Abbildung 3.3 ist die Auswertung dieser Messung ersichtlich.

Der maximale Pfeilerstau wurde anhand einer 10-sekündigen Videoaufnahme ermittelt und ergab sich bei Versuch 4 zu  $h_{Pfeiler} = 16,0 \text{ cm}$  über der ursprünglichen Sohle. Dieser liegt somit knapp über der aus der mittleren Wassertiefe errechneten Energielinie von  $h_{(EL,m)} = 15,6 \text{ cm}$ , was mitunter auf Schwankungen der Wassertiefe sowie gewisse Messtoleranzen zurückzuführen ist. Die mittlere Wassertiefe belief sich dabei auf  $h_m = 14,0 \text{ cm}$  und die daraus abgeleitete Froude-Zahl ergibt sich zu  $Fr = 0,47$ , somit liegt wieder ein strömender Abfluss vor.

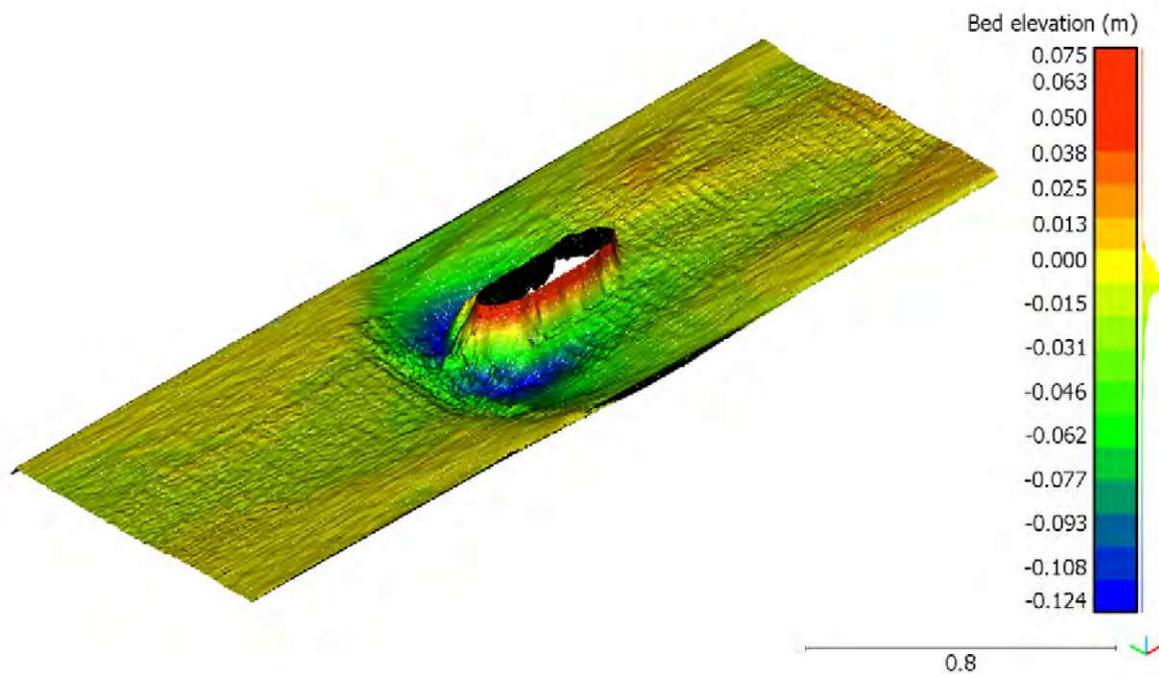
Da es vor allem bei geringeren Hochwasserereignissen schwierig war, die Kolkiefen an der Skala abzulesen, wurde am Ende dieses Versuchs der Brückenpfeiler freigelegt und eine neue, den gesamten Pfeiler umlaufende Skala angebracht. Anschließend wurde die Sohle wieder neu hergestellt und mit der Durchführung von Versuch 5 - HQ30 die Reihe fortgeführt.



(a) Blick in Fließrichtung

(b) Blick in Fließrichtung

Abb. 3.2: Aufnahmen nach Versuchsende HQ5

Abb. 3.3: Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach HQ5 ( $t=30h$ )

### 3.1.3 Versuch 5 - HQ30

In Tabelle 3.6 sind die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für den Versuch 5 - HQ30 angegeben.

Da nach dem Versuch 4 die Sohle neu hergestellt wurde, mussten vor Versuchsbeginn wieder die entsprechenden Sohlverhältnisse wie nach Versuch 4 hergestellt werden. Zu diesem Zweck wurde das Modell so lange mit einem HQ30 belastet, bis sich wieder eine Kolkentiefe von ca.  $y_s = -14,5\text{cm}$  eingestellt hatte. Die angestrebte Tiefe wurde nach 3 h erreicht und der eigentliche Versuch 5 von diesem Zeitpunkt an ( $t = 0$ ) gestartet. Die Ausgangslage für den Versuch 5 entspricht somit in etwa der Endsituation nach Versuch 4 mit  $Q = 194\text{l/s}$  und einer Kolkentiefe von  $y_s = -14,5\text{cm}$ .

**Tab. 3.6:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuch 5 - HQ30

Q [m <sup>3</sup> /s]	t [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*(h)$ [-]
0,281	03:00	0,178	0,204	0,198	-0,145	0,63	0,48	1,75	0,083
	22:00				-0,178				

Der angestrebte äquivalente Modell-Durchfluss für den Spitzenabfluss eines HQ30 ergibt sich wieder aus Tabelle 3.1 zu 277 l/s. Beim Versuch wurde ein Durchfluss von 281 l/s erreicht. Der eingestellte Durchfluss liegt damit im Toleranzbereich von  $\pm 5\%$  (263,15 – 290,85 l/s).

Geplant war wieder eine Laufzeit von 22h, allerdings wurde aufgrund eines Rechenfehlers im Versuchsprotokoll die Vorbelastungszeit fälschlicherweise miteinbezogen und somit der Versuch bereits nach 19h (22h inkl. Vorbelastung) beendet. Dabei wurde ein maximaler Kolk von  $y_s = -17,8\text{cm}$  gemessen. Anschließend wurde das Wasser in der Versuchsrinne weiter aufgestaut und die Sohle im nassen Zustand mittels Linienlaser vermessen. In Abbildung 3.5 ist die Auswertung dieser Messung ersichtlich.

Der maximale Pfeilerstau wurde anhand einer 10-sekündigen Videoaufnahme ermittelt und ergab sich zu  $h_{Pfeiler} = 20,4\text{cm}$  über der ursprünglichen Sohle. Dieser liegt somit wieder knapp über der aus der mittleren Wassertiefe errechneten Energielinie von  $h_{(EL,m)} = 19,8\text{cm}$ . Die mittlere Wassertiefe belief sich dabei auf  $h_m = 17,8\text{cm}$  und die daraus abgeleitete Froude-Zahl auf  $Fr = 0,47$ , somit liegt wieder ein strömender Abfluss vor.

Nach dem Versuch wurde die Sohle im aktuellen Zustand belassen und nicht wieder in ihre Ausgangslage zurückgebaut.



(a) Blick in Fließrichtung

(b) Blick ins Kolkloch

**Abb. 3.4:** Aufnahmen nach Versuchsende HQ30

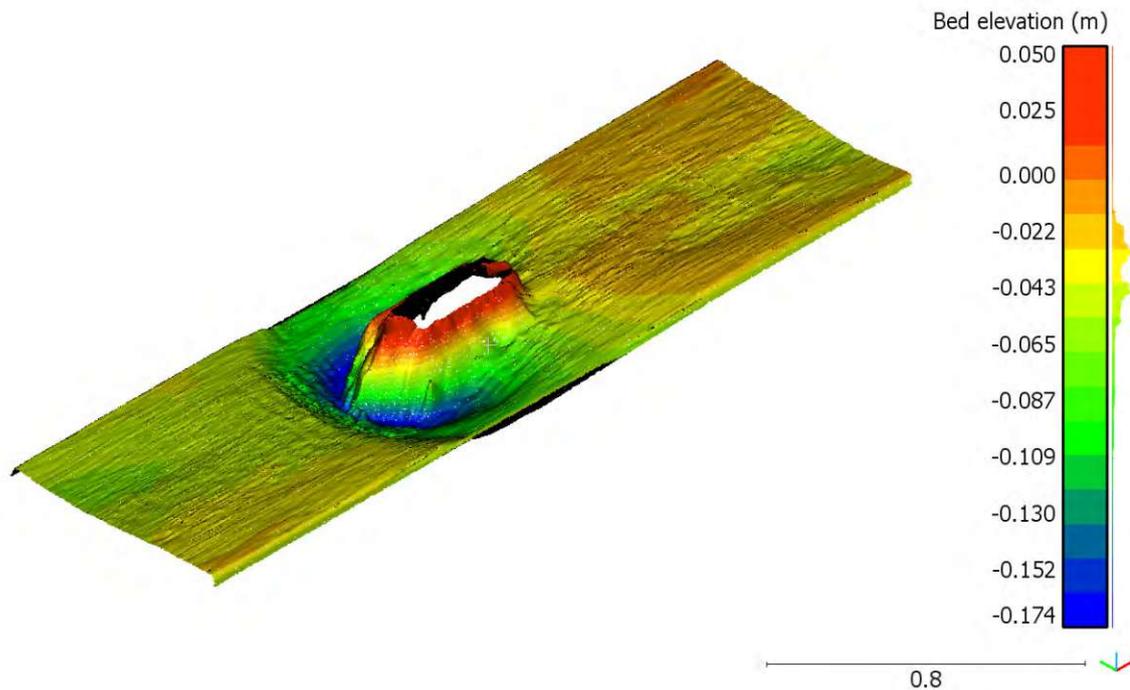


Abb. 3.5: Auswertung Sohlvermessung nass mit Linienlaser nach HQ30 ( $t=19h$ )

### 3.1.4 Versuch 6 - HQ100

In Tabelle 3.7 sind wieder die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für den Versuch 6 - HQ100 angegeben.

Tab. 3.7: Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuch 6 - HQ100

$Q$ [ $m^3/s$ ]	$t$ [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [ $N/m^2$ ]	$\tau_*(h)$ [-]
0,325	01:00	0,199	0,225	0,221	-0,172	0,65	0,47	1,95	0,093
	22:00				-0,203				

Die Ausgangslage für den Versuch 6 entsprach der Endsituation nach Versuch 5 mit einem Durchfluss  $Q = 281 l/s$  und einer Kolkentiefe von  $y_s = -17,8 cm$ .

Der angestrebte äquivalente Modell-Durchfluss für den Spitzenabfluss eines HQ100 ergibt sich wieder aus Tabelle 3.1 zu  $324 l/s$ . Beim Versuch wurde ein Durchfluss von  $325 l/s$  erreicht. Der eingestellte Durchfluss liegt damit im Toleranzbereich von  $\pm 5\%$  ( $307,80 - 340,20 l/s$ ).

Nach einer Laufzeit von  $22h$  wurde der Versuch beendet und ein maximaler Kolk von  $y_s = -20,3 cm$  gemessen. Anschließend wurde die Sohle wieder im trockenen Zustand vermessen. Die zugehörige Auswertung ist in Abbildung 3.7 dargestellt.

Der maximale Pfeilerstau ergab sich hierbei zu  $h_{Pfeiler} = 22,5 cm$  über der ursprünglichen Sohle. Dieser liegt somit wieder knapp über der aus der mittleren Wassertiefe errechneten Energielinie von  $h_{(EL,m)} = 22,1 cm$ . Die mittlere Wassertiefe belief sich dabei auf  $h_m = 19,9 cm$  und die daraus abgeleitete Froude-Zahl auf  $Fr = 0,47$ , somit liegt wieder ein strömender Abfluss vor.

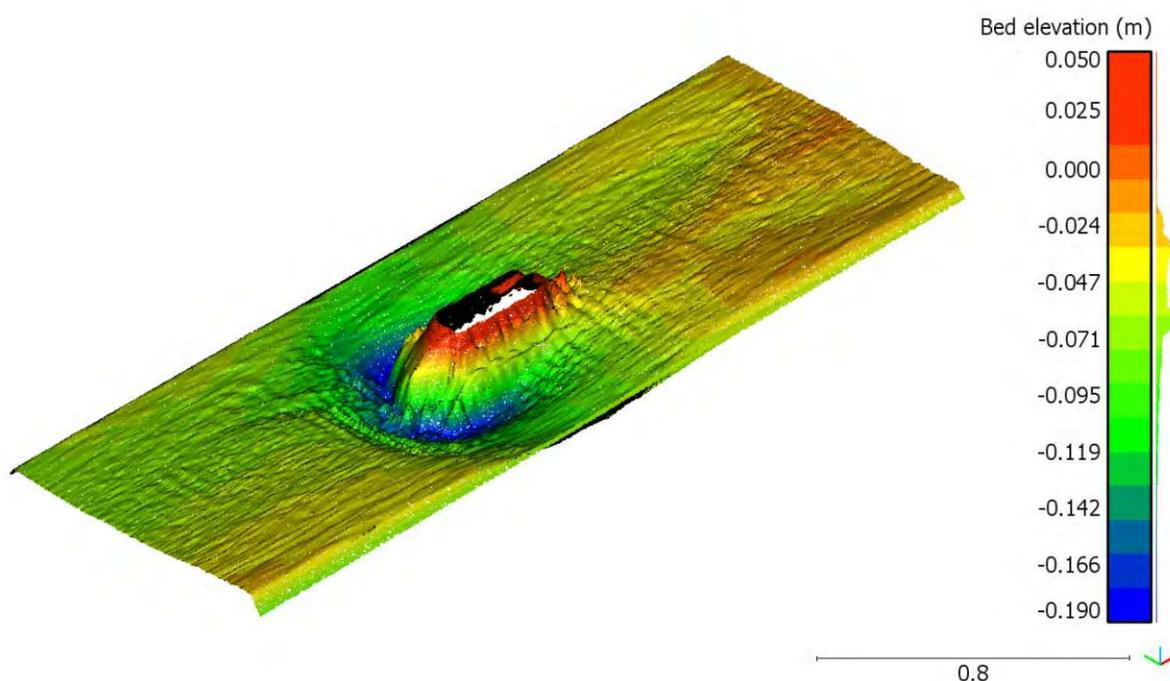
Nach dem Versuch wurde die Sohle wieder in ihre Ausgangslage zurückgebaut.



(a) Blick in Fließrichtung

(b) Blick ins Kolkloch

Abb. 3.6: Aufnahmen nach Versuchsende HQ100

Abb. 3.7: Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach HQ100 ( $t=22h$ )

### 3.1.5 Versuch 7 und 8 - HQ100 und HQ300

Der Versuch 7 diente lediglich als Vorbelastung für den Versuch 8, da im Anschluss an den Versuch 6 die Sohle der Versuchsrinne neu hergestellt wurde. Um die Ergebnisse nicht zu verfälschen, mussten somit vor der Versuchsdurchführung eines HQ300 mittels Vorbelastung wieder die ursprünglichen Kolkverhältnisse wie am Ende des Versuchs 6 hergestellt werden. Zu diesem Zweck wurde die Rinne wieder mit einem HQ100 belastet, bis sich wieder ein Kolk von ca.  $-0,203$  einstellte. Nach 22 Stunden wurde ein Kolk von  $-0,198$  m erreicht und der Versuch somit beendet.

Ursprünglich wäre der Versuch 8 mit einem HQ300 geplant gewesen. Da bei der Versuchsreihe 2 durch die befestigte Sohle im Oberwasser der Geschiebetransport so weit eingeschränkt wurde, dass bereits nach einem HQ100 kaum noch Material für den Transport zur Verfügung stand, bildete sich somit auch ein Kolk aus, welcher die realen Verhältnisse kaum wiedergibt. Nach

Rücksprache mit den Projektverantwortlichen wurde somit entschieden den Versuch 8 bei dieser Versuchsreihe nicht mehr durchzuführen.

### 3.1.6 Vergleich der max. Kolkiefen aus Versuchsreihe 1 und 2

**Tab. 3.8:** maßgebende Ergebnisse aus Versuchsreihe 2

Nr.	Ereignis	$h_m[m]$	$h_{Pfeiler}[m]$	$y_s[m]$
1	HQ1	0,106	0,114	-0,060
2	HQ5	0,147	0,165	-0,115
3	HQ5	0,147	-	-0,134
4	HQ5	0,140	0,160	-0,145
5	HQ30	0,178	0,204	-0,178
6	HQ100	0,199	0,225	-0,203

**Tab. 3.9:** Vergleich max. Kolk aus Versuchsreihe 1 und 2

Ereignis	Versuchsreihe 1		Versuchsreihe 2		Differenz %
	Modell	real	Modell	real	
HQ1	-0,060	-1,80	-0,060	-1,80	0,00
HQ5	-0,105	-3,15	-0,145	-4,35	38,10
HQ30	-0,130	-3,90	-0,178	-5,34	36,92
HQ100	-0,140	-4,20	-0,203	-6,09	45,00
HQ300	-0,145	-4,35	-	-	-
HQ1000	0,060	1,80	-	-	-

In Tabelle 3.8 werden die maßgebenden Ergebnisse aus der Versuchsreihe 2 mit gerader Anströmung, befestigter Sohle und verlängerten Laufzeiten noch einmal zusammengefasst. Tabelle 3.9 zeigt anschließend den Vergleich der Ergebnisse aus Versuchsreihe 2 mit jenen aus Versuchsreihe 1 bei gerader Anströmung und unbefestigter Sohle (siehe Tabelle 3.2).

Es zeigt sich, dass bei einem HQ1 noch kein Unterschied in der maximalen Kolktiefe hervorgeht. Dies begründet sich vor allem darin, dass die Energie zur Mobilisierung des Geschiebes nur bedingt ausreicht um die Sohle in Bewegung zu versetzen und somit nur die Feianteile abtransportiert werden. Somit wirkt sich das im Oberwasser für den Transport zur Verfügung stehende Geschiebe auch kaum auf den entstehenden Kolk aus.

Mit steigenden Hochwasserabflüssen nimmt jedoch auch die Mobilisierungsenergie zu. Folgend wird immer mehr Geschiebe in Bewegung versetzt und schließlich abtransportiert. Da bei einer befestigten Sohle oberwasserseitig des Pfeilers entsprechend weniger Geschiebe für den Transport zur Verfügung steht, bilden sich folglich erhöhte Kolkiefen aus, wie auch in Tabelle 3.9 ersichtlich.

## 3.2 Versuchsreihe 3

Bei der Versuchsreihe 3 wurde der besagte Pfeiler um 30° gedreht und die Sohle im Oberwasser wie bei der Versuchsreihe 2 belassen. Eine Übersicht der durchgeführten Versuche ist in Tab. 3.10 dargestellt.

Der Normalabfluss wurde wieder auf Grundlage der Klappeneinstellungen bei den vorangegangenen Versuchen eingestellt, die zugehörigen WSP über einen Zeitraum von 2 Minuten gemessen und der Pfeilerstau  $h_{Pfeiler}$  an der dafür am Pfeiler angebrachten Skala abgelesen.

Um die Kolkausbildung zu erfassen, wurde vor Beginn und am Ende eines jeden Versuchs die Sohlgeometrie mittels eines Linienlasers vermessen. Die Messungen wurden hierbei vorrangig im trockenen Zustand, also bei vollständig entleerter Rinne durchgeführt, wobei darauf geachtet wurde, beim Entleeren keine weiteren Veränderungen der Sohle hervorzurufen. Weiters wurden aufgrund der veränderten Anströmverhältnisse und den damit erwarteten vergrößerten Kolkbereichen die Laserscans auf insgesamt 9 statt ursprünglich 3 Teilbahnen ausgeweitet, um auch den gesamten Kolk abbilden zu können.

**Tab. 3.10:** Übersicht der durchgeführten Versuche aus Versuchsreihe 3

Nr.	Durchfluss Q		Dauer [hh : mm]	durchgeführte Messungen			
	Ereignis	[l/s]		WSP	$h_{Pfeiler}$	Fotogrammetrie	Laserscan
1	HQ1	119	04:00	x	x		x
2	HQ5	196	30:00	x	x		x
3	HQ30	275	19:00	x	x		x
4	HQ100	324	22:00	x	x		x
5	HQ300	431	05:00	x	x		x

### 3.2.1 Versuch 1 - HQ1

In Tabelle 3.11 sind die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für den Versuch 1 - HQ1 angegeben.

**Tab. 3.11:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuch 1 - HQ1 aus Versuchsreihe 3

Q	t	$h_m$	$h_{Pfeiler}$	$h_{EL,m}$	$y_s$	$v_m(h)$	Fr (h)	$\tau(h)$	$\tau_*(h)$
[m <sup>3</sup> /s]	[hh : mm]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[–]	[N/m <sup>2</sup> ]	[–]
0,119	00:15	0,108	0,120	0,118	-0,081	0,44	0,43	1,06	0,050
	00:30				-0,094				
	00:45				-0,097				
	01:00				-0,101				
	01:30				-0,100				
	02:00				-0,103				
	02:30				-0,114				
	03:00				-0,112				
	03:30				-0,113				
	04:00				-0,118				

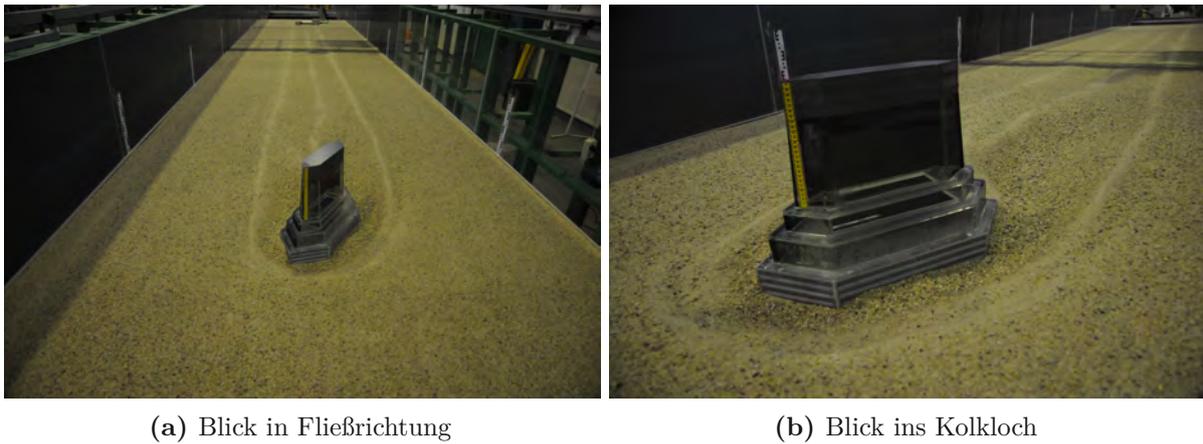
Der angestrebte äquivalente Modell-Durchfluss für den Spitzenabfluss eines HQ1 ergibt sich aus Tabelle 3.1 zu 119 l/s, welcher bei diesem Versuch auch genau erreicht worden ist (Toleranzbereich  $\pm 5\%$  (113,05 – 124,95 l/s)).

Der Versuch wurde über einen Zeitraum von  $t = 4h$  gefahren, wobei die Kolkentiefe alle 15 bzw. 30 min mittels Schauglas abgelesen wurde. Bereits nach  $t = 15min$  konnte ein größerer Kolk als bei gerader Anströmung gemessen werden. Nach  $t = 4h$  ergab sich somit ein maximaler Kolk

von  $y_s = -11,8\text{cm}$ . Anschließend wurde die Sohle im trockenen Zustand mittels Linienlaser vermessen. Die Ergebnisse dieser Vermessung sind in Abbildung 3.9 dargestellt.

Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 3.11 zu entnehmen.

Nach dem Versuchsende wurde die Sohle im aktuellen Zustand belassen und nicht wieder in ihre Ausgangslage zurückgebaut.



(a) Blick in Fließrichtung

(b) Blick ins Kolkloch

Abb. 3.8: Aufnahmen nach Versuchsende HQ1

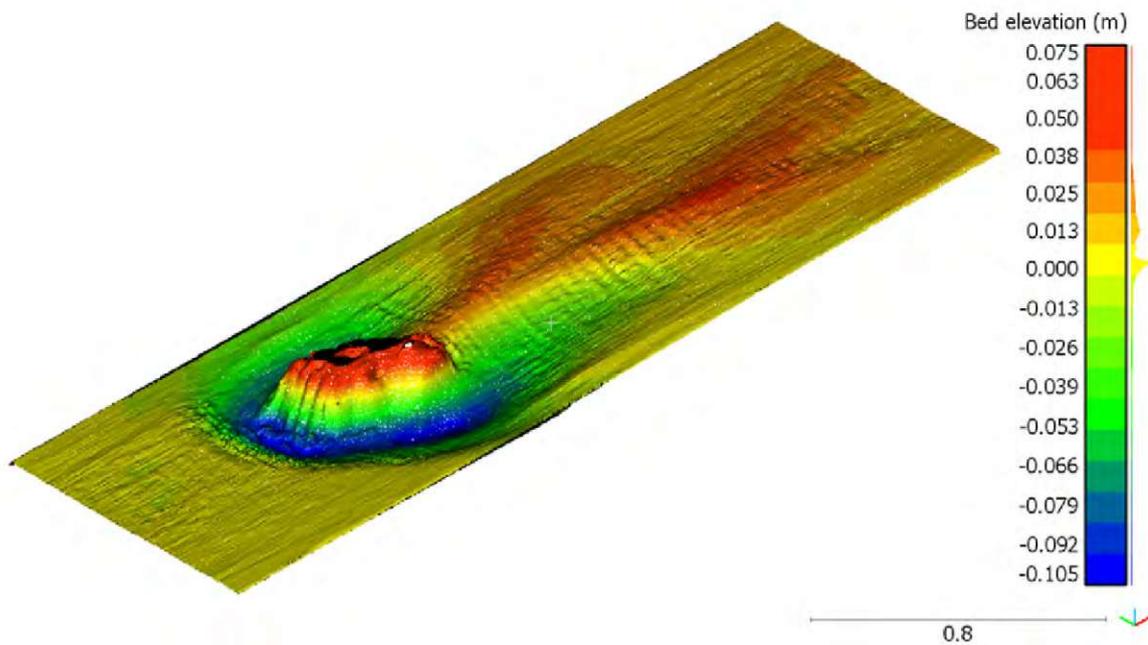


Abb. 3.9: Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach HQ1 ( $t=4\text{h}$ )

### 3.2.2 Versuch 2 - HQ5

In der Tabelle 3.12 werden die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für den Versuch 2 - HQ5 aus Versuchsreihe 3 wiedergegeben.

