

Diplomarbeit



Physikalische Modellversuche zur Planung und Optimierung des Geschiebeablagerungsplatz am Vorderbergerbach Gem. St. Stefan im Gailtal

Eingereicht von Matthias Kerschbaumer

am Insitut für Alpine Naturgefahren

zur Erlangung des Akademischen Grades Diplom Ingenieur

Betreuer AO Univ. Prof. DI Dr. Johannes Hübl DI Dr. Roland Kaitna Wien, 2008

Ein Projekt des

Forsttechnischen Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung

Gebietsbauleitung Gailtal und Mittleres Drautal **Sektion** Kärnten www.die-wildbach.at



durchgeführt am

Institut für Alpine Naturgefahren

Departement für Bautechnik und Naturgefahren Peter Jordan Str. 82 1190 Wien www.alpine-naturgefahren.at



Universität für Bodenkultur

Gregor Mendel Straße 33 A-1180 Wien www.boku.ac.at



Danksagung

Als erstes möchte ich mich bei Johannes Hübl bedanken. Für die Chance am Institut zu arbeiten, für seine Unterstützung und für sein immer offenes Ohr auch wenn es noch so stressig war.

Weiters danke ich Roland Kaitna für die tolle und kollegiale Zusammenarbeit.

Weiters danke ich Fritz Zott, ohne den im Labor die Lichter ausbleiben würden und der immer einen guten Spruch auf Lager hatte.

Danke auch an Monika, der guten Seele des Instituts. Sie hatte immer Zeit für einen und findet für jedes Problem eine Lösung.

Sowie allen anderen aus dem Team des Instituts für Alpine Naturgefahren.

Besonderer Dank gilt meinen Eltern Burgi und Karl. Ihr unerschütterlicher Glaube an mich und Ihre Unterstützung hat es mir ermöglicht dahin zu kommen, wo ich jetzt bin. Ebenfalls Maria, Johannes und Silvia die mir mit manch gutem Rat zur Seite standen.

Weiters allen netten Leuten die ich in der Studienzeit kennen gelernt und viele schöne und interessante Sachen erlebt habe. Danke den Mädchen mit denen ich den einen oder anderen Lebensabschnitt verleben durfte.

All meinen Studienkollegen, besonders den MRE´s Georg, David, Andreas, Martin und Helmut. Neben der Ausbildung stand der Spaß immer im Vordergrund. Dank auch an Urs, trotz der seltenen Besuche hatten wir immer eine lustige Zeit.

Besonderer Dank an Sabine. Die mich in jeder Lebenslage unterstützt und immer wieder motiviert hat.

Vorwort

Aufgrund des großen Projektumfangs der vorliegenden Arbeit, wurde diese von zwei Autoren verfasst. Die Kapitel sind im Inhaltsverzeichnis dem jeweiligen Autor zugeordnet. Jene Kapitel, welche im Inhaltsverzeichnis mit keiner Autorenbenennung versehen sind, wurden gemeinsam erarbeit. Grund für die gemeinsame Ausarbeitung ist die Tatsache, dass der Modellaufbau und die Durchführung der einzelnen Versuche alleine nicht möglich gewesen wären. Die Resultate wurden durch die interdisziplinäre Zusammenarbeit der beiden Autoren, welche ihr Wissen aus den Studienrichtungen FORSTWIRTSCHAFT UND ALPINE NATURGEFAHRENKUNDE, sowie KULTURTECHNIK UND WASSERWIRTSCHAFT einbringen konnten, erarbeitet.

Versicherung

Hiermit versichere ich, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst und keine anderen als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel benutzt habe, dass alle Stellen der Arbeit, die wörtlich oder sinngemäß aus anderen Quellen übernommen wurden, als solche kenntlich gemacht sind und dass die Arbeit in gleicher oder ähnlicher Form noch keiner Prüfungsbehörde vorgelegt wurde.

Wien, 2008

Zusammenfassung

Im Jahr 2003 kam es infolge eines Hochwasserereignisses mit intensivem Sedimenttransport zu starken Schäden in der Ortschaft Vorderberg, Gemeinde St. Stefan im Gailtal, Kärnten. Der vorhandene Geschiebeablagerungsplatz konnte nur einen Teil des Geschiebes aufnehmen. Der Rest des Sedimentanfalls und Wildholz wurde in die Dorfkünette weitertransportiert, wo es zu Verklausung und in weiterer Folge zur Überbordung kam. Im Rahmen der generellen Maßnahmenplanung wurde ein neues Konzept für den Geschiebeablagerungsplatz erstellt und dieses anhand physikalischer Modellversuche überprüft bzw. optimiert. Dabei wurden neben der baulichen Veränderung des Geschiebeablagerunsplatzes (Aufweitung, Gefällsreduktion) drei verschiedene Einbauvarianten (Wildholzrechen, Buhnen, kronenoffene Schlitzsperre) getestet. Als Szenarien für die Versuche wurden das 150 jährliche Bemessungsereignis sowie das Ereignis von 2003 herangezogen.

Abstract

In the year 2003 a severe flood event hit the village 'Vorderberg', community St. Stefan, in the Gail valley, Carinthia. The capacity of the existing bedload retention area was exceeded and a significant amount of the sediment as well as woody debris was transported downstream into the artificial channel through the village. Blocking at critical cross sections led to overflowing of the dams. In the course of the general planning of mitigation measures to protect the village from future inundation, a new concept for the bedload retention area has been developed. Based on physical scale modeling the concept was evaluated and optimized. Apart from structural changes of the bedload retention area (widening, inclination decrease) three different installation types (woody debris filter, groynes and check-dam) were tested. As test scenarios the hydrograph of the 150 annual calculation event as well as the curve of the 2003 event where used.

Inhaltsverzeichnis

Ab	bildu	ingsver	zeichnis		VI		
Та	belle	nverzei	chnis		XI		
1.	Einle	eitung			1		
	1.1.	Proble	nstellung		1		
	1.2.	Zielset	ung		1		
	1.3.	Metho	lik		2		
2.	Erei	gnisdol	umentation		4		
	2.1.	Ereign	schronik (Har	nnes Kapeller)	4		
		2.1.1.	Einzugsgebiet	t	6		
3.	Gru	ndlager			8		
	3.1. Hydraulisches Versuchswesen (Matthias Kerschbaumer)						
		3.1.1.	Das Konzept	der Ähnlichkeit (nach Kobus (1984))	10		
			3.1.1.1. Ken	nzahlen	10		
			3.1.1.2. Ähn	lichkeitsgesetze	12		
			3.1.1.3. Ähn	lichkeitsbedingungen für Gerinneströmungen	15		
			3.1.1.4. Grea	nzen des Versuchswesens	17		
	3.2.	Geschi	ebeablagerung	splätze	18		
		3.2.1.	Allgemeines (Hannes Kapeller)	18		

			3.2.1.1.	Auswirkung von Geschiebeablagerungen auf die Hochwas-	
				sersicherheit (nach Verber (2005))	19
			3.2.1.2.	Bedeutung des Geschieberückhalts in der Wildbachver-	
				bauung	20
		3.2.2.	Struktur	und Funktion (Hannes Kapeller)	21
			3.2.2.1.	Struktur eines Geschieberückhaltebeckens	22
			3.2.2.2.	Funktion eines Geschieberückhaltebeckens	23
		3.2.3.	Form (na	ach Zollinger (1983)) (Matthias Kerschbaumer)	25
			3.2.3.1.	Aus der Praxis:	25
			3.2.3.2.	Modellversuche nach Hampel:	27
4.	Vorl	bereitu	ngen		29
	4.1.	Berech	nung der	Ganglinien	29
		4.1.1.	Reinwas	ser (Hannes Kapeller)	29
			4.1.1.1.	Zemokost	29
			4.1.1.2.	HEC-HMS	30
		4.1.2.	Feststoff	e (Matthias Kerschbaumer)	31
	4.2.	Festleg	gung der S	Szenarien	36
	4.3.	Berech	nung der	Abflusstiefen (Hannes Kapeller)	36
	4.4.	Berech	nung des	Verlandungsgefälles (Matthias Kerschbaumer)	38
	4.5.	Planu	ng des Ge	schiebeablagerungsplatzes	41
		4.5.1.	Erweiter	ung des Fließquerschnittes	41
		4.5.2.	Reduktio	on des Längsgefälles	41
		4.5.3.	Abflussd	osierung im Becken durch verschiedene Einbauten	42
		4.5.4.	Gesamtk	conzept	42
	4.6.	Festleg	gung der '	Verbauungsvarianten	44
	4.7.	Wildh	olz		46
	4.8.	Spülur	ng		48
	4.9.	Versue	chsbezeich	nungen	49
		4.9.1.	Szenarie	n:	49

Vers 5.1. 5.2.	Übersi Übersi Versuc 5.2.1. 5.2.2. 5.2.3. 5.2.4. 5.2.5.	hordnung cht (Matthias Kerschbaumer) chsaufbau (Matthias Kerschbaumer) Modell Wasserversorgung Geschiebezugabe Mischbereich	 50 50 50 54 56 58
5.1. 5.2.	Übersi Versuc 5.2.1. 5.2.2. 5.2.3. 5.2.4. 5.2.5.	cht (Matthias Kerschbaumer)	50 50 50 54 56 58
5.2.	Versue 5.2.1. 5.2.2. 5.2.3. 5.2.4. 5.2.5.	Hsaufbau (Matthias Kerschbaumer) Modell Modell Wasserversorgung Geschiebezugabe Mischbereich	50 50 54 56 58
	 5.2.1. 5.2.2. 5.2.3. 5.2.4. 5.2.5. 	Modell	50 54 56 58
	 5.2.2. 5.2.3. 5.2.4. 5.2.5. 	Wasserversorgung	54 56 58
	5.2.3.5.2.4.5.2.5.	Geschiebezugabe	56 58
	5.2.4. 5.2.5.	Mischbereich	58
	5.2.5.	Absotzbeeken	
		Absetzbecken	58
	5.2.6.	Steuer- und Messstand	59
5.3.	Gemes	sene Parameter (Matthias Kerschbaumer)	60
	5.3.1.	Reinwasserabfluss	60
	5.3.2.	Geschiebezugabe	62
	5.3.3.	Geschiebeaustrag	62
	5.3.4.	Abflusstiefen	64
	5.3.5.	Ablagerungshöhen/-volumen	64
	5.3.6.	Fotodokumentation	65
5.4.	Kalibr	ierung Reinwasser (Hannes Kapeller)	66
	5.4.1.	Messmethode Geschwindigkeit	66
	5.4.2.	Vergleich	67
Resi	ıltate		69
6.1.	Einfüh	rung (Hannes Kapeller)	69
	6.1.1.	Versuchsübersicht	69
	6.1.2.	Voluminaangaben	69
	6.1.3.	Ausnutzungsgrad	69
	6.1.4.	Kontinuierlicher Austrag	71
	6.1.5.	Längsschnitt	71
6.2.	Result	ate Szenario 1 (SZ1) (Matthias Kerschbaumer)	72
	 5.3. 5.4. Resu 6.1. 	5.2.6. 5.3. Gemes 5.3.1. 5.3.2. 5.3.2. 5.3.3. 5.3.4. 5.3.5. 5.3.6. 5.4. Kalibr 5.4.1. 5.4.2. Resultate 6.1. Einfüh 6.1.1. 6.1.2. 6.1.3. 6.1.4. 6.1.5. 6.2. Result	5.2.5. Absetzbecken 5.2.6. Steuer- und Messstand 5.3. Gemessene Parameter (Matthias Kerschbaumer) 5.3.1. Reinwasserabfluss 5.3.2. Geschiebezugabe 5.3.3. Geschiebeaustrag 5.3.4. Abflusstiefen 5.3.5. Ablagerungshöhen/-volumen 5.3.6. Fotodokumentation 5.4.1. Messmethode Geschwindigkeit 5.4.2. Vergleich 5.4.2. Vergleich 6.1.1. Einführung (Hannes Kapeller) 6.1.2. Voluminaangaben 6.1.3. Ausnutzungsgrad 6.1.4. Kontinuierlicher Austrag 6.1.5. Längsschnitt 6.2. Resultate Szenario 1 (SZ1) (Matthias Kerschbaumer)

		6.2.1.	Ablagerung - Austrag	72
		6.2.2.	Kontinuierlicher Austrag	73
		6.2.3.	Längsschnitt der Ablagerungen	74
		6.2.4.	Zusammenfassung	78
	6.3.	Result	ate Szenario 2 (SZ2) (Matthias Kerschbaumer)	79
		6.3.1.	Ablagerung - Austrag	79
		6.3.2.	Kontinuierlicher Austrag	80
		6.3.3.	Reinwasserspülung	82
		6.3.4.	Längsschnitt der Ablagerungen	85
		6.3.5.	Zusammenfassung	86
	6.4.	Result	ate Szenario 3 (SZ3)(Hannes Kapeller)	89
		6.4.1.	Ablagerung - Austrag	89
		6.4.2.	Kontinuierlicher Austrag	90
		6.4.3.	Reinwasserspülung	92
		6.4.4.	Längsschnitt der Ablagerungen	94
		6.4.5.	Zusammenfassung	97
	6.5.	Übersi	cht der Feststoffvolumina (Matthias Kerschbaumer) $\ . \ . \ . \ .$	99
7.	Schl	ussfolg	erungen	101
Lit	eratı	ır		103
Ар	penc	lix		I
Α.	Vers	uche (Matthias Kerschbaumer)	П
	A.1.	Szenar	io 1	II
		A.1.1.	SZ1 VA1 00 Versuch 1	III
		A.1.2.	SZ1 VA1 00 Versuch 2	IV
		A.1.3.	SZ1 VA2 00 Versuch 2	V
		A.1.4.	SZ1 VA3 00 Versuch 1	VI
		A.1.5.	SZ1 VA3 00 Versuch 2	VII

	A.1.6.	SZ1	VA4	00	Vers	such	n 1	 •				 		•			. VIII
	A.1.7.	SZ1	VA4	00	Vers	such	n 2	 •				 		•			. IX
	A.1.8.	SZ1	VA5	00				 •				 					. X
	A.1.9.	SZ1	VA2	01	Vers	such	n 1	 •				 		•			. XI
	A.1.10	.SZ1	VA2	01	Vers	such	n 2	 •				 		•			. XII
	A.1.11	.SZ1	VA4	01				 •		 •	•	 					. XIII
A.2.	Szenar	rio 2						 •	•••	 •	• •	 		•			. XIV
	A.2.1.	SZ2	VA1	00				 •	•••			 		•			. XV
	A.2.2.	SZ2	VA3	00				 •	•••			 		•			. XVI
	A.2.3.	SZ2	VA4	00				 •				 		•			. XVII
	A.2.4.	SZ2	VA4	10				 •	•••			 		•			. XVIII
A.3.	Szenar	rio 3						 •		 •	•	 		•			. XIX
	A.3.1.	SZ3	VA1	00				 •		 •		 		•			. XX
	A.3.2.	SZ3	VA3	00				 •		 •		 		•			. XXI
	A.3.3.	SZ3	VA5	00				 •				 		•			. XXII
	A.3.4.	SZ3	VA1	10				 •				 		•			. XXIII
	A.3.5.	SZ3	VA3	10			•••	 •				 		•			. XXIV
	A.3.6.	SZ3	VA5	10				 •				 		•			. XXV

Abbildungsverzeichnis

1.1.	Methodik des Projektablaufs	3
2.1.	Einzugsgebiet des Vorderberger Baches mit den Ablagerungen des Ereig- nisses von 2003	7
3.1.	Widerstandsdiagramm für Gerinneströmungen nach NIKURADSE - MOODY	16
3.2.	Modellähnliche Nachbildung von Energiehöhenverlusten in Froude-Modellen	17
3.3.	Organigramm (nach Zollinger (1983))	20
3.4.	Schematische Darstellung der Gründe für die Geschiebeablagerung	22
3.5.	Schematische Darstellung eines Geschieberückhaltebeckens $\ .\ .\ .\ .$	23
3.6.	Alte Formen von Geschiebeablagerungsplätzen	26
4.1.	Zemokost	30
4.2.	Zemokost Bemessungsereignis	31
4.3.	Reinwasserganglinien für das HQ150 und das Ereignis 2003	32
4.4.	Linienzahlanalyse von den Ablagerungen im Geschiebe ablagerungsplatz $\ .$.	32
4.5.	Geschiebetransportraten Rickenmann (1990), Meyer-Peter und Müller (1948),	
	Smart und Jäggi (1983)	34
4.6.	Modell ganglinien für das Ereigniss 2003 und das HQ150	37
4.7.	Bild im Geschiebeablagerungsplatz bei Hektometer 13	40
4.8.	Längsprofil des Geschiebeablagerungsplatzes Vorderberg	43
4.9.	Füllung eines Geschiebablagerungsplatzes in Abhängigkeit vom Wasserstau	44
4.10.	Grundriss des GAP	45

4.11.	Schematische Darstellungen der Verbauungsvarianten	47
4.12.	Wildholz	48
5.1.	Grundriss der Versuchsanordnung (maßstabsgetreu)	51
5.2.	Längsschnitt der Versuchsanordnung (maßstabsgetreu)	52
5.3.	Detailansichten eines stufenlos verstellbaren Stützbeines, eines I-Trägers	
	mit montiertem Holzträger und der Arbeitsplattform	53
5.4.	Arbeitsschritte beim Modellaufbau	55
5.5.	Übersicht der Sensoren am Thomsonwehr	56
5.6.	Abfluss bei verschiedenen Abflusstiefen für das Thomsonwehr, berechnet	
	nach Gourley (1915)	57
5.7.	Schematische- und Detail-Darstellungen der Geschiebezugabe aus dem Vor-	
	ratsbehälter, sowie Ablagerungsbild des Geschiebes am Förderband $\ .$	57
5.8.	Übersicht Geschiebezugabe	58
5.9.	Übersicht vom Absetzbecken	59
5.10.	Darstellung von CoDeSys und Catman	60
5.11.	Platzierung der Sensoren im Thomsonwehr (maßstabsgetreu)	61
5.12.	Vergleich der Abflussmessungen von Pumpe, Ultraschallsensoren und Druck-	
	sensor	61
5.13.	Zusammenhang Förderbandgeschwindigkeit und Sedimentzugabe	63
5.14.	Verteilung der Ultraschallsensoren in der Versuchsanordnung	64
6.1.	Lage und Blickrichtung der Längsschnitte	71
6.2.	Überblick der Sedimentablagerungen und -austräge für die Varianten des	
	Szenario 1	73
6.3.	Reinwassermodellganglinie für das Szenario 1 mit den gemittelten, kontinu-	
	ierlichen Geschiebeaustragssummenkurven für die Nullvariante [VA1], die	
	Rechenvariante [VA2] und die Summenlinie die $Rechen$ - $Wildholzvariante$	
	[VA2]	74

6.4.	Höhenmodelle und Photos der Ablagerungen nach dem Szenario 1 der Null-	
	variante [VA1], Buhnenvariante [VA3] und Sperrenvariante [VA4]	75
6.5.	Höhenmodelle und Photos der Ablagerungen nach dem Szenario 1 der $Re\-$	
	chenvariante [VA2], Rechen - Wildholzvariante [VA2 01] und Rechen -	
	Spornvariante [VA5]	76
6.6.	Längschnitt durch die Ablagerungen der Nullvariante [VA1], der Rechen-	
	variante [VA2], der Buhnenvariante [VA3], der Sperrenvariante [VA4] und	
	der Rechen - Spornvariante [VA5] des Szenarios 1	77
6.7.	Überblick der Sedimentablagerungen und -austräge des Szenario 2 für die	
	Nullvariante [VA1], Buhnenvariante [VA3], und Sperrenvariante [VA4]	80
6.8.	Höhenmodelle des Szenario 2	81
6.9.	Reinwassermodellganglinie für das Szenario 2 mit dem kontinuierlichen Ge-	
	schiebeaustrag für die Nullvariante [VA1], die Buhnenvariante [VA3] und	
	die Sperrenvariante [VA4]	81
6.10.	Zeitreihe - Nullvariante	82
6.11.	Zeitreihe - Buhnenvariante	83
6.12.	Zeitreihe - Sperrenvariante	83
6.13.	Reinwasserganglinien HQ5 und HQ10, mit dem kontinuierlichen Geschie-	
	beaustrag für die Spülung der Ablagerungen des SZ2, für die Nullvariante	
	[VA1] mit dem HQ10 und, Sperrenvariante [VA4] mit dem HQ5	84
6.14.	Verlandungsfront - Sperrenvariante	85
6.15.	Verlandungsfront - Sperrenvariante	86
6.16.	Längschnitt durch die Ablagerungen der Buhnenvariante [VA3] und der	
	Sperrenvariante [VA4] des Szenarios 2	87
6.17.	Überblick der Sedimentablagerungen und -austräge für die Varianten des	
	Szenario 3	90
6.18.	Höhenmodell und Photos der Ablagerungen der Nullvariante [VA1], der	
	Buhnenvariante [VA3] und der Rechen - Spornvariante [VA5] für das Sze-	
	nario 3	91

6.19.Reinwassermodell ganglinie für das Szenario 3 mit dem kontinuierlichen Ge-
schiebeaustrag für die Nullvariante [VA1], die Buhnenvariante [VA3] und
die Rechen - Spornvariante [VA5]
6.21. Reinwasserganglinien HQ5 und HQ10, mit dem kontinuierlichen Geschiebe-
austrag für die Spülung der Ablagerungen des SZ3, für die Buhnenvariante
[VA1] und die Sperrernvariante [VA4]
6.22. Verlauf des Spülversuchs mit demHQ5 für die Nullvariante [VA1], sowie
das Höhenmodell der Ablagerungen nach dem Versuch $\ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ $
6.23. Verlauf des Spülversuchs mit HQ5 für die Rechen - Spornvariante [VA5],
sowie das Höhenmodell der Ablagerungen nach dem Versuch \ldots \ldots \ldots $.$ 95
6.24. Verlauf des Spülversuchs mit HQ10 für die Buhnenvariante [VA3], sowie
das Höhenmodell der Ablagerungen nach dem Versuch $\ldots \ldots \ldots \ldots 96$
6.25. Längschnitt durch die Ablagerungen der Nullvariante [VA1], der Buhnen-
variante [VA3] und der Rechen - Spornvariante [VA5] des Szenarios 3 \ldots . 97
A.1. Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA1 00 V1 III
A.2. Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA1 00 V2 IV
A.3. Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA2 00 V2 \ldots V
A.4. Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA3 00 V1 VI
A.5. Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA3 00 V2
A.6. Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA4 00 V1
A.7. Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA4 00 V2 \ldots
A.8. Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA5 00 X
A.9. Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA2 01 V1 XI
A.10.Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA2 00 V2
A.11.Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA4 01 V1
A.12. Laserscan und Resultate Versuch SZ2 VA 1 00 \ldots
A.13.Laserscan und Resultate Versuch SZ2 VA3 00
A.14.Laserscan und Resultate Versuch SZ2 VA4 00
A.15.Laserscan und Resultate Versuch SZ2 VA4 10

A.16. Laserscan und Resultate Versuch SZ3 VA1 00	XX
A.17. Laserscan und Resultate Versuch SZ3 VA3 00 $$	
A.18. Laserscan und Resultate Versuch SZ3 VA5 00	
A.19.Laserscan und Resultate Versuch SZ3 VA1 10	
A.20.Laserscan und Resultate Versuch SZ3 VA3 10	
A.21.Laserscan und Resultate Versuch SZ3 VA5 10	

