

Universität für Bodenkultur

Institut für Alpine Naturgefahren und Forstliches Ingenieurwesen



Peter Jordan Str. 82 A-1190 WIEN Tel.: #43-1-47654-4350 Fax: #43-1-47654-4390

WLS REPORT 87/Band 3



Im Auftrag:

Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung, Sektion Salzburg





Wien, Juni 2003

Band 3

Hydraulische Simulation

des Ereignisses vom 17. Juli 2002 am Fischbach

Im Auftrag von: Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung, Sektion Salzburg GZ: VI/3822-1154/1-2002

Projektleitung: A.o. Univ. Prof. Dr. J. Hübl

Projektverantwortlicher: Moser Markus

Mitarbeiter: Brauner Michael Gruber Harald Holzinger Gerhard Kraus Dagmar Pichler Andreas

Universität für Bodenkultur Institut für Alpine Naturgefahren und forstliches Ingenieurwesen Arbeitsbereich Wildbach – Lawine - Steinschlag Peter Jordan Str. 82 A – 1190 Wien Fax: #43-1-47654-4390

Report Nr.: 87

Referenz (Literaturzitat): HÜBL, J., BRAUNER, M., GRUBER, H., HOLZINGER, G, KRAUS, D., MOSER, M., PICHLER, A. (2003): Hydraulische Simulation des Ereignisses vom 17.Juli 2002 am Fischbach; WLS Report 87/Band 3, Universität für Bodenkultur Wien (unveröffentlicht)

Wien, im Juni 2003

INHALTSVERZEICHNIS

1	ZIE	LSET	ZUNG 1
2	FE	STLE	GUNG DER SIMULATIONSABSCHNITTE 1
3	FE	STLE	GUNG DER RANDBEDINGUNGEN
3.1	٦	ГОРО	GRAPHIE3
3.2	F	-LIEß\	VIDERSTÄNDE4
3.3	Z	ZUBRI	NGER IM ABSCHNITT 35
4	VE	RWEN	IDETE SIMULATIONSMODELLE5
4.1		ANAI	_YTISCHES ABSCHÄTZVERFAHREN NACH FRANK (1951)5
4.2	ł	HEC-F	RAS7
4.3	F	-LDW	AV8
4.4	F	-LUMI	EN8
4.5	F	=LO-2	D9
5	VE	RWEN	IDETE EINGANGSGRÖßEN9
5.1	ŀ	ABSCI	HNITT 19
	5.1.1	1 Ab	schätzverfahren nach FRANK9
	5.1.2	2 He	ec-Ras
	5.1.3	3 FL	DWAV11
5.2	A	ABSCI	HNITT 211
	5.2.1	1 FL	O-2D11
5	5.2.2	2 FL	UMEN
5.3	ŀ	ABSCI	HNITT 312
	5.3.1	1 He	ec-Ras
6	ΗY	DRAU	LISCHE SIMULATION 14
6.1	S	SZEN	ARIO Q NATUR14
(6.1.1	1 Ab	schnitt 114
	6.1	.1.1	Hec-Ras14
(6.1.2	2 Ab	schnitt 215
	6.1	.2.1	FLO-2D15
	6.1	.2.2	FLUMEN

	6.1.3	Abschnitt 3	17
	6.1.3.	1 Hec-Ras	17
6.	2 SZ	ENARIO Q BRUCH	21
	6.2.1	Abschnitt 1	23
	6.2.1.	1 Abschätzverfahren nach FRANK	23
	6.2.1.	2 Hec-Ras	24
	6.2.1.	3 FLDWAV	26
	6.2.1.	4 Vergleich der Ergebnisse	27
	6.2.2	Abschnitt 2	29
	6.2.2.	1 FLO-2D	29
	6.2.2.	2 FLUMEN	
	6.2.2.	3 Vergleich der Ergebnisse	32
	6.2.3	Abschnitt 3	
	6.2.3.	1 Hec-Ras	34
	6.2.3.	2 Vergleich der Ergebnisse	
6.	3 VE	RGLEICH DER SZENARIEN	
	6.3.1	Sperre hm 47,41	
	6.3.2	Rückhaltebecken hm 41,16	
	6.3.3	Hydraulisches Längsprofil von hm 38,1 bis 51,3	41
	6.3.4	Vergleich der simulierten mit den rückgerechneten Abflüssen	42
7	ZUSA	MMENFASSUNG	43
8	SCHL	USSFOLGERUNGEN	45
9	LITER	RATURVERZEICHNIS	46