**Tab. 3.12:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuch 2 - HQ5 aus Versuchsreihe 3

Q [m <sup>3</sup> /s]	t [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*(h)$ [-]
0,196	01:00	0,147	0,170	0,161	-0,165	0,53	0,44	1,44	0,069
	01:30				-0,182				
	03:00				-0,193				
	04:00				-0,197				
0,196	05:00	0,147	0,170	0,161	-0,200	0,53	0,44	1,44	0,069
	06:00				-0,205				
	07:00				-0,210				
	08:00				-0,216				
0,196	09:00	0,148	0,171	0,162	-0,215	0,53	0,44	1,45	0,069
	30:00				-0,268				

Die Ausgangslage für den Versuch 2 bildet die Endsituation des Versuchs 1 mit  $Q = 119\text{ l/s}$  und einer Kolkentiefe von  $y_s = -11,8\text{ cm}$ .

Der angestrebte äquivalente Modell-Durchfluss für den Spitzenabfluss eines HQ5 ergibt sich wieder aus Tabelle 3.1 zu  $196\text{ l/s}$ , welcher bei diesem Versuch auch genau erreicht worden ist (Toleranzbereich  $\pm 5\%$  ( $186,2 - 205,8\text{ l/s}$ )).

Wie bereits bei Versuchsreihe 2 wurde auch hier das 5-jährliche Hochwasser über einen Gesamtzeitraum von 30 h gefahren und dabei ein maximaler Kolk von  $y_s = -26,8\text{ cm}$  gemessen. Anschließend wurde die Sohle im trockenen Zustand mittels Linienlaser vermessen. In Abbildung 3.11 sind die Ergebnisse dieser Messung dargestellt.

Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 3.12 zu entnehmen.

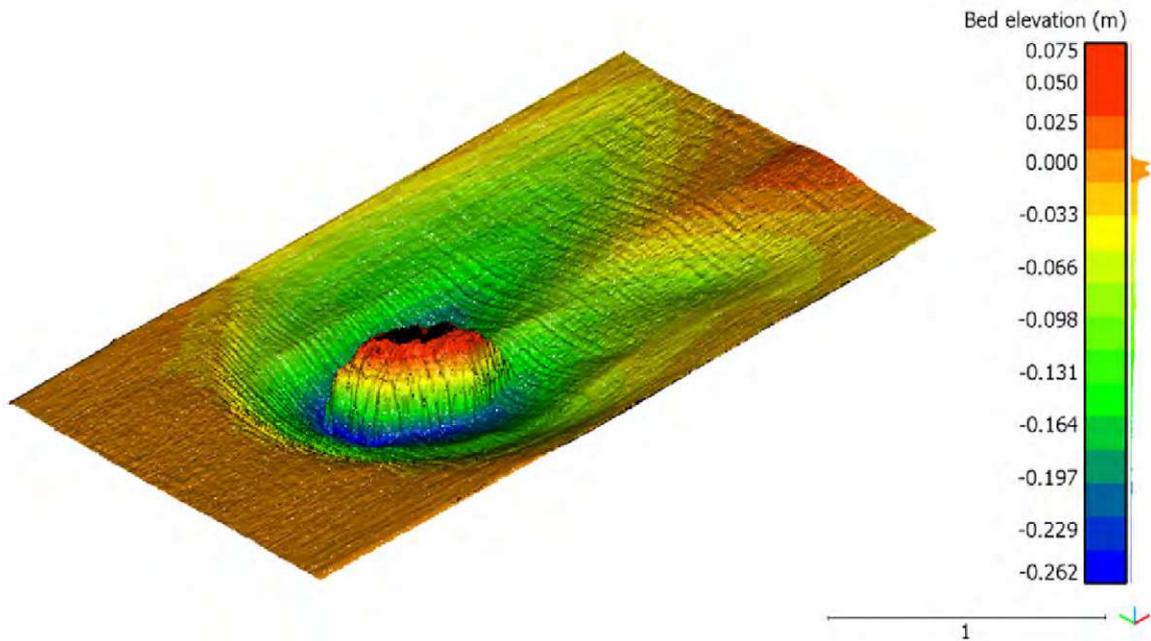
Nach dem Versuchsende wurde die Sohle im aktuellen Zustand belassen und nicht wieder in ihre Ausgangslage zurückgebaut.



(a) Blick in Fließrichtung

(b) Blick gegen die Fließrichtung

**Abb. 3.10:** Aufnahmen nach Versuchsende HQ5



**Abb. 3.11:** Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach HQ5 ( $t=30h$ )

### 3.2.3 Versuch 3 - HQ30

In Tabelle 3.13 sind die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für den Versuch 3 - HQ30 angegeben.

**Tab. 3.13:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuch 3 - HQ30 aus Versuchsreihe 3

Q [ $m^3/s$ ]	t [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [ $N/m^2$ ]	$\tau_*(h)$ [-]
0,275	01:00	0,182	0,211	0,201	-0.265	0,60	0,45	1,79	0,085
	19:00				-0,280				

Die Ausgangslage für den Versuch 3 entspricht der Endsituation des Versuchs 2 mit  $Q = 196l/s$  und einer Kolktiefe von  $y_s = -26,8cm$ .

Der angestrebte äquivalente Modell-Durchfluss für den Spitzenabfluss eines HQ30 ergibt sich wieder aus Tabelle 3.1 zu  $277 l/s$ . Beim Versuch wurde ein Durchfluss von  $275 l/s$  erreicht. Der eingestellte Durchfluss liegt damit im Toleranzbereich von  $\pm 5\%$  ( $263,15 - 290,85l/s$ ).

Der Versuch 5 wäre ursprünglich über eine Dauer von  $22h$  geplant gewesen. Da jedoch bereits bei Versuchsreihe 2 der entsprechende Versuch für ein 30-jährliches Hochwasser auf  $19h$  reduziert werden musste, wurde die Laufzeit hierbei ebenfalls angeglichen und der Versuch nach  $19h$  beendet. Somit war auch die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zwischen den einzelnen Versuchsreihen wieder gegeben. Nach  $1h$  Laufzeit wurde eine Kolktiefe von  $y_s = -26,5cm$  gemessen, was eine leichte Kolkauffüllung, im Vergleich zur Ausgangslage, bedeutet. Diese kann einerseits durch einen leichten Geschiebeeintrag ins Kolkloch während des Auffüllvorgangs begründet werden, andererseits auch über einen Durchgang einer Geschiebedüne erklärt werden. Nach dem Versuchsende wurde ein maximaler Kolk von  $y_s = -28,0cm$  gemessen. Anschließend wurde die Sohle wieder im trockenen Zustand mittels Linienlaser vermessen, die Ergebnisse sind in Abbildung 3.13 dargestellt.

Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 3.13 zu entnehmen.

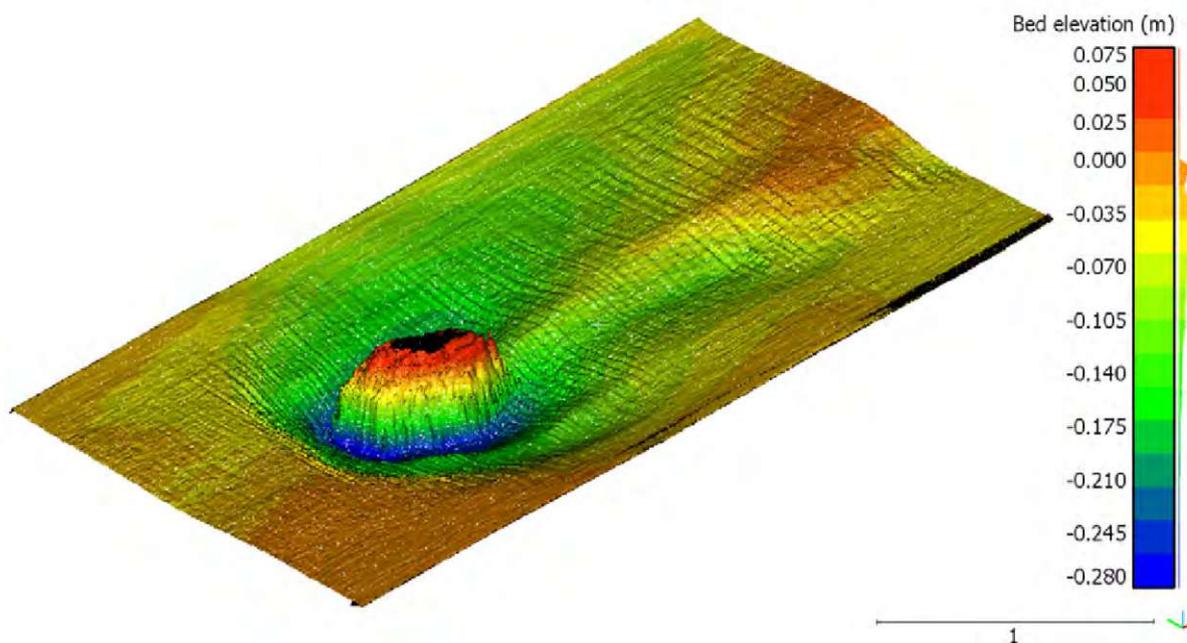
Nach dem Versuchsende wurde die Sohle im aktuellen Zustand belassen und nicht wieder in ihre Ausgangslage zurückgebaut.



(a) Blick in Fließrichtung

(b) Blick ins Kolkloch

**Abb. 3.12:** Aufnahmen nach Versuchsende HQ30



**Abb. 3.13:** Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach HQ30

### 3.2.4 Versuch 4 - HQ100

In Tabelle 3.14 sind wieder die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für den Versuch 4 - HQ100 angegeben.

Die Ausgangslage für den Versuch 4 entsprach der Endsituation des Versuchs 3 mit einem Durchfluss  $Q = 275 \text{ l/s}$  und einer Kolktiefe von  $y_s = -26,8 \text{ cm}$ .

**Tab. 3.14:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuch 4 - HQ100

Q [m <sup>3</sup> /s]	t [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*(h)$ [-]
0,324	01:00 22:00	0,201	0,235	0,222		0,65	0,46	1,97	0,094
					-0,306				

Der angestrebte äquivalente Modell-Durchfluss für den Spitzenabfluss eines HQ100 ergibt sich wieder aus Tabelle 3.1 zu 324 l/s, welcher bei diesem Versuch auch genau erreicht worden ist (Toleranzbereich  $\pm 5\%$  (307,80 – 340,20 l/s)).

Nach einer Laufzeit von 22h wurde der Versuch beendet und ein maximaler Kolk von  $y_s = -30,6\text{cm}$  gemessen. Anschließend wurde die Sohle im trockenen Zustand mittels Linienlaser vermessen, die Ergebnisse hierzu sind in Abbildung 3.15 dargestellt.

Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 3.14 zu entnehmen.

Zu Beginn des Versuchs war eine starke Erosion oberwasserseitig im Übergangsbereich von befestigter auf unbefestigte Sohle erkennbar. So wurde die Rampe der Unterkonstruktion bereits stellenweise freigelegt. Um dem entgegenzuwirken und zu verhindern, dass diese Erosion weiter voranschreiten und damit die Strömungsverhältnisse in der Rinne zunehmend beeinflussen konnte, wurde während der Versuchsdurchführung mehrmals Modellgeschiebe im Störungsbereich hinzugegeben.

Nach dem Versuchsende wurde die Sohle im aktuellen Zustand belassen und nicht wieder in ihre Ausgangslage zurückgebaut.



(a) Blick in Fließrichtung

(b) Blick ins Kolkloch

**Abb. 3.14:** Aufnahmen nach Versuchsende HQ100

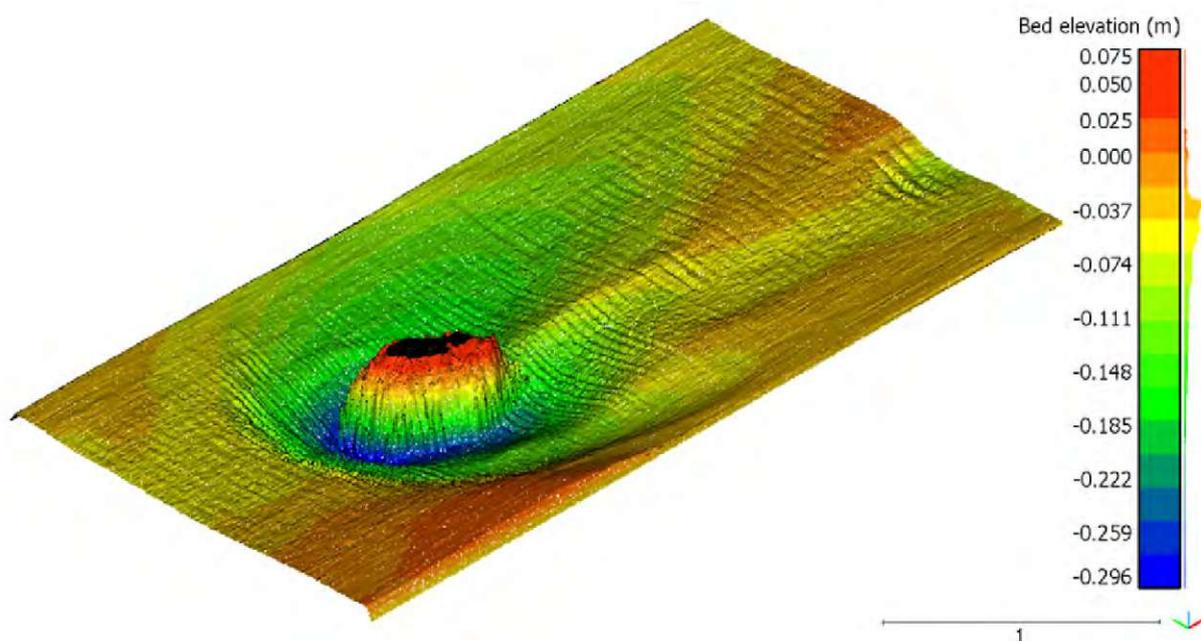


Abb. 3.15: Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach HQ100

### 3.2.5 Versuch 5 - HQ300

In Tabelle 3.15 sind wieder die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für den Versuch 5 - HQ300 angegeben.

Tab. 3.15: Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuch 5 - HQ300

$Q$ [ $m^3/s$ ]	$t$ [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [ $N/m^2$ ]	$\tau_*(h)$ [-]
0,431	05:00	0,240	0,283	0,266	-0,284	0,72	0,47	2,35	0,112

Die Ausgangslage für den Versuch 5 entsprach der Endsituation des Versuchs 4 mit einem Durchfluss  $Q = 324 l/s$  und einer Kolkentiefe von  $y_s = -30,6 cm$ .

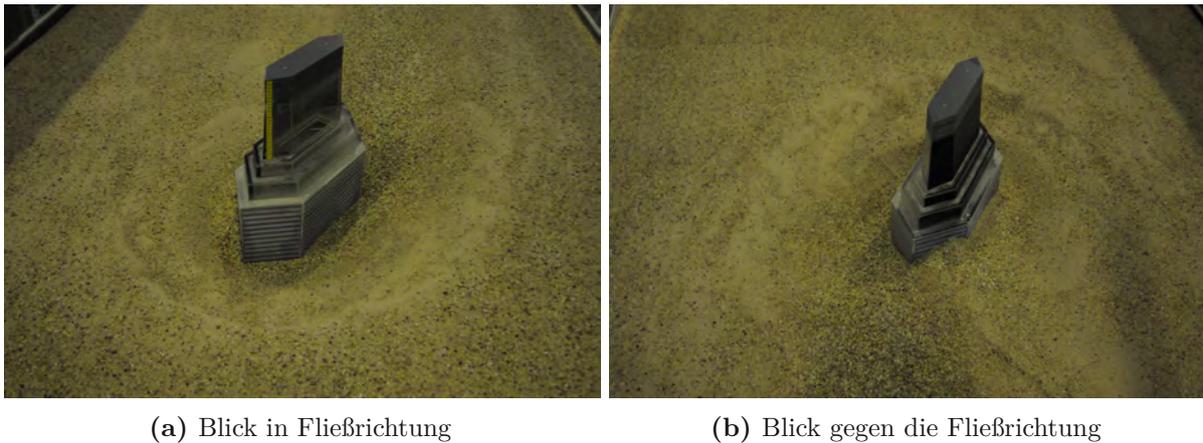
Der angestrebte äquivalente Modell-Durchfluss für den Spitzenabfluss eines HQ300 ergibt sich wieder aus Tabelle 3.1 zu  $428 l/s$ . Beim Versuch wurde ein Durchfluss von  $431 l/s$  erreicht. Der eingestellte Durchfluss liegt damit im Toleranzbereich von  $\pm 5\%$  ( $406,60 - 449,40 l/s$ ).

Nach einer Laufzeit von  $5h$  wurde der Versuch beendet und ein maximaler Kolk von  $y_s = -28,4 cm$  gemessen. Die Endkolkentiefe für ein HQ300 ist in diesem Fall also geringer als jene nach einem HQ100 ( $y_s = -30,6 cm$ ). Die Begründung hierfür liegt vor allem in der sehr starken Sohlbewegung, welche sich bei solch hohen Abflüssen einstellen kann. So konnte während der gesamten Versuchsdurchführung die Entstehung und Wanderung von teilweise mehreren  $cm$  hohen Dünen beobachtet werden, welche beim Durchwandern der Rinne einen Materialeintrag in den Kolkbereich verursachten. Dieser Eintrag konnte während der Zeit bis zum Durchwandern der nächsten Düne nicht mehr vollständig abgetragen werden, was letzten Endes eine Auffüllung des Kolklochs, verglichen mit der Ausgangssituation, zur Folge hatte. Nach dem Entleeren der Rinne wurde die Sohle wieder mittels Linienlaser vermessen. In Abbildung 3.17 sind die Ergebnisse der Messung dargestellt.

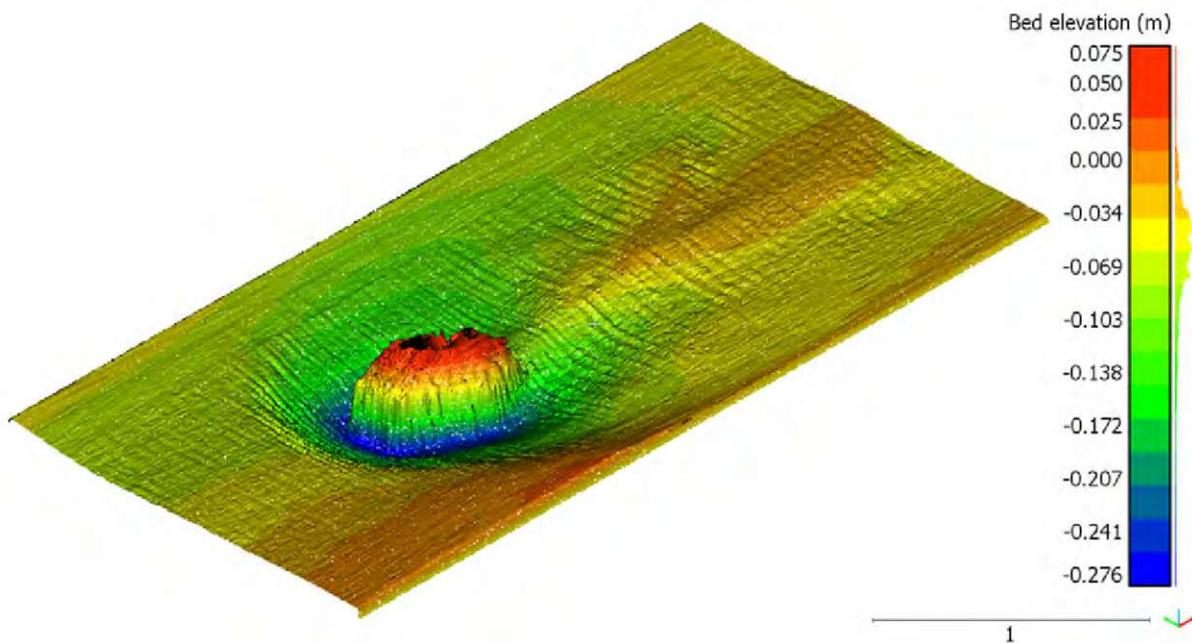
Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 3.15 zu entnehmen.

Zu Beginn des Versuchs war erneut eine starke Erosion im Oberwasser erkennbar. Wieder wurde die Rampe der Unterkonstruktion stellenweise freigelegt und somit auch die Strömungsverhältnisse beeinflusst. Um erneut zu verhindern, dass die bereits schnell fortschreitende Erosion sich weiter ausbreiten und sich somit auch auf den Bereich des Pfeiler auswirken konnte, wurde während der Versuchsdurchführung weiteres Modellgeschiebe hinzugegeben.

Nach dem Versuchsende wurde die Sohle im aktuellen Zustand belassen und nicht wieder in ihre Ausgangslage zurückgebaut.



**Abb. 3.16:** Aufnahmen nach Versuchsende HQ300



**Abb. 3.17:** Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach HQ300 ( $t=5h$ )

### 3.2.6 Zusammenfassung der Ergebnisse aus Versuchsreihe 3

In Tabelle 3.16 werden die Ergebnisse aus der Versuchsreihe 3 - um 30° gedrehtem Pfeiler und befestigter Sohle im Oberwasser - noch einmal zusammengefasst. Tabelle 3.17 zeigt anschließend den Vergleich der Ergebnisse aus Versuchsreihe 3 mit jenen aus Versuchsreihe 2 bei gerader Anströmung und befestigter Sohle (siehe Tabelle 3.8). Entsprechend den Erwartungen wird dabei ersichtlich, dass sich die Änderung der Anströmrichtung maßgeblich auf die entstehenden maximalen Kolke auswirkt. Vor allem bei geringeren Hochwasserereignissen ist der Unterschied dabei besonders markant.

**Tab. 3.16:** Ergebnisse aus Versuchsreihe 3

Nr.	Ereignis	$h_m[m]$	$h_{Pfeiler}[m]$	$y_s[m]$
1	HQ1	0,108	0,120	-0,118
2	HQ5	0,148	0,171	-0,268
3	HQ30	0,182	0,211	-0,280
4	HQ100	0,201	0,235	-0,306
5	HQ300	0,240	0,283	-0,284

**Tab. 3.17:** Vergleich max. Kolk aus Versuchsreihe 2 und 3

Ereignis	Versuchsreihe 2		Versuchsreihe 3		Differenz %
	Modell	real	Modell	real	
HQ1	-0,060	-1,80	-0,100*	-3,00*	66,67
HQ5	-0,145	-4,35	-0,268	-8,04	84,83
HQ30	-0,178	-5,34	-0,280	-8,40	57,30
HQ100	-0,203	-6,09	-0,306	-9,18	50,74
HQ300	-	-	-0,284	-8,52	-

\* Werte zum Zeitpunkt  $t = 1,5h$  zum Zweck der Vergleichbarkeit mit Versuch 1 aus Reihe 2.

## 3.3 Versuchsreihe 4

Bei der Versuchsreihe 4 wurde der Pfeiler in seiner um 30° gedrehten Lage belassen. Der befestigte Sohlbereich im Oberwasser wurde abgerissen und die ursprüngliche unbefestigte Sohle wieder hergestellt. Für eine bessere Vergleichbarkeit wurden die einzelnen Versuchslaufzeiten entsprechend jenen aus Versuchsreihe 1 angeglichen. Die Versuchsreihe 4 entspricht somit der Versuchsreihe 1, jedoch mit einem um 30° gedrehten Pfeiler. Eine Übersicht der durchgeführten Versuche ist in Tab. 3.18 dargestellt.

Der Normalabfluss wurde wieder auf Grundlage der Klappeneinstellungen bei den vorangegangenen Versuchen eingestellt, die zugehörigen WSP über einen Zeitraum von 2 Minuten gemessen und der Pfeilerstau  $h_{Pfeiler}$  an der dafür am Pfeiler angebrachten Skala abgelesen.

Um die Kolkausbildung zu erfassen, wurde vor Beginn und am Ende eines jeden Versuchs die Sohlgeometrie mittels eines Linienlasers vermessen. Die Messungen wurden hierbei vorrangig im trockenen Zustand, also bei vollständig entleerter Rinne durchgeführt, wobei darauf geachtet wurde, beim Entleeren keine weiteren Veränderungen der Sohle hervorzurufen.

In einem weiteren Schritt wurde erstmals versucht, den Nahbereich des Pfeilers auch mittels Photogrammetrie zu erfassen und auszuwerten. Zu diesem Zweck wurden mit einer handelsüblichen Kamera je Versuch ca. 180-200 Fotos im Umkreis des Modellpfeilers aufgenommen und ausgewertet. Wie in Kapitel 2 bereits ausgeführt wurde, sind für eine photogrammetrische Auswertung gewisse Rahmenbedingungen einzuhalten. Aufgrund der starken Reflexionen und den teils schwierigen Lichtverhältnissen, sowie der schwachen Fotoqualität der verwendeten Kamera, lieferten die ersten Versuche daher nur bedingt brauchbare Ergebnisse. Aufgrund der geringen Aussagekraft, wurden die photogrammetrischen Ergebnisse der Versuchsreihe 4 daher auch nicht weiter in die Auswertung mitaufgenommen.