Tabellenverzeichnis

4.1.	Abflüsse	38
4.2.	Berechnete Wassertiefen	39
4.3.	Beispiel zur Versuchsbezeichnung	49
5.1.	Vergleich der Reinwasserabflussgeschwindigkeiten	66
5.2.	Reinwasserabflusstiefen: berechnet (HEC - RAS), gemessen (analog)	67
6.1.	Liste aller durchgeführten Versuchen	70
6.2.	Übersicht der Messergebnisse des Szenarios 1 für die Nullvariante [VA1],	
	Rechenvariante [VA2], Buhnenvariante [VA3], Sperrenvariante [VA4], Re-	
	chen - Spornvariante [VA5]	72
6.3.	Gemessene Verlandungsgefälle und berechnete Verlandungsgefälle nach Ham-	
	pel (1974), Smart und Jäggi (1983) für das Szenario 1	77
6.4.	Übersicht der Messergebnisse des Szenarios 2 für die Nullvariante [VA1],	
	Buhnenvariante [VA3], und Sperrenvariante [VA4] mit den dazugehörigen	
	Spülungen	79
6.5.	Gemessene Verlandungsgefälle und berechnete Verlandungsgefälle nach Ham-	
	pel (1974), Smart und Jäggi (1983) für das Szenario 2	87
6.6.	Übersicht der Messergebnisse des Szenarios 3, für die Nullvariante [VA1],	
	Buhnenvariante [VA3], und Rechen - Spornvariante [VA5] mit den dazu-	
	gehörigen Spülungen.	89
6.7.	Gemessene Verlandungsgefälle und berechnete Verlandungsgefälle nach Ham-	
	pel (1974), Smart und Jäggi (1983) für das Szenario 3	96

6.8. Übersicht der rückgerechneten Feststoffvolumina für den Prototyp $\ . \ . \ . \ .$ 100

Abkürzungsverzeichnis

Δp_i	fraktionsweiser prozentualer Anteil von d_m	[%]
η	dynamische Zähigkeit	[kg/ms]
λ	Verlustbeiwert, Reibungsbeiwert	[-]
ν	kinematische Zähigkeit	$[m^2/s]$
ϕ_b	dimensionslose Sedimenttransportrate	[-]
$ ho_f$	Dichte Fluid	$[kg/m^3]$
$ ho_S$	Feststoffdichte Sand	$[kg/m^3]$
ρ_s	Dichte Sediment	$[kg/m^3]$
$ ho_W$	Dichte Wasser	$[kg/m^3]$
θ	dimensionslose Bodenschubspannung	[-]
θ_c	kritische dimensionslose Bodenschubspannung bei Transportbeginn ([0.047) $[-]$
A	durchströmter Querschnitt	$[m^2]$
d_{mM}	maßgebender Durchmesser der Kornmischung	[m]
d_m	mittlerer Korndurchmesser	[m]
d_{xx}	Korngröße bei der xx% (bezogen auf Gewicht) kleiner sind	[m]
Eu	Eulerzahl	[-]
Fr	Froudezahl	[-]
G	Geschiebeanteil der Abflussfracht	[%]
g	Erdbeschleunigung	$[m/s^2]$
h	Abflusstiefe	[m]
h_v	Verlusthöhe	[m]
I_r	Reibungsanteil des Energiegefälles	[-]
J	Verlandungsgefälle	[%]
k_r	STRICKLER-Beiwert für die Kornrauigkeit der Sohle	$[m^{\frac{1}{3}}/s]$
k_{st}	STRICKLER-Beiwert der Sohle, Kornrauigkeit und Sohlenrauigkeit	$[m^{\frac{1}{3}}/s]$

L	Länge	[m]
L_u	benetzter Umfang	[m]
m	Gesamtgewicht des Absetzbeckens nach dem Versuch	[kg]
m_B	Gewicht des wassergefüllten Beckens	[kg]
m_s	Trockenmasse Sand	[kg]
m_W	Masse des Wassers im Becken	[kg]
p	Druck in einer Flüssigkeit	[Pa]
Q	Gesamtabfluss	$[m^{3}/s]$
q	spezifischer Durchfluss bei Transportbeginn	$[m^3/sm]$
Q_b	Feststofftransportrate	$[[m^{3}/s]]$
q_b	spezifischer Geschiebetransport	$[m^3/sm]$
q_c	kritische spezifische Schubspannung	[—]
q_r	Reinwasserabfluss	$[m^3/sm]$
Q_s	Abflussanteil aus dem Geschiebetrieb	$[m^3/sm]$
r_{hy}	hydraulischer Radius $(r_{hy} = A/L_u)$	[m]
R_s	hydraulischer Radius	[m]
Re	Reynoldszahl	[—]
S	Gerinneneigung	[—]
s	$ ho_s/ ho_f$	[—]
v	Geschwindigkeit	[m/s]
V_B	Volumen des Beckens	$[m^3]$

1. Einleitung

Am 29.August 2003 kam es, aufgrund einer Tiefdruckwetterlage im Mittelmeerraum, zu Starkregenniederschlägen und dadurch zu umfangreichen Vermurungen in der Gailtaler Ortschaft Vorderberg, Gemeinde St.Stefan.

Rund 2/3 der Wohnobjekte im Dorf wurden in Mitleidenschaft gezogen.

Die Niederschlagsmenge wurde vom Hydrographischen Dienst auf 285 mm geschätzt. Berechnungen des Bemessungsniederschlages für den Vorderbergerbach zeigten, dass die Niederschläge den Wert eines 100-jährlichen Niederschlagsereignisses überstiegen. (Hübl et al. (2004))

1.1. Problemstellung

Durch die großen Geschiebemengen kam es beim Übergang vom Geschiebeablagerungsplatz (GAP) oberhalb der Gemeinde in den hart verbauten Regulierungsbereich im bebauten Gemeindegebiet zu starken seitlichen Überströmungen der Dammkronen. Das mitgeführte Wildholz sorgte für eine Verklausung der Brücke, die im Siedlungsgebiet zu Überschwemmungen führte.

1.2. Zielsetzung

Ziel dieses Projektes ist die Erstellung eines Konzepts für den Ausbau und die Optimierung des Geschiebeablagerungsplatzes. Hauptaugenmerk wird dabei auf eine maximale Geschieberetention gelegt, damit es nicht zum Überborden und zu keinen Verschotterungen des Ortes kommt. Neben einer baulichen Betrachtung des GAP alleine werden zusätzlich verschiedene Verbauungsmaßnahmen getestet.

1.3. Methodik

Einen Überblick zur Methodik gibt Abbildung 1.1. Kern dieses Projekts sind die Modellversuche im Maßstab 1:30. Die Auswertung der Versuche erfolgt mittels Sensoren zur Gewichts-Messung, Abflusstiefen-Messung, und Geschwindigkeits-Messung. Das Volumen wird mit den gemessenen Parametern und einem 2D - Laserscanner ermittelt.



Abb. 1.1.: Methodik des Projektablaufs. Die Zahlen in den Klammern geben das dazugehörige Kapitel in der Arbeit an.

2. Ereignisdokumentation

In den Nachmittagsstunden des 29. August 2003 kam es nach einer niederschlagsarmen Wetterperiode zur Ausbildung von lokalen Starkregenereignissen, die durch eine Tiefdruckwetterlage im Mittelmeerraum bestimmt waren. Die Niederschläge konzentrierten sich auf die Staulagen der Karnischen Alpen (auf italienischem Territorium wurden bis zu 400 mm Niederschlag gemessen). Aber auch an den Nordhängen wurden beachtliche Niederschlagsmengen aufgezeichnet. Die Ortschaft Vorderberg, Gemeinde St.Stefan im Gailtal, welche vom Vorderbergerbach durchflossen wird, war besonders stark von den einhergehenden Vermurungen und Überschwemmungen betroffen. Hier kam es zu Schäden an rund 2/3 der Wohnobjekte. Neben diesen Schäden kam es zu Unterbrechungen der Wasserversorgung und einiger Straßenverbindungen sowie zu Schäden an der Umwelt durch ausgeflossenes Heizöl.

Durch Interpolation der Niederschlagsdaten einzelner Messstellen des Hydrografischen Dienstes Kärnten im Gailtal sowie Niederschlagsdaten von Messstellen im Kanaltal, schätzt man den Tagesniederschlag für Vorderberg vom 29. August 2003 auf 285 mm. Die berechneten Bemessungsniederschläge zeigen, dass der Ereignisniederschlag für das rund 26,9 km^2 umfassende Einzugsgebiet des Vorderbergerbaches deutlich den Wert eines 100-jährlichen Niederschlagsereignisses übersteigt. Der daraus resultierende extrem hohe Abfluss führte zu einer intensiven Feststoffmobilisierung. Die Hälfte der 477.500 m^3 Gesamtgeschiebe wurde im Einzugsgebiet abgelagert. Davon blieben rund 120.000 m^3 Geschiebe im Staubereich des 1998 errichteten Murbrechers oberhalb der Vorderbergerschlucht liegen. (Hübl et al. (2004))

2.1. Ereignischronik

Die Dokumentation über Hochwasserereignisse und entsprechende Verbauungsmaßnahmen reicht bis ins 19. Jahrhundert zurück.

- 1810 verschottert der Bach den Dorfplatz
- 1837 brach der Bach aus und setzte Kirche und Pfarramt unter Wasser.
- 1902 zerstörte die hochwasserführende Gail den Großteil der Schutzbauten und erstreckte sich bis zu den Häusern des Unterdorfes. Durch starke Regenfälle trat der Vorderbergerbach aus dem Ufer. Es wurden der nördliche und westliche Teil der Ortschaft meterhoch überschüttet.
- Erste Steinsperren in Trockenmauerwerk wurden in den Jahren 1903-1905 errichtet. Außerdem wurden Leitwerke in Trockenmauerwerk, sowie in den einzelnen Runsen und Rutschkörpern Querwerke eingebaut.
- Im Ortsbereich wurde ein Kanalprofil in den Jahren von 1906-1910 errichtet. Es besteht aus einer gepflasterten Sohle und Steinufermauerwerk.
- Durch mehrere Hochwässer während des Krieges und vor allem im September 1920, wurden an den Verbauungen schwere Schäden verursacht. Zusätzlich kam es zur Bildung von neuen Rutschungen im Einzugsgebiet.
- Sanierung der Hochwasserschäden aus dem Jahr 1920 von 1921-1927 (Projekt 1921).
- Ein umfassendes Verbauungsprojekt für den Hauptgraben sowie der Seitengräben (Dolinzabach und Görtschacherbach) wurde im Jahr 1928 erstellt und in den Folgejahren ausgeführt.
- 1965/66 waren die größten Naturkatastrophen im Lande. Im Bereich des Überschwemmungsgebietes in Vorderberg mussten die Bewohner sogar evakuiert werden.
- 1966 im Juni trat der Bach aus seinem Gerinne, überschwemmte den Dorfplatz und das schlammige Wasser drang in mehrere Häuser ein.
- Bauprogramm 1972: Errichtung von 3 Quellfassungen und einer Quellsammelstube im Zuge der Erweiterung der Wasserversorgungsanlage durch die WLV.
- Bauprogramm 1986: Durchführung von Einzelmaßnahmen vor allem im Bereich der Dolonizaalmbrücke. Es ist für den Eintritt des Bemessungsereignisses ein HQ150 von 100 m^3/s und ein Geschiebepotential von 100.000 m^3 ermittelt worden.
- 1993 wieder Hochwasseralarm im ganzen Gailtal. Auch im Bereich Vorderberg tritt die Gail über die Ufer. Die Ortschaft blieb diesmal durch einen mittlerweile erbauten Schutzdamm verschont.

- 22. Juni 1996: Sintflutartige Regenfälle im Gail- und Gitschtal. In Vorderberg tritt der Vorderbergerbach über die Ufer. Zahlreiche Keller wurden überflutet. Die Wassermassen rissen die Fußgängerbrücke mit. Zahlreiche Feuerwehren der Gemeinden waren im Einsatz.
- 1998: Errichtung eines Murbrechers oberhalb der Vorderbergerschlucht
- 2003: Starkregenereignisse im unteren Gailtal und im Kanaltal. In Vorderberg tritt der Vorderbergerbach wiederholt über die Ufer. Es kommt zu Schäden an rund 2/3 der Gebäude. Der 1998 errichtete Murbrecher kann eine größere Katastrophe verhindern.

2.1.1. Einzugsgebiet

Das Einzugsgebiet des Vorderbergerbaches liegt im nördlichen Teil der Karnischen Alpen, welche zum Gailtal in Kärnten hin abfallen. Die südliche Grenze des 26,9 km^2 umfassende Einzugsgebiets wird im Wesentlichen durch die Bergrücken des Poludnig (1999 m) und des Oisternig (2052 m) an der österreichisch-italienischen Staatsgrenze gebildet, wie in Abbildung 2.1 ersichtlich ist. Der Bachverlauf erstreckt sich großteils von West nach Ost. Erst in der südwestlich von Vorderberg gelegenen Klamm (Maria Graben) ändert der Bach seinen Lauf in Richtung Süd-Nord. Nach dieser Klammstrecke durchfließt er die Ortschaft Vorderberg und mündet anschließend in den Vorfluter Gail.

Die Zubringer des Vorderbergerbaches sind der Görtschacherbach bei hm 95, der Dellacher Bach (Seebach) bei hm 78 und der Dolinzabach bei hm 48. Die Geologie ist im Wesentlichen durch eiszeitliche Sedimente (Grundmoränen), Ederkalke und Odrovizische Schiefer gekennzeichnet. Bedingt dadurch kommt es immer wieder zu seitlichen Anbrüchen und Anrissen, die beträchtliche Feststoffherde darstellen (Hübl et al. (2004)).



Abb. 2.1.: Einzugsgebiet des Vorderberger Baches mit den Ablagerungen des Ereignisses von 2003

3. Grundlagen

3.1. Hydraulisches Versuchswesen

Die Grundlage zur stand- und betriebssicheren Ausführung von Wasserbauwerken ist das Wissen der Gesetzmäßigkeiten und Auswirkungen des fließenden Wassers. Es gibt jedoch Fragestellungen, die sich mit den vorhandenen theoretischen Ansätzen bzw. dem vorhandenen Wissen nicht lösen lassen; zum Beispiel die Berechnung der Wechselsprunglänge. Während die Wassertiefen am Anfang und Ende des Wechselsprungs mittels des Stützkraftsatzes berechnet werden können, fehlen für die Wechselsprunglänge passende theoretische Ansätze.

Weitere Probleme ergeben sich bei Geschiebebewegungen und Querschnittsänderungen, bei 3-dimensionalen Strömungen mit und ohne Geschiebeablagerungs- und Erosionsverhalten im Zusammenhang mit technischen Eingriffen, bei welchen mehrere Faktoren zugleich auftreten. Solche Problemstellungen können mithilfe des Modellversuchswesens (physikalisches Modell) gelöst werden. Die zu untersuchende Problemstellung wird dabei in einem Modell des Prototyps in einem verkleinertem Maßstab nachgebildet. Durch ihre Transparenz und Zuverlässigkeit liefern sie eine glaubwürdige Darstellung der physikalischen Abläufe der Natur (Le Mehaute (1990) in Schlurmann (2002)). Die Ergebnisse der Versuche können auf die Natur übertragen werden (Bollrich et al. (1989)).

Kobus (1980) definiert ein Hydraulisches Modell als:

Zitat: "Any physical model for the simulation of flow processes, flow states and events, which concern problems of hydraulic engineering or technical hydromechanics"

Bollrich et al. (1989) definiert das hydraulische Modellversuchswesen als:

Zitat: "Die Wissenschaft, die sich mit der experimentellen Untersuchung von Fließvorgängen an Bauwerken und Anlagen des Wasserbaus und der Wasserbehandlung unter Zuhilfenahme hydraulischer Modelle beschäftigt."

Das hydraulische Modellversuchswesen lässt sich in zwei Gruppen einteilen:

- Untersuchungen komplexer und komplizierter Fließvorgänge die sich theoretisch nicht erfassen lassen, wie zum Beispiel die Kolkbildung bei Pfeilern, hinter Tosbecken und Ausläufen von Wasserkraftanlagen, Geschiebebewegungen oder Mischund Durchströmungsvorgänge in wassertechnischen Anlagen (Bollrich et al. (1989)).
- Ermittlung von Beiwerten (Überfall- und Abflussbeiwerte, Rauigkeitsbeiwerte) zur Bestätigung oder Korrektur von theoretisch aufgestellten Berechnungsformeln (Bollrich et al. (1989)).

Durch hydraulische Modellversuche ist es möglich, mit relativ geringem Aufwand optimale Lösungen für wasserbauliche Probleme zu finden. Dadurch können Schäden bzw. teure Reparaturen und Umbauten am fertigen Bauwerk vermieden werden. Im Verhältnis zu den Gesamtkosten eines Projekts fallen die Kosten für durchgeführte Modellversuche kaum ins Gewicht. Vielmehr kommt es zu Kosteneinsparungen, da man effektiver und problembezogener bauen kann. Versuche direkt am fertigen Bauwerk sind ebenfalls möglich und sollten idealerweise zur Kontrolle der Ergebnisse aus den Modellversuchen durchgeführt werden. Es ist jedoch schwierig bis unmöglich in dieser Phase noch Veränderungen am Bauwerk durchzuführen (Bollrich et al. (1989)).

Im Vergleich zu theoretischen Modellen ist der Kosten- bzw Zeitaufwand bei physikalischen Modellen höher. Jedoch bieten sie durch ihre Transparenz und Zuverlässigkeit eine glaubwürdige Darstellung der physikalischen Abläufe. Durch die Entwicklung neuer Messtechniken in der Hydromechanik ist es möglich, detailliertere Messergebnissse von den internen Strömungsprozessen zu erhalten. Damit einhergehend haben sich Aufnahme- und Analysemethoden verbessert und erlauben es, mehrere unabhängige Variablen zu messen. Das direkte Arbeiten mit dem Medium erleichtert zum einen die Entscheidungsfindung und schärft zum anderen die Intuition und Vorstellungskraft des Durchführenden (Le Mehaute (1990) in Schlurmann (2002)).

3.1.1. Das Konzept der Ähnlichkeit (nach Kobus (1984))

Um die Vorgänge, die in einem Prototypen stattfinden, in einem Modell wahrheitsgetreu nachbilden zu können, sind ähnlichkeitstheoretische Überlegungen anzustellen. Von Ähnlichkeit eines Modells (Labor) zu seinem Prototyp (Natur) spricht man, wenn die Geometrie, die Kinematik und die Dynamik des Modells ähnlich der des Prototypen sind. Um diese Ähnlichkeiten zu erreichen, wird mit Hilfe von Maßstabsfaktoren der Prototyp vergrößert bzw. verkleinert. Der Maßstabsfaktor (M_r) wird bestimmt durch:

$$M_r = \frac{M_p(\text{Größe im Prototyp})}{M_m(\text{Größe im Modell})}$$
(3.1)

3.1.1.1. Kennzahlen

Es lassen sich, wie vorher erwähnt, drei Typen von Ähnlichkeiten, man spricht dabei von den mechanischen Ähnlichkeiten, unterscheiden:

Geometrische Ähnlichkeit

Bedeutet, dass alle Längen im Modell (L_m) in einem konstanten Verhältnis zu den Längen im Prototyp (L_p) stehen. Man spricht dabei vom Längenmaßstab (L_r) .

Kinematische Ähnlichkeit

Bedeutet, dass alle zeitabhängigen bzw. geschwindigkeitsabhängigen Vorgänge im Modell (t_m) in einem konstanten Verhältnis zu den zeitabhängigen bzw. geschwindigkeitsabhängigen Vorgängen im Prototyp (t_p) stehen. Man spricht dabei vom Zeitmaßstab (t_r) .

Dynamische Ähnlichkeit

Bedeutet, dass alle Kräfteverhältnisse im Modell (F_m) in einem konstanten Verhältnis zu den Kräfteverhältnissen im Prototyp (F_p) stehen. Man spricht dabei vom Kräftemaßstab (F_r) .

Wird die dynamische Ähnlichkeit erreicht, laufen in einem geometrisch ähnlichen Modell, zeitabhängige Vorgänge kinematisch ähnlich ab.

Das zweite NEWTON´sche Axiom ("lex secunda"), das Aktionsprinzip, bildet die grundlegende Beziehung für die Dynamische Ähnlichkeit (Gl. 3.2).

$$\int_{\upsilon} \frac{D \ \vec{\nu}}{Dt} \cdot dV = \sum \ \vec{K} = \sum \left(K_T, K_S, K_R, K_K, K_E \dots \right)$$
(3.2)

 K_T ... Trägheitskräfte K_S ... Schwerkraft K_R ... Reibungskräfte K_K ... Kapillarkräfte K_E ... Elastizitätskräfte

Basierend auf der Dimensionsanalyse lassen sich Kräfteverhältnisse ableiten. Hier sind jene Verhältnisse angeführt, die für das Projekt von Interesse sind:

Froudezahl – Trägheitsreaktion/Schwerkraft

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot L}} \tag{3.3}$$

Darin ist v die Geschwindigkeit in [m/s], g die Erdbeschleunigung $[m/s^2]$ und L die Länge in [m]. Die Froudezahl spielt im hydraulischen Versuchswesen eine große Rolle, wenn es um die Nachbildung von Strömungen mit einer freien Oberfläche geht, also Schwerkrafteinflüsse für das Strömungsfeld von Bedeutung sind. Eine große Froudezahl resultiert aus einem geringen Schwerkrafteinfluss zu den Trägheitsreaktionen, eine kleine Froudezahl aus überwiegendem Schwerkrafteinfluss zu den Trägheitsreaktionen.

Reynoldszahl – Trägheitsreaktion/Reibungskraft

$$Re = \frac{v \cdot L}{\nu} \tag{3.4}$$

Darin ist v die Geschwindigkeit in [m/s], L die Länge in [m] und ν die kinematische Zähigkeit in $[m^2/s]$. Kleine Reynoldszahlen beschreiben Strömungen in denen Zähigkeitskräfte (innere Reibung) überwiegen und Trägheitsreaktionen oft vernachlässigt werden können. Große Reynoldszahlen beschreiben Strömungen bei denen die Trägheitskräfte gegenüber den Zähigkeitskräften dominieren. Eulerzahl – Trägheitsreaktion/Druckkraft

$$Eu^2 = \frac{v^2}{2\Delta p/\rho} \tag{3.5}$$

Darin ist v die Geschwindigkeit in [m/s], Δp der Differenzdruck in $[N/m^2]$ und ρ die Dichte in $[kg/m^3]$. Im Fall eines geometrisch ähnlichen Modells ist die Eulerzahl ein konstanter Wert und damit unabhängig von der Größe des Modells, der Strömungsgeschwindigkeit, der Fluiddichte oder des Bezugsdruckes (Martin (2000)).

3.1.1.2. Ähnlichkeitsgesetze

Froude 'sches Ähnlichkeitsgesetz

Das Froude´sche Ähnlichkeitsgesetz wird bei Strömungen, die unter dem Einfluss der Schwerkraft stehen, angewandt (turbulente Strömungen mit freier Wasseroberfläche). Es sagt aus, dass neben der geometrischen Ähnlichkeit des Modells, die Froudezahl (Gl. 3.6) im Modell und Prototyp gleich sein muss.

Die Froudezahl gibt an, ob der Abfluss kritisch (strömend - Fr < 1) oder sub-kritisch (schießend - Fr > 1) ist.

$$Fr_r = \frac{v_r}{\sqrt{g_r \cdot L_r}} \tag{3.6}$$

Bei der Annahme, dass die Gravitation g = 1 im Modell und in der Natur gleich groß ist, gilt:

$$v_r = (g_r \cdot L_r)^{\frac{1}{2}} = L_r^{\frac{1}{2}} \qquad (\sqrt{M})$$
 (3.7)

Darin ist g die Erdbeschleunigung in $[m/s^2]$, v die Geschwindigkeit in [m/s], und L die Länge in [m]. Das bedeutet, dass die Geschwindigkeit über die Quadratwurzel des Längenmaßstabs skaliert wird.