1 Zielsetzung

Um den Einfluss des Sperrenbruches im Waldbachgraben auf die Abflussdynamik im Fischbach beurteilen zu können (Abbildung 1), wird der Abfluss im Fischbach von hm 38,1 bis hm 54,8 und im Waldbachgraben von hm 0,0 bis hm 3,5 mit Hilfe hydraulischer Simulationsmodelle berechnet. Die Eingangsdaten basieren auf den Ergebnissen, die in Band 2 (Hydrologie) ermittelt wurden.

Die hydraulische Berechnung erfolgt für folgende 2 Szenarien:

- Szenario 1: Abfluss unbeeinflusst (Q Natur)
- Szenario 2: Abfluss mit Sperrenbruch (Q Bruch)

Zur Verifikation der hydraulischen Berechnungsergebnisse im Szenario Q Bruch werden die im Band 1 (Ereignisdokumentation und –analyse) dargestellten Erkenntnisse herangezogen.

Ziel ist aus dem Vergleich der Abflüsse beider Szenarien die Veränderung des Abflusses durch den Sperrenbruch entlang der Fließstrecke des Simulationsabschnittes, bzw. an ausgewählten Profilen zu quantifizieren.

2 Festlegung der Simulationsabschnitte

Der untersuchte Gerinneabschnitt wird zur besseren Darstellung der aufgetretenen Prozesse in 3 Abschnitte untergliedert (siehe Abbildung 1). Der erste Abschnitt dient der Simulation des Sperrenbruches, der zweite Abschnitt der Simulation des Zusammenflusses von Waldbachgraben und Fischbach und der dritte Abschnitt der Simulation der Wellenverformung bis zum Autobahndurchlass.

Diese abschnittsweise Gliederung ermöglicht die Kombination von 1-D und 2-D Modellen, um den Abflussprozess möglichst realitätsnah nachzubilden.



Abbildung 1: Schema Gerinneabschnitte

Jeder Gerinneabschnitt besitzt einen Eingangs- und Ausgangsknoten. Die für das jeweilige Szenario berechnete Abflussganglinie am Ausgangsknoten dient als Eingangsganglinie für den nächsten Abschnitt.

Als Zuflussganglinie für den Abschnitt 1 wird die Abflussganglinie aus dem Teileinzugsgebiet 2 herangezogen. Für das Szenario Q Natur wird diese Ganglinie nur durch die Retentionswirkung der Sperre bei hm 1,29 verformt, für das Szenario Q Bruch wird die Ganglinie entsprechend dem Bruchverhalten der Sperre bei hm 1,29 verändert.

Der Abschnitt 2 besitzt 2 Eingangsknoten. Als Zuflussganglinie wird einerseits die Fischbach-Zuflussganglinie aus dem Teileinzugsgebiet 4 und andererseits, je nach Szenario, die Abflussganglinie aus dem Abschnitt 1 verwendet. Im Abschnitt 2 erfolgt die Überlagerung der Ganglinien sowie die Berechnung der Wellenverformung.

Für den Abschnitt 3 werden die Ganglinien der Szenarien Q Natur und Q Bruch aus Abschnitt 2 als Eingangsgrößen verwendet und bis zum Endknoten bei hm 38,1 unter Berücksichtigung der Einbauten geroutet.

Die hydraulische Simulation im Abschnitt 1 wird 1-D durchgeführt, da der Abfluss vor allem im Gerinne erfolgte und eine größere Genauigkeit durch die Anwendung von 2-D Modellen im Hinblick auf die Unsicherheiten bezüglich der Annahmen für den Sperrenbruch nicht erreicht werden kann. Die komplexe Abflusssituation im Abschnitt 2 rechtfertigt den Einsatz von 2-D Modellen aufgrund der flächigen Ausbreitung im Bereich des Zusammenflusses und der Auslenkung des Abflusses aus dem Waldbachgraben nach Nordosten. Der Abschnitt 3, in dem der Abfluss überwiegend im Gerinne erfolgte, erlaubt den Einsatz von 1-D Modellen mit instationären Berechnungstools.