**Tab. 3.18:** Übersicht der durchgeführten Versuche aus Versuchsreihe 4

Nr.	Durchfluss Q		Dauer [hh : mm]	durchgeführte Messungen			
	Ereignis	[l/s]		WSP	$h_{Pfeiler}$	Fotogrammetrie	Laserscan
1	HQ1	120	04:00	x	x	x	x
2	HQ5	197	05:30	x	x	x	x
3	HQ30	276	05:20	x	x	x	x
4	HQ100	323	05:00	x	x	x	x
5	HQ300	431	02:10	x	x		x

### 3.3.1 Versuch 1 - HQ1

**Tab. 3.19:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuch 1 - HQ1 aus Versuchsreihe 4

Q	t	$h_m$	$h_{Pfeiler}$	$h_{EL,m}$	$y_s$	$v_m(h)$	Fr (h)	$\tau(h)$	$\tau_*(h)$
[ $m^3/s$ ]	[hh : mm]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[-]	[ $N/m^2$ ]	[-]
0,120	00:10	0,105	0,116	0,116	-0,075	0,46	0,45	1,03	0,049
	00:20				-0,083				
	00:30				-0,083				
	00:40				-0,087				
	00:50				-0,102				
	01:00				-0,098				
	01:15				-0,105				
	01:30				-0,111				
	01:45				-0,115				
	02:00				-0,119				
	02:30				-0,117				
	03:00				-0,120				
	03:30				-0,125				
	04:00				-0,130				

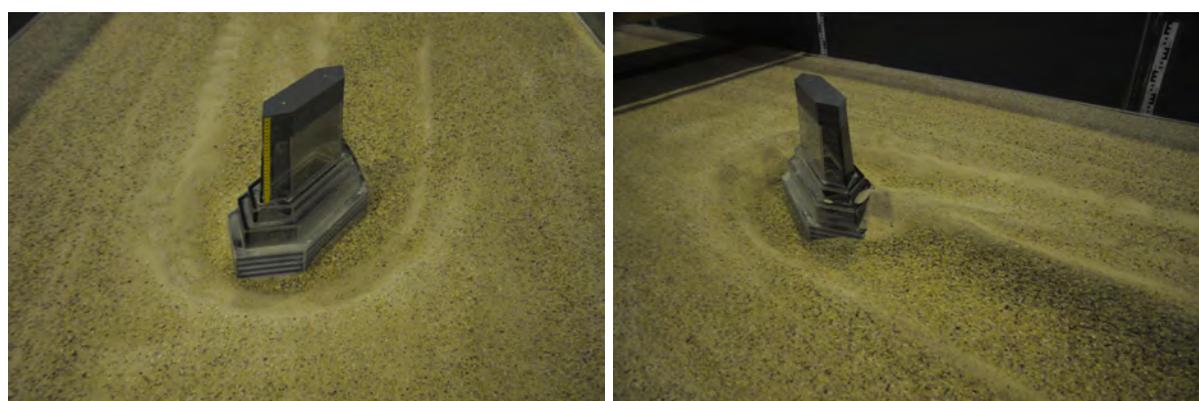
In Tabelle 3.19 sind die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für den Versuch 1 - HQ1 angegeben.

Der angestrebte äquivalente Modell-Durchfluss für den Spitzenabfluss eines HQ1 ergibt sich aus Tabelle 3.1 zu 119 l/s. Beim Versuch wurde ein Durchfluss von 120 l/s erreicht. Der eingestellte Durchfluss liegt damit im Toleranzbereich von  $\pm 5\%$  (113,05 – 124,95 l/s).

Der Versuch wurde über einen Zeitraum von  $t = 4h$  gefahren, wobei die Kolkttiefe anfangs alle 10 min und später alle 15 bzw. 30 min mittels Schauglas abgelesen wurde. Nach  $t = 4h$  ergab sich somit ein maximaler Kolk von  $y_s = -13,0cm$ . Anschließend wurde die Sohle im trockenen Zustand mittels Linienlaser vermessen und um den Nahbereich des Pfeilers wieder zahlreiche Fotos für eine fotogrammetrische Auswertung aufgenommen. In Abbildung 3.19 sind die Ergebnisse der Laserauswertung dargestellt. Aufgrund der mangelnden Qualität wurde die fotogrammetrische Auswertung jedoch, wie anfangs bereits erwähnt, vorläufig nicht weiter miteinbezogen.

Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 3.19 zu entnehmen.

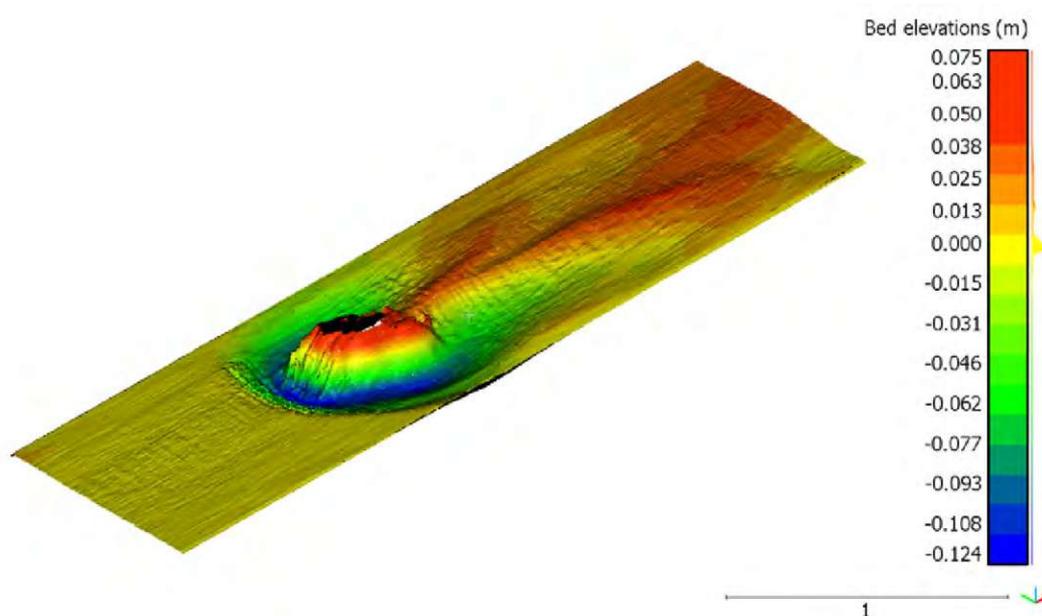
Nach dem Versuchsende wurde die Sohle im aktuellen Zustand belassen und nicht wieder in ihre Ausgangslage zurückgebaut.



(a) Blick in Fließrichtung

(b) Blick gegen die Fließrichtung

Abb. 3.18: Aufnahmen nach Versuchsende HQ1

Abb. 3.19: Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach HQ1 ( $t=4h$ )

### 3.3.2 Versuch 2 - HQ5

**Tab. 3.20:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuch 2 - HQ5 aus Versuchsreihe 4

Q [m <sup>3</sup> /s]	t [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*(h)$ [-]
0,197	00:10	0,147	0,172	0,162	-0,140	0,54	0,45	1,44	0,069
	00:20				-0,147				
	00:30				-0,151				
	00:40				-0,154				
	00:50				-0,156				
	01:00				-0,160				
	01:15				-0,163				
	01:30				-0,165				
	01:45				-0,165				
	02:00				-0,162				
	02:30				-0,166				
	03:00				-0,167				
	03:30				-0,175				
	04:00				-0,172				
	04:30				-0,172				
	05:00				-0,175				
	05:30				-0,180				

In der Tabelle 3.20 werden die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für die Versuche 2 - HQ5 aus Versuchsreihe 4 wiedergegeben.

Die Ausgangslage für den Versuch 2 bildet die Endsituation des Versuchs 1 mit  $Q = 120\text{ l/s}$  und einer Kolkentiefe von  $y_s = -13,0\text{ cm}$ .

Der angestrebte äquivalente Modell-Durchfluss für den Spitzenabfluss eines HQ5 ergibt sich wieder aus Tabelle 3.1 zu  $196\text{ l/s}$ . Beim Versuch wurde ein Durchfluss von  $197\text{ l/s}$  erreicht. Der eingestellte Durchfluss liegt damit im Toleranzbereich von  $\pm 5\%$  ( $186,2 - 205,8\text{ l/s}$ ).

Nach  $5,5\text{ h}$  wurde der Versuch beendet und ein maximaler Kolk von  $y_s = -18,0\text{ cm}$  gemessen. Während des Versuchs wurde zudem eine Änderung der Position des maximalen Kolkes beobachtet. Anfangs stellte sich dieser noch im vorderen Bereich der, der Strömung zugewandten Seite des Pfeilers ein und wanderte im Laufe der Zeit schließlich in den hinteren Bereich ab. Anschließend wurde die Sohle im trockenen Zustand mittels Linienlaser vermessen. In Abbildung 3.21 sind die Ergebnisse der Laserauswertung dargestellt.

Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 3.20 zu entnehmen.

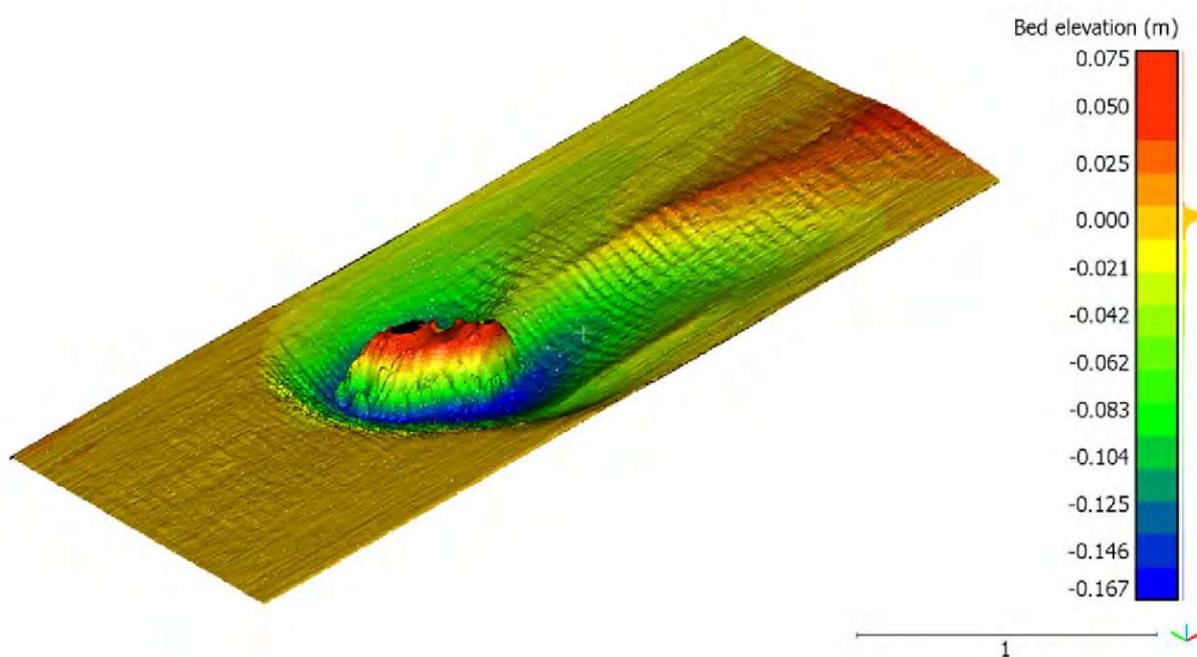
Nach dem Versuchsende wurde die Sohle im aktuellen Zustand belassen und nicht wieder in ihre Ausgangslage zurückgebaut.



(a) Blick in Fließrichtung

(b) Blick gegen die Fließrichtung

Abb. 3.20: Aufnahmen nach Versuchsende HQ5

Abb. 3.21: Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach HQ5 ( $t=5,5h$ )

### 3.3.3 Versuch 3 - HQ30

In Tabelle 3.21 sind die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für den Versuch 3 - HQ30 angegeben.

Die Ausgangslage für den Versuch 3 entspricht der Endsituation des Versuchs 2 mit  $Q = 197l/s$  und einer Kolkentiefe von  $y_s = -18,0cm$ .

Der angestrebte äquivalente Modell-Durchfluss für den Spitzenabfluss eines HQ30 ergibt sich wieder aus Tabelle 3.1 zu  $277 l/s$ . Beim Versuch wurde ein Durchfluss von  $278 l/s$  erreicht. Der eingestellte Durchfluss liegt damit im Toleranzbereich von  $\pm 5\%$  ( $263,15 - 290,85l/s$ ).

Während des Versuchs wurde beobachtet, wie sich die seitliche Abdichtung im Oberwasser im Bereich der Rampe der Unterkonstruktion auflöste und es in weiterer Folge zu einer starken Erosion in diesem Bereich kam (siehe Abbildung 3.22). Aus diesem Grund wurde der Versuch zum Zeitpunkt  $t = 00 : 40$  gestoppt und versucht, die Abdichtung zu reparieren. Die Sohle wurde

**Tab. 3.21:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuch 3 - HQ30 aus Versuchsreihe 4

Q [m <sup>3</sup> /s]	t [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*(h)$ [-]
0,278	00:10	0,186	0,220	0,204	-0,191	0,60	0,44	1,82	0,087
	00:20				-0,193				
	00:30				-0,192				
	00:40				-0,194				
0,276	00:50	186	220	0,204	-0,186	0,59	0,44	1,82	0,087
	01:00				-0,180				
	01:15				-0,175				
	01:30				-0,185				
	01:45				-0,176				
	02:00				-0,160				
	02:30				-0,175				
	03:00				-0,195				
	03:30				-0,190				
	04:00				-0,185				
	04:30				-0,195				
	05:00				-0,198				
	05:20				-0,208				

lediglich im betroffenen Bereich im Oberwasser neu hergestellt und der Versuch anschließend wieder aufgenommen. Die getroffenen Maßnahmen zeigten allerdings nur bedingt Wirkung, da sich bereits nach kurzer Zeit die Abdichtung an der gegenüberliegenden Stelle ebenso auflöste. Um dem entgegenzuwirken wurde während des Versuchs im Störungsbereich Modellgeschiebe hinzugegeben. Dadurch konnte die Erosion vorübergehend beruhigt werden, bis der Versuch beendet war. Gemäß Versuch 3 aus Versuchsreihe 1 [8] wurde die Durchführung nach  $t = 05 : 20$  beendet und ein maximaler Kolk von  $y_s = -20,8\text{cm}$  gemessen. Anschließend wurde die Sohle im trockenen Zustand mittels Linienlaser vermessen. In Abbildung 3.24 sind die Ergebnisse der Laserauswertung dargestellt. Auf eine fotogrammetrische Auswertung wurde hierbei vorerst verzichtet.



(a) Erosion im Bereich Rampe Unterkonstruktion      (b) Sohle nach Reparatur wiederhergestellt

**Abb. 3.22:** Sohle im Bereich Oberwasser nach Versuchsstopp und nach Reparatur der Störung

Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 3.21 zu entnehmen.

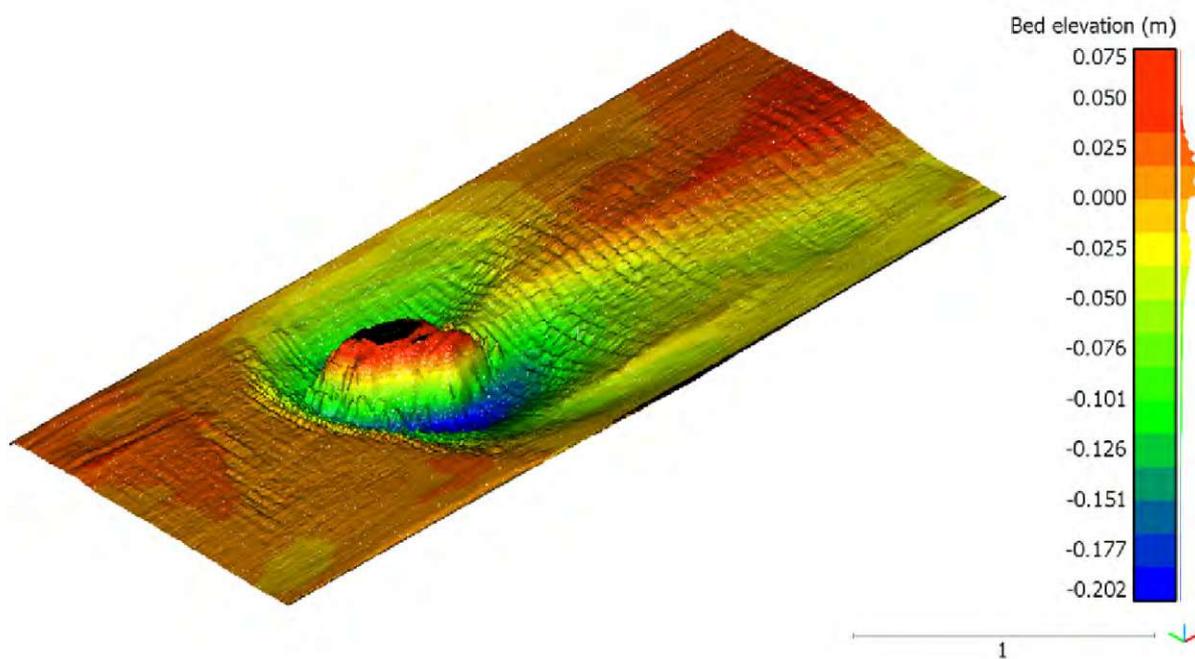
Im Anschluss wurde erneut die Störung repariert und die Sohle im Oberwasser wieder in ihre Ausgangslage zurückgebaut.



(a) Blick in Fließrichtung

(b) Blick ins Kolkloch

**Abb. 3.23:** Aufnahmen nach Versuchsende HQ30



**Abb. 3.24:** Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach HQ30 ( $t=05:20$  h)

### 3.3.4 Versuch 4 - HQ100

In Tabelle 3.22 sind wieder die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für den Versuch 4 - HQ100 angegeben.

Die Ausgangslage für den Versuch 4 war ursprünglich die Endsituation des Versuchs 3 mit einem Durchfluss  $Q = 276\text{ l/s}$  und einer Kolktiefe von  $y_s = -20,8\text{ cm}$ . Nachdem bereits kurz

**Tab. 3.22:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuch 4 - HQ100 aus Versuchsreihe 4

Q [m <sup>3</sup> /s]	t [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*(h)$ [-]
276	00:30	184	0,219	0,202	-0,160	0,60	0,45	1,81	0,086
	05:00				-0,200	Ende Vorbelastung HQ30			
0,323	00:10	0,201	0,238	0,222	-0,200	0,64	0,46	1,97	0,094
	00:20				-0,200				
	00:30				-0,200				
	00:40				-0,200				
	00:50				-0,197				
	01:00				-0,195				
	01:15				-0,195				
	01:30				-0,200				
	01:45				-0,201				
	02:00				-0,203				
	02:30				-0,210				
	03:00				-0,215				
	03:30				-0,215				
	04:00				-0,220				
	04:30				-0,220				
	05:00				-0,220				

nach Versuchsstart erneut Probleme im Bereich der seitlichen Abdichtungen auftraten, wurde entschieden, den Versuch zu stoppen und die Abdichtungen großflächig freizulegen und zu erneuern. Da sich diese Maßnahmen bis auf Höhe des Pfeilers ausstreckten, wurde im Anschluss die gesamte Sohle wieder in ihre ursprüngliche Lage zurückgebaut. Somit musste erneut mittels Vorbelastung eine vergleichbare Ausgangslage gemäß Endsituation Versuch 3 geschaffen werden. Zu diesem Zweck wurde das Modell mit einem HQ30 für 5h belastet (siehe Tabelle 3.22). Die dadurch erhaltene Ausgangslage entspricht somit dem Ende der Vorbelastung mit einem Durchfluss von  $Q = 276\text{ l/s}$  und einer Kolktiefe von  $y_s = -20,0\text{ cm}$ .

Der angestrebte äquivalente Modell-Durchfluss für den Spitzenabfluss eines HQ100 ergibt sich wieder aus Tabelle 3.1 zu  $324\text{ l/s}$ . Beim Versuch wurde ein Durchfluss von  $323\text{ l/s}$  erreicht, dieser liegt wieder im Toleranzbereich von  $\pm 5\%$  ( $307,80 - 340,20\text{ l/s}$ ).

Nach einer Laufzeit von 5h wurde der Versuch beendet und ein maximaler Kolk von  $y_s = -22,0\text{ cm}$  gemessen. Anschließend wurde die Sohle im trockenen Zustand mittels Linienlaser vermessen. In Abbildung 3.26 sind die Ergebnisse der Laserauswertung dargestellt.

Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 3.22 zu entnehmen.

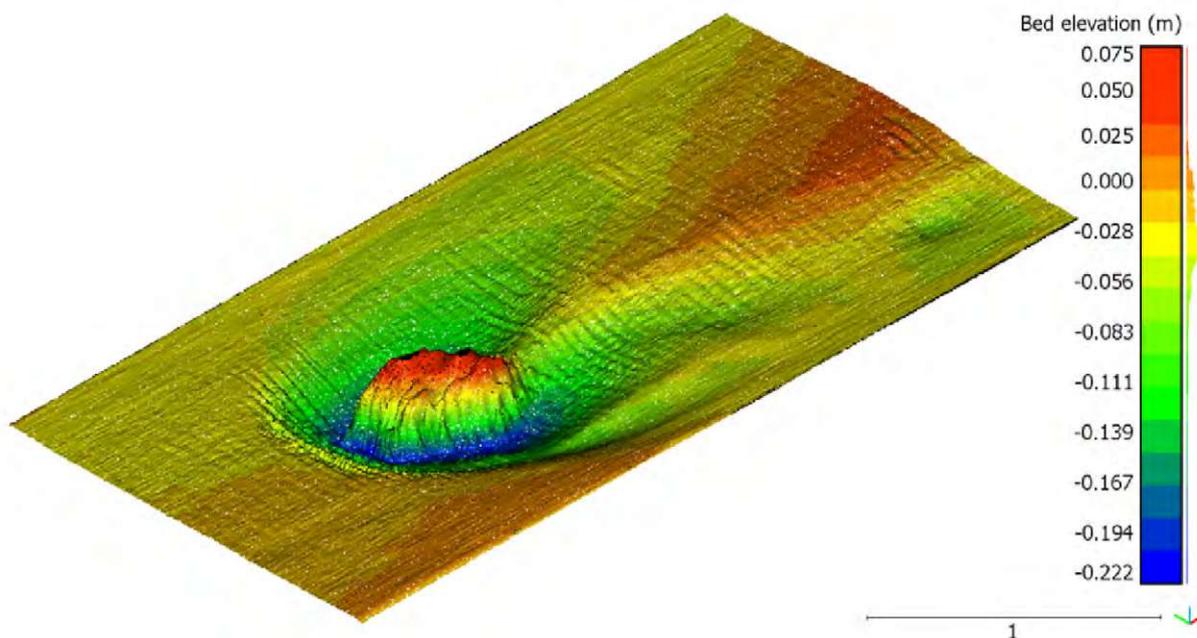
Nach dem Versuchsende wurde die Sohle im aktuellen Zustand belassen und nicht wieder in ihre Ausgangslage zurückgebaut.



(a) Blick in Fließrichtung

(b) Blick in Fließrichtung

Abb. 3.25: Aufnahmen nach Versuchsende HQ100

Abb. 3.26: Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach HQ100 ( $t=5h$ )

### 3.3.5 Versuch 5 - HQ300

In Tabelle 3.23 sind wieder die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für den Versuch 5 - HQ300 angegeben.

Die Ausgangslage für den Versuch 5 war ursprünglich die Endsituation des Versuchs 4 mit einem Durchfluss  $Q = 323l/s$  und einer Kolkentiefe von  $y_s = -22,0cm$ . Wie bereits bei Versuch 4 kam es auch hier kurz nach Beginn zu neuerlichen Problemen im Bereich der seitlichen Abdichtungen. Um eine repräsentative Versuchsdurchführung gewährleisten zu können, musste der Versuch ebenfalls abgebrochen und die Abdichtungen nochmals erneuert werden. Aufgrund der großflächigen Reparaturarbeiten wurde die Sohle danach wieder vollständig in ihre ursprüngliche Lage zurückgebaut. Somit musste erneut mittels Vorbelastung eine vergleichbare Ausgangslage gemäß Endsituation Versuch 4 geschaffen werden. Zu diesem Zweck wurde das Modell mit einem HQ100 für  $5h$  belastet (siehe Tabelle 3.23). Nach dieser Vorbelastung wurde ein Kolk

**Tab. 3.23:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuch 5 - HQ300 aus Versuchsreihe 4

Q [m <sup>3</sup> /s]	t [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*(h)$ [-]	
0,326	00:10	0,205	0,245	0,226	-0,142	0,64	0,45	2,01	0,096	
	05:00				-0,169					Ende Vorbelastung HQ100
0,428	00:10	0,250	0,292	0,274	-0,172	0,69	0,44	2,45	0,117	
	00:20				-0,155					
	00:30				-0,146					
	00:40				-0,120					
	00:50				-0,190					
	01:00				-0,125					
	01:15				-0,160					
	01:30				-0,154					
	01:45				-0,175					
	02:00				-0,165					
	02:10				-0,107					Versuchsabbruch

von  $y_s = -16,9\text{cm}$  gemessen. Ein Vergleich mit dem Ergebnis aus Versuch 4 ( $y_s = -22,0\text{cm}$ ), zeigt hierbei einen deutlichen Unterschied der Endkolkiefen von  $\Delta y_s = -5,1\text{cm}$  im Modell, was einer Differenz von  $\Delta y_s = -1,53\text{m}$  in der Realität entspricht. Die Ursache hierfür lag höchstwahrscheinlich an einer Beschädigung im oberen Bereich der Rampe der Unterkonstruktion, welche jedoch erst später, nämlich nach Abbruch des Versuchs 5, festgestellt wurde. Dabei verursachte die Beschädigung etwa 2,50 m vor dem Pfeiler ein neues Kolkloch. Dieses beeinflusste folglich die Strömungsverhältnisse im Nahbereich des Pfeilers, was in einem geringeren Kolk resultierte. Da dieser Umstand, wie bereits erwähnt, jedoch erst zu einem späteren Zeitpunkt erkannt wurde und dieser Versuch ohnehin nur als Vorbelastung geplant war, wurde der geringere Kolk hierbei als akzeptabel erachtet und mit der Versuchsdurchführung fortgefahren wie geplant. Die dadurch erhaltene Ausgangslage entspricht somit dem Ende der Vorbelastung mit einem Durchfluss von  $Q = 326\text{l/s}$  und einer Kolkentiefe von  $y_s = -16,9\text{cm}$ .