Es gelten folgende Maßstabsfaktoren:

Modellmaßstabsfaktor für Flächen:

$$A_r = L_r^2 \qquad (M^2) \tag{3.8}$$

Modellmaßstabsfaktor für Volumina:

$$V_r = L_r^{\ 3} \qquad (M^3) \tag{3.9}$$

Modellmaßstabsfaktor für Geschwindigkeiten:

$$v_r = L_r^{\frac{1}{2}} \qquad (\sqrt{M}) \tag{3.10}$$

Modellmaßstabsfaktor für Zeiten:

$$t_r = \frac{L_r}{v_r} = L_r^{\frac{1}{2}} \qquad (\sqrt{M})$$
 (3.11)

Modellmaßstabsfaktor für Durchflüsse:

$$Q_r = v_r \cdot A_r^5 \qquad (\sqrt{M^5}) \tag{3.12}$$

Verzerrtes Froude´sches Ähnlichkeitsgesetz

Wird bei langen Flussmodellen angewandt, bei denen mit kleinen Abflusstiefen gerechnet werden muss. Es werden für Höhen- bzw. Längendimensionen verschiedene geometrische Maßstabsfaktoren verwendet.

Reynold 'sches Ähnlichkeitsgesetz

Das Reynold´sche Ähnlichkeitsgesetz wird für Strömungen, bei denen die Zähigkeit (Reibungskräfte) von Bedeutung ist, angewandt. Dies ist vor allem bei Rohrströmungen im laminaren Bereich [Re<500] der Fall, jedoch praktisch nie in offenen Gerinnen. Es sagt aus, dass neben der geometrischen Ähnlichkeit des Modells auch die Ähnlichkeit der Reynoldszahl (Gl. 3.4) im Modell und im Prototyp gegeben sein muss.

$$\frac{Re_p}{Re_m} \equiv Re_r = \frac{\rho_r v_r L_r}{\mu_r} = 1$$
(3.13)

Aus der Reynold´schen Ähnlichkeit ergibt sich ein, im Vergleich mit der Froude´schen Ähnlichkeit, anderer Skalierungsfaktor für die Geschwindigkeit.

$$v_r = \frac{\mu_r}{\rho_r \cdot L_r} \qquad \frac{v_p}{v_m} = \frac{L_m}{L_p} \cdot \frac{\rho_m}{\rho_p} \cdot \frac{\mu_p}{\mu_m}$$
(3.14)

Bei Laborversuchen mit derselben Flüssigkeit ist $\rho_r = 1$ und $\mu_r = 1$. Daraus resultiert, dass der Geschwindigkeitsmaßstab umgekehrt proportional dem Längenmaßstab gewählt werden muss.

$$v_r \cdots \frac{1}{L_r} \qquad \qquad \frac{v_p}{v_m} = \frac{L_m}{L_p} \tag{3.15}$$

Somit muss in einem verkleinertem Modell eine höhere Geschwindigkeit als im Prototyp erreicht werden. Daraus resultieren folgende Maßstabsfaktoren nach dem Reynold´schen Ähnlichkeitsgesetzgesetz:

Modellmaßstabsfaktor für Längen:

$$L_r = \frac{L_p}{L_m} \qquad (M) \tag{3.16}$$

Modellmaßstabsfaktor für Flächen:

$$A_r = L_r^2 \qquad (M^2) \tag{3.17}$$

Modellmaßstabsfaktor für Geschwindigkeiten:

$$v_r = L_r^{-1}$$
 (wenn gilt $\rho_r = \mu_p = 1$) (M⁻¹) (3.18)

Modellmaßstabsfaktor für Zeiten:

$$t_r = \frac{L_r}{v_r} = L_r^2 \qquad (M^2)$$
 (3.19)

Modellmaßstabsfaktor für Durchflüsse:

$$Q_r = v_r \cdot A_r = L_r \qquad (M) \tag{3.20}$$

Es zeigt sich, dass es unmöglich ist, die komplette dynamische Ähnlichkeit einzuhalten, wenn im Modell und im Prototyp das gleiche Medium bei gleicher Dichte verwendet wird. Aus diesem Grund wird versucht, die für die jeweilige Fragestellung relevanten Kräfte zu identifizieren und dementsprechend die Ähnlichkeit dieser Kräfte einzuhalten.

3.1.1.3. Ähnlichkeitsbedingungen für Gerinneströmungen

Bei der Modellierung von turbulenten Strömungen mit einer freien Wasseroberfläche, wie sie praktisch in allen wasserbaulichen Bereichen auftreten, muss gewährleistet sein, dass die Froudezahl im Modell und im Prototyp gleich groß ist. Bei solchen Versuchen ist die Zähigkeit bzw. Wandrauigkeit von Bedeutung.

Die Dimensionsanalyse für Gerinneströmungen liefert folgende Ähnlichkeitsbeziehung:

$$\frac{1}{Eu^2} = \lambda = \left(Form; \frac{k}{r_{hy}}; Re; Fr\right)$$
(3.21)

Darin ist Eu die Eulerzahl (Gl.3.5).

Für ein geometrisch ähnliches Modell ist die geometrische Kennzahl (hier der Verlustbeiwert λ) eine Funktion der relativen Rauigkeit r_{hy} , der Reynoldszahl und der Froudezahl. Im NIKURADSE - MOODY Widerstandsdiagramm (Abb.3.1) ist die Abhängigkeit des Verlustbeiwertes λ von der Reynoldszahl und der relativen Rauheit $\frac{k}{r_{hy}}$ dargestellt.

Bei dem Versuch das Froude´sche und Reynold´sche Ähnlichkeitsgesetz gleichzeitig einzuhalten, erfordert dies ein Modellfluid, das folgender Beziehung genügt:

$$\frac{\eta_r}{\rho_r g_r^{\frac{1}{2}}} = L_r^{\frac{3}{2}} \tag{3.22}$$

Darin ist η die dynamische Zähigkeit in [kg/ms]. Wird bei einem Modellversuch dasselbe Fluid wie im Prototyp verwendet, ist es, wie schon erwähnt, nicht möglich, das Froude´sche und Reynold´sche Ähnlichkeitsgesetz gleichzeitig in einem verkleinerten Modell darzustellen.

Um bei Abflüssen mit freien Oberflächen eine geometrisch ähnliche Abbildung des Wasserspiegels im Modell zu erreichen, ist das Froude´sche Ähnlichkeitsgesetz grundlegend. Das bedeutet bei "Wassermodellen", dass die Reynoldszahl im Modell kleiner wird als im Prototyp.

aus
$$v_r = L_r^{\frac{1}{2}}$$
 resultient $Re_r = L_r^{\frac{3}{2}}$ (3.23)

Es zeigt sich, dass in verkleinerten Froude´schen-Modellen die Zähigkeitskräfte immer eine relativ größere Bedeutung haben als im Prototyp.

Diese Beobachtung bleibt ohne Konsequenzen, solange die Strömung im Modell und Prototyp im hydraulisch rauen Bereich liegt, und eine Änderung der Reynoldszahl keine Änderung des Reibungsverlustes bewirkt (Abb.3.1). Normalerweise liegen die Reynoldszahlen von Strömungen in der Natur im hydraulisch rauen Bereich.



Abb. 3.1.: Widerstandsdiagramm für Gerinneströmungen nach NIKURADSE - MOODY aus Schröder (1990)

Aufgrund der Verkleinerung der Reynoldszahl in verkleinerten Modellen liegen die Strömungsverhältnisse nicht im hydraulisch rauen Bereich. Dabei wird der maßstäbliche Einfluss der Zähigkeit bzw. Reibung nicht korrekt dargestellt. Das heißt, der unmaßstäbliche Zähigkeitseinfluss muss durch eine unmaßstäbliche Rauigkeit ausgeglichen werden (Abb. 3.2). Die Rauigkeit im Modell wird deshalb so gewählt, dass der Verlustbeiwert λ im Modell dem Verlustbeiwert in der Natur entspricht.


Abb. 3.2.: Modellähnliche Nachbildung von Energiehöhenverlusten in Froude-Modellen mit Zähigkeitsund Rauheitseinfluss (Kobus (1984))

Bei Betrachtung der Beziehung

$$\lambda = \frac{h_v}{L} \cdot \frac{8gr_{hy}}{v^2} = \left(\frac{h_v}{L}\right) \frac{8}{Fr^2}$$
(3.24)

ist zu sehen, dass in einem Froude Modell ($Fr_r = 1$), das Energieliniengefälle $\frac{h_v}{L}$ dann im Modell und in der Natur gleich groß ist, wenn der Verlustbeiwert λ in Modell und Natur gleich groß ist. Daraus resultiert, dass das Modell hydraulisch glatter sein muss als die Natur.

Demnach ist es möglich, bei richtiger Wahl der Rauigkeit, die Effekte von Zähigkeit und Wandrauigkeit (obwohl unähnlich abgebildet), sowie die Ähnlichkeit für Wasserspiegelund Energieliniengefälle für Gerinneströmungen ähnlich abzubilden. Die Eichung des Modells wird durch Anpassung der Rauigkeit erreicht.

3.1.1.4. Grenzen des Versuchswesens

Die Größe eines hydraulischen Modells wird nach oben hin durch die Laborabmessungen bzw. Laborausstattung begrenzt. Nach unten hin bilden die Ähnlichkeitsbedingungen die Grenze. Durch den unmaßstäblichen Zähigkeitseinfluss ist eine Untergrenze für Modelle mit freier Wasseroberfläche gegeben. Neben der Forderung, dass die Widerstandsbeziehung für hydraulisch glatte Strömungen nicht unterschritten werden darf, gilt die Forderung, dass eine turbulente Strömung in der Natur auch im Modell turbulent sein muss. Damit ist die Reynoldszahl nicht beliebig verkleinerbar (Abb. 3.2).

Ein weiterer Faktor ist die Oberflächenspannung. Je geringer die Wassertiefe im Modell, desto größer der Einfluss der Oberflächenspannung. Als Erfahrungswert sollte eine Wassertiefe von 3 cm nicht unterschritten werden. Eine Möglichkeit, diesen Einfluß abzumindern, ist die Zugabe von oberflächenaktiven Substanzen. Ist dies nicht möglich, (bei großflächigen Gewässern) besteht die Möglichkeit das Modell zu überhöhen (siehe Abschnitt 3.1.1.2). Dabei wird für die vertikalen Längen eine kleinere Maßstabszahl gewählt als für die horizontalen Längen. Zu bedenken ist, dass durch diese Überhöhung die geometrische Ähnlichkeit nicht mehr gegeben ist und deshalb andere Modellgesetze gelten (Kobus (1984)).

3.2. Geschiebeablagerungsplätze

3.2.1. Allgemeines

In der Literatur und der Praxis finden sich verschiedenste Bezeichnungen für einen Bereich, in dem Geschiebe gezielt abgelagert werden soll, wie Geschieberückhaltebecken, Ausschotterungsplatz, Umlagerungsstrecke, Ablagerungsfläche. In diesem Projekt wird die Bezeichnung Geschiebeablagerungsplatz gewählt.

Als Geschiebeblagerungsplatz bezeichnet man einen Bereich, der einer zeitweisen oder permanenten Ablagerung von Geschiebe dient. Bei Hochwasser soll er Geschiebetransportspitzen dämpfen, bei kleineren Abflüssen soll das abgelagerte Material wieder ausgespült werden.

Zollinger (1983) stellt folgende grundlegende Fragestellungen auf, die vor dem Bau eines Geschiebeablagerungsplatzes bedacht werden sollten:

1. Welchen Zweck hat der Ablagerungsplatz? (Wie groß sind die zulässigen Belastungen von Unterlauf bzw. Vorfluter mit Wasser und Geschiebe?)

- 2. Wie groß ist die Geschiebefracht und in welchem Zeitraum erreicht sie den Platz? (Abschnitt 4.1.2)
- 3. Welche Höchstwassermengen treten auf? Wie sieht die Ganglinie aus? Auf welches Ereignis wird bemessen? (Abschnitt 4.1.1)
- 4. Wieviel Wildholz wird anfallen? (Abschnitt 4.7)

3.2.1.1. Auswirkung von Geschiebeablagerungen auf die Hochwassersicherheit (nach Verber (2005))

Seit dem Rückzug der Gletscher wurden große Mengen an Lockermaterial mobilisiert und durch Bäche und Flüsse talwärts transportiert. Durch die abnehmende Transportkapazität beim Eintritt in das Haupttal bilden sich Schwemmkegel. Aufgrund der starken Abnahme des Längsgefälles kann es in diesen Strecken bei stark geschiebeführenden Hochwässern zu unerwünschten Auflandungen kommen, deren Folge Bachausbrüche mit Schäden in Siedlungsgebieten und im Kulturland sein können. Besonders in diesem Bereich wird die Auswirkung von Geschiebeablagerungen und die damit verbundene Reduktion des Abflussquerschnittes auf die Hochwassersicherheit deutlich.

Um das Geschiebe ohne Ablagerungen bis in den Vorfluter zu verfrachten, musste man die Gerinne oft kanalisieren um so ein höheres Transportvermögen zu erreichen. Für ein kanalisiertes Gerinne ist eine beschränkte Geschiebespeicherkapazität charakteristisch. Die Folge sind Sohlhebungen und der damit verbundene Anstieg des Wasserspiegels bei Ablagerungen relativ kleiner Geschiebevolumina.

Ablagerungen, die kontinuierlich und über einen längeren Zeitraum verteilt erfolgen, können durch periodische Räumung entfernt und somit das ursprüngliche Durchflussprofil wieder hergestellt werden. Gefährlicher ist der Fall, bei dem die Ablagerungen während eines einzigen Hochwasserereignisses anfallen und noch während des Hochwassers ein unzulässig großes Ausmaß erreichen. Durch die Anhebung der Sohle und des Wasserspiegels kann es dann zu Wasseraustritten kommen, was einen geringeren Abfluss im Gerinne mit sich bringt. Dadurch wird das Transportvermögen zusätzlich verringert, was zu einer höheren Ablagerungsintensität führt. Kommt es dann zusätzlich noch zu einem Aufstau an Hindernissen wie Durchlässen, Brücken oder anderen Bauten, so kann sich die austretende Wassermenge rasch vergrößern und eine schlagartige Zunahme der Intensität der Ablagerungsprozesse kann die Folge sein. Man kann also regelrecht von einem Kollaps des Systems sprechen. Die Errichtung von Geschieberückhaltebecken stellt eine Gegenmaßnahme zu diesen Prozessen dar, denn deren Bau oberhalb des natürlichen Schwemmkegels reduziert die Geschiebezufuhr in den Unterlauf. Im Zuge des Baus von GAP kann es aber zu unerwünschten Erosionen kommen, welche die Gerinnestabilität vermindern. Es sind also eventuell zusätzliche Erosionsschutzmaßnahmen nötig.

3.2.1.2. Bedeutung des Geschieberückhalts in der Wildbachverbauung

In der Wildbachverbauung liegt das Hauptaugenmerk auf einer möglichst kontrollierten Geschiebeablagerung. In diesem Zusammenhang kann man grundsätzlich zwei Arten von Geschieberückhaltebecken unterscheiden, nämlich solche

- mit endgültiger Ablagerung des Geschiebes (maschinelle Räumung notwendig) oder
- mit temporärer Ablagerung.



Abb. 3.3.: Organigramm (nach Zollinger (1983))

Die temporäre Ablagerung verlangt zumindest eine teilweise selbstständige Entleerung. Im Hinblick auf eine umfassende Wildbachverbauung sei gesagt, dass es sich bei den Geschieberückhaltebecken um eine Symptombekämpfungsmaßnahme (Abb. 3.3) handelt.

Beispiele zu dieser Gliederung:

Planerische Maßnahmen:

- Nutzungspläne
- Gefahrenzonenpläne

Organisatorische Maßnahmen:

- Evakuierungspläne
- Notunterkünfte

Bekämpfung der Ursachen:

- Erosionsschutz
- Rutschhangsanierungen

Bekämpfung der Symptome:

• Geschieberückhaltebecken

Hinsichtlich der sinnvollen Wildbachverbauung gehört die Errichtung von Geschieberückhaltebecken zu jenen Maßnahmen, die man nur bei Versagen anderer Methoden einsetzen sollte, da sie nicht die Ursachen bekämpfen. In der Praxis sollte man immer eine Kombination mit Maßnahmen zur Ursachenbekäpfung vorsehen. In Wildbacheinzugsgebieten sind die natürlichen Erosionsvorgänge oft so stark, dass eine reine Ursachenbekämpfung oft nicht ausreichend ist, um der Problematik Herr zu werden. In einem solchen Fall erweist sich der Bau von Geschieberückhaltebecken als durchaus notwendige Langzeitmaßnahme.

3.2.2. Struktur und Funktion

Geschiebeablagerungsbecken sollen die Unterlieger im weitesten Sinne vor den Folgen exzessiver Erosionstätigkeit schützen. Dazu gehört der Schutz von Siedlungen, Verkehrsträgern, Ver- und Entsorgungsanlagen sowie Kulturland vor Überschwemmungen und Übermurungen. Eine weitere Funktion besteht im verringerten oder dosierten Eintrag des Geschiebes in einen Vorfluter mit kleiner Transportkapazität und damit wiederum die Vermeidung von Hochwasserschäden. Durch folgende Maßnahmen können Ablagerungen in einem Becken gefördert werden: (Abb. 3.4)

- 1. Erweiterung des Fließquerschnittes beim Übergang vom Einlaufgerinne ins Becken; als Folge davon wird die Abflusstiefe verringert und die Schleppkraft vermindert.
- 2. Reduktion des Längsgefälles; die Fließgeschwindigkeit wird verringert, was wiederum zu einer Verminderung der Schleppkraft führt.



Abb. 3.4.: 2: Schematische Darstellung der vier Gründe für die Geschiebeablagerung (Zollinger, 1983), 1 Gerinneaufweitung, 2 Gefälleknick, 3 Wasserstau, 4 direkte Behinderung durch die Sperre

- 3. Wasserstau im Becken durch diverse Einbauten; dadurch wird wiederum die Fließgeschwindigkeit verringert.
- 4. Ein Rückhaltebauwerk als letzte Abgrenzung, falls das Geschiebe bis zu diesem Bauwerk vordringt.

3.2.2.1. Struktur eines Geschieberückhaltebeckens

Man unterscheidet bei solchen Becken grundsätzlich vier Elemente: (Abb. 3.5)

- Das eigentlichen Becken, dessen Ausdehnung und Form von der Erosionssituation im Einzugsgebiet des Wildbaches abhängt
- Die Umfassungsdämme, die je nach topografischen Verhältnissen wegfallen können, wenn zum Beispiel natürliche Böschungen und Hänge miteinbezogen werden können
- Das Einlaufbauwerk, welches meist als befestigte Rampe ausgeführt ist
- Das Rückhaltebauwerk



Abb. 3.5.: Schematische Darstellung eines Geschieberückhaltebeckens (Zollinger, 1983). 1 Einlaufbauwerk, 2 Kolksicherung, 3 eigentlicher Ablagerungsplatz, 4 Umfassungsdämme, 5 Zufahrtsstraße (Leerung), 6 Rückhaltebauwerk, 7 Kolksicherung, 8 Gegensperre.

3.2.2.2. Funktion eines Geschieberückhaltebeckens

Im Prinzip handelt es sich bei einem Geschiebeablagerungsplatz (GAP), um eine Fließstrecke, welche im Längsschnitt eine Änderung des Gefälles von steil nach flach aufweist. Gleichzeitig ist charakteristisch, dass der Fließquerschnitt eine Erweiterung zeigt. Natürliche Geschieberückhaltebereiche, wie sie in Fließgewässern vorkommen, nennt man Umlagerungsstrecken. Um die Funktion und somit die Vorgänge, die in Geschieberückhaltebecken stattfinden, erklären zu können, ist es notwendig, die Abflusskomponenten einzeln zu betrachten. Diese Komponenten des Abflusses sind das Wasser, das Geschiebe und das Treibholz bzw. Wildholz.

Wasser

Das Wasser strömt oder schießt aus dem relativ steilen Bachbett in das flachere Absetzbecken, in welchem es sich zusätzlich ausbreiten kann. Beide Vorgänge vermindern die Schleppkraft des Wassers. Anschließend durchfließt das Wasser je nach Gefälle und Geschiebebelastung das Becken in mehr oder weniger direktem Lauf, mäandrierend oder auch verzweigt. Durch die Form und Konstruktion des Auslaufbauwerkes, beziehungsweise etwaiger Einbauten im Becken selbst, tritt bei kleinerer oder größerer Wassermenge im Absetzbereich ein Rückstau auf, der im Extremfall bis zum Einlaufbauwerk zurückreichen kann. Die Fließgeschwindigkeit wird dabei stark herabgesetzt und kann in den seitlichen Wasserwalzen sogar rückwärtsgerichtet sein. Speziell bei Spornen, also kleinen Buhnenbauwerken, die vor Ufererosion an den Umgebungsdämmen schützen sollen, entstehen Wirbelbereiche mit rückwärts gerichteten Fließrichtungen. Durch die verengende Wirkung des Auslaufs (Schlitz, Scheiben) vergrößert sich die Fließgeschwindigkeit beim Verlassen des Geschieberückhaltebeckens wieder deutlich.

Das Wasser dient als Transportmedium von Geschiebe und Treibholz. Die Ablagerungsvorgänge der beiden erwähnten Feststoffarten sind somit stark vom Verhalten des Wassers im Absetzbecken beeinflusst.

Geschiebe

Abhängig von der Schleppkraft ist Wasser in der Lage mehr oder weniger Geschiebe zu transportieren. Die Ablagerung setzt ein, wenn es zu einer Verringerung der Schleppkraft und somit der Transportkapazität des Wassers kommt. Die Gründe für die Reduktion der Schleppkraft sind in Abb. 3.4 schematisch dargestellt. Die Spülung eines vor allem auf den Geschieberückhalt ausgelegten Rückhaltebeckens ist nicht unproblematisch, da im Prinzip die Schleppkraft des Wassers nun wieder genügen muss, um das Geschiebe abzutransportieren. Dies ist praktisch nur möglich, wenn ein größerer oder mit weniger Geschiebe belasteter Abfluss auftritt, oder wenn der Wasserstau im Rückhaltebecken zurückgeht. Wenn bei kleineren Abflüssen ein Teil des Geschiebes ausgespült wird, spricht man von selbstständiger Entleerung, durch welche für die wegfallenden Baggerungen und Abtransporte des Geschiebes erhebliche Kosten eingespart werden können. Meist ist es aber dennoch nötig den Geschiebeablagerungsbereich maschinell zu entleeren.

Treibholz

Praktisch jedes Hochwasser in Wildbacheinzugsgebieten bringt neben Wasser und Geschiebe auch Treibholz mit sich. Im Gegensatz zum Geschiebe schwimmt das Treibholz im Normalfall auf, da die spezifische Dichte < 1 ist. Es ist sperriger und lagert sich darum ab bei:

- Engen Stellen wie kleine Durchflussöffnungen an Sperren (Verklemmung, Verklausung)
- Geringen Wassertiefen

In einem Geschieberückhaltebecken haben vor allem Verklausungen unangenehme Folgen. Bei Verklausungen des Rückhaltebauwerks treten unkontrollierbare Rückstauverhältnisse auf und eine spätere Spülung wird in den meisten Fällen ausgeschlossen. Von den drei Elementen im Ablagerungsplatz ist daher das Treibholz das unangenehmste und am schwierigsten unter Kontrolle zu bringende (Zollinger (1983)).

3.2.3. Form (nach Zollinger (1983))

3.2.3.1. Aus der Praxis:

Seit es Geschiebeablagerungsplätze gibt, beschäftigt man sich mit der Frage nach der optimalen Form eines solchen. Dabei wird zum einen mit der Bedingung der optimalen Geschiebeablagerung und zum anderen auch mit der Frage nach der optimalen Spülung des Geschiebeablagerungsplatzes auf dessen Form eingegangen. Man versucht diese durch unterschiedliche Grundrisse und Einbauten in Versuchen und beobachtungen in der Natur herauszufinden.

Aufgrund der praktischen Erfahrungen lassen sich folgende Punkte aufstellen:

- 1. Eckige Formen bewähren sich nicht, da sie nicht strömungsangepasst sind (es entstehen tote Winkel).
- 2. Extrem lange und extrem breite Formen sind ebenfalls ungünstig.
- 3. Geschiebablagerungsplätze können entweder auf optimale Ablagerung oder optimale Spülung konzipiert werden, beide Ziele zugleich zu erreichen ist schwierig.
- 4. Zwei bewährte Formen sind:
 - langsam aufgeweitete Formen nach dem Einlauf, mit einer relativ raschen Verengung gegen die Rückhaltesperre (Birnenform, Stiel nach oben).
 - rasch aufgeweitete Formen nach dem Einlauf, mit einer langsamen Verengung gegen die Rückhaltesperre (Birnenform, Stiel nach unten).

Im Laufe der Zeit sind interessante Formen bzw. Einbauten entstanden. Einen Überblick gibt Abb. 3.6.



(a) Mittelalterliche Bauform um 1500 (Banngebiet oder Wassermauer)



(c) Nierenförmiger Ablagerungsplatz bei Mollis1854



(e) Ablagerungsplatz Schliere (Glarus) nach Legler 1868



(g) Geschiebesortieranlage nach Weber 1935 (Trennwand soll Grobgeschiebe hinten zurückhalten)



(b) Venetz´sche Kammer um 1825



(d) "Labyrinth" von Scipion Gras 1857



(f) Form nach Wey um 1907 am Oberrhein



(h) Form nach Kerschbaumer 1955



(i) Geschiebeablagerungsplatz nach Weber (um 1960) mit bis ins Becken geführter Einlaufkünette



3.2.3.2. Modellversuche nach Hampel:

Hampel (1974) stellte bei seinen Modellversuchen fest, dass die beste Grundrissform ein Kreissegment mit dem Zentriwinkel von 120 Grad ist. Diese Form ist den schwemmkegelartigen Ablagerungen am besten angepasst. In der praktischen Anwendung werden Rechtecke mit dem Seitenverhältnis 1:3 bis 1:2 vorgeschlagen. Ist ein Längsgefälle im GAP vorhanden, muss die lange Seite in Fließrichtung liegen, ist dies nicht der Fall, soll die kurze Seite in Fließrichtung liegen.

Die Formen nach Hampel betrachten ausschließlich die optimale Ablagerung und sind nicht für selbstständige Entleerungen geeignet (besonders die Rechtecksform quer zur Fließrichtung nicht).

Ein weiterer Vorschlag ist, den Beckenboden zur Mitte hin zu neigen. Ziel ist es, das Wasser in der Mitte des Beckens zu halten und dadurch Erosion an den Umfassungsdämmen zu verhindern. Optimalerweise müsste die Neigung dabei an der Dammkrone beginnen, um keine Verschneidung zwischen Boden und Damm zu bilden, wo Erosion stattfinden könnte.

Neben der aufwendigen Konstruktion dieser Neigungsebenen und dem damit einhergehenden Volumsverlust (im Extremfall 50 % des Beckenvolumens), müssen bei bestehender Verschneidung zwischen den Ebenen und den Dämmen zusätzliche Sicherungsmaßnahmen durchgeführt werden.

Es lässt sich feststellen, dass ein Längsgefälle im Ablagerungsplatz empfohlen wird. Eine V-förmige oder muldenartige Ausbildung des Beckenbodens ist nicht notwendig.

Zusammenfassung

Für die Steuerung der Ablagerungen in einem GAP sind das Einlaufbauwerk, das Rückhaltebauwerk und das Becken mit seinem Volumen und seiner Form verantwortlich. Mit dem Einlaufbauwerk lässt sich die Reichweite der Ablagerungen, die von der Höhe des Absturzes abhängig ist, steuern. Mit dem Rückhaltebauwerk lässt sich der Wasserstau beeinflussen und somit der Rückhalteeffekt (Abb. 4.9).

Die zu erwartenden Geschiebekubaturen lassen sich über Ereignisdokumentationen und Chroniken abschätzen und durch Abschätzung des vorhandenen Geschiebepotentials ermitteln.

Ein Faktor für die Ablagerung bzw. das Ausspülverhalten ist die Länge des GAP. Bei zu kurzen Längen kann es zur nicht optimalen Ausnutzung des Beckens bezüglich der Ablagerungen kommen (Abb. 4.9), bei zu langen Längen zu ineffektiven Spülungen. Eine unterstützende Möglichkeit zur Planung ist die Bestimmung des Verlandungsgefälles. Dies kann durch Messungen in der Natur erfolgen oder durch Berechnungen mit empirischen Formeln (Abschnitt 4.4).

Zur Grundrissform lässt sich sagen, dass sich in Hinsicht der optimalen Ablagerung schwemmkegelähnliche Formen bewähren. Für eine optimale Spülung sind eher längliche, schmale Formen bzw. auch die Birnenform mit dem Stiel nach oben geeignet. Ist eine Kombination beider Effekte erwünscht, eignen sich eckige, extrem lange oder breite Formen gut.

4. Vorbereitungen

4.1. Berechnung der Ganglinien

4.1.1. Reinwasser

Die Berechnung der Reinwasserganglinien für die Versuchsreihen wurde mit Hilfe zweier unterschiedlicher Ansätze durchgeführt.

Die Ganglinie des HQ150 (sowie HQ100, HQ30, HQ10 und HQ5) wurde mit der Software ZEMOKOST, die Ganglinie des Hochwasserereignisses von 2003 mit der Software HEC-HMS ermittelt.

4.1.1.1. ZEMOKOST - Laufzeitverfahren zur Hochwasserabschätzung in Wildbacheinzugsgebieten nach Zeller modifiziert durch Kohl und Stepanek

Grundlage des nummerischen Modells ZEMOKOST, einer Excel Applikation, ist das als Laufzeitmethode bezeichnete Verfahren nach Zeller (1981). Es stellt einen Kompromiss zwischen einem empirischen Ansatz und der deterministischen Berechnung des Oberflächenabflusses dar. Mittels nachvollziehbarer, einfach zu erhebender Parameter werden die Hochwasserganglinien für die Bemessung berechnet und visualisiert.

Aus der Niederschlagsmenge lassen sich die Abflussganglinien für vordefinierte Teileinzugsgebiete berechnen. Dies erfolgt über die Fließzeiten (Laufzeiten) an der Oberfläche bzw. im Gerinne. Das Produkt von Abflussbeiwert und gesamter Niederschlagsmenge ergibt die abflusswirksame Regenmenge. Mit der Formel nach IZZARD für den Oberflächenabfluss bzw. der MANNING-STRICKLER-Formel für den Gerinneabfluss, werden die Laufzeiten bestimmt.



Abb. 4.1.: Zemokost

Mit Hilfe der Geländeanleitung zur Abschätzung des Oberflächenabflussbeiwertes bei konvektiven Starkregen ist es möglich Abflussbeiwertekarten zu erstellen, die für die Berechnung der Abflussspitzen und Abflussfrachten notwendig sind. Zusätzlich enthält die Anleitung auch einen Ansatz zur Abschätzung der für die Ermittlung der Fließzeiten notwendigen Rauheiten der Oberfläche.

Das Ergebis der Berechnung ist in Abb. 4.3 dargestellt. Eine detailierte Beschreibung der hydrologischen Vorarbeiten und Analyse mit dem Modell Zemokost findet sich in Totschnig (2007).

4.1.1.2. HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System

Diese Software wurde entwickelt, um einen möglichst großen Bereich von Fragestellungen abdecken zu können (große Einzugsgebiete ebenso wie städtische oder kleine Einzugsgebiete).

Die damit berechneten Hydrographen können direkt oder in anderen Programmen weiterverwendet werden. Aus den Ergebnissen kann eine Vielzahl von Aussagen hinsichtlich Untersuchungen zu Wasserverfügbarkeit, Abflüssen in Städten, sowie Hochwasserwarnung bzw. Hochwasserschäden abgeleitet werden.



Abb. 4.2.: Zemokost Bemessungsereignis

Das Programm ist in der Lage mehrere Teileinzugsgebiete darzustellen. Dazu wird das Gesamteinzugsgebiet in mehrere Teilbereiche aufgeteilt. Jedes dieser Gebiete kann seperat behandelt werden. Die aus den Niederschlagsdaten und den Beobachtungen abgeleitete Ganglinie für das Hochwasserereigniss von 2003 ist in Abb. 4.3 dargestellt.

4.1.2. Feststoffe

Bei der Simulation der Feststoffe wird im Labor nur der Geschiebetransport simuliert. Die Simuation der Schwebstoffe ist im Maßstab 1:30 nicht durchführbar und sie sind für die Fragestellung (Optimierung des GAP) von geringer Relevanz. Sie werden vorerst vernachlässigt, bei der Interpretation der Simulationsergebnisse und der gesamten Feststofffracht (Feinsediment und Geschiebe) jedoch berücksichtigt.

Die Korngrößenverteilung wird aufgrund von Linienzahlanalysen, die im Bereich des aktuellen Geschiebeablagerungsplatzes entnommen wurden (siehe Abb. 4.4), ermittelt. Der Feinanteil wird entsprechend der Methode nach Fehr (1987) komplettiert. Der D50 beträgt 0.022 m, D65 0.035 m und D90 0.07 m, was auf das Modell skaliert, Durchmessern von D50 0.7 mm, D65 1.11 mm und D90 2.3 mm für das Modellgeschiebe entspricht. Als Modellgeschiebe wird deshalb Quarzsand (D = 0.8 - 1.5 mm) verwendet.

Als Grenzbedingung für die im Geschiebeablagerungsplatz anfallende Geschiebemenge bei



Abb. 4.3.: Reinwasserganglinien für das HQ150 und das Ereignis 2003



 ${\bf Abb.} \ {\bf 4.4.:} \ {\bf Linienzahlanalyse} \ {\bf von} \ {\bf den} \ {\bf Ablagerungen} \ {\bf im} \ {\bf Geschiebeablagerungsplatz}$

den jeweiligen Szenarien wird die Transportkapazität im Einlaufgerinne (Doppeltrapezprofil mit 4% Längsneigung) herangezogen.

Für jede ermittelte Hochwasserganglinie wird eine entsprechende Geschiebeganglinie mit den Formeln nach RICKENMANN (1990) (Gl. 4.1), SMART UND JÄGGI (1983) (Gl. 4.3) sowie MEYER-PETER UND MÜLLER (1948) (Gl. 4.4) berechnet (Abb.4.5).

Für die Versuche wurde die Geschiebeganglinie letztlich nach der Formel von RICKEN-MANN (1990), mit dem Exponenten 2 bestimmt. Die angeführten Geschiebevolumina beziehen sich dabei immer auf das Feststoffvolumen.

RICKENMANN (1990)

basierend auf Laborversuchen für den Gefällsbereich: $0.03 \leq S \leq 0.20$

$$q_b = \frac{12.6}{(s-1)^{1.6}} \left(\frac{d_{90}}{d_{30}}\right)^{0.2} S^2 \left(q - q_c\right)$$
(4.1)

Darin ist q_b der spezifische Geschiebetransport in $[m^3/s]$, s das Ergebnis aus ρ_s/ρ_f wobei ρ_s die Dichte des Sediments in $[kg/m^3]$ und ρ_f die Dichte des Fluids in $[kg/m^3]$ ist. Der d_{xx} gibt die Korngröße in [m]an, bei der bezogen aufs Gewicht xx% kleiner sind als die angeführte Korngröße. S ist die dimensionslose Gerinneneigung, q der spezifische Durchfluss bei Transportbeginn und q_c die kritische spezifische Schubspannung.

In der vereinfachten Form gilt für steile Gerinne $0.03 \le S \le 0.20$ näherungsweise:

$$q_b = 5.8S^2 \left(q - q_c \right) \tag{4.2}$$

Darin wird für S = 2.68 und $\left(\frac{d_{90}}{d_{30}}\right)^{0.2} = 1.05$ angenommen.

SMART UND JÄGGI (1983)

basierend auf Laborversuchen für den Gefällsbereich: $0.0002 \leq S \leq 0.20$

$$q_b = \frac{4}{(s-1)} \left(\frac{d_{90}}{d_{30}}\right)^{0.2} q S^{1.6} \left(1 - \frac{\theta_c(s-1)d_m}{hS}\right)$$
(4.3)



(a) Geschiebetransportraten für das Ereigniss 2003, auf das Modell skaliert



(b) Geschiebetransportraten für das HQ 150, auf das Modell skaliert

Abb. 4.5.: Geschiebetransportraten nach RICKENMANN (1990), MEYER-PETER UND MÜLLER (1948) und SMART UND JÄGGI (1983) für die rekonstruierte Ganglinie des Ereigniss 2003 und das HQ150, auf das Modell skaliert

Darin ist h die Abflusstiefe in [m] der Wasser-Feststoff Suspension und d_m der mittlerer Korndurchmesser in [m]. Für θ_c (kritische dimensionslose Bodenschubspannung bei Transportbeginn) wird der Wert 0.047 angenommen.

MEYER-PETER UND MÜLLER (1948)

basierend auf Laborversuchen für den Gefällsbereich: $0.0002 \leq S \leq 0.023$

$$\rho_f g\left(\frac{k_{st}}{k_r}\right)^{\frac{3}{2}} R_s I_r = 0.047 \rho_f \left(s-1\right) g d_{mM} + 0.25 \rho_f \left[\left(s-1\right) g q_g\right]^{\frac{2}{3}}$$
(4.4)

Darin ist k_{st} der STRICKLER-Beiwert der Sohle in $[m^{\frac{1}{3}}/s]$ und k_r der STRICKLER-Beiwert für die Kornrauigkeit der Sohle in $[m^{\frac{1}{3}}/s]$. Der maßgebende Durchmesser der Kornmischung (d_{mM}) in [m] wird nach Gleichung 4.5 bestimmt. R_s ist der hydraulische Radius in [m] der sich nach Gl.4.6 mit Q_s in, dem Geschiebetrieb bewirkenden Abflussanteil in $[m^3/sm]$ berechnet. Das Energieliniengefälle wird in ein Reibungsgefälle I_r und einen Formanteil geteilt Gl. 4.7 (Palt (2001)).

$$d_{mM} = \sum_{i=1}^{n} d_m \Delta p_i \tag{4.5}$$

Darin ist d_m der mittlere Korndurchmesser in [m] und Δp_i der fraktionsweise prozentuale Anteil des jeweiligen Korndurchmessers.

$$R_s = \frac{Q_s}{Q} \cdot h \tag{4.6}$$

$$I_r = \left(\frac{k_{st}}{k_r}\right)\frac{3}{2}I\tag{4.7}$$

In der dimensionslosen Schreibweise:

$$\phi_b = 8 \left(\theta - \theta_c\right)^{1.5} \tag{4.8}$$

Darin ist ϕ_b die dimensionslose Sedimenttransportrate (Gl.4.9) und θ die dimensionslose Bodenschubspannung berechnet in Gl. 4.10.

$$\phi_b = \frac{q_b}{\sqrt{(s-1)\,gd_{m^3}}} \tag{4.9}$$

$$\theta = \frac{hS}{(s-1)\,d_m}\tag{4.10}$$

4.2. Festlegung der Szenarien

Als hydrologisch maßgebende Größe für die Optimierung des GAP wird die Bemessungsganglinie mit der Wiederkehrperiode von 150 Jahren (Szenario 1), sowie eine rekonstruierte Hochwasserwelle, die dem Ereignis vom 29. August 2003 entspricht (Szenario 3), bestimmt. Für das Szenario 2 wird der Fall des 150 jährlichen Ereignisses gewählt, wobei dieses zweimal hintereinander durchlaufen wird. Dies geschieht ohne vorheriger Räumung der Geschiebeablagerungen des ersten Durchlaufs.

Die HQ150 Welle ergibt den höchsten maximalen Abfluss, die Ganglinie des Ereignisses 2003 (Abb. 4.6) ergibt wegen ihrer langen Dauer die größte Geschiebemenge. Die Durchflussgrößen der beiden Hochwasserwellen werden entsprechend dem Modellmaßstab 1:30 um das 4930-fache vermindert und für die Simulation der Hochwasserwelle im Labor diskretisiert.

4.3. Berechnung der Abflusstiefen

Die Berechnung der Abflusstiefen erfolgt mit dem Programm HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System). Die Tiefen werden in Profilen mit dem regelmäßigen Abstand von 15 m in der Natur, dies entspricht 50 cm im Modell, ermittelt. Zweck ist es, eine Vergleichsmöglichkeit zwischen nummerischer und physikalischer Simulation herzustellen. Das 1-D hydrodynamische Modell für stationär ungleichförmige Wasserbewegungen ermöglicht die Simulation des strömenden und schießenden Regimes, sowie eines Mischregimes. Das Berechnungsverfahren beruht auf der Lösung der 1-dimensionalen Energiegleichung. Energiehöhenverluste werden durch Rauigkeit (Manning-Strickler), sowie durch Aufweitungs- und Verengungseffekte bestimmt. Bei plötzlicher Veränderung des Fließquerschnittes wird der Impuls-Satz angewendet.



(b) Modellganglinien für das Ereignis 2003

Abb. 4.6.: Modell
ganglinien für das Ereigniss 2003 und das $\mathrm{HQ150}$

Die stationäre Berechnung ist für folgende maximale Durchflusswerte durchgeführt worden:

Tab. 4.1.: Abflüsse

Ereignis	Abfluss
HQ5	$17 \mathrm{~m^3/s}$
HQ30	$77~\mathrm{m^3/s}$
HQ100	$120~\mathrm{m^3/s}$
HQ150	$136~\mathrm{m^3/s}$
HQ2003	$125~\mathrm{m^3/s}$

Die Geometrie der Querprofile ist aus dem vom Auftraggeber zur Verfügung gestellten Höhenmodell, sowie aus dem Projektvorschlag für den zukünftigen Geschiebeablagerungsplatz (GAP) ermittelt worden. Es wurden 80 m des Einlaufgerinnes, sowie das erste der drei Teilbecken modelliert. Die Einlaufstrecke hat eine Neigung von 4%. Damit herrschen schießende Strömungszustände. Nach dem Wechselsprung, der sich nach dem Absturz im GAP einstellt, ist ein strömendes Regime zu beobachten.

Die Rauigkeit, die im numerischen Modell mit einem Manning-Koeffizienten von 0.038 $m^{\frac{1}{3}}$ /s für das Gerinne und 0.5 für die Böschung abgeschätzt wurde, entspricht dem Strickler-Wert 26.3 bzw. 20. Bei der Bestimmung der Koeffizient-Werte wird in Betracht gezogen, dass es sich beim Hochwasser um einen geschiebeführenden Wildbach handelt. Da es keinen Vergleich mit Messwerten in der Natur gibt, werden die angeführten Rauigkeitskoeffizienten aufgrund der Beurteilung vor Ort und von Fotos bestimmt.

4.4. Berechnung des Verlandungsgefälles (nach Zollinger (1983))

Unabhängige Abschätzungen zur Berechnung des Verlandungsgefälles liefern die empirischen Formeln nach Hampel (1974) (Gl. 4.11), sowie nach Smart und Jäggi (1983) (Gl. 4.12).

Tab. 4.2.: Berechnet	te Wasser	tiefen									
Stationierung		Wasse	ertiefen N	atur			Wassei	rtiefen M	[odel]		Profil
	2003	HQ150	HQ100	HQ30	HQ5	2003	HQ150	HQ100	HQ30	HQ5	
(hm)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
14.74	1.710	1.760	1.680	1.450	0.850	0.057	0.059	0.056	0.048	0.028	P40
14.54	1.680	1.730	1.660	1.430	0.820	0.056	0.058	0.055	0.048	0.027	P39
14.33	1.660	1.710	1.630	1.410	0.820	0.055	0.057	0.054	0.047	0.027	P40
14.29	0.370	0.400	0.350	0.230	0.060	0.012	0.013	0.012	0.008	0.002	137
14.23	0.420	0.450	0.410	0.320	0.140	0.014	0.015	0.014	0.011	0.005	136
14.18	0.480	0.500	0.470	0.400	0.260	0.016	0.017	0.016	0.013	0.009	135
14.13	0.530	0.550	0.530	0.480	0.270	0.018	0.018	0.018	0.016	0.009	P37
14.08	0.660	0.670	0.670	0.630	0.270	0.022	0.022	0.022	0.021	0.009	133
14.03	0.850	0.890	0.830	0.630	0.270	0.028	0.030	0.028	0.021	0.009	132
13.98	0.850	0.900	0.830	0.630	0.250	0.028	0.030	0.028	0.021	0.008	131
13.83	0.910	0.960	0.890	0.670	0.260	0.030	0.032	0.030	0.022	0.009	P35
13.68	0.890	0.940	0.870	0.670	0.270	0.030	0.031	0.029	0.022	0.009	P34
13.53	0.880	0.930	0.860	0.650	0.260	0.029	0.031	0.029	0.022	0.009	128
13.38	0.900	0.950	0.880	0.670	0.260	0.030	0.032	0.029	0.022	0.009	P32
13.23	0.930	0.980	0.900	0.690	0.280	0.031	0.033	0.030	0.023	0.009	P31
13.08	0.930	0.980	0.900	0.680	0.270	0.031	0.033	0.030	0.023	0.009	125
12.93	0.940	0.990	0.920	0.700	0.270	0.031	0.033	0.031	0.023	0.009	P29
12.78	0.980	1.030	0.960	0.740	0.310	0.033	0.034	0.032	0.025	0.010	P28
12.64	0.800	0.850	0.780	0.580	0.210	0.027	0.028	0.026	0.019	0.007	P27

111 ρ ¢ .



Abb. 4.7.: Bild im Geschiebeablagerungsplatz bei Hektometer 13

Nach Hampel lässt sich das Verlandungsgefälle abschätzen mit:

$$J = 2 \cdot G^{0,625} + (28, 5 - G) \cdot d_m \tag{4.11}$$

Darin ist J das Verlandungsgefälle in [%], G der Geschiebeanteil der Abflussfracht in [%] und d_m der mittlere Korndurchmesser in [m].

Die Gleichung von Hampel (1974) wurde aufgrund von Modellversuchen entwickelt. Die Gleichung ist gültig für einen Geschiebeanteil von 0 - 28.5 %. Bei Berechnung des Verlandungsgefälles in einem Geschiebeablagerungsplatz nach einem Hochwasser, ist ein Wert zwischen 0 - 5 % realistisch.

Nach Smart and Jäggi ist die Gleichgewichtsbedingung zwischen Geschiebetrieb, Abflusstiefe und Neigung:

$$Q_b = 2, 5 \cdot q_r \cdot I^{0,6} \left(\frac{d_m}{12, 1 \cdot h} \right)$$
(4.12)

Darin ist Q_b die Feststofftransportrate in $[m^3/s]$, q der Reinwasserabfluss in $[m^3/s]$, I das Gefälle als tig des Winkels und h die Abflusstiefe des Gemisches in [m].

Die Gleichung nach Smart und Jäggi (1983) bringt zuverlässige Ergebnisse. Im Vergleich zu Gl. 4.11 müssen hier mehr Parameter eingegeben werden. Die Schwierigkeit kann in der genauen Festlegung der Werte liegen.

Man kann hier vorwegnehmen, dass der Vergleich zwischen den Formeln und den später gemessenen Verlandungsgefällen zeigt, dass Hampel das Gefälle unterschätzt, Smart und Jäggi das Gefälle überschätzen (Tab. 6.3, Tab. 6.5 und Tab. 6.7).

4.5. Planung des Geschiebeablagerungsplatzes

Ziel der Modellversuche ist eine optimale Gestaltung des Geschiebeablagerungsplatzes (GAP) in Bezug auf die maximale Auslastung des Beckens bzw. den maximalen Rückhalt des Geschiebes im Becken. Im Folgenden werden verschiedene Aspekte zur Festlegung der Geometrie des GAP diskutiert.