Der angestrebte äquivalente Modell-Durchfluss für den Spitzenabfluss eines HQ300 ergibt sich wieder aus Tabelle 3.1 zu  $428\text{ l/s}$ , welcher bei diesem Versuch auch genau erreicht worden ist (Toleranzbereich  $\pm 5\%$  ( $406,60 - 449,40\text{l/s}$ )).

Aufgrund der großen Transportenergie eines HQ300, der geringen Schichtdicke des Geschiebmaterials im Oberwasser, sowie einer später entdeckten Beschädigung am oberen Ende der Rampe der Unterkonstruktion, wurde die Sohle bereits nach kurzer Zeit stellenweise bis auf den Unterbau abgetragen. Dies konnte anfangs noch mit der Zugabe von Modellgeschiebe ausgeglichen werden. Nach einer Gesamtlauzeit von etwas mehr als  $2\text{h}$  wurde der Versuch jedoch abgebrochen, da die Erosion die Unterkonstruktion im Bereich des Übergangs zur Rampe freigelegt hatte. Begünstigt durch eine beschädigte Abdichtung, bildete sich folglich an dieser Stelle, über den gesamten Rinnenquerschnitt verlaufend, ein neuer ca. 20 cm tiefer Kolk (siehe Abbildung 3.27) aus, welcher sich zunehmend auf die Strömungsverhältnisse auswirkte und letzten Endes eine Auffüllung des Kolklochs im Nahbereich des Pfeilers bewirkte. Zudem war über die gesamte Dauer des Versuches eine sehr starke Dünenbildung zu beobachten (siehe Abbildung 3.28), welche eine Auffüllung des Kolklochs weiter begünstigte. Somit wurde bei Versuchsabbruch nur mehr eine Kolkentiefe von lediglich  $y_s = -10,7\text{cm}$  festgestellt. Am Ende wurde die Sohle nurmehr mittels Laserscan vermessen. Das Ergebnis ist in Abbildung 3.29 dargestellt.

Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 3.15 zu entnehmen.

Um bei den späteren Versuchen neuerliche Störungen zu vermeiden und einen störungsfreien Ablauf sicherzustellen, wurde nach dem Versuchsabbruch die Unterkonstruktion im Bereich Übergang zur Rampe saniert. Nach Rücksprache mit den Projektverantwortlichen wurde entschieden, den Versuch 5 nicht mehr zu wiederholen und die Versuchsreihe an dieser Stelle zu beenden. Die Sohle wurde daher nicht mehr in ihre Ausgangslage zurückgebaut.



(a) Blick gegen Fließrichtung

(b) Blick gegen Fließrichtung

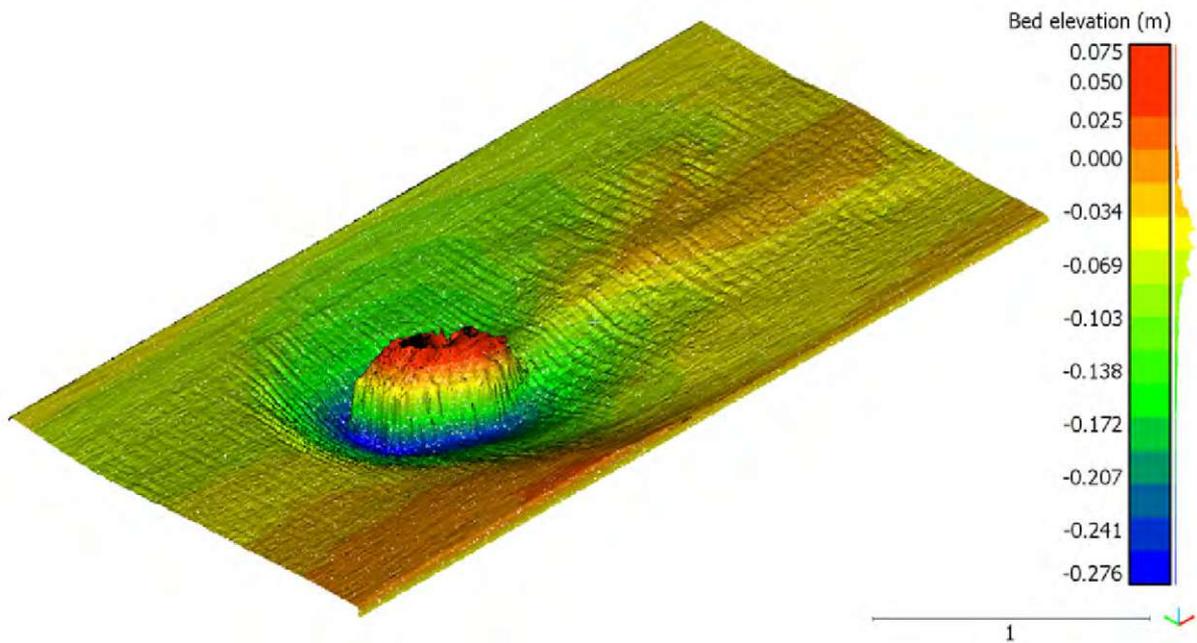
**Abb. 3.27:** Versuchsabbruch nach Störung im Bereich *Übergang Rampe* nach HQ300 ( $t=02:10$ )



(a) Blick gegen Fließrichtung

(b) Blick gegen Fließrichtung

**Abb. 3.28:** starke Dünenbildung bei HQ300 ( $t=02:10$ )



**Abb. 3.29:** Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach HQ300 ( $t=5h$ )

### 3.3.6 Zusammenfassung der Ergebnisse aus Versuchsreihe 4

**Tab. 3.24:** Ergebnisse aus Versuchsreihe 4

Nr.	Ereignis	$h_m[m]$	$h_{Pfeiler}[m]$	$y_s[m]$
1	HQ1	0,105	0,116	-0,130
2	HQ5	0,147	0,172	-0,180
3	HQ30	0,186	0,220	-0,208
4	HQ100	0,201	0,238	-0,220
5	HQ300	0,250	0,292	-0,165

In Tabelle 3.24 werden die Ergebnisse aus der Versuchsreihe 4 - um  $30^\circ$  gedrehter Pfeiler und unbefestigte Sohle im Oberwasser - noch einmal zusammengefasst.

Tabelle 3.25 zeigt noch den Vergleich der Ergebnisse aus Versuchsreihe 4 - Pfeiler  $30^\circ$  gedreht, unbefestigte Sohle - mit jenen aus Versuchsreihe 3 - Pfeiler um  $30^\circ$  gedreht und befestigter Sohle (siehe Tabelle 3.16). Mit Ausnahme des Ergebnisses nach HQ1 liegen erwartungsgemäß alle Kolke der Reihe 3 deutlich über jenen der Reihe 4.

**Tab. 3.25:** Vergleich max. Kolk aus Versuchsreihe 4 und 3

Ereignis	Versuchsreihe 4		Versuchsreihe 3		Differenz %
	Modell	real	Modell	real	
HQ1	-0,130	-3,90	-0,118	-3,54	-9,23
HQ5	-0,180	-5,40	-0,268	-8,04	48,89
HQ30	-0,208	-6,24	-0,280	-8,40	34,62
HQ100	-0,220	-6,60	-0,306	-9,18	39,09
HQ300	-0,165	-4,95	-0,284	-8,52	72,12

### 3.4 Versuchsreihe 5

Bei der Versuchsreihe 5 wurde nun erstmals auch die langfristige Veränderung der Flusssohle durch morphologische Prozesse, also jener natürliche Kolk, welcher unabhängig vom Vorhandensein eines Hindernisses auftritt, miteinbezogen. Zu diesem Zweck wurde mit den Projektverantwortlichen der Rinnenquerschnitt besprochen und für die in der Natur zu erwartende Bankhöhe eine Höhe von  $+3,0m$  und für die Kolkentiefe eine Tiefe von  $-3,0m$ , bezogen auf die ursprüngliche Sohllage, festgelegt. Für die Modellrinne ergab sich somit eine morphologische Kolkentiefe von  $-10,0$  cm in Pfeilermitte, sowie eine Bankhöhe von  $+10,0$  cm im Randbereich der Versuchsrinne (siehe Abbildung 3.30).

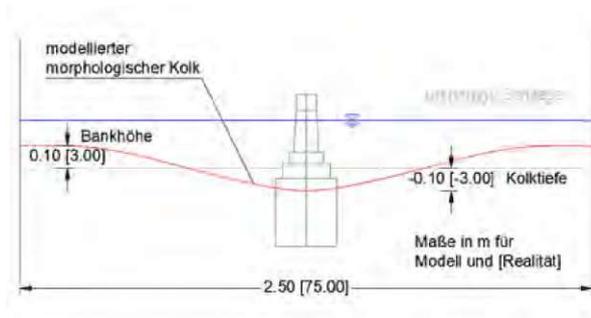
Außerdem wurde erstmals auch eine komplette Hochwasserganglinie, wie in Abbildung 3.31 dargestellt, abgefahren, anstatt einzelne Hochwasserereignisse über einen bestimmten Zeitraum zu untersuchen. Nachdem die Pumpensteuerung über keine Möglichkeit verfügt, einen kontinuierlichen Anstieg des Durchflusses einzustellen, wurde die Ganglinie hierfür mittels einer Treppenfunktion angenähert (siehe Abbildung 3.31b).

Der Normalabfluss wurde hierfür wieder auf Grundlage der Klappeneinstellungen bei den vorangegangenen Versuchen eingestellt, die zugehörigen Wasserspiegellagen über einen Zeitraum von 2 Minuten gemessen und der Pfeilerstau ( $h_{Pfeiler}$ ) an der dafür am Pfeiler angebrachten Skala abgelesen.

Für das Projektgebiet in dem sich der Brückenpfeiler befindet, soll der Hochwasserschutz auf ein HQ300 ausgelegt werden. Aus diesem Grund wurde für die Versuchsreihe 5 auch die Ganglinie eines 300-jährlichen Hochwasserereignisses gemäß Abbildung 3.31b (blaue Treppenfunktion) herangezogen. Dabei wurde der Versuch in zwei Abschnitte aufgeteilt. Der erste Abschnitt umfasst dabei den Anstieg des Ereignisses bis zum Scheitelpunkt (HQ300 inkl. gesamter Belastungsdauer) und der zweite den Abfall und Rückgang bis hin zum Mittelabfluss.

Um die dabei entstandenen Kolke zu erfassen, wurde die Sohlgeometrie jeweils zu Beginn und am Ende eines Abschnitts, sowohl mittels Linienlaser (im trockenen Zustand) als auch durch Photogrammetrie erfasst und ausgewertet.

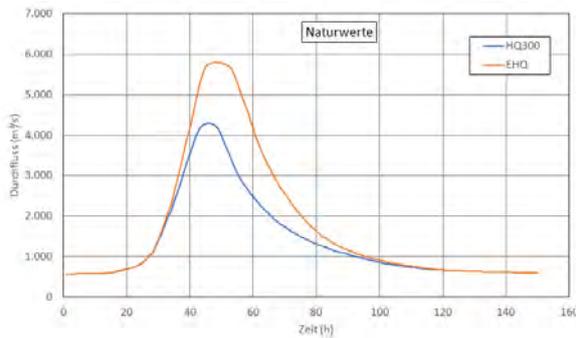
Für die photogrammetrische Auswertung wurde dabei erstmals ein am Pfeiler montierbares Kamerakarussell (siehe Abbildungen 3.32 und 3.33) verwendet, mit welchem mehrere  $360^\circ$ -Videoaufnahmen vom Nahbereich des Modells gemacht wurden. Die Videos wurden dabei mit einer GoPro HERO7 Black© und einer Auflösung von 2,7K, bei einem Seitenverhältnis von 16:9 und linearem Sichtfeld aufgenommen. Eine separate Fotostrecke wurde nicht bzw. nur mehr für Dokumentationszwecke aufgenommen. Aus den Videoaufnahmen wurden später mittels Adobe Photoshop© einzelne Bilder heraus sequenziert, welche anschließend als Grundlage für die Photogrammetrie dienten.



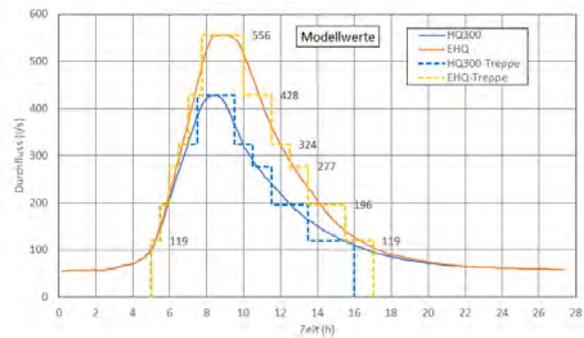
(a) Änderung Sohlquerschnitt

(b) Versuchsaufbau - Blick gegen Fließrichtung

Abb. 3.30: Modellaufbau Versuchsreihe 5 - vorgegebener Sohlquerschnitt, gerade Anströmung



(a) Ganglinien Natur



(b) Ganglinien Modell inkl. Treppenfunktion

Abb. 3.31: Hochwasserganglinien in Natur und im Modell [5]

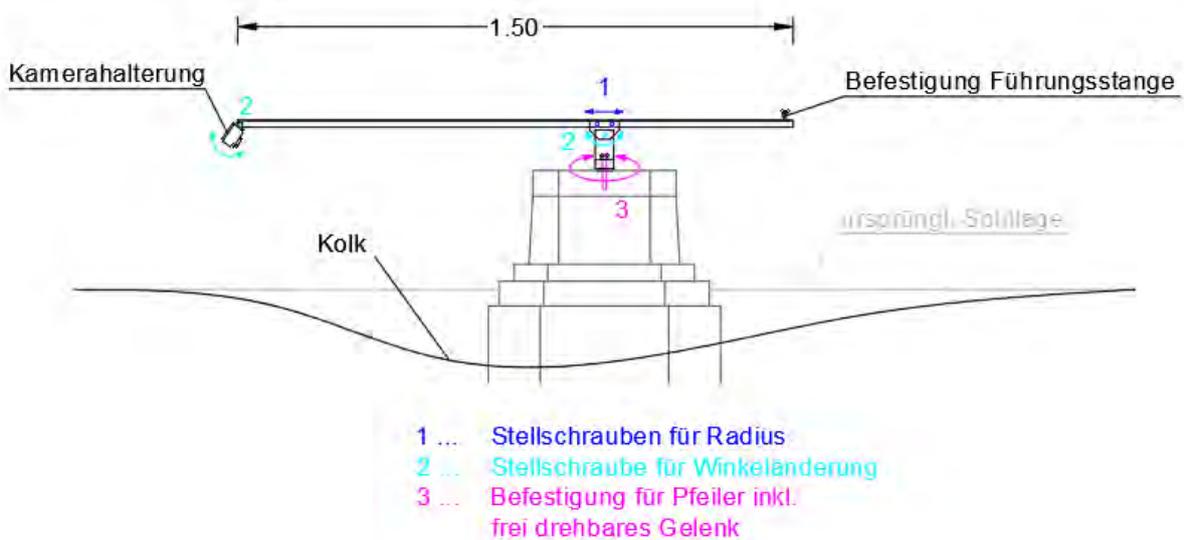


Abb. 3.32: Funktionsskizze des geplanten Kamerakarussells



(a) Kamerakarussell am Pfeiler montiert

(b) Blick auf Befestigung und Stellschrauben

**Abb. 3.33:** In Werkstatt gebautes Kamerakarussell

### 3.4.1 Abschnitt 1 - Anstieg und Belastung bis einschließlich HQ300

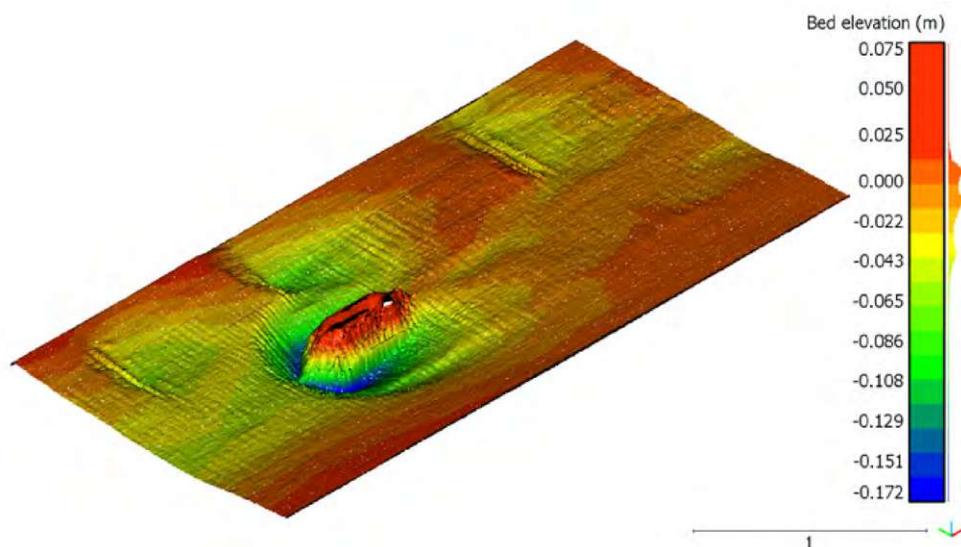
**Tab. 3.26:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuchsreihe 5 - Abschnitt 1

Ereignis	Q [m <sup>3</sup> /s]	Δt [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*$ (h) [-]
HQ1	0,119	00:10	0,122	0,141	0,130	-0,160	0,39	0,36	1,20	0,057
		00:10				-0,168				
		00:10				-0,175				
HQ5	0,195	00:10	0,160	0,187	0,172	-0,196	0,49	0,39	1,57	0,075
		00:10				-0,201				
		00:10				-0,201				
HQ30	0,276	00:10	0,193	0,225	0,210	-0,216	0,57	0,42	1,89	0,090
		00:10				-0,227				
		00:10				-0,218				
HQ100	0,322	00:10	0,213	0,243	0,232	-0,226	0,60	0,42	2,09	0,099
		00:10				-0,221				
		00:10				-0,218				
		00:10				-0,220				
		00:10				-0,218				
		00:10				-0,216				
HQ300	0,428	00:10	0,250	0,292	0,274	-0,210	0,69	0,44	2,45	0,117
		00:10				-0,213				
		00:10				-0,202				
		00:10				-0,198				
		00:10				-0,200				
		00:10				-0,197				
		00:10				-0,186				
		00:10				-0,180				
00:10	-0,187									
$\Sigma$		04:30								

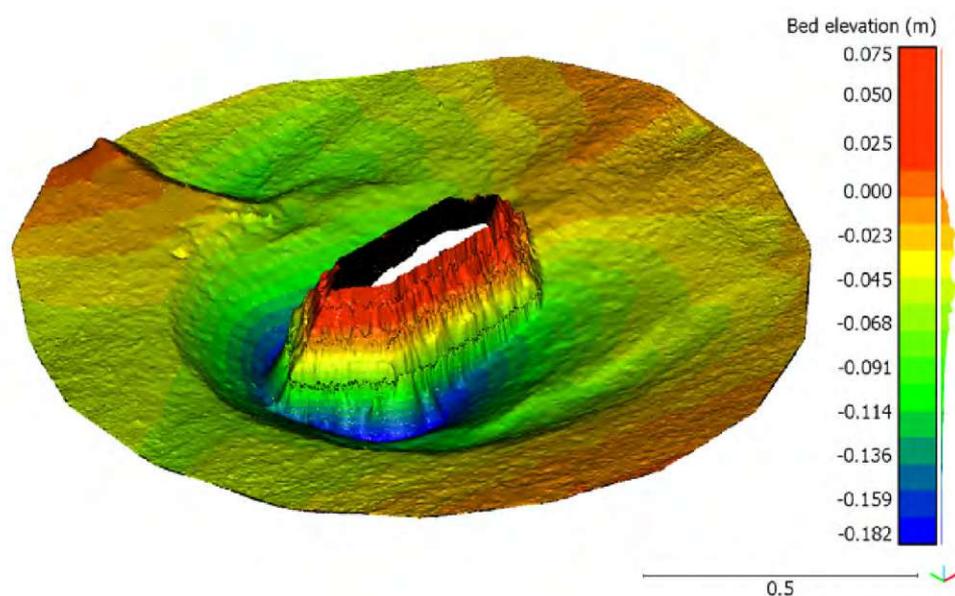
In Tabelle 3.26 sind die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für diesen Abschnitt angegeben. Die Ausgangslage für den Abschnitt 1 bildet ein parabelförmiger Sohlquerschnitt mit einer Absenkung der Sohle in Rinnenmitte um  $y_s = -9,0\text{cm}$ . Die angestrebten Modell-Durchflüsse für die Spitzenabflüsse der einzelnen Hochwasserereignisse ergeben sich wieder aus Tabelle 3.1. Die eingestellten Abflüsse liegen allesamt in den dazugehörigen Toleranzbereichen von  $\pm 5\%$ .

Der erste Teil dieser Versuchsreihe lief über eine Gesamtdauer von  $t = 04 : 30\text{h}$ , wobei die Kolkentwicklung alle 10 bzw. später alle 20 min. mittels Schauglas abgelesen und erfasst wurde. Dabei konnte festgestellt werden, dass sich der maximale Kolk bereits während des HQ30 mit  $y_s = -22,7\text{cm}$  bzw. nochmals kurz nach Erreichen des HQ100 mit  $y_s = -22,6\text{cm}$ , einstellte. Nach dem Versuchsstopp wurde schließlich eine maximale Kolkentiefe von  $y_s = -18,7\text{cm}$  gemessen. Der Rückgang des Kolks lässt sich dabei in der höheren Transportenergie bei größeren Abflüssen und dem damit verbundenen größeren Eintrag von Geschiebematerial in das Kolkloch erklären. Durch die dabei entstehenden Sohlformen wird beim Durchgang einer Düne mehr Material in das bestehende Kolkloch eingebracht, als in der Zeit bis zur nächsten Düne wieder abtransportiert werden kann.

Nach der Belastung mit dem 300-jährlichen Hochwasser wurde die Rinne wieder vollständig entleert und die Sohle im trockenen Zustand mittels Linienlaser und Photogrammetrie vermessen. Die Ergebnisse dieser Auswertungen sind in den Abbildungen 3.34 und 3.35 dargestellt.



**Abb. 3.34:** Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach Abschnitt 1 ( $t = 4 : 30h$ ) (absolut)



**Abb. 3.35:** Auswertung Sohlvermessung mittels Photogrammetrie nach Abschnitt 1 ( $t = 4 : 30h$ ) (absolut)

Zu beachten ist hierbei, dass es sich bei den abgebildeten Kolk-tiefen um Absolut-Werte handelt, welche sich auf das Null-Niveau der Sohle und nicht auf die im Versuch modellierte abgesenkte Sohle ( $Ausgangslage_s = -0,09cm$ ) beziehen. Ein Vergleich der beiden Ergebnisse zeigt, dass die photogrammetrische Auswertung sehr wohl mit jener des Laserscans kompatibel ist. Die Abweichung der einzelnen Punkte zwischen Photogrammetrie und Laserscan liegen dabei, wie in

Abbildung 3.39 ersichtlich, großteils in einem Bereich von  $\pm 0,5\text{cm}$ , was einer durchaus hohen Genauigkeit entspricht.

Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 3.26 zu entnehmen.

### 3.4.2 Abschnitt 2 - Rückgang bis Mittelabfluss

In Tabelle 3.27 sind die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für diesen Abschnitt angegeben.

**Tab. 3.27:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuchsreihe 5 - Abschnitt 2

Ereignis	Q [m <sup>3</sup> /s]	$\Delta t$ [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*(h)$ [-]
HQ100	0,321	00:10	0,216	0,244	0,234	-0,177	0,59	0,41	2,12	0,101
		00:10				-0,175				
		00:10				-0,176				
		00:10				-0,176				
		00:10				-0,176				
		00:10				-0,176				
HQ30	0,277	00:20	0,194	0,227	0,211	-0,176	0,57	0,41	1,90	0,090
		00:20				-0,176				
		00:20				-0,176				
HQ5	0,195	00:30	0,158	0,182	0,170	-0,176	0,49	0,40	1,55	0,074
		00:30				-0,176				
		00:30				-0,176				
		00:30				-0,176				
HQ1	0,118	00:30	0,124	0,142	0,131	-0,176	0,38	0,35	1,22	0,058
		01:00				-0,176				
		01:00				-0,176				
	$\Sigma$	06:30								

Die Ausgangslage für den Abschnitt 2 bildet das Ende von Abschnitt 1 mit einem max. Durchfluss  $Q = 428\text{l/s}$  und einem Kolk von  $y_s = -18,7\text{cm}$ .

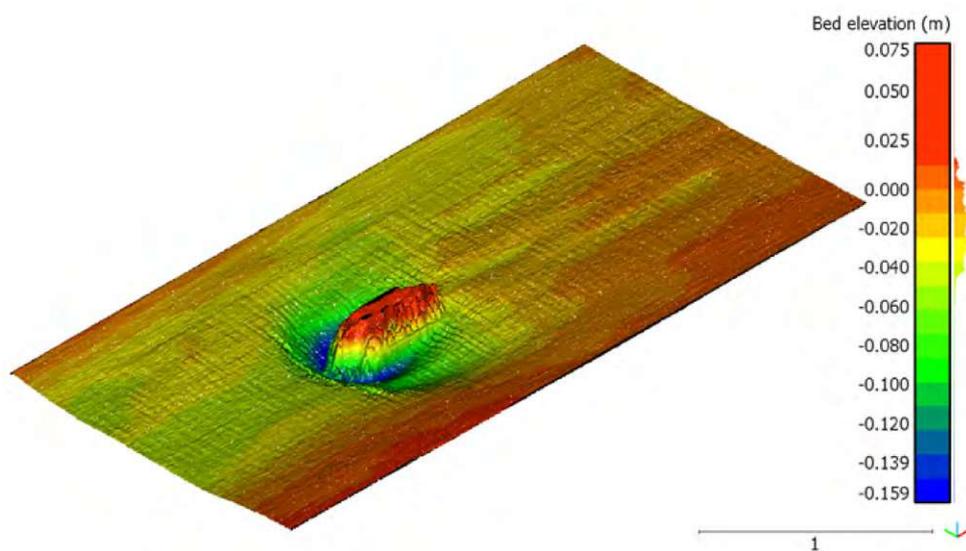
Die angestrebten äquivalente Modell-Durchflüsse für die Spitzenabflüsse der einzelnen Hochwasserereignisse ergeben sich wieder aus Tabelle 3.1. Die eingestellten Abflüsse liegen allesamt in den dazugehörigen Toleranzbereichen von  $\pm 5\%$ .