4.5.1. Erweiterung des Fließquerschnittes

Der GAP wird bis zu den Katastergrenzen hin vergrößert. Dadurch wird das potentielle Ablagerungsvolumen vergrößert und der Fließquerschnitt aufgeweitet. Das führt zu einer Reduktion der Wassertiefe, der Fließgeschwindigkeit und dadurch zu einer Reduktion der Transportkapazität des Wassers.

4.5.2. Reduktion des Längsgefälles

Das Längsgefälle des bestehenden GAP beträgt im Mittel ca. 2%. Durch Teilen des bestehenden Beckens mittels zweier Abstürze, entstehen drei kleinere Teilbereiche mit einem Längsgefälle von 1% (Abb. 4.8). Die Reduktion des Längsgefälles führt zu einer Reduktion

der Fließgeschwindigkeit und so zu einer weiteren Reduktion der Transportkapazität.

4.5.3. Abflussdosierung im Becken durch verschiedene Einbauten

Durch einen erzwungenen Wasserrückstau kommt es zu einer weiteren Reduktion der Fließgeschwindigkeit ergo zu einer Reduktion der Transportkapazität und dadurch zur Ablagerung. Wenn das Verlandungsgefälle (α) kleiner ist, als das Gefälle zwischen Absturzoberkante und dem Fußpunkt der Einbauvariante (β), entsteht ein Gewinn von Ablagerungsvolumen (Abb.4.9, Fall IV). Im umgekehrten Fall (Abb. 4.9, Fall II) kommt es zu einem Verlust von Ablagerungsvolumen. Das Verlandungsgefälle (α) ist hier größer als das Gefälle zwischen Absturzoberkante und Einbauvariantenfuß (β) (Zollinger 1983).

Um einen Wasserrückstau zu erreichen werden drei Einbauvarianten konzipiert. Ein Wildholzrechen über die gesamte Beckenbreite, zwei sich überlappende Buhnen und eine kronenoffene Schlitzsperre (Abschnitt 4.6). Zum Vergleich werden alle Versuche auch mit der Nullvariante (keine Einbauten) durchgeführt.

4.5.4. Gesamtkonzept

Durch die Kombination der oben erläuterten Punkte wird versucht eine optimale Auslastung des GAP zu erreichen. Durch die Erweiterung des Fließquerschnittes, bzw. Reduktion der Längsneigung kommt es zu einer Verringerung der Fließgeschwindigkeit. Die Reduktion begünstigt die Ablagerungen im Becken. Durch den Einbau verschiedener Bauwerke wird ein zusätzlicher Ablagerungseffekt durch den Wasserrückstau dieser Bauwerke erreicht. Bei Auftreten eines Hochwasserereignisses sollten sich die Becken gerinneabwärts systematisch auffüllen. Durch die Kombination der verschiedenen Einbauten sollte in einem gewissen Maß eine Steuerung der Verfüllung der einzelnen Bereiche möglich sein.

In Abb. 4.10 ist das Konzept der drei Teilbecken dargestellt. Das Einlaufgerinne befindet sich am unteren Bildrand (rote Linien). Die Fließrichtung ist nach Norden. Die Becken sind farblich voneinander getrennt. Die hellblauen Linien kennzeichnen die Böschungsunterkanten sowie die Abstürze. An den beiden Ufern wird über die gesamte Beckenlänge ein Versorgungsweg angelegt (braune Linien). Dieser dient der Kontrolle des Beckens sowie dem Abtransport des Materials bei der Entnahme von Material nach einem Ereignis.



Abb. 4.8.: Längsprofil des Geschiebeablagerungsplatzes Vorderberg. Die schwarze Linie stellt das aktuelle Gelände dar. Die blaue Linie das Konzept mit den drei von einander getrennten Bereichen



Abb. 4.9.: Füllung eines Geschiebablagerungsplatzes in Abhängigkeit vom Wasserstau (nach Zollinger 1983) α : Verlandungsgefälle β : Gefälle zwischen Absturzoberkante und Fußpunkt der Einbauvariante

4.6. Festlegung der Verbauungsvarianten

Variante 1 (Nullvariante) [VA1]

Bei der *Nullvariante* werden keine Einbauten errichtet. Der Übergang vom oberen Teilbecken des GAP (physikalisches Modell) zum mittleren Teilbecken des GAP erfolgt ungehindert über die gesamte Breite (Abb. 4.11 (a)).

Variante 2 (Rechenvariante) [VA2]

Bei der *Rechenvariante* wird ein Wildholzrechen über die gesamte Beckenbreite errichtet (Abb. 4.11 (b)). Der Rechen besteht aus zwei Reihen von Säulen mit einem Durchmesser von 1 m (3,3 cm im Modell) und 2 m Zwischenraum (6,6 cm im Modell). Im Böschungsbereich haben die Rechenelemente eine Höhe von 3 m (10 cm im Modell). An den Ufern wird ein Freibord von 1 m angenommen. Die Säulen sind in zwei Reihen angeordnet. Die Abstände zwischen den Säulen entsprechen der Form eines gleichseitigen Dreiecks (2 m in



Abb. 4.10.: Grundriss des geplanten GAP (Quelle Luftbild: Google Maps, http://maps.google.de/)

der Natur, 6,6 cm im Modell). Die Höhen der Säulen fallen in einem Verhältnis von 1:37 zur Beckenmitte hin ab. Im mittleren Drittel des Beckenquerschnittes haben die Säulen eine Höhe von 2,5 m (8,5 cm im Modell).

Variante 3 (Buhnenvariante) [VA3]

Die Buhnenvariante besteht aus zwei versetzten, sich überlappenden Buhnen (Abb. 4.11 (c)). Die Überlappung sowie der Abstand zwischen den Buhnen betragen in der Natur 4,5 m (15 cm im Modell). Die Buhnenkronen fallen im Verhältnis 1:20 vom Ufer zur Beckenmitte hin ab. Am Ufer haben die Buhnen eine Höhe von 2,7 m (9 cm im Modell). Geometrie und qualitativ optimale Platzierung der Buhnen wurde anhand von Vorversuchen mit Reinwasser ermittelt.

Variante 4 (Sperrenvariante) [VA4]

Bei der *Sperrenvariante* werden Versuche mit einer kronenoffenen Sperre mit fünf Schlitzen durchgeführt (Abb. 4.11 (d)). Die Flügel haben einen Anzug von 1:37. Es wird ein Freibord von 1 m angenommen. Im mittleren Drittel der Beckenbreite befinden sich die 5 Schlitze. Sie werden durch 4 Scheiben gebildet, die eine Stärke von 1 m (3,3 cm im Modell) und eine Höhe von 2,5 m (8,5 cm im Modell) haben.

Variante 5 (Rechen - Spornvariante) [VA5]

Bei der Rechen - Spornvariante handelt es sich um eine abgeänderte Rechenvariante. Ziel ist es, den Ufersicherungseffekt der "Sporn-Elemente" (kurze steile Buhnen) auf das Abflussgeschehen und die Ablagerungen hin zu untersuchen. Es wird erwartet, dass durch den Einbau der Sporn-Elemente an jeder Böschungsseite eine deutliche Reduktion der Fließgeschwindigkeit erzwungen wird und es dadurch zu einer Konzentration des Abflusses in der Mitte des GAP kommt. Die Anzahl und Anordnung der Sporne wird anhand qualitativer Beurteilung des Strömungsbildes bei Reinwasserversuchen mit dem konstanten Abfluss von 25 l/s (etwa das HQ150) bestimmt und ist in Abb. 6.23 ersichtlich.

4.7. Wildholz

Der Wildholzanteil beim Ereignis setzte sich aus Nadel- (Fichte) und Laubholz (Buche) zusammen. Wobei der Nadelholzanteil überwiegt. Das Wildholz wird aufgrund von Fotos



(a) Systemdarstellung der Variante 1 (Null)



(b) Systemdarstellung der Variante 2 (Rechen)



(c) Systemdarstellung der Variante 3 (Buhnen)



(d) Systemdarstellung der Variante 4 (Sperre)

Abb. 4.11.: Schematische Darstellungen der Verbauungsvarianten

und Beurteilung vor Ort im Maßstab 1:30 modelliert. Man kann davon ausgehen, dass die bei Hochwässern transportierte Menge an Wildholz mit der Größe des Einzugsgebietes, mit der Wasserfracht oder mit der Feststofffracht korreliert. Es gibt Formeln mit empirisch ermittelten Parametern, die eine mögliche Wildholzmenge quantifizieren. Die Streuung der Ergebnisse ist bei diesen Formeln jedoch relativ hoch (Rickenmann (1997)). Durch Erosionsprozesse an den Ufereinhängen entlang des Bachlaufes ist mit einem erheblichen Wildholzeintrag zu rechnen. Da die Menge des anfallenden Wildholzes während eines Ereignisses schwer zu quantifizieren ist, wird bei den Versuchen mit verschiedenen Modellwildholz-Mengen gearbeitet.

Ausgehend von der Erfahrung, dass das meiste Wildholz während des ansteigenden Astes der Ganglinie mobilisiert wird, wird dies auch bei den Modellversuchen berücksichtigt.



Abb. 4.12.: Abbildung (a) und (b) zeigen angeschwemmtes Wilholz im Bachlauf des Vorderbergerbaches

4.8. Spülung

Bei jedem Szenario wurde nach dem Scannen der Ablagerungen ein Spülversuch über 80 Minuten mit Reinwasser durchgeführt. Ziel war es, die Erosionsleistung eines häufigen Hochwasserabflusses ohne Geschiebe im Falle eines vollen Beckens bei den einzelnen Varianten zu ermitteln. Die Reinwasserspülungen wurden mit dem HQ5 (6 l/s im Modell, 30 m³/s in der Natur) bzw. dem HQ10 (10 l/s im Modell, 50 m³/s in der Natur) durchgeführt.

4.9. Versuchsbezeichnungen

Die Versuchsreihe wird in Szenarien SZ1-SZ3 und Varianten VA1-VA5 unterteilt. Weiters wird angeführt ob es sich um eine Spülung handelt (0 oder 1) oder während des Versuchs Wildholz (0 oder 1) zugegeben wird.

4.9.1. Szenarien:

- **SZ1:** Szenario 1 bedeutet, dass die Hochwasserwelle für das 150 jährliche Ereigniss einmal durchlaufen wird.
- **SZ2:** Szenario 2 bedeutet, dass die Hochwasserwelle für das 150 jährliche Ereigniss zweimal durchlaufen wird.
- **SZ3:** Szenario 3 bedeutet, dass die Hochwasserwelle für das Ereigniss vom Jahr 2003 einmal durchlaufen wird.

4.9.2. Varianten:

- VA1: Variante 1 ist die Variante ohne Einbauten
- VA2: Variante 2 ist die Variante mit dem Rechen
- VA3: Variante 3 ist die Variante mit den Buhnen
- VA4: Variante 4 ist die Variante mit der Sperre
- **VA5**: Variante 5 ist die Variante mit dem Rechen und den Uferbuhnen

Die Versuchsbezeichnung für einen Versuch mit dem HQ150 für die Nullvariante ohne Spülung und ohne Wildholz würde demnach aussehen wie folgt:

Tab. 4.3.: Beispiel zur Versuchsbezeichnung für den Versuch mit dem HQ150, als Variante die Nullvariante, ohne Spülung und ohne Wildholzzugabe

Szenario	Variante	Spülung	Wildholz
SZ1	VA1	0	0

5. Versuchsanordnung

5.1. Übersicht

Die Modellversuche zur Optimierung des Geschiebeablagerungsbeckens werden im ,Murenlabor' des Instituts für Alpine Naturgefahren (IAN) an der Universität für Bodenkultur durchgeführt. Die Versuchsanordnung kann in folgende Bereiche unterteilt werden (Abb. 5.1 und 5.2):

- Modell des Einlaufbereichs und des obersten Beckens des Geschiebeablagerungsplatzes (GAP)
- Wasserversorgung
- Geschiebezugabe
- Mischbereich
- Absetzbecken
- Steuer- und Messstand

5.2. Versuchsaufbau

5.2.1. Modell

Wie schon beschrieben, wird das oberste der drei Teilbecken mit einem Gefälle vom 1 % im Labor nachgebildet. Es wird die Annahme getroffen, dass die gewonnenen Erkenntnisse und Schlussfolgerungen aus den Versuchen im obersten Teilbecken, auf die anderen zwei Teilbecken des GAP übertragbar sind.

Unterkonstruktion





Modellversuche Vorderbergerbach

Abb. 5.2.: Längsschnitt der Versuchsanordnung (maßstabsgetreu)


(a) Stufenlos verstellbares Stützbein



(b) I-Träger mit montiertem Holz-Träger



(c) Schalungsplatte auf Holzträger

Abb. 5.3.: Detailansichten eines stufenlos verstellbaren Stützbeines, eines I-Trägers mit montiertem Holzträger und der Arbeitsplattform

Die Unterkonstruktion besteht aus I-Trägern (IPE-120), die miteinander verschraubt sind. Gestützt wird diese Konstruktion von stufenlos verstellbaren Stützbeinen. Diese Stützen erlauben es, die Konstruktion in jede beliebige Neigung zu bringen. Auf den I-Trägern werden Holzträger (Doka-Träger H20 top) montiert, die ein leichtes Befestigen der Arbeitsplattform ermöglichen. Die Arbeitsplattform besteht aus Schalungsplatten (Doka-Schalungsplatte 3-SO 27mm 300/50cm), welche quer zu den Holzträgern aufgelegt und verschraubt werden (Abb. 5.3).

Modellsohle

Die Grundlage der Modellsohle bildet die Arbeitsplattform. Um die Arbeitsplattform vor Feuchtigkeit zu schützen, wird sie mit zwei Lagen Kunststofffolie abgedeckt. Auf die Kunststofffolie wird ein 2.5 cm dickes Geotextilgewebe (Polyfelt/Polymat 1210) angebracht. Dieses Gewebe dient als Armierung für den Beton. Anschießend wird eine ca 3 cm Betonschicht aufgebracht.

Modellböschung

Die Böschungsunterkonstruktion besteht aus Rippen, die im Abstand von 50 cm auf die Arbeitsplattform geschraubt sind. Diese Rippen werden mit 1 cm dicken Spanplatten verkleidet. Zum Schutz der Spanplatten wird wie bei der Sohle eine Kunststofffolie angebracht. Das Anbringen der Armierung und das Betonieren erfolgt zugleich mit der Modellsohle.

Modellrauigkeit

Um die Rauigkeiten im Böschungs- und Rampenbereich denen der Natur anzupassen, werden Kieselsteine der Körnung 6-12 mm in den feuchten Beton gedrückt. Auf der Sohle des Ablagerungsbereiches wird in gleicherweise Sand (0.8 - 1.5 mm) mit der Körnung des Modellgeschiebes appliziert. Falls bei den Versuchen der applizierte Sand ausgewaschen wird, bleibt die Rauigkeit trotzdem im Beton erhalten.

Einbauten

Die Einbauten sind bis auf die Buhnen aus Holz gefertigt. Die Buhnen werden aus Styrodur geformt. Befestigt werden die Einbauten durch Verschrauben mit der Arbeitsplattform.

5.2.2. Wasserversorgung

Reservoir

Das Wasserreservoir hat ein Fassungsvermögen von ca. 36 m³. Das Wasser mit einer Pumpe in einen Behälter gepumpt dessen Auslass ein Messwehr (Thomson-Wehr) bildet. Nach Durchfließen des Modells und des Absetzbeckens wird das Wasser wieder in das Reservoir rückgeführt. Das Reservoir ist eine 3x3x9 m große Betonwanne die im Laborboden eingelassen und mit flexibel bewegbaren Gitterrosten verdeckt ist.

Pumpe

Die Pumpe (GRUNDFOS, Type CLP-180-271-18,5 A-F-A-BBUE) befindet sich in einem trockenen, abgeschotteten Bereich im Reservoir. Sie hat eine maximale Förderleistung von $300 \text{ m}^3/\text{h}$ (ca. 50 l/s bei 1450 U/min) und wird vom Steuer- und Messstand bedient. Von der Pumpe führt ein Rohr gerade nach oben auf Höhe des Laborbodens. Hier ist ein Durchflussmesser (GRUNDFOS) montiert, der mit dem Messkraftverstärker verbunden ist. Ein Versorgungsschlauch führt weiter zum Behälter mit dem Thomsonwehr.

Thomsonwehr-Versorgungsbehälter

Der Behälter mit dem Thomsonwehr hat eine umgekehrte L-Form und fasst ca. 2 m^3 Wasser. Der Versorgungsschlauch von der Pumpe ist in der Mitte des Behälters montiert.



(a) Stützbeine mit I-Träger Unterkonstruktion



(c) Arbeitsplattform



(e) Fertiges Modell vor dem Betonieren. Zu erkennen ist die zur Abdichtung verwendete Folie sowie das zur-Armierung verwendete Geotextil



(b) I-Träger Unterkonstruktion mit montierten Holzbalken



(d) Arbeitsplattform mit verschalten Uferrippen



(f) Fertig betoniertes Modell, bereit für den ersten Versuch

Abb. 5.4.: Übersicht einiger Arbeitsschritte beim Modellaufbau (maßstabsgetreu)



(a) Ultraschallsensor im Wasserbehälter



(b) Außen angebrachter Drucksensor mit zusätzlicher analoger Ablesemöglichkeit

Abb. 5.5.: Abflusstiefenmessung vor dem Thomsonwehr

Im Inneren leitet ein Rohrknie das Wasser zum Boden des Behälters. Zwei liegend montierte Gitter über dem Knie dienen der Beruhigung des Wassers, welches anschließend zum Thomsonwehr strömt.

Thomsonwehr

Das Thomsonwehr selbst besteht aus zwei Plexiglasscheiben die an den Versorgungsbehälter geschraubt sind. Der Öffnungswinkel beträgt 60°. Die Formel zur Berechnung des Abflusses Q in $[m^3/s]$ lautet (Gourley (1915))

$$Q = 1.32tan\left(\frac{\alpha}{2}\right)H^{2.47} \tag{5.1}$$

Darin ist α der Winkel der V-förmigen Austrittsöffnung in [°] und H die Abflusstiefe in [m] oberhalb des Messwehrs bezogen auf die Unterkante der Austrittsöffnung. Daraus ergibt sich ein Verhältnis von Abflusstiefe zu Abfluss das in Abbildung 5.6 dargestellt ist.

5.2.3. Geschiebezugabe

Mit Hilfe eines Förderbandes wird das Geschiebe zum Mischbereich gefördert. Der Antrieb des Förderbandes erfolgt über einen Elektromotor (Watt-Drive).



Abb. 5.6.: Abfluss bei verschiedenen Abflusstiefen für das Thomsonwehr, berechnet nach Gourley (1915)



Abb. 5.7.: Schematische- und Detail-Darstellungen der Geschiebezugabe aus dem Vorratsbehälter, sowie Ablagerungsbild des Geschiebes am Förderband

Am unteren Ende des Förderbandes befindet sich der Vorratsbehälter mit einem Fassungsvermögen von ca. 0.33 m^3 (Abb. 5.8 (a)). Die Beschickung des Förderbandes erfolgt über eine Seilwindenkonstruktion, an welche die einzelnen Sandbehälter (Fassungsvermögen ebenfalls ca. 0.33 m^3) gehängt und in die Höhe gezogen werden. Die Behälter bestehen aus zusammengeschweißten Stahlblechen. Mit Hilfe der Laufkatze werden diese Behälter über den Vorratstrichter befördert und durch Öffnen eines Schiebers entleert.

Am der Vorderseite des Vorratstrichters, befindet sich der Auslass für das Geschiebe mit einer Querschnittsfläche von 20 cm² (Abb. 5.7). Durch eine Änderung der Förderbandgeschwindigkeit kommt es zu einer Änderung der Geschiebezugabe (GL 5.2).

$$Q = A \cdot v \tag{5.2}$$



(a) Förderband mit Vorratsbehälter, Krankonstruktion mit Laufkatze und Sandbehälter



(b) Mischbereich mit Förderband links und Thomsonwehr rechts

Abb. 5.8.: Übersicht der Komponenten bei der Geschiebezugabe

5.2.4. Mischbereich

Als Mischbereich dient ein 3 m langes, halbkreisförmiges Plastikrohr mit einem Durchmesser von 50 cm (Abb. 5.8 (b)). In diesem Bereich wird das Wasser mit dem Geschiebe zusammengeführt. Aufgrund des starken Gefälles, der starken Turbulenz und der sehr glatten Oberfläche kommt es zur sofortigen Durchmischung des Wassers mit Sand und zum vollständigen Abtransport zum Einlaufgerinne.

5.2.5. Absetzbecken

Am Ende des Rückhaltebeckens befindet sich das Absetzbecken in dem das Geschiebe vom Wasser getrennt wird. Durch eingebaute Schotte und Gitter wird eine Beruhigung des Wassers und so ein Absetzen des Geschiebes erreicht. Beim Auslass (Rückführung zum Reservoir) ist ein Gitter mit Maschenweite 1 mm eingebaut um etwaige Schwebstoffe bzw. Sandkörner zurückzuhalten (Abb. 5.9). Das abgelagerte Geschiebe wird händisch aus dem Absetzbecken entfernt und die Sandbehälter damit wieder befüllt.

Das Absetzbecken steht auf vier Plattformwägezellen mit denen der kontinuierliche Geschiebeaustrag gemessen wird.



(a) Prinzipskizze des Absetzbeckens



(b) Absetzbecken mit Bereich A links: turbulenter Bereich und Bereich B rechts: beruhigtes Wasser und Auslass zurück ins Reservoir

Abb. 5.9.: Übersicht vom Absetzbecken

5.2.6. Steuer- und Messstand

Im Steuer- und Messstand findet die Steuerung der Wasserversorgung und Geschiebezugabe sowie die Aufzeichnung der Messwerte und Fotos statt.

Steuerung

Die Steuerung der Pumpe (Wasserversorgung) und des Förderbandes (Geschiebezugabe) erfolgt über eine Speicherprogrammierbare Steuerung (**SPS**). Programmiert wird die Steuerung mit der Software **CoDeSys** (Controller Development System, Abb. 5.10). Ergebniss der Programmierung sind Spannungsoutputs pro Zeiteinheit, mit denen über einen analogen Ausgang die Frequenzumrichter der Pumpe und des Förderbandmotors direkt angesteuert werden.

Mit dieser Programmierung ist es möglich, jede Art von Ganglinie zu generieren.

Messung

Die Sensoren zum Messen der Parameter werden in in einem Messkraftverstärker (MG-Cplus, Firma HBM) zusammengeführt. Mittels des Programms **Catman** (HBM) werden die Messwerte der Sensoren aufgezeichnet und ausgewertet(Abb. 5.10).

5. Versuchsanordnung



(a) CoDeSys Programmierstruktur



(b) Catman Datenkanäle und Quickviewfenster mit Messkurven

Abb. 5.10.: Darstellung von CoDeSys und Catman

5.3. Gemessene Parameter

Um genaue Aussagen über das Ablagerungs- und Erosionsverhalten der verschiedenen Varianten zu erhalten, werden unterschiedliche Parameter gemessenund später ausgewertet.

5.3.1. Reinwasserabfluss

Der Reinwasserabfluss wird über die Umdrehungszahl der Pumpe gemessen und zur Kontrolle über die Abflusstiefe beim Messwehr berechnet. Der Wasserstand und damit die Abflusstiefe beim Messwehr wird mit zwei Ultraschallsensoren (Abb. 5.11), welche wasserseitig vor dem Wehr angebracht sind und mit einem Drucksensor (an der Unterseite des Wasserbehälters angebracht) gemessen. Die Genauigkeit der Ultraschallsensoren wird mit 2 % angegeben. Die Messwerte werden kontinuierlich am Steuer- und Messstand angezeigt und aufgezeichnet. Zusätzlich werden die ausgegebenen Werte mit Hilfe analoger Ablesungen kontrolliert. Die Übereinstimmung der Messwerte vom Thomsonwehr mit den Daten der Pumpe ist zufriedenstellend und liegt im Bereich von 5 % (Abb. 5.12). Kalibriert auf die Messung des Pumpendurchflusses kann Q (Thomsonwehr) direkt mit

$$Q = 0.82727 H^{\frac{5}{2}} \tag{5.3}$$

berechnet werden.



Abb. 5.11.: Platzierung der Sensoren im Thomsonwehr (maßstabsgetreu)



Abb. 5.12.: Vergleich der Abflussmessungen von Pumpe, Ultraschallsensoren und Drucksensor

5.3.2. Geschiebezugabe

Messung der kontinuierlichen Geschiebezugabe

Ein Ansatz ist der Zusammenhang von Förderbandgeschwindigkeit, Auslassquerschnitt und Schüttdichte. Die Geschwindigkeit des Förderbandes wird mittels eines Impulsgebers bzw. elektrischen Tachometers gemessen und in cm/s aufgezeichnet. Der Querschnitt entspricht der trapezförmigen Öffnung beim Vorratstrichter und beträgt 20 cm² (Abb 5.7). Es wurde eine Reihe von Proben der Sedimentabgabe vom oberen Ende des Förderbands bei verschiedenen Geschwindigkeiten genommen und ein empirischer Zusammenhang zwischen der Förderbandgeschwindigkeit und der Sedimentabgabe (trocken) in kg/s gefunden. Dazu wurden die Sedimentproben gewogen, getrocknet und wieder gewogen. Damit konnte der Wassergehalt der Proben, und das Trockengewicht bestimmt werden (Abb. 5.13).

Ein zweiter, ungenauerer Ansatz ist, das gesamte System "Förderband" zu wiegen und über die Gewichtsveränderungen die ausgetragene Menge zu bestimmen. Das Förderband wird an drei Punkten gewogen: unter dem Vorratsbehälter und an den Auflagerpunkten an der Achse. Durch die starken Vibrationen, ausgelöst durch die Bewegung des Förderbandes und die Zugabe des Sediments, kommt es zu starken Schwankungen der Messergebnisse. Dadurch ist eine Aufsummierung der Messreihen mit starken Ungenauigkeiten behaftet. Diese Messmethode wurde zu Testzwecken trotzdem verwendet.

Messung der gesamten Geschiebezugabe

Eine exakte Möglichkeit die Geschiebezugabe zu bestimmen und damit die ersteren Methoden zu überprüfen, erfolgt über die Aufsummierung des Geschiebeaustrags während des Versuches und die Wägung der Ablagerungen. Beides erfolgt über die Messung des Gewichts des Absetzbeckens und wird im Folgenden beschrieben.

5.3.3. Geschiebeaustrag

Das Absetzbecken steht an allen vier Eckpunkten auf Plattformwägezellen (HBM) mit einer Nennlast von je 1000 kg. Die Messgenauigkeit der einzelnen Zelle beträgt 0,1% der Nennlast. Durch Zusammenschaltung der Wägezellen und spezieller Software wird der Fehler reduziert und man kann mit einer Messgenauigkeit von 1 kg für das Gesamtgewicht (0.025% je Zelle) des Beckens rechnen. Zusätzlich zum Gewicht wird der Wasserstand im Absetzbecken kontinuierlich gemessen. Aus der Differenz zwischen dem Gewicht des



Abb. 5.13.: Zusammenhang zwischen Förderbandgeschwindigkeit [cm/s] und Sedimentzugabe [kg/s]

Beckens nach einem Versuch und dem Gewicht des mit Reinwasser gefüllten Beckens kann das Gewicht des eingetragenen Sediments errechnet werden. Zwei Formeln zur Berechnung der Trockenmasse des eingetragenen Sediments können abgeleitet werden:

$$m_s = \frac{m_B - \rho_W \cdot V_B}{1 - \frac{\rho_W}{\rho_S}} \tag{5.4}$$

$$m_s = \left(\frac{m - m_W}{1.65}\right) \cdot 2.65 \tag{5.5}$$

Dabei ist m_s die Trockenmasse Sand in [kg], m_B das Gewicht des wassergefüllten Beckens in [kg], m das Gesamtgewicht des Absetzbeckens nach dem Versuch in [kg], V_B das Volumen des Beckens in $[m^3]$, ρ_W die Dichte Wasser in $[kg/m^3]$ und ρ_S die Feststoffdichte Sand in $[m^3/kg]$. Die größte Ungenauigkeit dieser Methode zur Berechnung des kontinuierlichen Geschiebeaustrags liegt in der Bestimmung des Wasserstands im Absetzbecken. Da es im vorderen Bereich des Absetzbeckens vor allem bei hohen Abflüssen zu stark schwankenden Wasserspiegeln kommt, wird der Ultraschall - Sensor im letzten Teilbereich des Beckens installiert. Bei großen Sedimentmengen im Absetzbecken kann es zu einer Verlangsamung der "Wasserwegigkeit" zwischen vorderem und hinterem Beckenbereich kommen und vor allem bei Änderung des Abflusses zu unterschiedlichen Wasserspiegellagen. Um mögliche Messfehler zu identifizieren und einen verlässlichen Start- und Endwert zu erhalten, wird vor und nach jedem Versuch der Wasserspiegel auf einen definierten Wert eingestellt und das Gewicht des gesamten Absetzbeckens gemessen.

Nach jedem Versuch wurden die Ablagerungen im Modell in das Absetzbecken ausgewaschen und mit der gleichen Methode die Trockenmasse bestimmt. Durch Summierung der Masse des während eines Versuchs ausgetragenen Sediments und der Masse der Ablagerungen können die Messwerte der Sedimentzugabe überprüft werden.

5.3.4. Abflusstiefen

Die Abflusstiefe wird im Einlaufgerinne kurz oberhalb des Übergangs zum GAP und im GAP an vier ausgewählten Stellen mit Ultraschallsensoren gemessen. Die Genauigkeit des Sensors wird mit 2 % angegeben.

Ultraschall			
	Einlaufgerinne	Rückhaltebecken	Absetzbecken

Abb. 5.14.: Verteilung der Ultraschallsensoren in der Versuchsanordnung

5.3.5. Ablagerungshöhen/ -volumen

Die Ablagerungshöhen werden nach jedem Versuch mit den vier Ultraschallsensoren im GAP gemessen (siehe Abb. 5.14). Zusätzlich werden die Ablagerungen mit einem 2D-Laserscan vermessen.

Laserscann

Aus den Daten der Laserscans werden für jeden Versuch 3D-Höhenmodelle errechnet. Die Differenz zwischen dem Höhenmodell des leeren Beckens und dem Höhenmodell der Ablagerungen ergibt das Volumen des abgelagerten Geschiebes. Der verwendete Laser ist ein 2D-Laserscanner (LMS-400 SICK).

Der Scanner befindet sich etwa 2,5 m oberhalb des Modells und wird auf einer Aluschiene durch einen elektrisch angetriebenen Zahnriemen bewegt. Mit Hilfe der Scannersoftware fährt der Scanner langsam das Modell ab und gibt Messungen in Winkel mit zugehöriger Länge aus. Der überstrichene Winkel des Lasers beträgt 70°. Der mittlere absolute Fehler von 7 mm kann durch Mehrfachmessung und anschließender Mittelung auf 1 mm reduziert werden.

Die Rohdaten werden in ein selbstentwickeltes, auf MatLab basierendes Programm eingelesen. Aus den Richtungswinkeln und Entfernungsangaben werden karthesische Koordinaten berechnet.

Diese Koordinaten werden in die Software **Sufer** (Golden Software) eingelesen und Höhenmodelle erstellt.

Der Vergleich der Ablagerungshöhenmessungen durch die Ultraschallsensoren mit den Scannermessungen zeigt eine gute Übereinstimmung.

5.3.6. Fotodokumentation

Die Entscheidung für die Fotodokumentation beruht auf der Tatsache der besseren Bildqualität im Vergleich zu einer Videodokumentation. Weiters ist die Manipulation der Daten einfacher.

Jeder Versuch wird mit Hilfe einer digitalen Spiegelreflexkamera (Nikon D100) dokumentiert. Die Kamera ist beim Übergang vom Modell ins Absetzbecken in ca. 3,5 m Höhe montiert. Ausgelöst wird die Kamera mit Hilfe einer Photosoftware (CAMERA CONTROL PRO) über ein USB-Kabel.

Die Fotos werden in einem Intervall von 10 Sekunden aufgenommen, automatisch mit dem Versuchsnamen und einer fortlaufenden Nummer versehen und in einem vorher erstellten Ordner gespeichert. Aus den Fotoserien jedes Versuchs wird ein "Zeitraffervideo" erstellt.

		Prof	fil 40	Profil 39		
Szenario	Abfluss	Vber	$\mathbf{V}_{\mathbf{gem}}$	$\mathbf{V}_{\mathbf{ber}}$	Vgem	
	[l/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	
2003	25.3	1.14	1.46	1.17	1.26	
HQ150	27.6	1.16	1.36	1.20	1.29	
HQ100	24.3	1.12	1.30	1.16	1.19	
HQ30	15.6	1.01	1.10	1.04	1.07	
HQ5	3.4	0.62	0.72	0.66	0.70	

Tab. 5.1.: Vergleich der Reinwasserabflussgeschwindigkeiten: berechnet (HEC - RAS), gemessen (Flügelmessung)

5.4. Kalibrierung Reinwasser

Da keine Abflussmessungen in der Natur vorhanden sind, werden die rechnerisch ermittelten Werte zur Kalibrierung verwendet (Abschnitte 4.1.1, 4.3).

Bei der Kalibrierung des Reinwasserabflusses werden die Abflusstiefen bzw. Abflussgeschwindigkeiten des Reinwassers am Modell mit den berechneten Abflusstiefen und Abflussgeschwindigkeiten verglichen und gegebenenfalls angepasst (Tab. 5.1 und 5.2).

5.4.1. Messmethode Geschwindigkeit

Hydrometrischer Flügel

Das Messinstrument besteht aus dem Flügel (Propeller mit horizontaler Drehachse) und einem digitalen Messanzeiger. Bei der Messung wird der Flügel in die Strömung gehalten. Die dabei gemessenen Geschwindigkeiten (Verhältniss von Umdrehungszahl zu Zeiteinheit) gemittelt und angezeigt. In diesem Fall wurde ein Stangenflügel (Propellerdurchmesser 1cm) benutzt.

Die mit dem Flügel ermittelten Geschwindigkeiten korrelieren sehr gut mit denen aus der Simulation. Durch die Messung der Geschwindigkeiten in verschiedenen Wassertiefen konnten störende Effekte ausgeschlossen werden.

Die dazugehörigen Wassertiefen wurden analog ermittelt.

		Pro	ofil 40	Profil 39	
Szenario	Abfluss	Hber	$\mathbf{H}_{\mathbf{gem}}$	$\mathbf{H}\mathbf{ber}$	Hgem
	[l/s]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
HQ2003	25,3	57	60 ± 1	56	58 ± 1
HQ150	27.6	59	60 ± 1	58	60 ± 1
HQ100	24.3	56	50 ± 1	55	49 ± 1
HQ30	15.6	48	48 ± 1	48	46 ± 1
HQ5	3.4	28	27 ± 1	27	27 ± 1

Tab. 5.2.: Vergleich der Reinwasserabflusstiefen: berechnet (HEC - RAS), gemessen (analog)

5.4.2. Vergleich

Vergleicht man die Ergebnisse der physikalischen Modellierung mit den Ergebnissen der nummerischen Simulation, gibt es eine sehr gute Übereinstimmung der Fließgeschwindigkeiten und der Wassertiefen im Einlaufgerinne (Tab. 5.1 und 5.2). Im Bereich des GAP mit strömenden Fließbedingungen unterhalb des Wechselsprungs, scheint das physikalische Modell hydraulisch "glatter" zu sein. Die Wassertiefen am physikalischen Modell sind in diesem Bereich ca. 7 % kleiner und damit die Geschwindigkeiten höher als beim nummerischen Modell bei gleichem Durchfluss. Da die nummerische Simulation mit dem Modell HEC-RAS eine 1D Berechnung darstellt, werden die Sekundärströmungen, die im GAP sehr stark ausgeprägt sind, nicht erfasst. In der physikalischen Modellierung werden diese Sekundärströmungen und ihre Auswirkungen auf den Feststofftransport sehr realitätsnah nachgebildet.

Aufgrund dessen ist die numerische 1D Simulation in diesem Fall nur eine grobe Basis für die Kalibrierung des physikalischen Modells. Die Differenz zwischen der 1D Simulation und dem physikalischen Modell, ist konstant. Dadurch kann diese Differenz beim Vergleich der verschiedenen Szenarien und Ausbauvarianten vernachlässigt werden. Andererseits weist eine höhere Abflusstiefe und die damit verbundene geringere Fließgeschwindigkeit (wie sie in der nummerischen Simulation vorkommt) auf eine verminderte Transportkapazität des Wassers und eine stärkere (wünschenswerte) Ablagerungstendenz hin, womit die aufgrund der physikalischen Simulation erstellte Prognose auf der sicheren Seite liegt.



Abb. 5.15.: Vergleich der Ergebnisse der HEC-RAS Berechnung mit der Analogen Messung bzw. den

Ultraschallmessungen

6. Resultate

6.1. Einführung

6.1.1. Versuchsübersicht

Insgesamt wurden 23 Versuche mit Geschiebe bzw. Wildholz durchgeführt. Zusätzlich wurde mit jeder Variante ein Versuch mit Reinwasser zur Kalibrierung und zum Vergleich der Reinwasserspiegellage mit den Werten der nummerischen Simulation durchgeführt.

6.1.2. Voluminaangaben

Die Voluminaangaben für die Sedimentmengen beziehen sich bei allen Resultaten auf das tatsächliche Feststoffvolumen.

Für das Schüttvolumen hat sich ein Faktor von 1.4 bis 1.6 je nach Lagerungsdichte nach den einzelnen Versuchen ergeben. Als Vergleichsreferenz wurde jeweils das von der Software Surfer ermittelte Ablagerungsvolumen und das errechnete Feststoffvolumen herangezogen.

6.1.3. Ausnutzungsgrad

Als maximaler Ausnutzungsgrad wird das Volumen des Beckens, begrenzt durch dessen Sohle, die Dämme und dem Gefälle zwischen Absturzoberkante beim Einlaufgerinne und der Oberkante der Einbauvariante Sperre definiert. Diese liegt an den Flanken einen Meter unter der Dammkrone was dem Freibord entspricht.

	0	
Vers Nr.	Vers Bezeichnung	Bemerkung
1	SZ1 VA1 00	HQ150 Nullvariante
2	SZ1 VA1 00	HQ150 Nullvariante
3	SZ1 VA2 00	HQ150 Rechenvariante
4	SZ1 VA3 00	HQ150 Buhnenvariante
5	SZ1 VA3 00	HQ150 Buhnenvariante
6	SZ1 VA4 00	HQ150 Sperrenvariante
7	SZ1 VA4 00	HQ150 Sperrenvariante
8	SZ1 VA5 00	HQ150 Rechen - Spornvariante
9	SZ1 VA2 01	${ m HQ150}\ Rechenvariante\ +\ Wildholz$
10	SZ1 VA2 01	${ m HQ150}\ Rechenvariante\ +\ Wildholz$
11	SZ1 VA4 01	${ m HQ150}\ Sperrenvariante\ +\ Wildholz$
12	SZ2 VA1 00	HQ150+HQ150 Nullvariante
13	SZ2 VA3 00	HQ150+HQ150 Buhnenvariante
14	SZ2 VA4 00	${ m HQ150+HQ150}$ Sperrenvariante
15	SZ2 VA4 10	HQ150+HQ150 Sperrenvariante +RW(HQ5)
17	SZ2 VA1 10	HQ150+HQ150 Nullvariante +RW(HQ10)
18	SZ3 VA1 00	2003 Nullvariante
19	SZ3 VA3 00	2003 Buhnenvariante
20	SZ3 VA5 00	2003 Rechen - Spornvariante
21	SZ3 VA1 10	2003 Nullvariante + RW(HQ5)
22	SZ3 VA5 10	2003 Rechen - Spornvariante $+$ RW(HQ5)
23	SZ3 VA3 10	$2003 \ Buhnenvariante \ + \mathrm{RW(HQ10)}$

Tab. 6.1.: Liste aller durchgeführten Versuchen

6.1.4. Kontinuierlicher Austrag

Die Unstetigkeiten der Austragssummenkurven sind auf eine verzögerte Kommunikation zwischen dem ersten und dem zweiten Teil des Absetzbeckens infolge der Änderung des Abflusses zurückzuführen (Abb. 5.9). Dadurch kommt es zu einem scheinbaren Gewichtsanstieg bzw. Gewichtsverlust im Absetzbecken, der erst nach einer gewissen Zeit ausgeglichen wird. Dieser Effekt ist bei allen drei Szenarien zu beobachten.

6.1.5. Längsschnitt

Mit der Software Surfer werden aus den Höhenmodellen für sämtliche Versuche Längsschnitte anhand der Schnittführung in Abb. 6.1 erstellt. Diese sind jeweils für die einzelnen Szenarien in einem Diagramm, vergleichbar zusammengefasst.



Abb. 6.1.: Lage und Blickrichtung der Längsschnitte. Beispielhaft dargestellt am Versuch [SZ1 VA1 00]

6.2. Resultate Szenario 1 [SZ1]

Dem Szenario 1 wird die Bemessungsganglinie mit der Wiederkehrperiode von 150 Jahren zugrunde gelegt (Abschnitt 4.1.1). Die Geschiebezugabe erfolgt auf der Basis der Geschiebetransportformel nach RICKENMANN (1990) (Abschnitt 4.1.2, Gl. 4.1). Das entspricht einer gesamten Geschiebemenge mit einem Feststoffvolumen von 8900 m³ (23600 t) in der Natur und ca. 0.33 m³ (900 kg) im Modell.

6.2.1. Ablagerung - Austrag

L 3.			L 1.			,
Code	Zugabe [kg]	Abla [kg]	agerung [% Zugabe]	Au [kg]	ustrag [% Zugabe]	Beckenausnutzung [%]
SZ1 VA1 00	910	662 ± 34	73 ± 4	248 ± 36	27 ± 4	37
SZ1 VA2 00	900	718 ± 3	80	182 ± 4	20	39
SZ1 VA2 01	900	791 ± 22	88 ± 3	109 ± 18	12 ± 3	43
SZ1 VA3 00	908	904 ± 17	100	4 ± 4	0	52
SZ1 VA4 00	908	900 ± 16	99 ± 1	8 ± 3	1	52
SZ1 VA4 01	890	888	100	2	0	51
SZ1 VA5 00	901	768	85	133	15	44

Tab. 6.2.: Übersicht der Messergebnisse des Szenarios 1 für die Nullvariante [VA1], Rechenvariante [VA2], Buhnenvariante [VA3], Sperrenvariante [VA4], Rechen - Spornvariante [VA5].

Abb. 6.2 und Tab. 6.2 geben einen Überblick über die Ablagerungs- und Austragsmengen der durchgeführten Versuche für das Szenario 1. Die Fehlerbalken beziehen sich jeweils auf den maximalen bzw. minimalen Messwert im Falle einer Versuchswiederholung.

Bei der *Nullvariante* und *Rechenvariante* wurde eine Austragsmenge von 20 bzw. 27 % (ca. 180 bzw. 248 kg) der Geschiebezugabe gemessen, d.h. der Großteil des Geschiebes (rund 3/4) wird im oberen Teilbecken abgelagert.

Bei der *Rechen - Spornvariante* kommt es im Vergleich zur *Rechenvariante* zu einer leichten Reduktion des Geschiebeaustrags. Hier scheint sich der ,ablagerungsfördernde' Effekt der Erhöhung der Rauigkeit an den Seiten mit dem ,ablagerungshemmenden' Effekt der Konzentration des Stromstrichs aufzuwiegen.

Bei der *Buhnenvariante* und der *Sperrenvariante* erfolgt eine fast gänzliche Ablagerung des Geschiebes im obersten Teilbecken. In diesem Fall liegt der Ausnutzungsgrad dieses



Abb. 6.2.: Überblick der Sedimentablagerungen und -austräge für die Varianten des Szenario 1

Teilbeckens bei etwa 50 % (hier ist ein maximales Gesamtablagerungsvolumen von 30000 m³ in der Natur bzw. 1.1 m³ im Modell zugrunde gelegt).

Für die *Rechenvariante* und *Sperrenvariante* wurden zusätzlich Versuche mit Wildholz durchgeführt. Da bei der *Nullvariante* und der *Buhnenvariante* mit keinem Wildholzrückhalt zu rechnen ist, wurde hier auf ein Wildholz-Szenario verzichtet. Für die *Rechenvariante* zeigt sich eine deutliche Abnahme des Sedimentaustrags aufgrund der Verklausung der Rechenelemente und der daraus resultierenden Reduktion der Geschwindigkeit (bzw. Erhöhung der Abflusstiefe) oberhalb des Bauwerks. In einer Wiederholung des Versuchs zeigt sich, dass der Sedimentaustrag durch eine erhöhte Wildholzzugabe auf etwa die Hälfte der Menge ohne Wildholzzugabe reduziert wird. Für die *Sperrenvariante* lässt sich der Effekt nicht klar quantifizieren, da selbst bei dem Versuch ohne Wildholz nur sehr geringe Austragsmengen festzustellen sind.

6.2.2. Kontinuierlicher Austrag

Es zeigt sich, dass erst ab dem beginnendem Maximalabfluss von (27 l/s) mit einem messbaren Anstieg des Geschiebeaustrags zu rechnen ist. Diese Beobachtung deckt sich mit den "Zeitraffer"-Versuchsvideos, in denen deutlich zu erkennen ist, wie die Ablagerungsfront langsam flussabwärts wandert, und etwa beim Maximalabfluss das Beckenende bzw. das Abschlussbauwerk erreicht. Am abfallenden Ast der Ganglinie nimmt der Geschiebeaustrag kontinuierlich ab. Das spiegelt sich an der degressiv steigenden Summenkurve des Geschiebeaustrags wieder. Der Rückstaueffekt der *Rechenvariante* und die damit verbundene Reduktion der Fließgeschwindigkeit hat eine Verringerung des Geschiebeaustrags zur Folge. Der gleiche Effekt stellt sich durch die (Teil-)Verklausung des Rechenbauwerks ein. Dadurch kommt es zu einer progressiven Reduktion des Abflussquerschnittes und folglich zu einer Erhöhung des Ablagerungsvolumens oberhalb des Bauwerkes. Wie die Wiederholung des Versuchs mit einem erhöhten Anteil an Wildholz zeigt, hängt die Ablagerungsmenge vom Wildholzanteil ab (Abb. 6.3).

Da bei der *Buhnenvariante* und *Sperrenvariante* das Geschiebe nahezu vollständig im GAP zurückgehalten wird (Gesamtaustrag 0 kg bis ca. 10 kg, siehe Abb. 6.2), ist die Darstellung der Summenkurven für diese Varianten nicht relevant.



Abb. 6.3.: Reinwassermodellganglinie für das Szenario 1 mit den gemittelten, kontinuierlichen Geschiebeaustragssummenkurven für die *Nullvariante* [VA1], die *Rechenvariante* [VA2] und die Summenlinie die *Rechen - Wildholzvariante* [VA2]

6.2.3. Längsschnitt der Ablagerungen

Der Vergleich der Ablagerungen der verschiedenen Varianten im Längsschnitt zeigt, dass das Verlandungsgefälle bei allen Varianten einheitlich ist und zwischen 1.7° und 1.9° liegt (Abb. 6.6). Zum Vergleich liegen die berechneten Verlandungsgefälle mit 1.4° bzw. 2.6° unterhalb bzw. oberhalb der gemessenen Werte (Tab. 6.3).