Der zweite Teil dieser Versuchsreihe lief über eine Gesamtdauer von  $t = 06 : 30\text{h}$ , wobei die Kolkentwicklung in Abständen von 10, 20 und 30 min. mittels Schauglas abgelesen und erfasst wurde. Während des Auffüllvorgangs wurde ein leichter Materialeintrag in das Kolkloch beobachtet. Wie in Tabelle 3.27 ersichtlich, wurde bereits nach 30 min bei einer Belastung mit einem HQ100 die Endkolkentiefe von  $y_s = -17,6\text{cm}$  erreicht. Die Endkolkentiefe liegt somit etwas unter jener des Abschnitts 1 ( $y_s = -18,7\text{cm}$ ), was großteils auf den Auffüllvorgang zurückzuführen ist, jedoch zum Teil auch durch einen geringen Materialeintrag während der Belastung begründet werden kann.

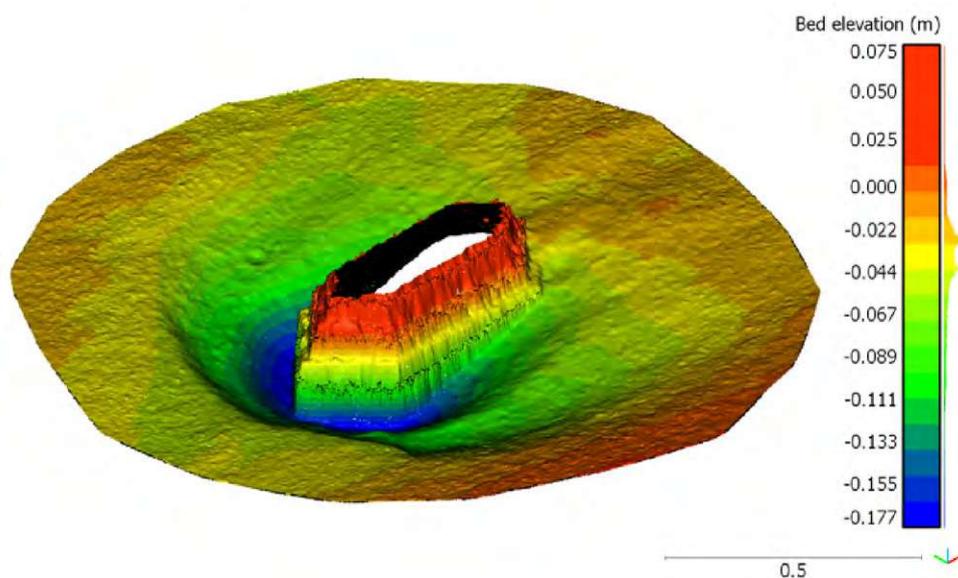
Nach Abschluss der Versuchsreihe wurde die Sohle erneut im trockenen Zustand mittels Linienlaser und Photogrammetrie vermessen. Die Ergebnisse dieser Auswertungen sind in den Abbildungen 3.36 und 3.37 dargestellt. Zu beachten ist hierbei, dass es sich bei den abgebildeten

Kolkiefen um Absolut-Werte handelt, welche sich auf das Null-Niveau der Sohle und nicht auf die im Versuch modellierte abgesenkte Sohle ( $Ausgangslage_s = -0,09\text{cm}$ ) beziehen. Auch hier zeigt ein Vergleich der Auswertungen (siehe Abbildung 3.40), dass die beiden Messmethoden sehr ähnliche Ergebnisse liefern. Die Abweichungen der einzelnen Punkte aus Photogrammetrie und Laserscan liegen dabei zwischen  $+0,05\text{ cm}$  und  $-0,015\text{ cm}$ .

Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 3.27 zu entnehmen.



**Abb. 3.36:** Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach Abschnitt 2 ( $t = 6 : 30h$ ) (absolut)



**Abb. 3.37:** Auswertung Sohlvermessung mittels Photogrammetrie nach Abschnitt 2 ( $t = 6 : 30h$ ) (absolut)

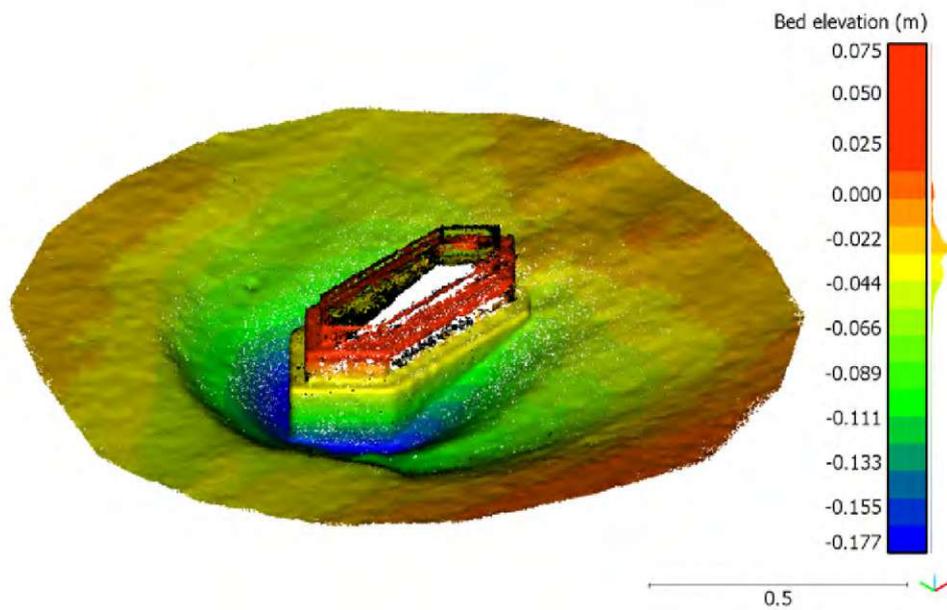
### 3.4.3 Vergleich max. Kolktiefe aus Photogrammetrie und Laserscan

In Tabelle 3.28 wurden die, sowohl nach Abschnitt 1 als auch nach Versuchsende erhaltenen Kolkiefen aus Photogrammetrie und Laserscan mit jenen aus der optischen Messung mittels Schauglas verglichen. Dabei zeigte sich, dass die photogrammetrische Auswertung teilweise eine höhere Genauigkeit aufweist, als jene mittels Laserscan. Dies ist auch hinsichtlich der Konturen bei der Darstellung des Pfeilers in den Abbildungen 3.35, 3.34, 3.37 und 3.36 erkennbar. Während die einzelnen Stufen des Pfeilerfundaments bei den Laserscans kaum noch zu erkennen sind, bleiben die Konturen bei der Photogrammetrie besser erhalten. Würde man zudem die Rohpunktwolke verwenden, so ist die Auflösung der Details sogar noch wesentlich höher (siehe Abbildung 3.38).

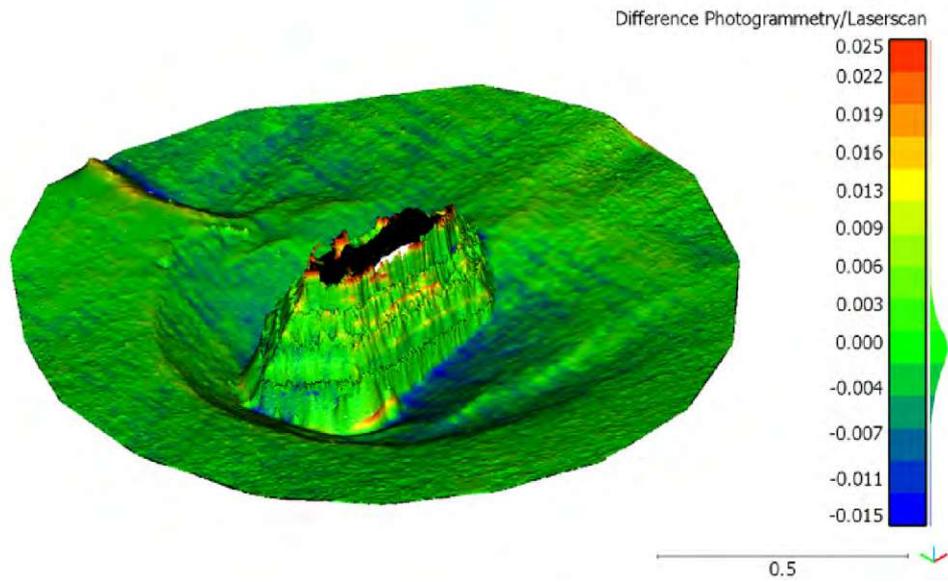
Die Versuchsreihe 5 stellte das Ende der Versuche zur Kolkbildung dar. In weiterer Folge wurden mehrere Versuchsreihen zum Thema Kolkenschutz durchgeführt, welche im folgenden Kapitel 4 näher beschrieben werden.

**Tab. 3.28:** Vergleich Kolktiefe aus Photogrammetrie u. Laserscan mit Messung mittels Schauglas

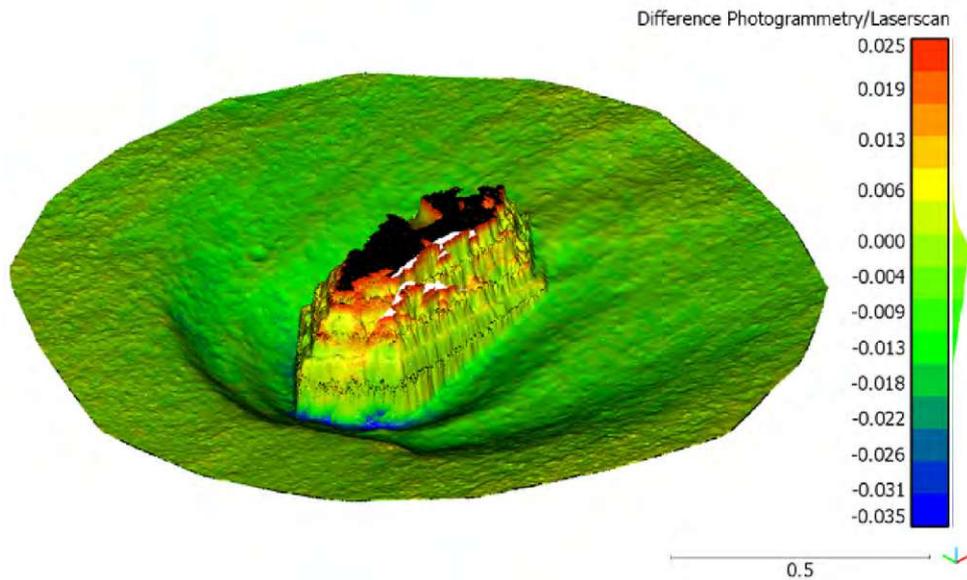
Ergebnis	Schauglas $y_s[m]$	Laserscan $y_s[m]$	Abweichung [%]	Photogrammetrie $y_s[m]$	Abweichung [%]
Abschnitt 1	-0,187	-0,172	-8,02	-0,182	-2,67
Abschnitt 2	-0,176	-0,159	-9,66	-0,177	0,57



**Abb. 3.38:** Auswertung Sohlvermessung mittels Photogrammetrie nach Abschnitt 2 - Rohpunkt-  
wolke



**Abb. 3.39:** Vergleich zwischen den Auswertungen der Sohlvermessung mittels Photogrammetrie und Laserscan nach Abschnitt 1



**Abb. 3.40:** Vergleich zwischen den Auswertungen der Sohlvermessung mittels Photogrammetrie und Laserscan nach Abschnitt 2

# Kapitel 4

## Versuche zum Kolkchutz

Nach den Versuchen zur Kolkbildung wurde ein entsprechender Kolkchutz durch Steinschüttung, auf den Grundlagen von Kapitel 2.1 berechnet und anschließend in der Versuchsanlage eingebaut und getestet. Im Folgenden werden nun diese Versuche und deren Ergebnisse genauer beschrieben.

Für sämtliche Versuchsreihen gelten wieder die gleichen Grundlagen und Einstellungen wie auch bereits in Kapitel 3.

### 4.1 Versuchsreihe 6

Bei der Versuchsreihe 6 wurde erstmals eine Steinschüttung als Kolkchutz im Nahbereich des Pfeilers eingebaut und getestet. Zu diesem Zweck wurde, wie in Abbildung 4.1 dargestellt, Quarzsotter mit einem mittleren volumenäquivalenten Korndurchmesser  $d_m = 33mm$  und einem mittleren Gewicht  $m = 49g$  ausgewählt und in drei Lagen bis zu einem Abstand  $r_{max} = 33cm$  um den Pfeiler herum angelegt. Die Sohle wurde dabei wieder in ihre ursprüngliche, ebene und unbefestigte Lage zurückversetzt.

Außerdem wurde wieder eine komplette Hochwasserganglinie für ein 300-jährliches Hochwassereignis, wie bereits in Abbildung 3.31b dargestellt, abgefahren. Die entsprechende Ganglinie wurde hierfür erneut mittels der Treppenfunktion aus Abbildung 3.31b (blaue Linie) angenähert. Der Versuch wurde wieder in zwei Abschnitten durchgeführt. Der erste Abschnitt umfasste dabei den Anstieg des Ereignisses bis zum Scheitelpunkt (HQ300 inkl. gesamter Belastungsdauer) und der zweite den Abfall und Rückgang bis hin zum Mittelabfluss.

Der Normalabfluss wurde dabei wieder auf Grundlage der Klappeneinstellungen bei den vorangegangenen Versuchen eingestellt, die zugehörigen Wasserspiegellagen über einen Zeitraum von 2 Minuten gemessen und der Pfeilerstau ( $h_{Pfeiler}$ ) an der dafür am Pfeiler angebrachten Skala abgelesen.

Um die während des Versuchs entstandenen Kolke und Veränderungen der Sohle, sowie des Kolkschutzes zu erfassen, wurde die Sohlgeometrie jeweils zu Beginn und am Ende eines Abschnitts, sowohl mittels Linienlaser (im trockenen Zustand) als auch durch Photogrammetrie erfasst und ausgewertet. Für die photogrammetrische Auswertung wurde dabei wieder das am Pfeiler montierbare Kamerakarussell verwendet, mit welchem mehrere 360°-Videos vom Nahbereich des Modells aufgenommen wurden. Bei der hierfür verwendeten Kamera handelte es sich um eine GoPro HERO7 Black©. Die Videos wurden mit einer Auflösung von 2,7K, bei einem Seitenverhältnis von 16:9 und linearem Sichtfeld aufgenommen. Theoretisch wäre hier auch eine 4K Auflösung möglich gewesen, allerdings hätte dies aufgrund des erweiterten Sichtfelds zu einer Bildverzerrung geführt, welche später bei der photogrammetrischen Auswertung aus den einzelnen Aufnahmen umgerechnet und kompensiert werden müsste. Aus den Videoaufnahmen wurde später mittels Adobe Photoshop© eine Bildstrecke heraus sequenziert, welche anschließend als Grundlage für die Photogrammetrie diente.



(a) einzelne Flussbausteine

(b) Gewicht eines einzelnen Steins

(c) eingebauter Kolkschutz

(d) Blick in Fließrichtung

**Abb. 4.1:** Modellaufbau Versuchsreihe 6 - Kolkschutz 3-lagig, gerade Anströmung

#### 4.1.1 Abschnitt 1 - Anstieg und Belastung bis einschließlich HQ300

In Tabelle 4.1 sind die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für diesen Abschnitt angegeben.

Die angestrebten äquivalenten Modell-Durchflüsse für die Spitzenabflüsse der einzelnen Hochwasserereignisse ergeben sich wieder aus Tabelle 3.1. Die eingestellten Abflüsse lagen allesamt in den dazugehörigen Toleranzbereichen von  $\pm 5\%$ .

Der erste Teil dieser Versuchsreihe lief über eine Gesamtdauer von  $t = 04 : 30h$ , wobei die Kolkentwicklung alle 10 bzw. später alle 20 min. mittels Schauglas abgelesen und erfasst wurde. Wie in Abbildung 4.2 ersichtlich, kam es während der Durchführung zu keiner Kolkbildung im Bereich des Pfeilers. Lediglich eine geringe Überdeckung der Steine mit Sohlmaterial konnte in manchen Bereichen festgestellt werden. Der eingebaute Kolkschutz hatte der Belastung somit standgehalten ohne ersichtlichen Schaden zu nehmen.

Nach der Belastung mit dem 300-jährlichen Hochwasser wurde die Rinne wieder vollständig entleert und die Sohle im trockenen Zustand mittels Linienlaser und Photogrammetrie vermessen. Die Ergebnisse dieser Auswertungen sind in den Abbildungen 4.3 und 4.4 dargestellt.

Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 4.1 zu entnehmen.

**Tab. 4.1:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuchsreihe 6 - Abschnitt 1

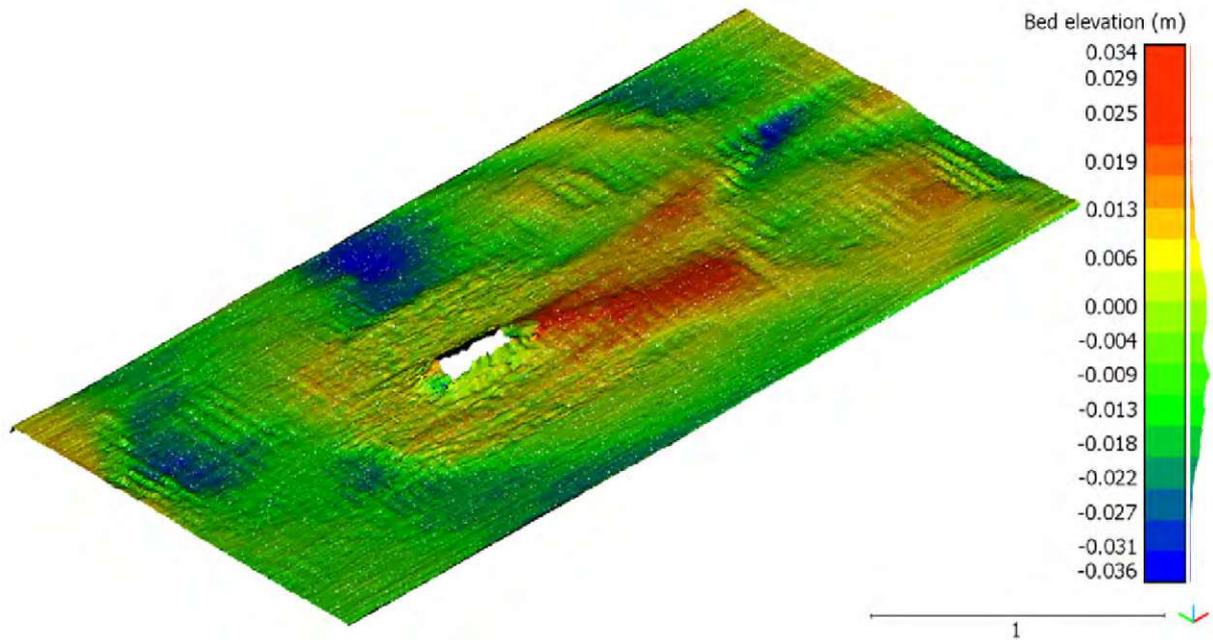
Ereignis	Q [m <sup>3</sup> /s]	Δt [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [—]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*(h)$ [—]
HQ1	0,119	00:10	0,109	0,117	0,119	0,000	0,44	0,42	1,07	0,051
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
HQ5	0,196	00:10	0,147	0,168	0,161	0,000	0,53	0,44	1,44	0,069
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
HQ30	0,276	00:10	0,181	0,208	0,200	0,000	0,61	0,46	1,78	0,084
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
HQ100	0,324	00:10	0,205	0,236	0,225	0,000	0,63	0,45	2,01	0,096
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
HQ300	0,427	00:10	0,250	0,288	0,274	0,000	0,68	0,44	2,45	0,117
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:20				0,000				
00:20	0,000									
00:20	0,000									
$\Sigma$		04:30								

Nach dem Versuchsende des ersten Abschnitts wurde die Sohle im aktuellen Zustand belassen und nicht wieder in ihre Ausgangslage zurückgebaut.

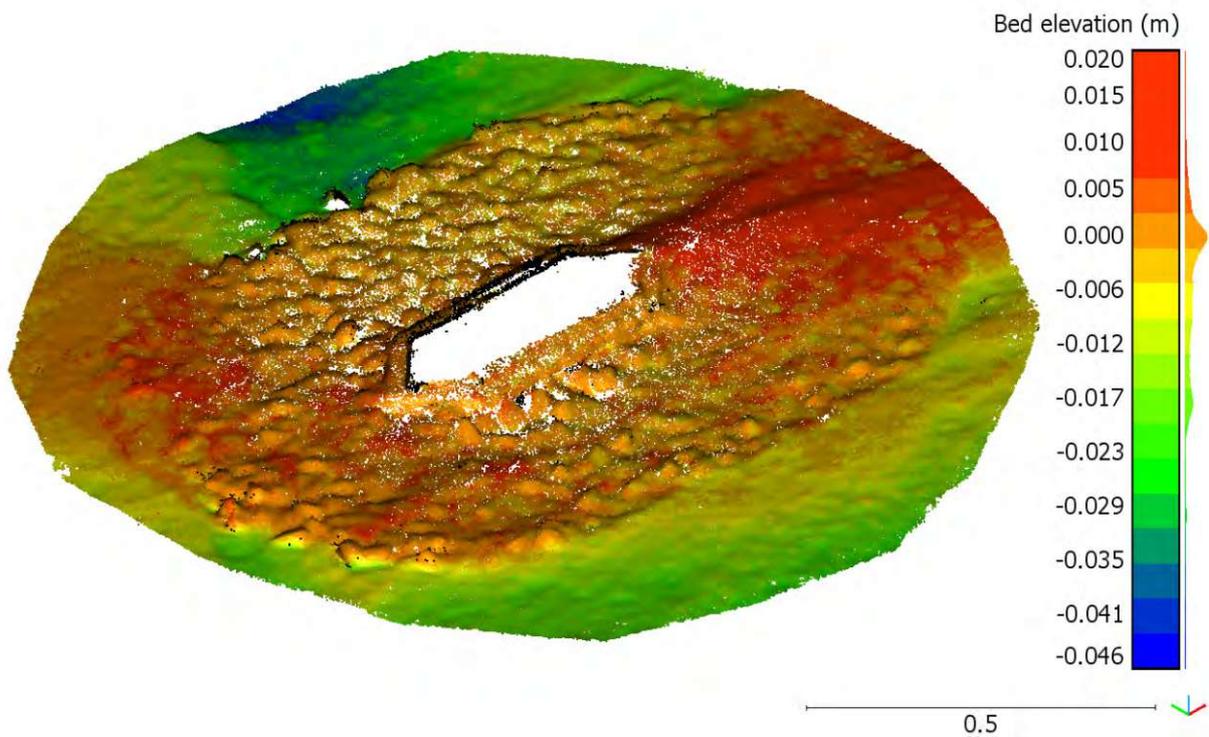


(a) Sohlformen nach HQ300 - Blick in Fließrichtung (b) Kolkchutz nach HQ300 - Blick in Fließrichtung

**Abb. 4.2:** Kolkchutz nach Belastungsende Abschnitt 1 aus VR6



**Abb. 4.3:** Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach Abschnitt 1 aus VR6 ( $t = 4 : 30h$ ) (absolut)



**Abb. 4.4:** Auswertung Sohlvermessung mittels Photogrammetrie nach Abschnitt 1 aus VR6 ( $t = 4 : 30h$ ) (absolut)

### 4.1.2 Abschnitt 2 - Rückgang bis Mittelabfluss

In Tabelle 4.2 sind die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für diesen Abschnitt angegeben.

**Tab. 4.2:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuchsreihe 6 - Abschnitt 2

Ereignis	Q [m <sup>3</sup> /s]	Δt [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*(h)$ [-]
HQ100	0,322	00:10	0,204	0,235	0,224	0,000	0,63	0,45	2,00	0,095
		00:10					0,000			
		00:10					0,000			
		00:10					0,000			
		00:10					0,000			
		00:10					0,000			
HQ30	0,277	00:20	0,182	0,208	0,201	0,000	0,61	0,46	1,79	0,085
		00:20					0,000			
		00:20					0,000			
HQ5	0,195	00:30	0,147	0,167	0,161	0,000	0,53	0,44	1,44	0,069
		00:30					0,000			
		00:30					0,000			
		00:30					0,000			
HQ1	0,120	00:30	0,107	0,114	0,117	0,000	0,45	0,44	1,05	0,050
		01:00					0,000			
		01:00					0,000			
	Σ	06:30								

Die Ausgangslage für den Abschnitt 2 bildet das Ende von Abschnitt 1 mit einem max. Durchfluss  $Q = 427l/s$  und einem Kolk von  $y_s = 0,000cm$ .

Die angestrebten äquivalente Modell-Durchflüsse für die Spitzenabflüsse der einzelnen Hochwasserereignisse ergeben sich wieder aus Tabelle 3.1. Die eingestellten Abflüsse liegen allesamt in den dazugehörigen Toleranzbereichen von  $\pm 5\%$ .

Der zweite Teil dieser Versuchsreihe lief über eine Gesamtdauer von  $t = 06 : 30h$ , wobei die Kolkentwicklung in Abständen von 10, 20 und 30 min. mittels Schauglas abgelesen und erfasst wurde. Wie in Abbildung 4.5 ersichtlich, war auch hier erwartungsgemäß keine Kolkbildung zu beobachten. Die zuvor noch vorhandenen Sohlformen wurden abgetragen und geglättet, lediglich eine geringe Anlandung an Feinmaterial im hinteren Pfeilerbereich war noch zu erkennen.