(e) SZ1 VA3 00

(f) SZ1 VA4 00





(d) SZ1 VA1 00

(e) SZ1 VA2 01

(f) SZ1 VA5 00

Abb. 6.5.: Höhenmodelle und Photos der Ablagerungen nach dem Szenario 1 der *Rechenvariante* [VA2], *Rechen - Wildholzvariante* [VA2 01] und *Rechen - Spornvariante* [VA5]

Es liegen keine Aufzeichnungen über das Verlandungsgefälle in der Natur nach Hochwasserereignissen vor. Die Luftbilder von 2003 lassen aber den Schluss zu, dass die natürliche Verlandung parallel zum Gefälle der Dammkronen des GAP erfolgt ist und somit 2 % als realistischer Wert angenommen werden kann. Dies deckt sich gut mit den gemessenen Werten aus den Modellversuchen (Tab. 6.3).

In Abb. 6.6 ist deutlich die Kolkbildung unterhalb der Einlauframpe zu erkennen, sowie die Erosionsrinnen oberhalb des *Sperrenbauwerks* und des *Buhnenbauwerks*. Im Fall der *Nullvariante* und *Rechenvariante* ist die Oberkante der Rampe am Beckenauslass als Sohlenfixpunkt zu betrachten.

Tab. 6.3.: Gemessene Verlandungsgefälle und berechnete Verlandungsgefälle nach Hampel (1974), Smart und Jäggi (1983) für das Szenario 1

Code	Verlandungsgefälle [°]					
	gemessen	Hampel	Smart/Jäggi			
SZ1 VA1 00	1.83	1.41	2.65			
SZ1 VA2 00	1.66	1.41	2.62			
SZ1 VA3 00	1.76	1.41	2.59			
SZ1 VA4 00	1.67	1.41	2.59			
SZ1 VA5 00	1.89	1.41	2.62			



Abb. 6.6.: Längschnitt durch die Ablagerungen der Nullvariante [VA1], der Rechenvariante [VA2], der Buhnenvariante [VA3], der Sperrenvariante [VA4] und der Rechen - Spornvariante [VA5] des Szenarios 1

6.2.4. Zusammenfassung

Für das Szenario 1 sind alle Varianten geeignet, um einen Großteil des anfallenden Geschiebes abzulagern. Bei der *Nullvariante* und *Rechenvariante* (ohne Wildholz) werden 70 - 80 % des Geschiebes zurückgehalten. Bei der *Buhnenvariante* bzw. *Sperrenvariante* kommt es zu einem gänzlichen Rückhalt des Geschiebes.

Bei Betrachtung des gesamten GAP kann angenommen werden, dass das aus dem oberen Teilbecken ausgetragene Geschiebe im mittleren Teilbecken zurückgehalten wird. Die Versuche mit Wildholz zeigen einen deutlich erhöhten Geschieberückhalt für die *Rechenvariante*. Im Fall der *Sperrenvariante* kann dieser Effekt nicht quantifiziert werden, da es in jedem Fall zu einem gänzlichen Geschieberückhalt kommt.

6.3. Resultate Szenario 2 [SZ2]

Dem Szenario 2 wurde, wie dem Szenario 1, die Bemessungsganglinie mit der Jährlichkeit von 150 Jahren zugrunde gelegt. Im Unterschied zu Szenario 1 wurde die Ganglinie zweimal hintereinander durchlaufen, ohne die Ablagerungen des ersten HQ150-Durchlaufs zu entfernen. Dieses Szenario wurde gewählt um das Ablagerungs- und Erosionsverhalten des Geschiebes im Ablagerungsplatz zu untersuchen, falls nach einem HQ150-Ereignis der Geschiebeablagerungsplatz (GAP) nicht geräumt wird und ein ähnliches Ereignis nochmals stattfindet. Die Geschiebezugabe erfolgt auf Basis der Geschiebetransportformel nach RI-CKENMANN (1990). Damit ergibt sich eine Geschiebemenge mit einem Feststoffvolumen von ca. 17800 m³ (ca. 47200 t) in der Natur, die ca. 0.66 m³ (ca. 1800 kg) im Modell entspricht.

6.3.1. Ablagerung - Austrag

Tab. 6.4 und Abb. 6.7 geben einen Überblick über die Ablagerungs- und Austragsmengen der durchgeführten Versuche für das Szenario 2.

Code	Zugabe		Ablagerung		Austrag	Beckenausnutzung
	[kg]	[kg]	[% Zugabe]	[kg]	[% Zugabe]	[%]
SZ2 VA1 00	1813	1135	63	678	37	64
SZ2 VA1 10		502	28	633	35	28
SZ2 VA3 00	1842	1628	88	214	12	98
SZ2 VA4 00	1842	1591	86	251	14	93
SZ2 VA4 10		1383	75	208	11	66

Tab. 6.4.: Übersicht der Messergebnisse des Szenarios 2 für die *Nullvariante* [VA1], *Buhnenvariante* [VA3], und *Sperrenvariante* [VA4] mit den dazugehörigen Spülungen.

Es zeigt sich, dass die *Nullvariante* (37 % Austrag) im Vergleich zur *Buhnenvariante* (12 % Austrag) und zur *Sperrenvariante* (14 % Austrag) einen mehr als doppelt so hohen Geschiebeaustrag hat. Der Unterschied beim Austrag zwischen Buhnen und Sperre fällt kaum ins Gewicht.

Der Ausnutzungsgrad beträgt bei der *Buhnenvariante* und *Sperrenvariante* nahezu zu 100 %. Wie dem Szenario 1, wird auch diesem Szenario ein maximales Gesamtablagerungsvolumen von 30000 m³ in der Natur, bzw. 1.1 m³ im Modell, zugrunde gelegt. Bei der *Nullvariante* wird das potentielle Ablagerungsvolumen zu etwa 2/3 ausgenutzt. Im Zuge



Abb. 6.7.: Überblick der Sedimentablagerungen und -austräge des Szenario 2 für die *Nullvariante* [VA1], *Buhnenvariante* [VA3], und *Sperrenvariante* [VA4].

des Gesamtkonzeptes des GAP ist davon auszugehen, dass im Falle des Auftretens dieses Szenarios das ausgetragene Geschiebevolumen im mittleren Teilbecken des GAP, dem ein Gesamtablagerungsvolumen von 55000 m³ zugrunde gelegt wird, zur Ablagerung gelangt. Bei der *Nullvariante*, bzw. bei der Spülung dieser Variante, werden zwischen 633 kg bis 678 kg (17000 kg bis 18300 kg in der Natur) ausgetragen. Diese Menge entspricht 20 % des potentiellen Ablagerungsvolumens des mittleren Teilbeckens des GAP. Bei den anderen beiden Varianten werden 6-8 % des potentiellen Ablagerungsvolumen in Anspruch genommen.

6.3.2. Kontinuierlicher Austrag

Bei der Nullvariante setzt der Geschiebeaustrag sofort ein. Bei der Buhnenvariante und der Sperrenvariante kommt es erst bei einem Abfluss von 19.7 l/s zu einem messbaren Anstieg des Geschiebeaustrags. Gesamt liegt der Austrag der Nullvariante wesentlich höher als der Austrag der anderen beiden Varianten. Es ist gut zu erkennen, dass bei der Nullvariante mit steigendem Wasserabfluss der Geschiebeaustrag stark zunimmt. Am abfallenden Ast der Ganglinie nimmt der Austrag wieder ab.

Bei der *Buhnenvariante* und *Sperrenvariante* ist dieser Effekt in geringerem Ausmaß zu beobachten, da die Konstruktionsart der Sperre bzw. Buhnen einen Rückstau des Wassers am Bauwerk verursacht. Die dadurch entstandene Verringerung der Strömungsgeschwindigkeit bedingt ein früheres Ablagern des Geschiebes. Im "Zeitraffer"-Versuchsvideo ist



Abb. 6.8.: Höhenmodelle der Ablagerungen nach dem Szenario 2, der *Nullvariante* [VA1], der *Buhnenvariante* [VA3] und der *Sperrenvariante* [VA4]



Abb. 6.9.: Reinwassermodellganglinie für das Szenario 2 mit dem kontinuierlichen Geschiebeaustrag für die *Nullvariante* [VA1], die *Buhnenvariante* [VA3] und die *Sperrenvariante* [VA4]



(a) Versuchsbeginn

(b) Abfluss 27 l/s $(133m^3/s \text{ Natur})$

(c) Versuchsende

Abb. 6.10.: Zeitreihe der Ablagerungen bei der Nullvariante

gut zu beobachten, wie sich die Ablagerungsfront langsam vom hinteren Abschnitt des Beckens nach vorne auf die Sperre zubewegt (Abb. 6.12). Diese, durch den Wasserrückstau, entstandene Barriere hält das Geschiebe zusätzlich zurück und der Geschiebeaustrag wird verringert.

Bei der Sperrenvariante (+ 2 %) kommt es im Vergleich zur Buhnenvariante zu einem höheren Geschiebeaustrag. Dieser könnte durch die Konstruktion bzw. Anordnung der Abflusssektion zur Fließrichtung resultieren. Bei der Sperrenvariante liegt die Abflusssektion im rechten Winkel zur Fließrichtung. Bei der Buhnenvariante liegt die Abflusssektion in der Fließrichtung, woraus sich ein längerer Weg ergibt. Ersichtlich wird dieser Effekt beim Erreichen des Minimalabflusses von 3.7 l/s. Hier flacht sich die Austragskurve der Buhnenvariante stärker ab als die der Sperrenvariante Abb. 6.9.

6.3.3. Reinwasserspülung

Die Dauer der Reinwasserspülung beträgt 80 min (ca. 7.5 h in der Natur).

Die Summenkurven des Sedimentaustrags für die *Nullvariante* und *Sperrenvariante* bei der Reinwasserpülung (keine Sedimentzugabe) mit den Ganglinien des HQ5 bzw. HQ10 sind in Abb. 6.13 dargestellt.



(a) Abfluss 19 l/s (93 m³/s Natur) Versuchszeit 5min (28 min Natur)



(b) Abfluss 27 l/s (133 m 3 /s Natur) Versuchszeit 8min (44min Natur)



(c) Abfluss 21 l/s (104 m^3/s Natur) Versuchszeit 13min (71min Natur)

Abb. 6.11.: Zeitreihe über Fortschreiten der Verlandungsfront in Richtung Buhnenbauwerk



(a) Abfluss 27 l/s (133 m 3 /s Natur) Versuchszeit 8min (44min Natur)

(b) Abfluss 27 l/s (133 m 3 /s Natur) Versuchszeit 13min (71min Natur)

(c) Abfluss 9 l/s (44 m 3 /s Natur) Versuchszeit 20min (110min Natur)

 ${\bf Abb.} \ {\bf 6.12.:} \ {\bf Zeitreihe} \ \ddot{{\bf u}} ber \ {\bf Fortschreiten} \ der \ Verlandungsfront \ in \ {\bf Richtung} \ {\bf Sperrenbauwerk}$



Abb. 6.13.: Reinwasserganglinien HQ5 und HQ10, mit dem kontinuierlichen Geschiebeaustrag für die Spülung der Ablagerungen des SZ2, für die *Nullvariante* [VA1] mit dem HQ10 und, *Sperrenvariante* [VA4] mit dem HQ5

Die mit der Software CATMAN aufgezeichneten Daten zeigen für die Austragskurve bei der *Sperrenvariante* unrealistisch hohe Werte an, der Verlauf ist allerdings qualitativ schlüssig und mit anderen Varianten vergleichbar. Aus diesem Grund wurde die Kurve auf den direkt am Ende jedes Versuchs am Messkraftverstärker abgelesenen und verlässlichen Endwert (Gesamtaustrag) skaliert. Es wird unterstellt, dass es sich dabei um einen multiplikativen Aufzeichnungsfehler der Software handelt, der die Form der Kurve jedoch nicht verändert. Die Kurve der *Sperrenvariante* wurde auf den Endaustrag von 208 kg skaliert.

Bei erster Betrachtung fällt der große Unterschied der beiden Kurven ins Auge. Das liegt daran, dass beim Abspülen der *Nullvariante* das HQ10 gewählt wurde und dass das Austragsverhalten der *Nullvariante* grundsätzlich höher ist als das der *Sperrenvariante*. Der Verlauf der *Nullvarianten* Kurve bleibt zunächst linear. Nach ca. 2000 Sekunden verflacht die Kurve und endet bei einem gesamten Austrag von 633 kg. Dieser Wert entspricht 56 % des Volumens der Ablagerung *Nullvariante* bzw. rund 30 % der gesamten eingebrachten Geschiebemenge. Die Verflachung der Kurve ist darauf zurückzuführen, dass sich der Hauptstromstrich zu diesem Zeitpunkt am orographisch rechten Ufer bis zur Beckensohle eingetieft hat und es aufgrund der festen Sohle nur noch zu leichter Seitenerosion zum orographisch linken Ufer kommt (siehe Abb. 6.14).



 (a) Abfluss 10 l/s (49m³/s Natur)Zeit 5min (27min Natur)





(b) Abfluss 10 l/s (49m³/s Natur)Zeit 38min (208min Natur)

(c) Abfluss 10 l/s $(49m^3/s \text{ Natur})$ Zeit 64min (350min Natur)

Abb. 6.14.: Zeitreihe vom Beginn des Abspülversuches der *Nullvariante* [VA1] (10 l/s) über die beginnende Eintiefung bis zum Erreichen der Beckensohle mit leichter zum orographisch linken Ufer hin fortschreitender Erosion

Bei Betrachtung der Austragskurve der Sperrenvariante fällt auf, dass die Steigung bzw. Abflachung geringer ausfällt als bei der vorhergehenden Kurve. Das liegt zum einen am geringeren Ausspülabfluss (6 l/s im Vergleich zu 10 l/s), zum anderen an der Verbauungsvariante. Der Austrag beträgt bei der Sperrenvariante 208 kg. Das entspricht 13 % der Ablagerung Sperrenvariante und 11 % der gesamten eingebrachten Geschiebemenge. Bei der Spülung mit dem HQ5 (6 l/s) ist in Abb. 6.15 zu beobachten, dass sich der Abfluss zuerst am linken und rechten Ufer ausbildet. Im Bereich von Sekunde 3300 bis 4000 verlagert sich der Abfluss an das orographisch rechte Ufer. Betrachtet man die Austragskurve für die Sperrenvariante, ist eine leichte Verflachung der Kurve während dieser Zeitspanne zu erkennen. Es ist darauf hinzuweisen, dass in beiden Fällen (Nullvariante wie auch Sperrenvariante) das orographisch rechte Ufer hydraulisch besonders stark beansprucht wird.

6.3.4. Längsschnitt der Ablagerungen

Es zeigt sich wie bei den vorhergehenden Versuchen ein einheitliches Verlandungsgefälle von 1.76° (*Buhnenvariante*) und 1.64° (*Sperrenvariante*) (Abb. 6.16). Diese Werte liegen zwischen Ergebnissen aus den empirischen Formeln für das Ablagerungsgefälle nach



 (a) Abfluss 6 l/s (30m³/s Natur)Versuchszeit 7min (38min Natur)



(b) Abfluss 6 l/s (30m³/s Natur)Versuchszeit 34min (186min Natur)



(c) Höhenmodell SZ2 VA4 10

Abb. 6.15.: Zeitreihe vom Beginn des Abspülversuchs der *Sperrenvariante* [VA4] (6 l/s), dem Ausbilden zweier Fließarme und dem Einpendeln des Abflusses am orographisch rechten Ufer

Hampel (1974) sowie Smart und Jäggi (1983) mit 1.41° bzw. 2.6° (im Mittel)(Tabelle 6.5). Obwohl bei Szenario 2 fast die doppelte Menge an Geschiebe abgelagert wurde, waren die hydraulischen Bedingungen bei der Ablagerung gleich und es stellt sich ein ähnliches mittleres Verlandungsgefälle wie bei Szenario 1 ein. Bei der *Sperrenvariante* ist sowohl die Kolkbildung unterhalb der Einlauframpe, als auch die Erosionsrinne vor dem Sperrenbauwerk deutlich zu erkennen. Bei der *Buhnenvariante* ist der Kolk weniger ausgeprägt, und die komplexeren Bedingungen bei Umströmung der Buhnen zeigen keine Abflussrinnenbildung. In Anbetracht der ähnlichen Verlandungsgefälle aller Varianten bei Szenario 1 und 2 kann davon ausgegangen werden, dass das Verlandungsgefälle der *Nullvariante* ebenfalls einen Wert zwischen 1.65° und 1.8° einnimmt, und dass der Sohlenfixpunkt an der Oberkante der Rampe zum zweiten Teilbecken des GAP liegt. Diese Abschätzung ist konsistent mit der gesamten Ablagerungsmenge von 1130 kg.

6.3.5. Zusammenfassung

Alle überprüften Varianten sind in der Lage, einen Großteil des Sediments zurückzuhalten. Bei der *Buhnenvariante* und der *Sperrenvariante* wird ein Auslastungsgrad von fast

Tab. 6.5.: Gemessene Verlandungsgefälle und berechnete Verlandungsgefälle nach Hampel (1974), Smart und Jäggi (1983) für das Szenario 2

Code	Verlandungsgefälle [°]				
	gemessen	Hampel	Smart/Jäggi		
SZ2 VA3 00	1.76	1.41	2.59		
SZ2 VA4 00	1.64	1.41	2.59		



Abb. 6.16.: Längschnitt durch die Ablagerungen der *Buhnenvariante* [VA3] und der *Sperrenvariante* [VA4] des Szenarios 2

100~%für das oberste Teilbecken des GAP erreicht. Weder im Einlaufgerinne noch im Ablagerungsbereich werden kritische Stellen (Überbordung) oder ungünstige Ablagerungsgeometrien beobachtet. Ausgehend vom gemessenen Verlandungsgefälle der verschiedenen Varianten kann angenommen werden, dass das aus dem oberen Teilbecken ausgetragene Geschiebe gänzlich im mittleren Teilbecken des GAP abgelagert wird. Ein erheblicher Anfall von Wildholz im Abfluss hat nur für die *Sperrenvariante* Konsequenzen, da sowohl die *Nullvariante* als auch die *Buhnenvariante* keine Rückhaltefunktion bezüglich Wildholz erfüllen. Sollte es zu einer kompletten Verklausung der Öffnungen beim Sperrenbauwerk kommen, ist mit höheren Ablagerungerungen zu rechnen. Es ist zu erwarten, dass auch hier das Verlandungsgefälle zwischen 1.65° und 1.8° beträgt und sich ein Fixpunkt an der Überfallsektion der Sperre befindet, wodurch eine Auflandung im Einlaufgerinne die Folge sein kann.
6.4. Resultate Szenario 3 [SZ3]

Dem Szenario 3 wurde die rekonstruierte Ganglinie des Hochwassers 2003 zu Grunde gelegt. Die Geschiebezugabe erfolgt wie bei den vorhergehenden Szenarien auf Basis der Geschiebetransportformel nach RICKENMANN (1990). Das entspricht einer totalen Geschiebemenge mit einem Feststoffvolumen von 38500 m³ (rund 102000 t) in der Natur und ca. 1.42 m³ (rund 3750kg) im Modell. Bei allen Versuchen des Szenarios 3 wurden die Versuche zwischenzeitlich unterbrochen, da die Kapazität des Absetzbeckens zu gering war um die Austragsmenge der einzelnen Versuche zu fassen. Daraus resultiert eine geringfügige Verzerrung der gemittelten Abflusskurve (siehe Abb. 6.19 bei etwa 4000 bzw. 5000 Sekunden).

6.4.1. Ablagerung - Austrag

Tab. 6.6.: Übersicht der Messergebnisse des Szenarios 3, für die *Nullvariante* [VA1], *Buhnenvariante* [VA3], und *Rechen - Spornvariante* [VA5] mit den dazugehörigen Spülungen.

Code	Zugabe	\mathbf{A}	blagerung		Austrag	Beckenausnutzung
	[kg]	[kg]	[% Zugabe]	[kg]	[% Zugabe]	[%]
SZ3 VA1 00	3709	1460	39	2249	61	81
SZ3 VA1 10		832	83	628	17	46
SZ3 VA3 00	4058	2004	49	2054	51	112
SZ3 VA3 10		1201	80	803	20	71
SZ3 VA5 00	3701	1517	41	2184	59	83
SZ3 VA5 10		957	85	560	15	52

Bei dieser Versuchsreihe sind Sedimentausträge von 2054 kg bis 2249 kg während der Ereignisganglinie und Sedimentausträge von 560 bis 803 kg während der Reinwasserspülung mit dem HQ5 bzw. dem HQ10 zu beobachten. Es ist notwendig den jeweiligen Austrag relativ zur Zugabe zu betrachten, da bei der *Buhnenvariante* rund 10 % mehr Material während des Versuchs zugegeben wurde. Der Grund für die erhöhte Sedimentzugabe war eine Dichtungslippe beim Vorratsbehälter, welche während des Versuchs kaputt wurde. Dadurch rieselte konstant Sand aufs Förderband. Relativ gesehen ergeben sich somit Sedimentausträge von 51 % bis 61 % bei den Ereignisganglinien. Die *Nullvariante*, also jene die den höchsten Austrag aufweist, zeigt dabei die geringste Beckenausnutzung von 81 %. Interessanterweise zeigt die *Rechen - Spornvariante* eine ähnliche Beckenausnutzung



Abb. 6.17.: Überblick der Sedimentablagerungen und -austräge für die Varianten des Szenario 3

von 83 %. Dies ist insofern bemerkenswert, da durch die Sporn-Elemente der Abflussquerschnitt deutlich eingeengt wird und mit einer erhöhten Fließgeschwindigkeit auch mit einem erhöhten Austrag zu rechnen wäre. Offensichtlich wird der Austrag durch die erhöhte Ablagerungsbereitschaft längs zwischen den Sporn-Elementen wieder reduziert. Die größte Beckenausnutzung ergibt sich bei der *Buhnenvariante* von 112 %. Es kommt zu Verlandungen im Einlaufgerinne (siehe Abb. 6.18). Das Verlandungsgefälle stellt sich annähernd parallel zum Längsgefälle der Dammkrone ein und das gesamte Becken wird beinahe bis zum Freibord mit Sediment aufgefüllt.

6.4.2. Kontinuierlicher Austrag

Bei der Buhnenvariante beginnt der Sedimentaustrag erst gegen Ende des maximalen Durchflusses von 25 l/s, während bei der Nullvariante und Rechen - Spornvariante der Austrag deutlich früher einsetzt (Abb. 6.19). Danach steigt dieser bei der Buhnenvariante am steilsten an. Im Zeitraffervideo ist dies sehr gut zu erkennen, da genau zu dieser Zeit die Ablagerungsfront die beiden Buhnenelemente erreicht und bald eine Vollfüllung des Beckens bis zur Buhnenoberkante gegeben ist. Die Rechen - Spornvariante, wie auch die Nullvariante zeigen im Verlauf sehr ähnliche Austragskurven.

Das Verlandungsgefälle entspricht bei beiden Varianten annähernd der Verbindungslinie zwischen der Oberkante der Rampe beim Einlauf und der Oberkante der Rampe beim Übergang zum zweiten Teilbecken des GAP. Die Zeitraffervideos lassen bei der *Rechen* -



(d) SZ3 VA1 00

(e) SZ3 VA5 00

(f) SZ3 VA3 00



Spornvariante einen deutlichen Unterschied zu den beiden anderen Varianten erkennen. Der Hauptstromstrich wird bei der *Rechen - Spornvariante* eher in Beckenmitte gelenkt. Die Zugabe von Kaliumpermanganat als Tracersubstanz zeigt dies sehr gut (Abb. 6.20 (a)). Die Ablagerungsfront erreicht den Wildholzrechen zuerst in der Mittelachse des Beckens (siehe Abb. 6.20 (b)).



Abb. 6.19.: Reinwassermodellganglinie für das Szenario 3 mit dem kontinuierlichen Geschiebeaustrag für die Nullvariante [VA1], die Buhnenvariante [VA3] und die Rechen - Spornvariante [VA5]

6.4.3. Reinwasserspülung

Die Reinwassermenge entspricht bei der *Buhnenvariante* einem HQ10 (10 l/s im Modell bzw. 50 m³/s in der Natur) und bei den anderen Varianten einem HQ5 (6 l/s im Modell bzw. 30 m³/s in der Natur) (Abb. 6.21). Die Ergebnisse sind in Tab. 6.6 und in Abb. 6.17 dargestellt.

Der Austrag beträgt bei der *Nullvariante* 628 kg. Das entspricht 43 % der Ablagerung bzw. 17 % des Gesamteintrages. Der Hauptstromstrich und die damit verbundene Erosion richtet sich zu Beginn des Versuchs zum orographisch linken Ufer, teilt sich während des Versuchs in zwei Arme und fließt entlang des rechten und linken Ufers. Gegen Ende konzentriert sich der Abfluss ausschließlich am rechten Ufer (Abb. 6.22(c)).



(a) SZ3 VA2 00



(b) SZ3 VA2 00

Abb. 6.20.: Hauptstromstrich der Rechen - Spornvariante [VA5] beim Szenario 3



Abb. 6.21.: Reinwasserganglinien HQ5 und HQ10, mit dem kontinuierlichen Geschiebeaustrag für die Spülung der Ablagerungen des SZ3, für die *Buhnenvariante* [VA1] und die *Sperrernvariante* [VA4]

Bei der Rechen - Spornvariante beträgt der Austrag 560 kg, was 37 % der Ablagerung bzw. 15 % des Gesamteintrages entspricht. Bei dieser Variante wurde der Hauptstromstrich zu verschiedenen Zeitpunkten mit Kaliumpermanganat als Tracersubstanz visualisiert. Während der gesamten Versuchsdauer von 80 Minuten wurde beobachtet, dass sich der Hauptstromstrich vom Einlaufgerinne zum orographisch linken Ufer, also diagonal über das Becken konzentriert. Dies ist vor allem auf den obersten Sporn auf der orographisch rechten Seite zurückzuführen. Die Geschiebeaustragskurve (Abb. 6.21) ist über den gesamten Versuch hinweg annähernd linear, da das Reinwasser die Ablagerungen nicht bis auf die Sohle des Modells zu erodieren vermochte und sich das Abflussbild über die gesamte Zeit ähnlich gestaltet hat. Somit war das erodierbare Geschiebepotential gleich bleibend. Das "Zeitraffer"-Versuchsvideo zeigt, dass es zwar zu einer Ablenkung des Hauptstromstriches zur Mitte hin kommt, zwischen den Sporn-Elementen aber trotzdem an der Böschung eine gewisse Abfluss- und Erosionskonzentration zu beobachten ist. Dieser Effekt ist zwar nicht so stark ausgeprägt wie bei den Varianten ohne zusätzliche Ufersicherung, dennoch scheint es fraglich, ob sich durch die Anordnung von Spornen eine Ufersicherung in Beton vermeiden lässt. Die Auswertung des 3D Laserscans (deutliche Erosionsrinnen) bestätigt die geringe Effizienz dieser Variante zur Böschungssicherung. Tatsache ist jedoch, dass vor allem der orographisch rechte oberste Sporn einer außerordentlichen hydraulischen Belastung ausgesetzt ist und vor allem aufgrund des starken Geschiebetriebs im Hochwasserfall äußerst massiv auszuführen wäre.

Der Spülversuch für die Buhnenvariante wurde mit dem HQ10 (10 l/s im Modell, 50 m³/s in der Natur) simuliert. Der Austrag hierbei betrug 803 kg. das entspricht 40 % der Ablagerung bzw. 20 % des Gesamteintrags. Die Geschiebeaustragskurve ist bei diesem Versuch zu Beginn steil und flacht gegen Ende hin kontinuierlich ab. Das ist darauf zurückzuführen, dass aufgrund der Ablagerungen im Einlaufgerinne zu Beginn mehr Material zur Verfügung steht und sich auch der gesamte Abfluss vom orographisch rechten Ufer über die Mittelachse des Beckens hin gleichmäßig ausbreitet. Während der gesamten Spülung kommt es zu keiner Erosion am orographisch linken Ufer.

6.4.4. Längsschnitt der Ablagerungen

Für alle drei Varianten ergibt sich einheitlich ein Längsgefälle der Ablagerungen zwischen 2.07° und 2.09°, also ein leicht erhöhter Wert im Vergleich zu den Verlandungsgefällen der Szenarien 1 und 2 (Abb. 6.25). Das Verlandungsgefälle nach Hampel (1974), ist mit 1.84°



 (a) Abfluss 6 l/s (30 m³/s Natur) Versuchszeit 15min (82 min Natur)



(b) Abfluss 6 l/s ($30 m^3/s$ Natur) Versuchszeit 44min (4 h Natur)



Abb. 6.22.: Verlauf des Spülversuchs mit dem HQ5 für die *Nullvariante* [VA1], sowie das Höhenmodell der Ablagerungen nach dem Versuch



Abb. 6.23.: Verlauf des Spülversuchs mit HQ5 für die *Rechen - Spornvariante* [VA5], sowie das Höhenmodell der Ablagerungen nach dem Versuch



(a) Abfluss 10 l/s (49 m^3/s Natur) Versuchszeit 2 min (10 min Natur)





(b) Abfluss 10 l/s (49 m³/s Natur) Versuchszeit 75 min (6,8 h Natur)

Abb. 6.24.: Verlauf des Spülversuchs mit HQ10 für die *Buhnenvariante* [VA3], sowie das Höhenmodell der Ablagerungen nach dem Versuch

leicht unter dem gemessenen Wert. Im Gegensatz dazu ergibt die Formel nach Smart und Jäggi (1983) Werte von 2.5° bis 2.6° (Tabelle 6.7).

Tab. 6.7.: Gemessene Verlandungsgefälle und berechnete Verlandungsgefälle nach Hampel (1974), Smart und Jäggi (1983) für das Szenario 3

Code	Verla	andungsgefälle [°]		
	gemessen	Hampel	Smart/Jäggi	
SZ3 VA1 00	2.07	1.84	2.61	
SZ3 VA3 00	2.09	1.84	2.53	
SZ3 VA5 00	2.07	1.84	2.55	

Deutlich zu erkennen ist die Kolkbildung (Abb. 6.25) unterhalb der Einlauframpe sowie sehr ähnliche Ablagerungshöhen bei der *Nullvariante* und der *Rechen - Spornvariante*. Dies steht im Einklang mit dem Vergleich der Ablagerungsvolumina (Tab. 6.6). Im Gegensatz dazu sind die Ablagerungen im Längsschnitt bei der *Buhnenvariante* bedeutend höher. Der Rückstaueffekt der Buhnen wird dabei sehr gut deutlich. Durch den erhöhten Fixpunkt (Oberkante Buhnen), kommt es durch das gleiche Verlandungsgefälle zu einer Auflandung im Einlaufgerinne. Es ist zu erwarten, dass bei unterstelltem gleichem



Abb. 6.25.: Längschnitt durch die Ablagerungen der *Nullvariante* [VA1], der *Buhnenvariante* [VA3] und der *Rechen - Spornvariante* [VA5] des Szenarios 3

Verlandungsgefälle im Falle eines Sperrenbauwerks ähnliche Auflandungstendenzen im Einlaufgerinne zu beobachten sind.

6.4.5. Zusammenfassung

Bei dem unterstellten Geschiebeanfall der Ereignisganglinie des Szenarios 3 wird die Kapazitätsgrenze des oberen Teilbeckens des GAP erreicht bzw. im Fall der Buhnenvariante überschritten. Bei allen Varianten kommt es zu einem erheblichen Geschiebeaustrag und somit zu einer Beanspruchung des geplanten mittleren Teilbeckens. Ausgehend vom gemessenen Verlandungsgefälle ist jedoch damit zu rechnen, dass das aus dem oberen Teilbecken ausgetragene Geschiebe annähernd gänzlich im mittleren und nur in geringen Mengen im unteren Teilbecken abgelagert wird. Das Ablagerungsverhalten bei der Nullvariante und Rechen - Spornvariante kann als zufriedenstellend betrachtet werden.Rund 40 % des Geschiebeintrags (bezogen auf 2003 ein Feststoffvolumen von rund 15500 m³, bzw. ein Schüttvolumen von 23000 bis 25000 m³ in der Natur entspricht) kommt zur Ablagerung ohne der Gefahr einer Überbordung oder Auflandung im Einlaufgerinne. Die Beckenauslastung beträgt dabei 81 %. Bei der Buhnenvariante ist der höchste Grad der Beckenauslastung, nämlich 112 %, zu beobachten (50 % des Eintrags wird abgelagert), allerdings wurde eine starke Verlandungstendenz im Einlaufgerinne festgestellt. Dies könnte mit einer geringeren Buhnenhöhe reduziert werden. Zu Überbordungen kommt es dabei nicht. Die Buhnenvariante hat die größte Rückstauwirkung mit dem Effekt einer Geschwindigkeitsreduktion des Abflusses und damit verbunden, günstigere Sedimentationsbedingungen. Wie beim Szenario 2 ist bei einem erheblichen Anfall von Wildholz mit

größeren Ablagerungsmengen bei der Sperrenvariante und Rechenvariante zu rechnen. Im Falle einer kompletten Verklausung des Abflussquerschnitts (bei der Sperre wahrscheinlicher als beim Rechen), kann man von Ablagerungen mit einem Gefälle im Bereich von 2° ausgehen, allerdings ist als Sohlenfixpunkt die Oberkante des jeweiligen Bauwerkes zu erwarten. Sowohl bei der Rechenvariante als auch bei der Sperrenvariante ist - ausgehend vom Szenario 3 - mit einer erheblichen Auflandung im Einlaufbereich (Doppeltrapezprofil) zu rechnen. Der Einbau von Sporn-Elementen zur Ufersicherung bei der Rechenvariante fördert die Abflusskonzentration in die Mitte des Ablagerungsbereichs, kann jedoch trotzdem keine gänzlich zufrieden stellende Ufersicherung gewährleisten. Als kritisch zu betrachten ist vor allem die langfristige Erosions- und Standsicherheit des hydraulisch am stärksten beanspruchten obersten Sporn-Elements.

6.5. Übersicht der Feststoffvolumina

Tab. 6.8.: Übe	rsicht der rückgerechneten Feststoffvolur	nina für den	Prototyp			
Code	Versuchsbezeichnung	Protot	yp Feststoffvo	lumen	Ausnutz	ungsgrad
		Zugabe [m ³]	${f A} {f b} {f l} {f a} {f e} {f r} {f o} {f a} $	$Austrag [m^3]$	Oberes Becken [%]	Mittleres Becken [%]
SZ1 VA1 00	Nullvariante	9292	6398	2894	21	5
SZ1 VA1 00	Nullvariante	9241	7081	2160	24	4
SZ1 VA2 00	Rechenvariante	9231	7336	1895	24	3
SZ1 VA3 00	Buhnenvariante	9384	9384	1	31	I
SZ1 VA3 00	Buhnenvariante	9119	9037	82	30	I
SZ1 VA4 00	Sperrenvariante	9119	2006	112	30	I
SZ1 VA4 00	Sperrenvariante	9384	9333	51	31	I
SZ1 VA5 00	Rechen - Spornvariante	9180	7825	1355	26	2
SZ1 VA2 01	Rechenvariante + Wildholz	9109	8283	825	28	2
SZ1 VA2 01	Rechenvariante + Wildholz	9231	7835	1396	26	3
SZ1 VA4 01	Sperrenvariante + Wildholz	9068	9048	20	30	I
SZ2 VA1 00	Nullvariante	18472	11564	6908	39	13
SZ2 VA1 10	m Nullvariante + RW(HQ10)		5115	6449	17	12
SZ2 VA3 00	Buhnenvariante	18768	16546	2180	55	4
SZ2 VA4 00	Sperrenvariante	18768	16210	2557	54	5
SZ2 VA4 10	${ m Sperrenvariante} + { m RW(HQ5)}$		14091	2119	47	4
SZ3 VA1 00	Nullvariante	37790	14875	22914	50	42
SZ3 VA1 10	m Nullvariante + RW(HQ5)		8477	6398	28	12
SZ3 VA3 00	Buhnenvariante	41346	20418	20928	68	38
SZ3 VA3 10	${ m Buhnenvariante+}\ { m RW(HQ10)}$		12237	8182	41	15
SZ3 VA5 00	Rechen - Spornvariante	37708	15456	22252	52	40
SZ3 VA5 10	Rechen - Spornvariante + $RW(HQ5)$		9751	2909	33	11

7. Schlussfolgerungen

Nach Abschluss der Versuche steht fest, dass die wichtigste Maßnahme im GAP eine Reduktion des Längsgefälles von derzeit rund 2 % auf 1 % darstellt. Erreicht wird das durch zwei Abstürze im GAP. Dadurch entstehen drei Teilbecken mit 1 % Längsgefälle.

Durch diese Maßnahme kann eine Geschiebemenge wie sie mit der Geschiebetransportformel nach RICKENMANN (1990) für 2003 berechnet wurde (38500 m³ Feststoffvolumen, Feinsediment ist dabei nicht miteingerechnet), zur Gänze im GAP zurückgehalten werden. Bei der *Nullvariante* werden rund 40 % des Geschiebes im oberen Teilbecken, welchem eine Kapazität von 30000 m³ zugrunde gelegt wird, zurückgehalten. Das entspricht einem Feststoffvolumen von 15500 m³ (41000 t), bzw. 23000 - 25000 m³ Schüttvolumen in der Natur. Es ist anzunehmen, dass sich das restliche Geschiebe (60 % entspricht rund 35000 m³ Schüttvolumen in der Natur) großteils im mittleren Teilbecken des GAP absetzt. Der GAP erreicht hier seine größte Breite. Dadurch hat das mittlere Teilbecken des GAP das größte Volumen (55000 m³) und es ist aufgrund geringerer Abflusstiefen und eines größeren Rückstaueffekts mit einer höheren Ablagerungsbereitschaft zu rechnen.

Anhand der Resultate der Modellversuche sind bei einer Änderung des Längsgefälles zusätzliche Einbauten nicht zwingend notwendig. Im Falle einer Geschiebebewirtschaftung würde diese jedoch Sinn machen, da sie die Speicherkapazität der Teilbecken besser ausnutzen und man bei kleineren Ereignissen die Bewirtschaftung auf ein Teilbecken konzentrieren kann.

Für den Fall, dass im oberen Teilbecken Einbauten errichtet werden, ist auf deren Höhe zu achten, da bei einem anzunehmenden Verlandungsgefälle von 1,6 bis 2 % die Gefahr besteht, dass das Einlaufgerinne verlandet, wie es im Modell bei der *Buhnenvariante* mit der Hochwasserwelle von 2003 zu beobachten war. Es kam hier zu einer Verlandung im Einlaufgerinne, womit die Speicherkapazität des ersten Teilbeckens um 12 % überschritten wurde. Um dem entgegenzuwirken, ist die Höhe von Einbauten so zu wählen, dass eine Verfüllung des Stauraumes mit einem Verlandungsgefälle von 2 % möglich ist. Die

Oberkante des Bauwerkes gilt dabei als Sohlenfixpunkt.

Die *Rechen - Spornvariante* hat sich als Sicherungsmaßnahme als nicht sehr geeignet erwiesen. Es kam zu einer Abflusskonzentration in Richtung der Mittelachse des GAP. Dennoch ist zu erwarten, dass dieser positive Effekt durch neu entstehende Erosionszonen aufgrund von Strömungsumlagerungen kompensiert wird. Dabei darf man die starke hydraulische Belastung der einzelnen Spornelemente, speziell des ersten Sporns, nicht außer Acht lassen. Um hier eine Standsicherheit zu gewähren, müssten diese kraftschlüssig in den Untergrund eingebunden werden. Eine solche Maßnahme wäre konstruktiv sehr aufwendig und vor allem sehr kostenintensiv. Denkbar ist als Alternative die Sporne in ihrer Geometrie kleiner auszuführen und sie Sohlgurten ähnlich, quasi als "Dammgurte" in regelmäßigen Abständen im Damm einzubauen. Die kostengünstigste und dennoch effektive Maßnahme wäre es, den Ringdamm mit einem großkubaturigen Blockwurf zu sichern.

Hinsichtlich der Maßnahmen zur Filterung von Wildholz ist zu erwähnen, dass seitens der WLV angedacht ist, einen Wildholzfang vor der Schluchtstrecke des Vorderbergerbaches zu errichten. Damit würde deutlich weniger Holz zur Verfügung stehen, welches im Bereich des GAP und in Folge in der Bachkünette, zu Problemen führen könnte. Sollte man sich dennoch entscheiden Wildholz - Maßnahmen im GAP zu treffen, wäre die *Rechenvariante* durchaus zu empfehlen. Zu überlegen ist die Positionierung des Wildholzrechens im GAP. Am ehesten dafür geeignet scheint das mittlere Teilbecken des GAP zu sein . Etwaige Einbauten sollten in diesem Bereich erstellt werden, da der GAP hier seine größte seitliche Ausdehnung hat.Eine völlige Verklausung des gesamten Abflussquerschnittes ist in diesem Bereich am unwahrscheinlichsten und somit die Gefahr einer Überbordung des Ringdammes am geringsten. Der Wildholzproblematik ist bei der Planung von Schutzmaßnahmen in jedem Fall Aufmerksamkeit zu schenken, da das Schwemmholzpotential aufgrund des hohen Bewaldungsgrades des Einzugsgebietes bzw. der relativ großen bewaldeten Gerinnelänge als hoch einzuschätzen ist.

Literaturverzeichnis

- Bollrich, G., G. Preißler, H. Martin, und R. Elze (1989). Spezielle Probleme (1. Aufl Aufl.),
 Volume Bd. 2 of Technische Hydromechanik / Gerhard Bollrich Günter PreißlerHelmut Martin ... Berlin: Verl. für Bauwesen.
- Fehr, R. (1987). Geschiebanalysen in Gebirgsflüssen. Umrechnung und Vergleich von verschiedenen Analyseverfahren. Mitteilung VAW Nr. 92 ETH-Zürich.
- Gourley, H. C. B. (1915). The Flow of water over sharp edged notches and weirs (including appendix). Minutes of the Proceedings Vol. 200, pp. 388-408.
- Hampel, R. (1974). Die Wirkungsweise von Wildbachsperren. Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 11/12, S. 265-273.
- Hübl, J., D. Leber, M. Brauner, S. Janu, G. Volk, H. Holzinger, und H. Gruber (2004). WLS Report 99: Dokumentation der Unwetterereignisse in den Gemeinden St. Stefan/Vorderberg und Freistritz an der Gail, Kärnten, vom 29. August 2003. 111 S., 78 Abb., 31 Tab., 1 Karte, 1 CD-Rom, Im Auftrag der WLV Sektion Kärnten, unveröffentlicht.
- Kobus, H. (1980). *Hydraulic modelling*. Bulletin / German Association for Water Resources and Land Improvement; 7. Hamburg: Parey.
- Kobus, H. (1984). *Wasserbauliches Versuchswesen* (2., rev. Aufl. Aufl.). Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau ; 39. Hamburg u.a.: Parey.
- Le Mehaute, B. (1990). Ocean Engineering Science (Vol. 9, Part B in the Series the Sea, John Wiley and Sons, N.Y., pp. 955-980 Aufl.). Harvard University Press.
- Martin, H. (2000). Technische Hydromechanik 4 (1. Aufl. Aufl.). Bauwesen, Berlin.
- Meyer-Peter, E. und R. Müller (1948). *Formulas for bedload transport*. In Proceedings 2nd metting Int. Assoc. Hydraulic Structures Res., Stockholm, Sweden, Appendix 2, 39-64.

- Palt, S. M. (2001). Sedimenttransportprozesse im Himalaya-Karakorum und ihre Bedeutung für Wasserkraftanlagen, Volume H. 209 of Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe (TH) mit Theodor-Rehbock-Wasserbaulaboratorium. Karlsruhe: Inst. für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik.
- Rickenmann, D. (1990). Bedload transport capacity of slurry flows at steep slopes. Mitteilungen der Versuchsanstalt f
 ür Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Z
 ürich, Nr. 103, 249 p. Z
 ürich: VAW der ETH.
- Rickenmann, D. (1997). *Schwemmholz und Hochwasser*, Volume 89. wasser, energie, luft eau, energie, air.
- Schlurmann, T. (2002). *Wasserbauliches Versuchswesen*. LuFG Wasserwirtschaft und Wasserbau, Abteilung Bauingenieurwesen, Bergische Universität Wuppertal.
- Schröder, R. C. M. (1990). Hydraulische Methoden zur Erfassung von Rauheiten. DVWK-Schriften ; 92. Hamburg u.a.: Parey.
- Smart und Jäggi (1983). Sedimenttransport in steilen Gerinnen. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Nr. 64, 191 p. Zürich.
- Totschnig, R. (2007). Estimation of flow conditions in steep torrents.
- Verber, K. (2005). Das Geschieberückhaltebecken am Kasbach bei Jenbach.
- Zeller, J. (1981). Starkniederschläge und ihr Einfluss auf Hochwasserereignisse. Berichte / Eidgenössische Anstalt für das Forstliche Versuchswesen, Nr. 126. Birmensdorf: 62: Eidgen. Anst. für das Forstliche Versuchswesen. Elemente zur Abschätzung der Hochwasserabflüsse kleiner Einzugsgebiete.
- Zollinger, F. (1983). Die Vorgänge in einem Geschiebeablagerungsplatz. Dissertation. Ihre Morphologie und die Möglichkeiten einer Steuerung.

A. Versuche

A.1. Szenario 1



A.1.1. SZ1 VA1 00 Versuch 1

Abb. A.1.: Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA1 00 V1





Abb. A.2.: Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA1 $00~\mathrm{V2}$





Abb. A.3.: Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA200V2



A.1.4. SZ1 VA3 00 Versuch 1

Abb. A.4.: Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA3 $00~\mathrm{V1}$





Abb. A.5.: Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA3 $00~\mathrm{V2}$



50 40 30

20

10 2

3100

A.1.6. SZ1 VA4 00 Versuch 1

Abb. A.6.: Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA4 $00~\mathrm{V1}$

Breite [mm]

2100

2600

111

1600

1000

500

0

600

1100

Institut für Alpine Naturgefahren (IAN)

t Qs [l/s]

Geschiebetransport

0.6

0.4

0.2

0

1%

50





Abb. A.7.: Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA4 $00~\mathrm{V2}$

A.1.8. SZ1 VA5 00



Abb. A.8.: Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA500



A.1.9. SZ1 VA2 01 Versuch 1

Abb. A.9.: Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA2 01 V1





Abb. A.10.: Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA2 00 V2

A.1.11. SZ1 VA4 01



Abb. A.11.: Laserscan und Resultate Versuch SZ1 VA4 01 V1

A.2. Szenario 2

A.2.1. SZ2 VA1 00



Abb. A.12.: Laserscan und Resultate Versuch SZ2 VA1 00

A.2.2. SZ2 VA3 00



Abb. A.13.: Laserscan und Resultate Versuch SZ2 VA3 00

A.2.3. SZ2 VA4 00



Abb. A.14.: Laserscan und Resultate Versuch SZ2 VA4 00

A.2.4. SZ2 VA4 10



Abb. A.15.: Laserscan und Resultate Versuch SZ2 VA4 10

A.3. Szenario 3

A.3.1. SZ3 VA1 00



Abb. A.16.: Laserscan und Resultate Versuch SZ3 VA1 00

A.3.2. SZ3 VA3 00



Abb. A.17.: Laserscan und Resultate Versuch SZ3 VA3 00
A.3.3. SZ3 VA5 00



Abb. A.18.: Laserscan und Resultate Versuch SZ3 VA5 00

A.3.4. SZ3 VA1 10



Abb. A.19.: Laserscan und Resultate Versuch SZ3 VA1 10

A.3.5. SZ3 VA3 10



Abb. A.20.: Laserscan und Resultate Versuch SZ3 VA3 10

A.3.6. SZ3 VA5 10



Abb. A.21.: Laserscan und Resultate Versuch SZ3 VA5 10