Nach Abschluss der Versuchsreihe wurde die Sohle erneut im trockenen Zustand mittels Linienlaser und Photogrammetrie vermessen. Die Ergebnisse dieser Auswertungen sind in den Abbildungen 4.6 und 4.7 dargestellt.

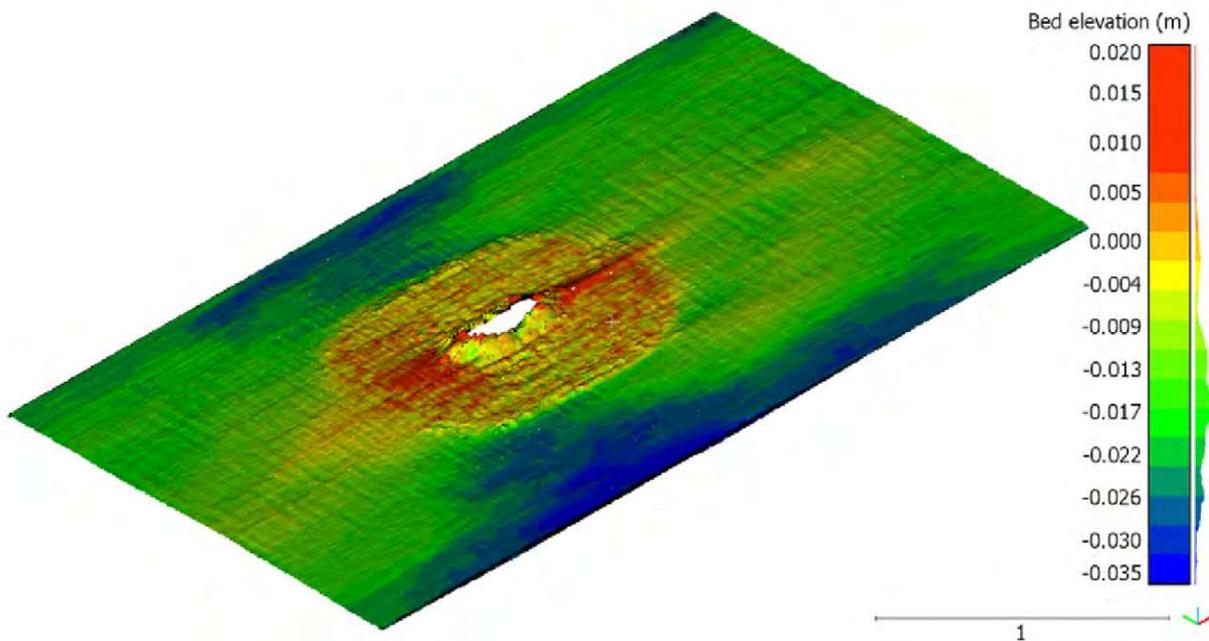
Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 4.2 zu entnehmen.

Im Anschluss an diese Versuche wurde die Sohle für die anschließend geplante Versuchsreihe 7 vorbereitet.

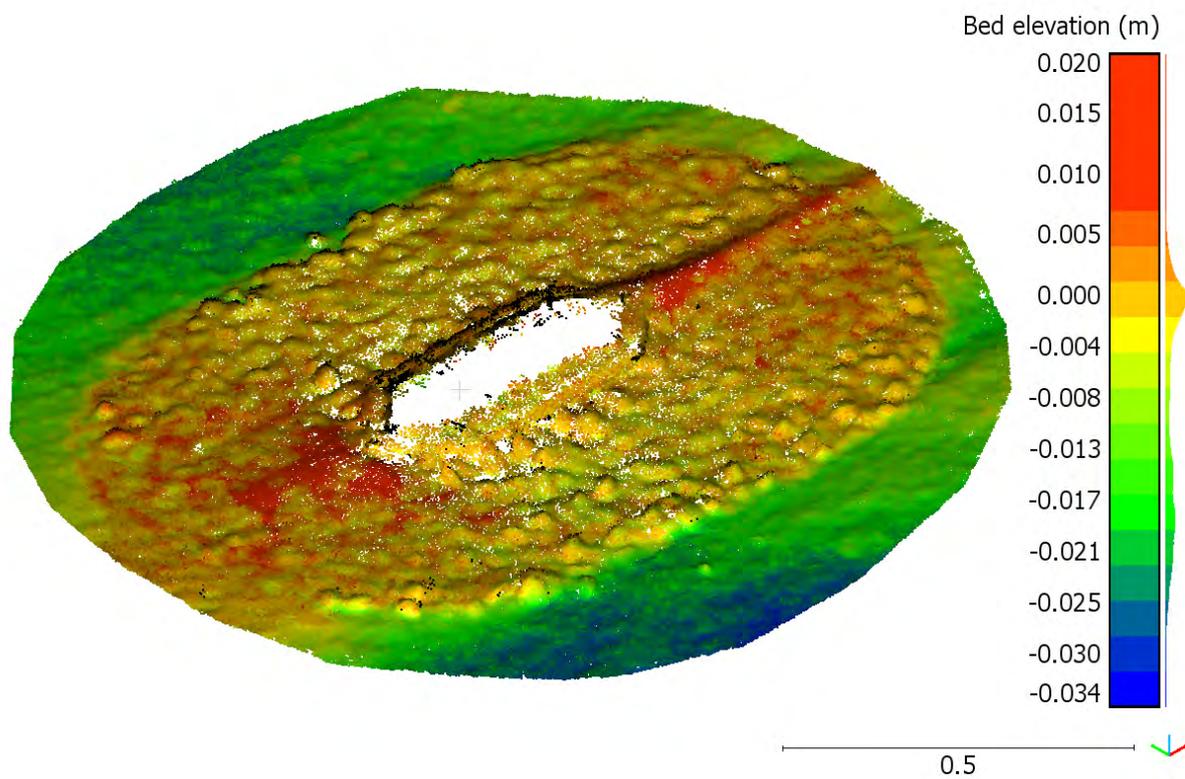


(a) Kolkschutz nach Versuchsende - Geringe Anlan- (b) Kolkschutz nach Versuchsende - Blick in Fließ-  
dung hinter Pfeiler erkennbar richtung

**Abb. 4.5:** Kolkschutz nach Abschnitt 2 (=Versuchsende) VR6 ( $t_{ges} = 11h$ )



**Abb. 4.6:** Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach Abschnitt 2 aus VR6  
( $t = 6 : 30h$ ) (absolut)



**Abb. 4.7:** Auswertung Sohlvermessung mittels Photogrammetrie nach Abschnitt 2 aus VR6  
( $t = 6 : 30h$ ) (absolut)

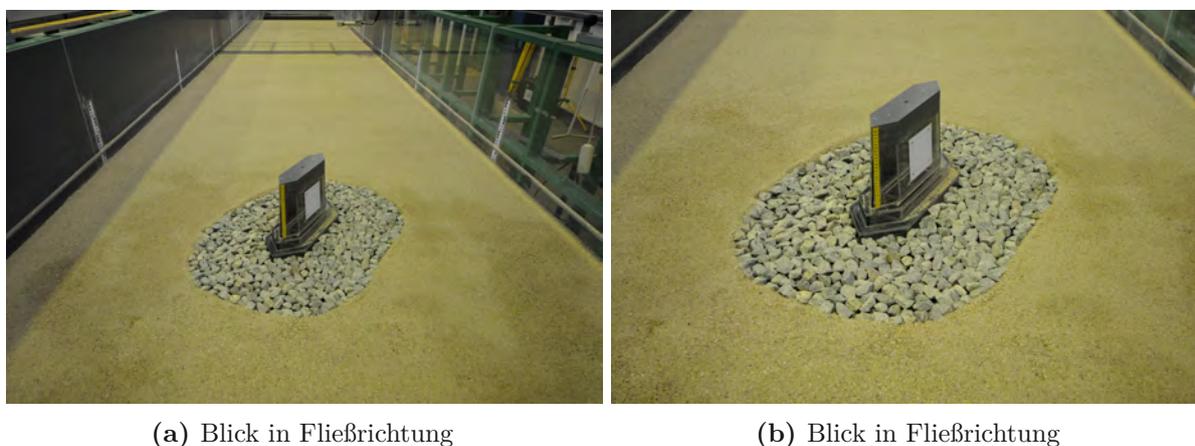
## 4.2 Versuchsreihe 7

Bei der Versuchsreihe 7 wurde der Pfeiler wieder um  $30^\circ$  gedreht und neuerlich ein Kolkschutz in dessen Nahbereich eingebaut und getestet. Wie in Abbildung 4.8 dargestellt, wurden hierfür wieder Bruchsteine mit einem mittleren volumenäquivalenten Korndurchmesser  $d_m = 33\text{mm}$ , diesmal nur in 2 Lagen, bis zu einem Abstand  $r_{max} = 33\text{cm}$  um den Pfeiler herum angelegt. Die Sohle wurde dabei wieder in ihre ursprüngliche, ebene und unbefestigte Lage zurückversetzt.

Erneut wurde eine komplette Hochwasserganglinie für ein 300-jährliches Hochwasserereignis, wie in Abbildung 3.31b dargestellt, mittels Treppenfunktion (blaue Linie) angenähert und für die Versuchsdurchführung herangezogen. Der Versuch wurde in zwei Abschnitten durchgeführt. Der erste Abschnitt umfasste dabei den Anstieg des Ereignisses bis zum Scheitelpunkt (HQ300 inkl. gesamter Belastungsdauer) und der zweite den Abfall und Rückgang bis hin zum Mittelabfluss.

Der Normalabfluss wurde dabei wieder auf Grundlage der Klappeneinstellungen bei den vorangegangenen Versuchen eingestellt, die zugehörigen Wasserspiegellagen über einen Zeitraum von 2 Minuten gemessen und der Pfeilerstau ( $h_{Pfeiler}$ ) an der dafür am Pfeiler angebrachten Skala abgelesen.

Um die während des Versuchs entstandenen Kolke und Veränderungen der Sohle, sowie des Kolkschutzes zu erfassen, wurde die Sohlgeometrie jeweils zu Beginn und am Ende eines Abschnitts, sowohl mittels Linienlaser (im trockenen Zustand) als auch durch Photogrammetrie erfasst und ausgewertet. Für die photogrammetrische Auswertung wurde dabei wieder das am Pfeiler montierbare Kamerakarussell verwendet, mit welchem mehrere  $360^\circ$ -Videos vom Nahbereich des Modells aufgenommen wurden. Die Videos wurden mit einer Auflösung von 2,7K, bei einem Seitenverhältnis von 16:9 und linearem Sichtfeld aufgenommen. Aus den Videoaufnahmen wurde später mittels Adobe Photoshop © eine Bildstrecke heraus sequenziert, welche anschließend als Grundlage für die Photogrammetrie diente.



**Abb. 4.8:** Modellaufbau Versuchsreihe 7 - Kolkschutz 2-lagig, Pfeiler um  $30^\circ$  gedreht

### 4.2.1 Abschnitt 1 - Anstieg und Belastung bis einschließlich HQ300

In Tabelle 4.3 sind die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für diesen Abschnitt angegeben.

Die angestrebten äquivalenten Modell-Durchflüsse für die Spitzenabflüsse der einzelnen Hochwasserereignisse ergeben sich wieder aus Tabelle 3.1. Die eingestellten Abflüsse liegen allesamt in den dazugehörigen Toleranzbereichen von  $\pm 5\%$ .

**Tab. 4.3:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuchsreihe 7 - Abschnitt 1

Ereignis	Q [m <sup>3</sup> /s]	$\Delta t$ [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [–]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*(h)$ [–]
HQ1	0,119	00:10	0,108	0,122	0,118	0,000	0,44	0,43	1,06	0,050
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
HQ5	0,195	00:10	0,147	0,172	0,161	0,000	0,53	0,44	1,44	0,069
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
HQ30	0,278	00:10	0,183	0,218	0,202	0,000	0,61	0,45	1,80	0,085
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
HQ100	0,324	00:10	0,206	0,244	0,226	0,000	0,63	0,44	2,02	0,096
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
HQ300	0,426	00:10	0,250	0,297	0,274	0,000	0,68	0,44	2,45	0,117
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:20				0,000				
		00:20				0,000				
$\Sigma$		04:30								

Die Versuchsdauer für den ersten Teil betrug wieder  $t = 04 : 30h$ , wobei die Kolkentwicklung alle 10 bzw. später alle 20 min. mittels Schauglas abgelesen und erfasst wurde. Wie in Abbildung 4.9 ersichtlich, kam es während der Durchführung zu keiner nennenswerten Kolkbildung im Bereich des Pfeilers. Allerdings ist in Abbildung 4.9a bereits das Lösen einzelner Steine im seitlichen und hinteren Pfeilerbereich ersichtlich. Bei genauerer Betrachtung stellte sich heraus, dass sich hinter dem eingebauten Kolkchutz ein neues Kolkloch gebildet hatte. Weiters war zu beobachten, dass wie in Abbildung 4.9a dargestellt, vor allem der vordere Bereich des Kolk schutzes wieder mit Geschiebmaterial überdeckt wurde. Der eingebaute Kolk schutz hatte der Belastung somit standgehalten ohne wesentlichen Schaden zu nehmen.

Nach der Belastung mit dem 300-jährlichen Hochwasser wurde die Rinne wieder vollständig entleert und die Sohle im trockenen Zustand mittels Linienlaser und Photogrammetrie vermessen. Die Ergebnisse dieser Auswertungen sind in den Abbildungen 4.10 und 4.11 dargestellt.

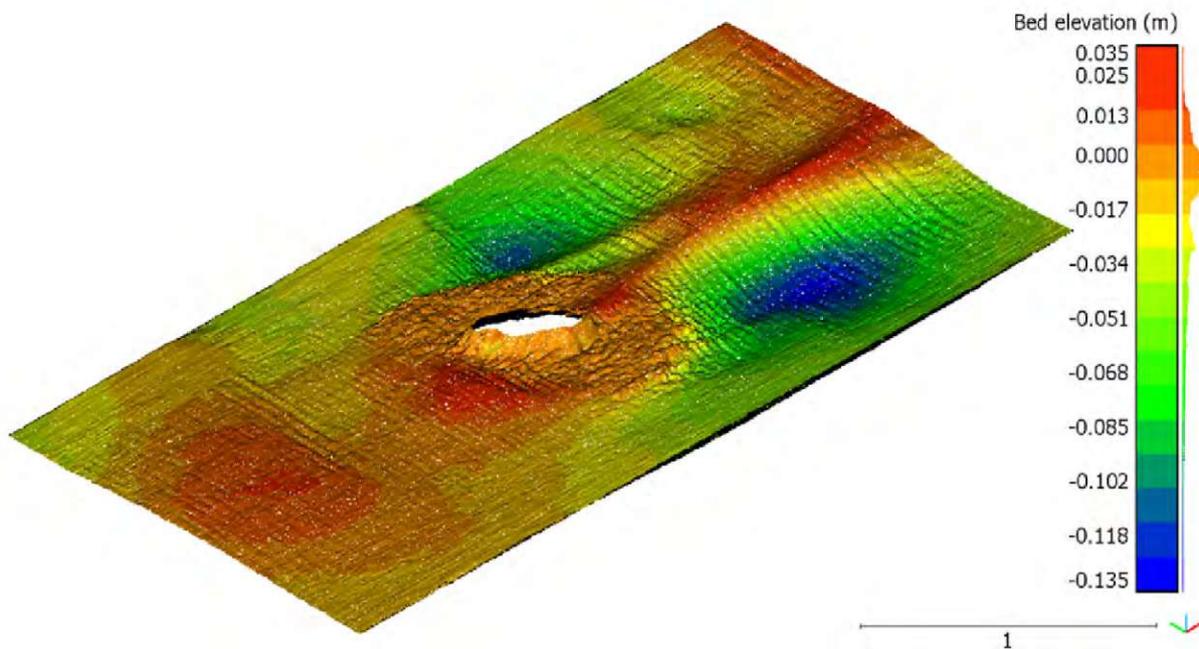
Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 4.3 zu entnehmen.

Nach dem Versuchsende des ersten Abschnitts wurde die Sohle im aktuellen Zustand belassen und nicht wieder in ihre Ausgangslage zurückgebaut.

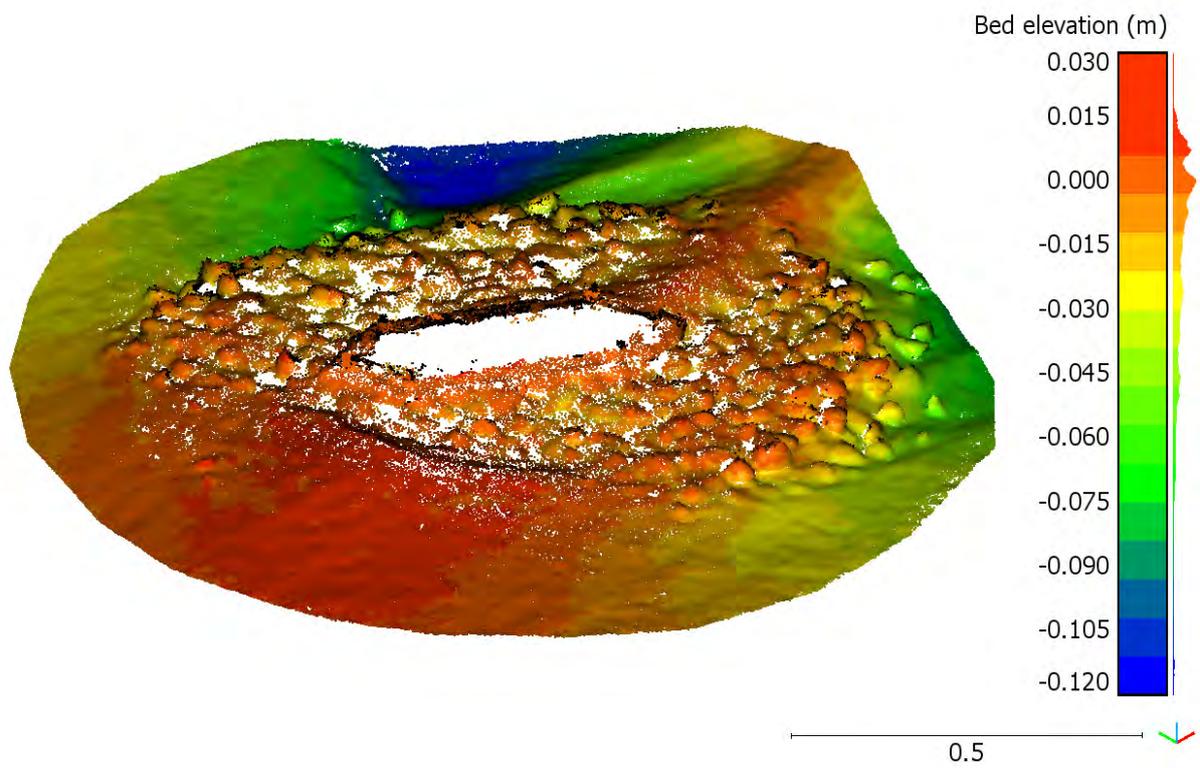


(a) Kolkschutz 2-lagig nach HQ300 - Blick in Fließrichtung (b) Kolkschutz 2-lagig nach HQ300 - Blick gegen Fließrichtung

**Abb. 4.9:** Kolkschutz nach Belastungsende Abschnitt 1 aus VR7



**Abb. 4.10:** Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach Abschnitt 1 aus VR7 ( $t = 4 : 30h$ ) (absolut)



**Abb. 4.11:** Auswertung Sohlvermessung mittels Photogrammetrie nach Abschnitt 1 aus VR7  
( $t = 4 : 30h$ ) (absolut)

### 4.2.2 Abschnitt 2 - Rückgang bis Mittelabfluss

In Tabelle 4.4 sind die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für diesen Abschnitt angegeben.

**Tab. 4.4:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuchsreihe 7 - Abschnitt 2

Ereignis	Q [m <sup>3</sup> /s]	Δt [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*(h)$ [-]
HQ100	0,326	00:10	0,207	0,245	0,227	0,000	0,63	0,44	2,03	0,097
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
HQ30	0,277	00:20	0,181	0,214	0,200	0,000	0,61	0,46	1,78	0,084
		00:20				0,000				
		00:20				0,000				
HQ5	0,195	00:30	0,145	0,167	0,160	0,000	0,54	0,45	1,42	0,068
		00:30				0,000				
		00:30				0,000				
		00:30				0,000				
HQ1	0,120	00:30	0,107	0,116	0,117	0,000	0,45	0,44	1,05	0,050
		01:00				0,000				
		01:00				0,000				
	Σ	06:30								

Die Ausgangslage für den Abschnitt 2 bildete das Ende von Abschnitt 1 mit einem max. Durchfluss  $Q = 426\text{ l/s}$  und einem Kolk von  $y_s = 0,000\text{ cm}$ .

Die angestrebten äquivalenten Modell-Durchflüsse für die Spitzenabflüsse der einzelnen Hochwasserereignisse ergaben sich wieder aus Tabelle 3.1. Die eingestellten Abflüsse lagen allesamt in den dazugehörigen Toleranzbereichen von  $\pm 5\%$ .

Der zweite Teil dieser Versuchsreihe lief über eine Gesamtdauer von  $t = 06 : 30\text{ h}$ , wobei die Kolkentwicklung in Abständen von 10, 20 und 30 min. mittels Schauglas abgelesen und erfasst wurde. Wie in Abbildung 4.12 ersichtlich, wurde dabei vor allem im hinteren Bereich des Pfeilers, der Kolkschutz merklich beschädigt. Grund für diese Beschädigungen dürfte das in diesem Bereich fortschreitende Kolkloch sein, welches die am Rand gelegenen Kolkschutzsteine nach und nach angegriffen und abgetragen hatte. Die zuvor noch vorhandenen Sohlformen wurden zum Großteil abgeflacht und geglättet, lediglich eine Anlandung an Feinmaterial im hinteren Pfeilerbereich war noch zu erkennen.

Nach Abschluss der Versuchsreihe wurde die Sohle erneut im trockenen Zustand mittels Linienlaser und Photogrammetrie vermessen. Die Ergebnisse dieser Auswertungen sind in den Abbildungen 4.13 und 4.14 dargestellt.

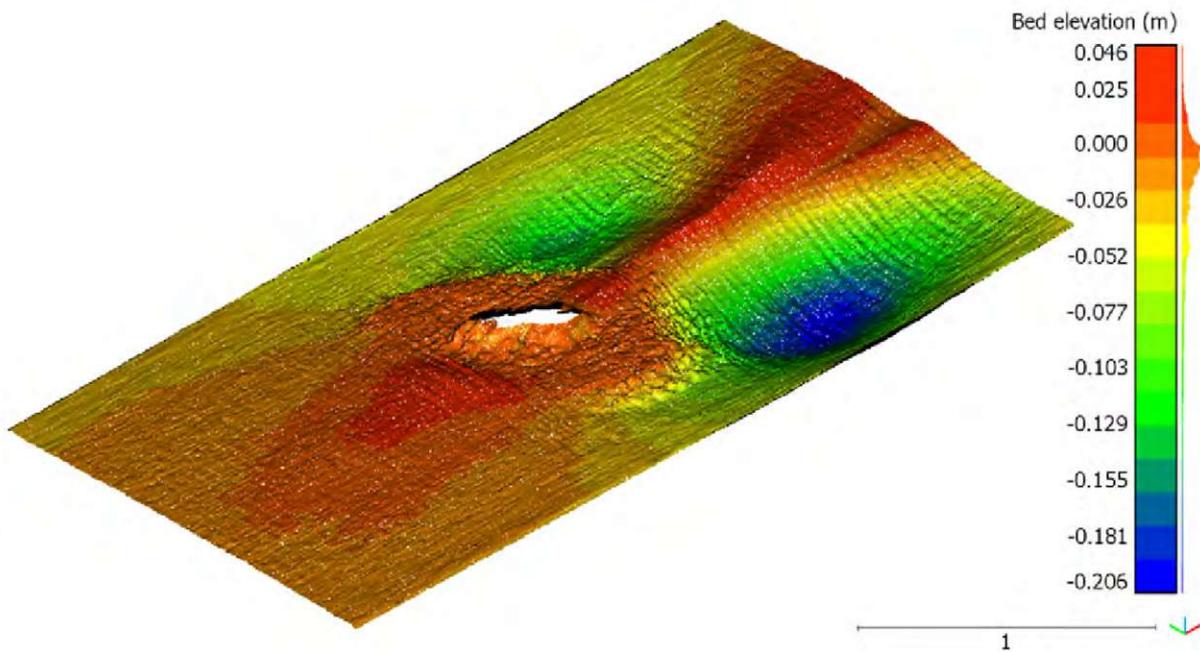
Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 4.4 zu entnehmen.

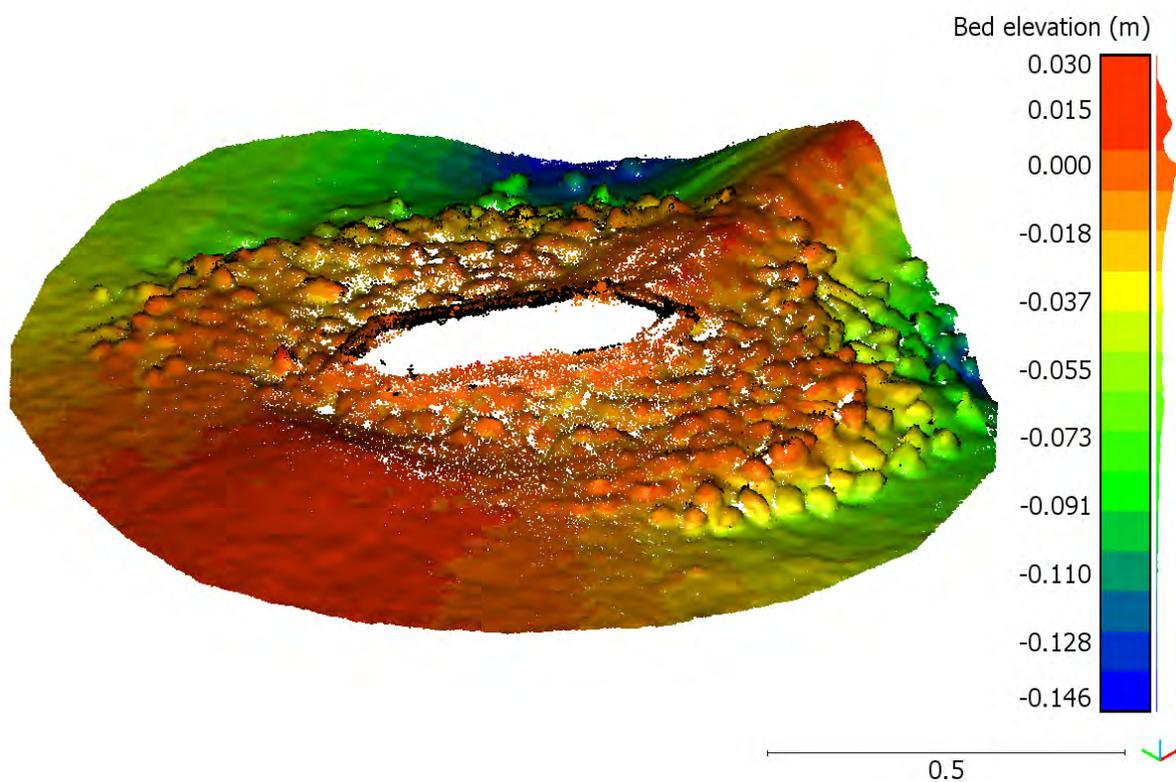
Die Sohle wurde nach Versuchsende nicht wieder in ihre ursprüngliche Lage zurückgebaut, sondern diente direkt als Ausgangslage für die Versuchsreihe 8.



(a) Blick in Fließrichtung

(b) Blick gegen Fließrichtung

**Abb. 4.12:** Kolkchutz nach Abschnitt 2 (=Versuchsende) aus VR7**Abb. 4.13:** Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach Abschnitt 2 aus VR7 ( $t = 6 : 30h$ ) (absolut)



**Abb. 4.14:** Auswertung Sohlvermessung mittels Photogrammetrie nach Abschnitt 2 aus VR7  
( $t = 6 : 30h$ ) (absolut)

### 4.3 Versuchsreihe 8

Da die maximalen Belastungen bzw. die maximalen Kolke, wie in den vorangegangenen Versuchsreihen bereits verdeutlicht, bei schräg gestelltem Pfeiler auftraten, war es nun von Interesse, den Kolkchutz aus Versuchsreihe 7 weiter zu untersuchen, um festzustellen wie sich eine erneute Belastung auf die bereits entstandenen Beschädigungen und Kolke auswirkt. Somit bildete die Endsituation aus Versuchsreihe 7 die Ausgangslage für die Reihe 8. Um jedoch einen konstanten Geschiebetransport zu gewährleisten, wurde die Sohle im Oberwasser bis vor Beginn des Kolk schutzes neu hergestellt.

Wie bereits bei den Versuchsreihen 5-7 wurde auch hier wieder als Belastung die Hochwasserganglinie für ein 300-jährliches Hochwasserereignis aus Abbildung 3.31b als Treppenfunktion (blaue Linie) herangezogen und der Versuch in 2 Abschnitten durchgeführt. Der erste Abschnitt umfasste dabei den Anstieg des Ereignisses bis zum Scheitelpunkt (HQ300 inkl. gesamter Belastungsdauer) und der zweite den Abfall und Rückgang bis hin zum Mittelabfluss.

Der Normalabfluss wurde dabei wieder auf Grundlage der Klappeneinstellungen bei den vorangegangenen Versuchen eingestellt, die zugehörigen Wasserspiegellagen über einen Zeitraum von 2 Minuten gemessen und der Pfeilerstau ( $h_{Pfeiler}$ ) an der dafür am Pfeiler angebrachten Skala abgelesen.

Wie bereits bei den vorangegangenen Versuchsreihen wurde auch hier für die Erfassung der entstandenen Kolke und Sohlveränderungen die Sohlgeometrie jeweils zu Beginn und am Ende eines Abschnitts mittels Linienlaser (trockener Zustand) und Photogrammetrie vermessen und ausgewertet. Die Vorgehensweise und dabei getroffenen Einstellungen (Auflösung, Bildverhältnis, Sichtfeld, etc.) waren ident mit jenen aus den zuvor beschriebenen Versuchsreihen.

#### 4.3.1 Abschnitt 1 - Anstieg und Belastung bis einschließlich HQ300

In Tabelle 4.5 sind die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für diesen Abschnitt angegeben.

Die Ausgangslage für den Abschnitt eins bildete wie anfangs bereits erwähnt die Endsituation aus Versuchsreihe 7 (siehe Abbildung 4.12).

Die angestrebten äquivalenten Modell-Durchflüsse für die Spitzenabflüsse der einzelnen Hochwasserereignisse ergaben sich wieder aus Tabelle 3.1. Die eingestellten Abflüsse lagen allesamt in den dazugehörigen Toleranzbereichen von  $\pm 5\%$ .

Die Versuchsdauer für den ersten Teil betrug wieder  $t = 04 : 30h$ , wobei die Kolkentwicklung alle 10 bzw. später alle 20 min. mittels Schauglas abgelesen und erfasst wurde. Wie in Abbildung 4.15 ersichtlich, zeigt sich auch nach neuerlicher Belastung ein ähnliches Bild wie bereits bei Versuchsreihe 7. So scheint der Kolkchutz auf den ersten Blick nach wie vor in Takt, jedoch ist vor allem im hinteren Bereich das Lösen einzelner Steine aus dem Verbund erkennbar. Zudem waren über die gesamte Versuchsrinne noch deutliche Sohlformen, sowie eine Überdeckung des Kolk schutzes im vorderen Bereich des Pfeilers, erkennbar.

Nach der Belastung mit dem 300-jährlichen Hochwasser wurde die Rinne wieder vollständig entleert und die Sohle im trockenen Zustand mittels Linienlaser und Photogrammetrie vermessen. Die Ergebnisse dieser Auswertungen sind in den Abbildungen 4.16 und 4.18 dargestellt. Wiederum handelt es sich bei diesen Ergebnissen um Absolut-Werte, welche sich auf die Ausgangslage vor Versuchsreihe 7, also eine ebene Sohle vor Belastung, beziehen. Betrachtet man die lokalen Veränderungen der Sohlgeometrie, also jene bezogen auf die Ausgangslage von Versuchsreihe 8 (siehe Abbildung 4.17), so erkennt man, dass das Kolkloch rechts hinter dem Pfeiler im Vergleich zur Ausgangslage, etwas aufgefüllt und vor allem die Anlandungen hinter dem Pfeiler abgetragen wurden.

**Tab. 4.5:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuchsreihe 8 - Abschnitt 1

Ereignis	Q [m <sup>3</sup> /s]	Δt [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [–]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*(h)$ [–]
HQ1	0,120	00:10	0,103	0,117	0,114	0,000	0,47	0,46	1,01	0,048
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
HQ5	0,195	00:10	0,142	0,166	0,157	0,000	0,55	0,46	1,39	0,069
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
HQ30	0,276	00:10	0,181	0,218	0,200	0,000	0,61	0,46	1,78	0,084
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
HQ100	0,324	00:10	0,204	0,241	0,225	0,000	0,63	0,45	2,00	0,095
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
HQ300	0,427	00:10	0,252	0,296	0,275	0,000	0,68	0,43	2,47	0,117
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:10				0,000				
		00:20				0,000				
		00:20				0,000				
00:20	0,000									
$\Sigma$		04:30								

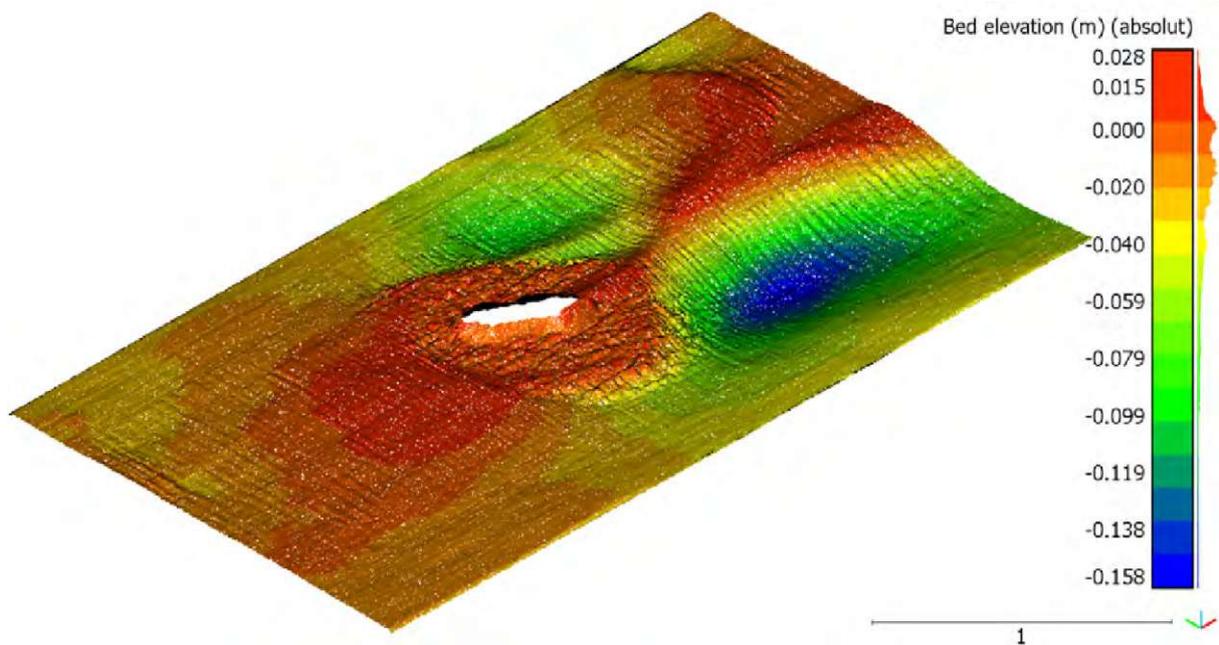
Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 4.5 zu entnehmen.

Nach dem Versuchsende des ersten Abschnitts wurde die Sohle im aktuellen Zustand belassen und nicht wieder in ihre Ausgangslage zurückgebaut.



(a) Blick in Fließrichtung

(b) Blick gegen Fließrichtung

**Abb. 4.15:** Kolkchutz nach Belastungsende Abschnitt 1 aus VR8**Abb. 4.16:** Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach Abschnitt 1 aus VR8 ( $t = 4 : 30h$ ) (Veränderung bezogen auf Ausgangslage VR7)

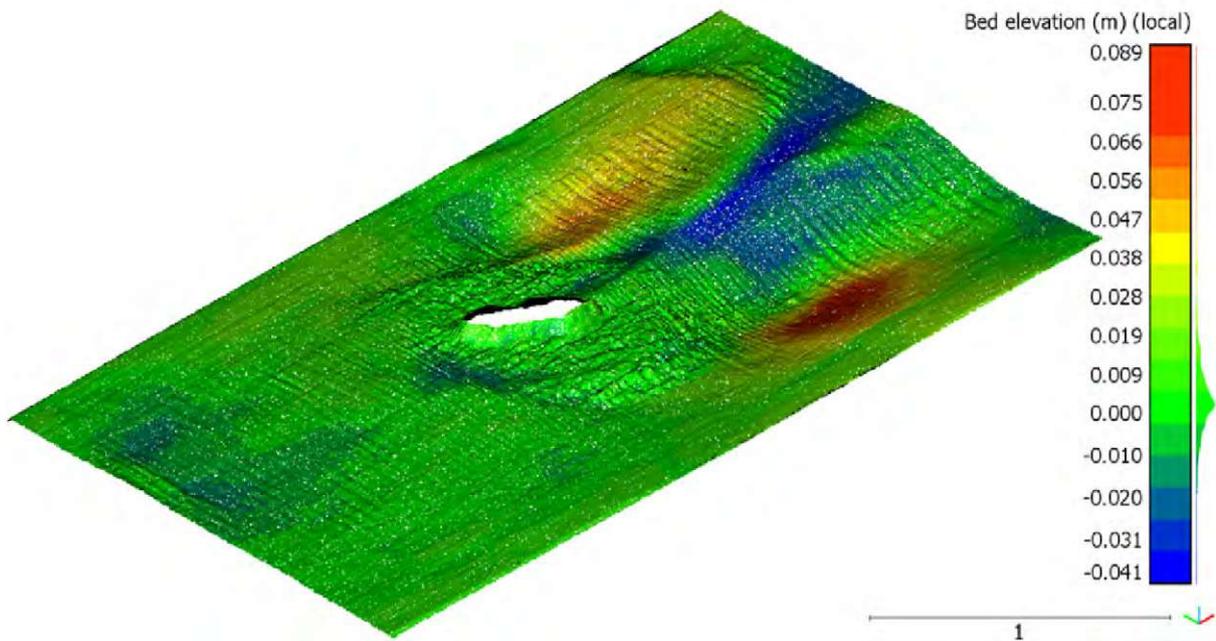


Abb. 4.17: Auswertung Sohlvermessung Laserscan bezogen auf Ausgangslage Versuchsreihe 8

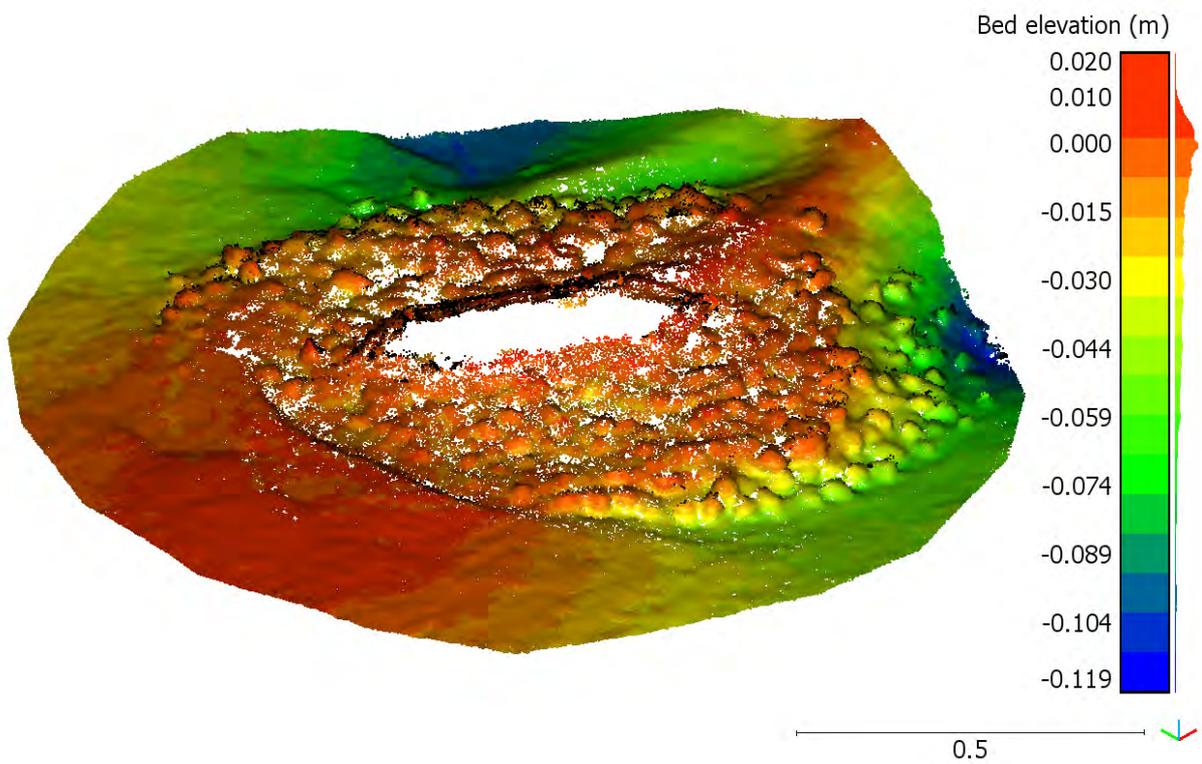
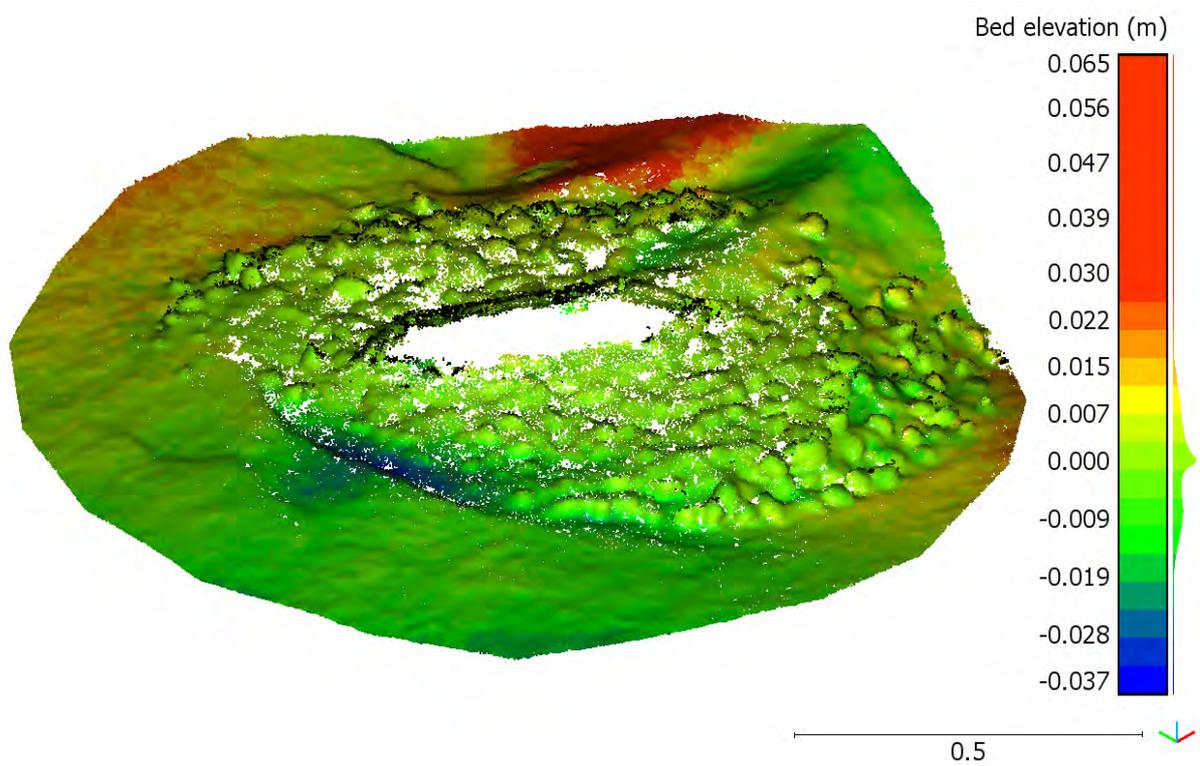


Abb. 4.18: Auswertung Sohlvermessung mittels Photogrammetrie nach Abschnitt 1 aus VR8 ( $t = 4 : 30h$ ) (Veränderung bezogen auf Ausgangslage VR7)



**Abb. 4.19:** Auswertung Sohlvermessung Photogrammetrie bezogen auf Ausgangslage Versuchsreihe 8

### 4.3.2 Abschnitt 2 - Rückgang bis Mittelabfluss

In Tabelle 4.6 sind die wichtigsten Kennwerte aus dem Versuchsprotokoll für diesen Abschnitt angegeben.

**Tab. 4.6:** Auszug aus Versuchsprotokoll zu Versuchsreihe 8 - Abschnitt 2

Ereignis	Q [m <sup>3</sup> /s]	Δt [hh : mm]	$h_m$ [m]	$h_{Pfeiler}$ [m]	$h_{EL,m}$ [m]	$y_s$ [m]	$v_m(h)$ [m/s]	Fr (h) [-]	$\tau(h)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$\tau_*(h)$ [-]
HQ100	0,325	00:10	0,205	0,243	0,226	0,000	0,63	0,45	2,01	0,096
		00:10					0,000			
		00:10					0,000			
		00:10					0,000			
		00:10					0,000			
		00:10					0,000			
HQ30	0,278	00:20	0,183	0,219	0,202	0,000	0,61	0,45	1,80	0,085
		00:20					0,000			
		00:20					0,000			
HQ5	0,194	00:30	0,142	0,164	0,157	0,000	0,55	0,46	1,39	0,066
		00:30					0,000			
		00:30					0,000			
		00:30					0,000			
HQ1	0,118	00:30	0,102	0,112	0,113	0,000	0,46	0,46	1,00	0,048
		01:00					0,000			
		01:00					0,000			
	Σ	06:30								

Die Ausgangslage für den Abschnitt 2 bildete das Ende von Abschnitt 1 mit einem max. Durchfluss  $Q = 427 \text{ l/s}$  und einem Kolk direkt beim Pfeiler von  $y_s = 0,000 \text{ cm}$ , sowie einem max. Kolk im Nahbereich von ca.  $y_s = -22,0 \text{ cm}$ .

Die angestrebten äquivalenten Modell-Durchflüsse für die Spitzenabflüsse der einzelnen Hochwasserereignisse ergaben sich wieder aus Tabelle 3.1. Die eingestellten Abflüsse lagen allesamt in den dazugehörigen Toleranzbereichen von  $\pm 5\%$ .

Der zweite Teil dieser Versuchsreihe lief über eine Gesamtdauer von  $t = 06 : 30 \text{ h}$ , wobei die Kolkentwicklung in Abständen von 10, 20 und 30 min. mittels Schauglas abgelesen und erfasst wurde. Bereits bei Versuchsreihe 7 wurden durch das entstandene Kolkloch einzelne Steine aus dem Verbund gelöst und abgetragen. Nach erneuter Belastung zeigte sich nun, dass das Schadensbild vor allem im Randbereich des Kolkschutzes zwar etwas voranschritt, jedoch gesamt betrachtet der Kolkschutz noch in Takt geblieben ist. Die zuvor noch vorhandenen Sohlformen wurden wiederum geglättet und erneut kam es zu einer Anlandung von Feinmaterial im hinteren Bereich des Pfeilers.

Im Anschluss wurde die Sohle erneut im trockenen Zustand mittels Linienlaser und Photogrammetrie vermessen. Die Ergebnisse dieser Auswertungen sind in den Abbildungen 4.21 und 4.23 dargestellt. Wiederum handelt es sich bei diesen Ergebnissen um Absolut-Werte, welche sich auf die Ausgangslage vor Versuchsreihe 7, also eine ebene Sohle, beziehen. Betrachtet man die lokalen Veränderungen der Sohlgeometrie, also jene bezogen auf die Ausgangslage von Versuchsreihe 8 (siehe Abbildung 4.22), so zeigt sich, dass diese nach neuerlicher Belastung im Vergleich zur Ausgangslage nur gering voranschritten.

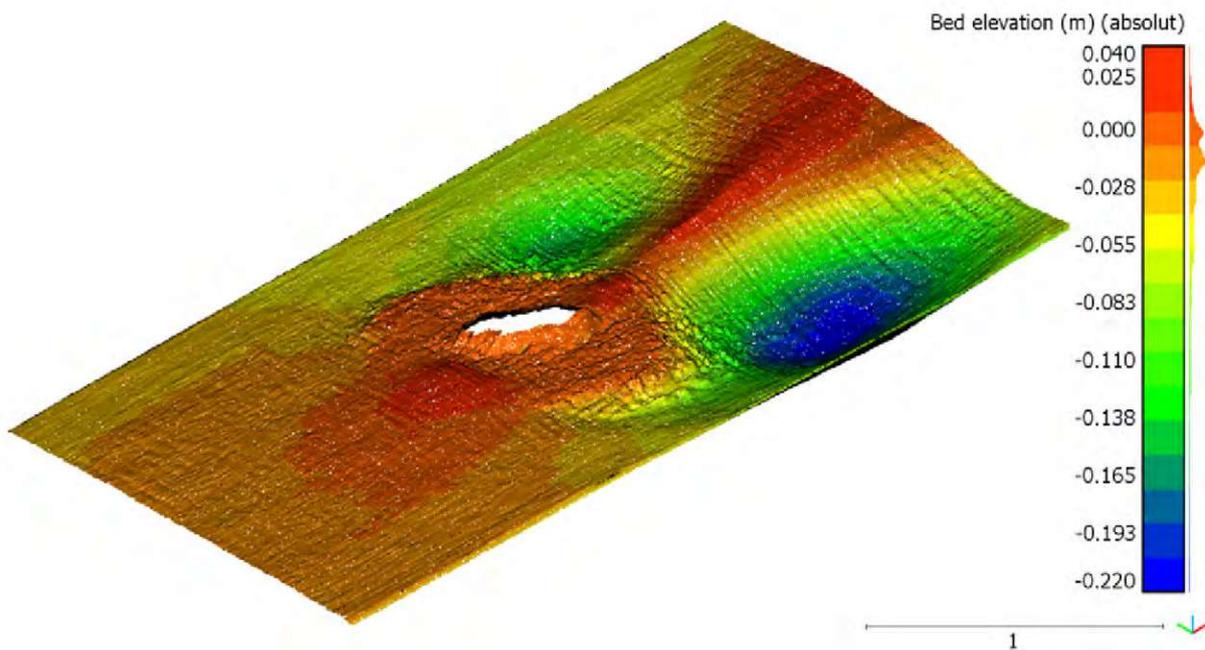


(a) Blick in Fließrichtung

(b) Blick gegen Fließrichtung

**Abb. 4.20:** Kolkchutz nach Belastungsende Abschnitt 2 (=Versuchsende) VR8

Der Pfeilerstau, die Energielinie, die mittlere Wassertiefe, sowie die Froude-Zahl wurden analog zu den bereits vorangegangenen Versuchsreihen gemessen und berechnet. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Tabelle 4.2 zu entnehmen.

**Abb. 4.21:** Auswertung Sohlvermessung trocken mit Linienlaser nach Abschnitt 2 aus VR8 ( $t = 6 : 30h$ ) (bezogen auf Ausgangslage VR7)

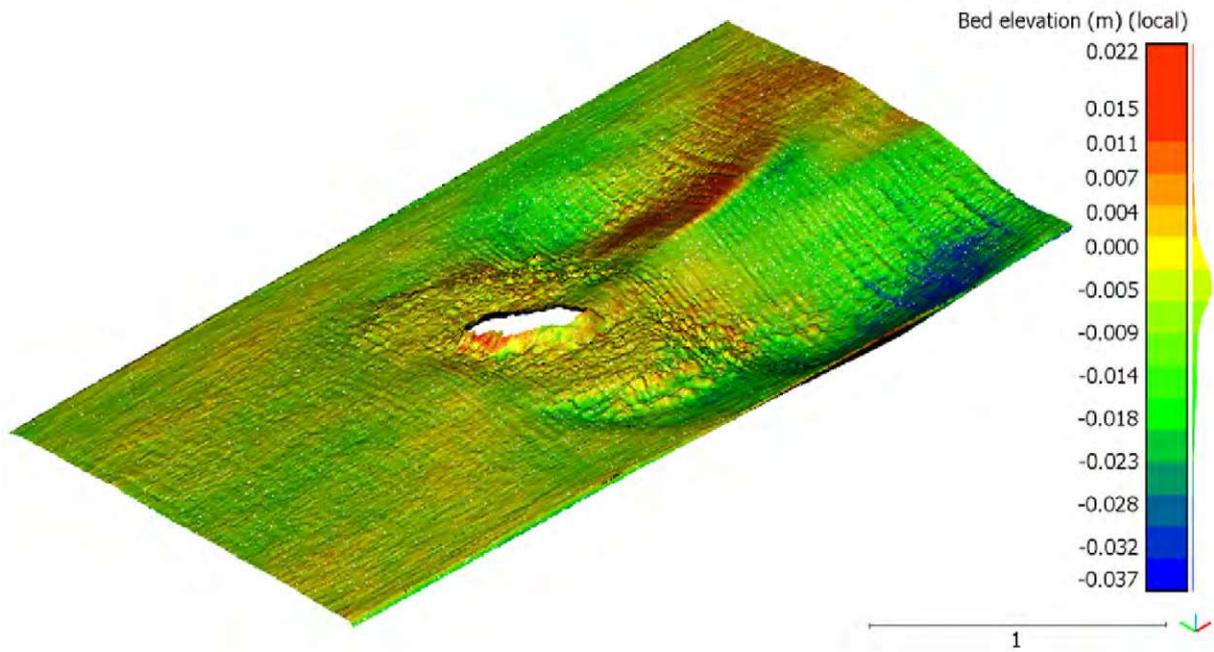


Abb. 4.22: Auswertung Sohlvermessung Laserscan bezogen auf Ausgangslage Versuchsreihe 8

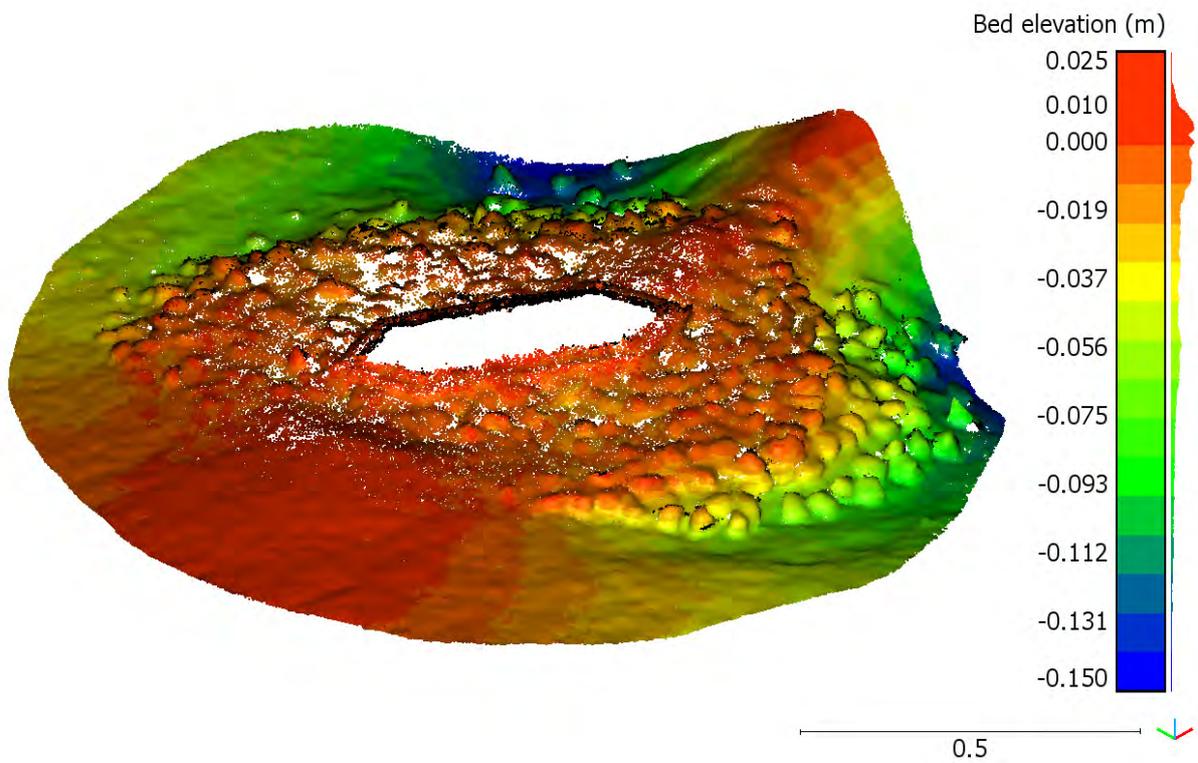
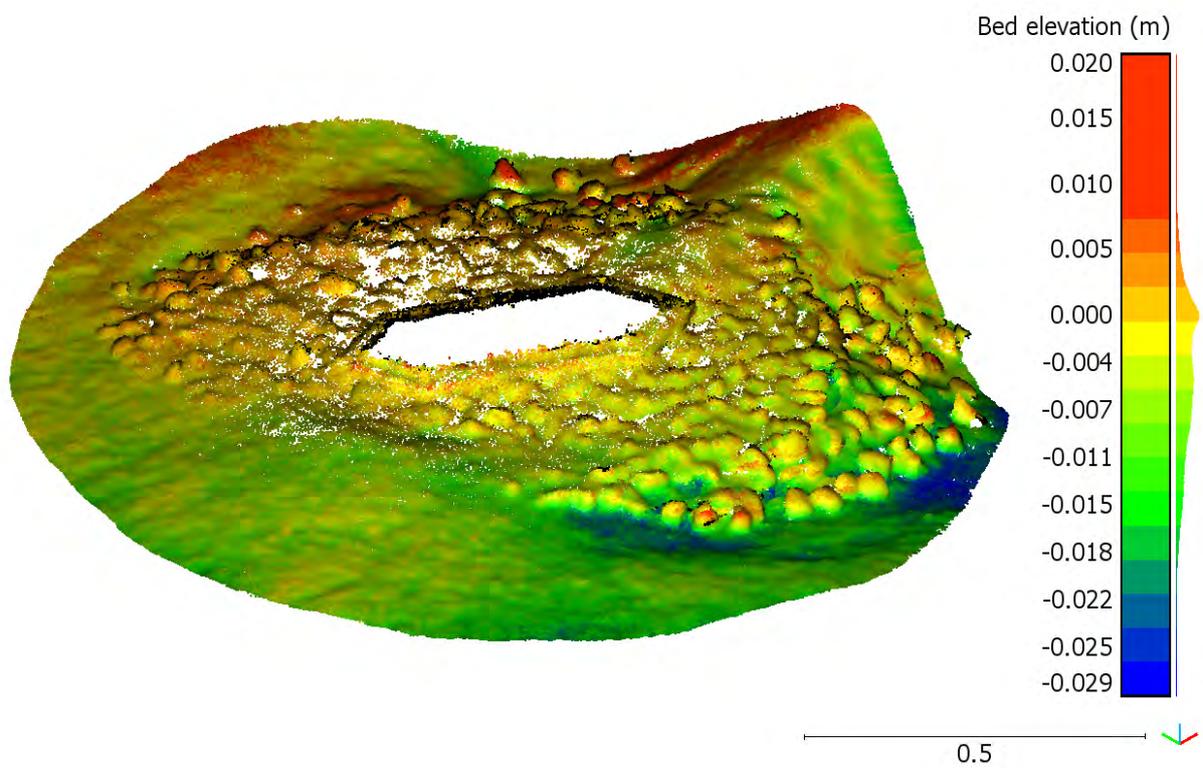


Abb. 4.23: Auswertung Sohlvermessung mittels Photogrammetrie nach Abschnitt 2 aus VR8 ( $t = 6 : 30h$ ) (bezogen auf Ausgangslage VR7)



**Abb. 4.24:** Auswertung Sohlvermessung Photogrammetrie bezogen auf Ausgangslage Versuchsreihe 8

# Kapitel 5

## Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Zu Beginn dieser Arbeit wurde das Projekt RHESI, sowie das bereits von Grand [8] ausgearbeitete Modell kurz vorgestellt und die Notwendigkeit einer ausführlichen modellbasierten Untersuchung der verschiedenen Brückenpfeiler als Grundlage für eine wirtschaftliche Bemessung der Sicherungsmaßnahmen für die bestehenden Brückenbauwerke verdeutlicht.

Im Anschluss wurden die wichtigsten Mechanismen bei der Entstehung von Kolk etwas näher beleuchtet und folgend verschiedene Schutzmöglichkeiten erörtert, sowie eine Vorgehensweise zur Bemessung eines Kolksschutzes mittels Steinwurf aufgezeigt. Die Ergebnisse dieser Bemessung wiesen in Abhängigkeit der gewählten Beiwerte eine hohe Streuung auf, was die Wichtigkeit einer genauen Festlegung der tatsächlich vorherrschenden Gegebenheiten für eine wirtschaftliche Dimensionierung verdeutlichte. Weiters wurde auch auf die Grundlagen der für die Auswertung der Versuche verwendeten Methode der Photogrammetrie und dem daraus entwickelten Verfahren Structure from Motion (SfM) eingegangen und versucht, die wichtigsten Prinzipien kurz zu erklären, bevor mit den weiteren Versuchsdurchführungen fortgefahren wurde.

Aufbauend auf eine erste Testreihe für den Pfeiler 5 der Brücke von Höchst nach Lustenau und deren Erkenntnisse wurden weitere Untersuchungen in Form von mehreren Versuchsreihen mit veränderten Parametern für eine fundierte Beurteilung der tatsächlich zu erwartenden Kolk-tiefen durchgeführt. In einem ersten Schritt wurde dabei die Sohle im Oberwasser befestigt um den Geschiebetransport auf ein Minimum zu reduzieren und anschließend eine Versuchsreihe (Versuchsreihe 2) mit gerader Anströmung und verlängerten Laufzeiten für die einzelnen Hochwasserereignisse durchgeführt. Die dabei erhaltenen Ergebnisse lagen erwartungsgemäß deutlich über jenen aus Versuchsreihe 1. Im Anschluss wurden zwei weitere Szenarien mit um 30° gedrehtem Pfeiler und befestigter (Versuchsreihe 3) beziehungsweise unbefestigter Sohle (Versuchsreihe 4) untersucht. Die hierbei beobachteten Kolk-tiefen bestätigten die Erwartungen und zeigten, dass die Änderung der Anströmrichtung sich maßgeblich auf das Auskolkpotential auswirkt. Um auch den Einfluss des morphologischen Kolks auf die weitere Kolkbildung miteinzubeziehen wurde noch eine zusätzliche Versuchsreihe (VR 5) mit abgesenkter Sohle und gerader Anströmung durchgeführt. Hierbei wurde erstmals eine komplette Hochwasserganglinie für ein 300-jährliches Hochwasserereignis als Belastungsverlauf herangezogen und die Ergebnisse sowohl mittels Linienlaser als auch Photogrammetrie ausgewertet. Ein Vergleich zwischen den beiden Auswertungsmethoden zeigte, dass der photogrammetrische Ansatz mittels Structure from Motion (SfM) sehr gute und realitätsnahe Ergebnisse liefert. SfM stellte sich dabei als eine sehr gut geeignete Methode für die Visualisierung und Auswertung dieser Versuche dar, wobei die erreichten Genauigkeiten in dieser Arbeit jene der Laservermessung übertrafen.

Im Anschluss an diese Versuchsreihen wurde auf Grundlage der aktuellen Literatur und den zuvor erlangten Erkenntnissen ein Kolksschutz mittels Steinwurf berechnet und in der Modellrinne verschiedenen Testungen unterzogen. Bei einem dreilagigen Steinwurf, wie in Versuchsreihe 6 eingebaut, zeigten sich dabei, abgesehen von einer leichten Anlandung hinter dem Pfeiler, kaum Auswirkungen durch die aufgebrachten Belastungen. In der darauf folgenden Reihe 7 wurde daher der Aufbau um eine Lage reduziert, sowie der Pfeiler um 30° gedreht und anschließend

wieder die gleichen Belastungen aufgebracht. Nach Versuchsende wurde erstmals eine Verlagerung des Kolklochs an das hintere seitliche Ende des Kolkschutzes festgestellt, welche bereits erste Erosionsspuren am Steinwurf verursachte. Eine neuerlicher Belastung des unveränderten Modellaufbaus in Versuchsreihe 8 verdeutlichte dies noch weiter. Sowohl eine Zunahme der Kolkentiefe als auch der Beschädigung am Kolkschutz konnten während der Versuche beobachtet werden, wenngleich deren Ausmaß deutlich geringer ausfiel als nach anfänglicher Belastung. Auch hierbei wurden die Ergebnisse wieder mittels SfM-Methode ausgewertet, wobei aufgrund des selbstgebauten Kamerakarussells das limitierte Sichtfeld nur einen Teil des aufgetretenen Kolkes erfassen konnte. Für weitere Untersuchungen sollte somit eine Ausweitung des Messbereichs auf die gesamte Versuchsrinne in Betracht gezogen werden. Dies könnte beispielsweise durch die Verwendung einer Drohne, auf welcher die Kamera befestigt wird, erfolgen.

Bezüglich der Versuchsauswertung lässt sich im Allgemeinen festhalten, dass sich ein photogrammetrischer Ansatz, insbesondere Structure from Motion, als ein wirkungsvolles und vielseitiges Werkzeug anbietet. Ein Vergleich der Ergebnisse aus SfM mit jenen aus Laservermessung und direkter Messung am Modell verdeutlicht deren Zuverlässigkeit und Genauigkeit. Vor allem aufgrund der einfachen und kostengünstigen Durchführbarkeit bietet Structure from Motion ein großes Potenzial an Einsatzmöglichkeiten im wasserbaulichen Versuchswesen.

# Literatur

- [1] A. Bäumel. „Structure from Motion bei wasserbaulichen Anwendungen im Labor“. Diplomarbeit. Technische Universität Graz, 2016.
- [2] A. Bruhn. „Vorlesung zu Computer Vision“. Vorlesung. Universität Stuttgart, Wintersemester 2013/2014.
- [3] Computer Vision Laboratory. *Neuer Tsukuba-Stereo-Datensatz*. 2012. URL: <https://home.cvlab.cs.tsukuba.ac.jp/dataset> (Zugriff am 02.07.2020).
- [4] Florida Department of Transportation. *Bridge Scour Manual*. Tallahassee, Florida: Department of Transportation, Office of Design, Drainage Section, 2005.
- [5] Flussbau AG. *RHESI - Generelles Projekt, Fachplanung Hydraulik und Geschiebe*. 2019.
- [6] Y. Furukawa, B. Curless, S. M. Seitz und R. Szeliski. „Towards Internet-scale Multi-view Stereo“. In: *CVPR*. 2010.
- [7] Y. Furukawa und J. Ponce. „Accurate, Dense, and Robust Multi-View Stereopsis“. In: *IEEE Trans. on Pattern Analysis and Machine Intelligence* 32.8 (2010), S. 1362–1376.
- [8] A. Grand. „Modellversuche zur lokalen Kolkbildung an einem ausgewählten Brückenpfeiler im Zuge des Projekts RHESI“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2019.
- [9] J. Guo, O. Suaznabar, H. Shan und J. Shen. *Pier Scour in Clear-Water Conditions with Non-Uniform Bed Materials*. Laboratory report. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2012. 62 S.
- [10] C. Heipke. „Photogrammetrie & Fernerkundung-vom Elektronenmikroskop bis zur Planetenbeobachtung“. In: *Photogrammetrie Fernerkundung Geoinformation* (2003), S. 165–180.
- [11] Internationale Rheinregulierung. *RHESI - Generelles Projekt, Folder: Hochwasserschutz Alpenrhein*. Forschungsber. 2018. 2 S.
- [12] ISPRS. *International Society for Photogrammetry and Remote Sensing*. 2020. URL: <https://www.isprs.org/society/Default.aspx> (Zugriff am 27.05.2020).
- [13] G. Konecny und G. Lehmann. *Photogrammetrie*. 4. Aufl. Berlin: De Gruyter, 1984. 392 S. ISBN: 978-3-11-007358-4.
- [14] W. Linder. *Digital Photogrammetry: A Practical Course*. 2. Aufl. Berlin: Springer, 2006. 214 S. ISBN: 978-3-540-29152-7.
- [15] W. Linder. „Digitale Photogrammetrie am PC - Aktuelle Entwicklungen und Anwendungen in den Geowissenschaften“. Habilitationsschrift. Universität Düsseldorf, 2004.
- [16] D. G. Lowe. „Distinctive Image Features from Scale-Invariant Keypoints“. In: *International Journal of Computer Vision* (2004).
- [17] B. W. Melville. „The Physics of Local Scour at Bridge Piers“. In: *4th International Conference on Scour and Erosion (ICSE-4)*. Tokyo, Japan, 5.–7. Nov. 2008, S. 28–40.
- [18] Open Source Projekt. *CloudCompare - 3D point cloud and mesh processing software (Version 2.11.3)*. 2020. URL: <https://cloudcompare.org/> (Zugriff am 21.04.2021).

- [19] Queensland Department of Transport and Main Roads. *Bridge Scour Manual*. Queensland, Australia: Department of Transportation und Main Roads, 2013, Updated 2019.
- [20] Reichsgesetzblatt für die im Reichsrath vertretenen Königreiche und Länder 141/1893:455. *Staatsvertrag zwischen Österreich-Ungarn und der Schweiz über die Regulierung des Rheins von der Illmündung stromabwärts bis zur Ausmündung desselben in den Bodensee*. 1892. URL: <http://alex.onb.ac.at/cgi-content/alex?aid=rgb&datum=18930004&seite=> (Zugriff am 28. 04. 2021).
- [21] B. Ruf. „Ein echtzeitnaher Ansatz für Structure-from-Motion“. Diplomarbeit. Universität Stuttgart, 2015.
- [22] K. N. Snavely. „Scene Reconstruction and Visualization from Internet Photo Collections“. Habilitationsschrift. University of Washington, 2008.
- [23] N. Snavely, S. M. Seitz und R. Szeliski. „Photo Tourism: Exploring image collections in 3D“. In: *ACM Transactions on Graphics (Proceedings of SIGGRAPH 2006)* (2006).
- [24] U. S. Department of Transportation. *Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance – Third Edition, Volume 1*. Publication No. FHWA NHI 09–111 HEC–23. 2009. 255 S.
- [25] U. S. Department of Transportation. *Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance – Third Edition, Volume 2*. Publication No. FHWA NHI 09–112 HEC–23. 2009. 376 S.
- [26] G. Verhoeven, M. Doneus, C. Briese und F. Vermeulen. „Mapping by matching: a computer vision-based approach to fast and accurate georeferencing of archaeological aerial photographs.“ In: *Journal of Archaeological Science* 39 (2012), S. 2060–2070.
- [27] M. Westoby, J. Brasington, N. Glasser, M. Hambrey und J. Reynolds. „‘Structure-from-Motion’ photogrammetry: A low-cost, effective tool for geoscience applications“. In: *Geomorphology* 179 (2012), S. 300–314.
- [28] C. Wu. *VisualSFM: A Visual Structure from Motion System*. 2011. URL: <http://ccwu.me/vsfm/> (Zugriff am 21. 04. 2021).
- [29] C. Wu, S. Agarwal, B. Curless und S. M. Seitz. „Multicore Bundle Adjustment“. In: *CVPR*. 2011.

# Anhang A

## Bemessung Kolkschutz mittels Steinwurf

## Eingangsparameter

max. Geschwindigkeit aller Versuche:

$$VR 3 \rightarrow HQ 300 \rightarrow v_m = 0,72 \text{ m/s}$$

Formbeiwert  $K_1 = 1,65$  gewählt

Geschwindigkeits-/Positionsbeiwert  $K_2 = 1,05$

↳ Pfeiler in Ufernähe und am Beginn einer leichten Flussbiegung

## Bemessungsgeschwindigkeit $v_{Des}$

$$v_{Des} = K_1 \cdot K_2 \cdot v_m = 1,65 \cdot 1,05 \cdot 0,72 \\ = \underline{1,247 \text{ m/s}}$$

## Median-Korn Durchmesser $d_{50}$ (mit $S_g = 2,65$ )

$$d_{50} = \frac{0,692 \cdot v_{Des}^2}{(S_g - 1) \cdot 2g} = \frac{0,692 \cdot 1,247^2}{(2,65 - 1) \cdot 2 \cdot 9,81} = \underline{0,033 \text{ m}} = 3,3 \text{ cm} \\ = 33 \text{ mm}$$

=> Für den Einbau im Modell wurden die einzelnen Steine aus einem BigBag 16/32 Quarzschotter händisch aussortiert (siehe Tabelle)!

## Tiefe d. Schüttung

$$t = 3 \cdot d_{50} = 3 \cdot 33 = \underline{99 \text{ mm}} \approx 10 \text{ cm}$$

=> Für die Versuche wurde die Einbautiefe auf 6,0 cm reduziert.

## Ausbreitmaß a

$$a = 2 \cdot b_{\text{Ersatz}} \rightarrow b_{\text{Ersatz}} \text{ über Ersatzpfeiler}$$

Ersatzpfeiler: abgetreppter Fundament  $\rightarrow$  Monoblode

	Höhe über Sohle [cm]	Breite [cm]	A [cm <sup>2</sup> ]
Stufe 1	4,67	15,07	70
Stufe 2	2,23	20,87	46,54
Stufe 3	$\emptyset$	26,80	$\emptyset$
	$\Sigma$ 6,90		$\Sigma$ 116,54

$$\Rightarrow b_{\text{Ersatz}} = \frac{\Sigma A}{\Sigma h} = \frac{116,54}{6,90} = \underline{16,9 \text{ cm}}$$

$$\Rightarrow a = 2 \cdot b = 2 \cdot 16,9 = \underline{33,8 \text{ cm}}$$

Quarzschotter 16/32  
Probe von Feichtinger aussortiert nach Gewicht  
07.01.2020

	Modellwerte						Naturwerte						I2/D <sub>Kugel</sub>	I1/I3
	I1 mm	I2 mm	I3 mm	g	D <sub>Kugel</sub> m	I1 m	I2 m	I3 m	g	D <sub>Kugel</sub> m	I2/D <sub>Kugel</sub>	I1/I3		
MW	52,8	32,2	23,9	49,2	0,0328	1,58	0,97	0,72	1,328	0,98	0,98	2,25		
max	66,7	41,6	31,2	60,1	0,0351	2,00	1,25	0,94	1,623	1,05	1,29	3,13		
min	40,0	26,5	19,1	38,2	0,0302	1,20	0,80	0,57	1,031	0,91	0,78	1,51		
Standardabw	8,1	5,2	3,1	6,8	0,0015	0,24	0,16	0,09	184	0,05	0,17	0,51		
	46,0	30,8	23,0	41,7	0,0311	1,38	0,92	0,69	1,126	0,93	0,990	2,00		
	47,0	39,6	31,2	57,4	0,0346	1,41	1,19	0,94	1,550	1,04	1,145	1,51		
	60,9	30,5	24,9	43,4	0,0315	1,83	0,92	0,75	1,172	0,95	0,968	2,45		
	45,8	26,5	24,3	38,2	0,0302	1,37	0,80	0,73	1,031	0,91	0,878	1,89		
	41,8	38,6	23,4	42,4	0,0313	1,25	1,16	0,70	1,145	0,94	1,234	1,79		
	66,7	28,0	21,3	49,7	0,0330	2,00	0,84	0,64	1,342	0,99	0,850	3,13		
	41,9	28,6	24,1	49,1	0,0328	1,26	0,86	0,72	1,326	0,98	0,870	1,74		
	58,6	27,8	24,2	46,8	0,0323	1,76	0,83	0,72	1,264	0,97	0,860	2,42		
	61,4	32,2	28,0	57,1	0,0345	1,84	0,97	0,84	1,542	1,04	0,933	2,19		
	59,2	41,2	19,1	48,8	0,0328	1,78	1,23	0,57	1,318	0,98	1,256	3,09		
	53,7	28,8	23,6	52,2	0,0335	1,61	0,86	0,71	1,409	1,01	0,860	2,28		
	57,8	28,0	24,6	60,1	0,0351	1,73	0,84	0,74	1,623	1,05	0,798	2,35		
	52,8	34,6	19,1	41,8	0,0311	1,58	1,04	0,57	1,129	0,93	1,112	2,77		
	40,0	30,7	26,0	52,7	0,0336	1,20	0,92	0,78	1,423	1,01	0,914	1,54		
	57,6	41,6	21,0	46,3	0,0322	1,73	1,25	0,63	1,250	0,97	1,292	2,75		
	53,4	27,2	25,2	59,1	0,0349	1,60	0,82	0,76	1,596	1,05	0,780	2,12		