Zur Plausibilitätsprüfung werden im Abschnitt 1 und 2 die Anschlaglinien, im Abschnitt 3 zusätzlich die zeitlichen Angaben von Augenzeugen herangezogen.

2



Abbildung 2: Ablaufschema Simulation

3 Festlegung der Randbedingungen

3.1 Topographie

Die geodätische Vermessung des Vermessungsbüro Fally wurde modifiziert, sodass ein digitales Höhenmodell von hm 38,1 (Autobahndurchlass) bis hm 54,8 bzw. im Waldbachgraben von hm 0,0 bis hm 3,5 erstellt werden konnte. Problematisch erwies sich die Begrenzung der geodätischen Aufnahmen mit der Anschlaglinie. Deshalb wird das Höhenmodell stellenweise mit Höhenpunkten außerhalb der Anschlaglinie ergänzt.



Abbildung 3: Ausschnitt aus dem modifizierten Höhenmodell (Blickrichtung RHB hm 41,16 bachaufwärts)

Die Schutzbauten im Simulationsabschnitt werden entsprechend den Projektsunterlagen der WLV in das digitale Höhenmodell integriert.

Das modifizierte Höhenmodell dient als topografische Grundlage (Grid, TIN, Profile) sämtlicher Simulationen.

3.2 Fließwiderstände

Die Festlegung der Rauhigkeiten nach STRICKLER erfolgte im Gelände sowohl für das Gerinne selbst (Sohle, Uferbereich) als auch für das Vorland. Die verwendeten Rauhigkeiten sind der Tabelle 1 zu entnehmen.

Bereiche	Stricklerbeiwert k _{st}
Sohle	28
Uferbereich natur	18
Grobsteinschlichtung	25
Vorland	15
Strasse asphaltiert	70
Betonflächen	60





Abbildung 4: Ausschnitt aus der Karte der Fließwiderstände

3.3 Zubringer im Abschnitt 3

Im Abschnitt 3 werden 2 linksufrige Zubringer bei hm 42,0 und hm 47,9 berücksichtigt. Der Abfluss aus dem korrespondierenden Teileinzugsgebiet 1 wird auf diese Zubringer gleichmäßig aufgeteilt.



Abbildung 5: Zuflussganglinie der seitlichen Zubringer aus TG 1 im Abschnitt 3

4 Verwendete Simulationsmodelle

Da in der zu simulierenden Gerinnestrecke der Prozesstyp Reinwasserabfluss überwiegt, werden Simulationsmodelle verwendet, die sich für diesen Verlagerungsprozess bewährt haben.

Im Abschnitt 1 kommt das analytische Abschätzverfahren nach FRANK (1951) und die eindimensionalen Modelle <u>Hec-Ras</u> (<u>Hydrologic Engineering Center / River Analysing System</u>) und FLDWAV (Flood Wave routing model) zum Einsatz.

Der Abschnitt 2 wird mit den 2-D Modellen FLO-2D und Flumen (<u>FLU</u>vial <u>M</u>odelling <u>EN</u>gine) berechnet.

Das Programm Hec-Ras wird auch für den 3. Abschnitt verwendet.

4.1 Analytisches Abschätzverfahren nach FRANK (1951)

Die analytischen Lösungen, die für das Dammbruchproblem vorliegen, gehen in ihren Startbedingungen von einer vertikal stehenden Wasserfront an der Bruchstelle aus. Dies entspricht einem "worst-case" Szenario, da der Bruchvorgang vernachlässigt wird. FRANK (1951) beschreibt den grundsätzlichen Entleerungsvorgang folgendermaßen: "Durch die völlige oder teilweise Beseitigung der Stauwand entsteht eine Öffnung, durch die eine bestimmte Wassermenge abstürzt. Dabei bildet sich im Becken eine flussaufwärts fortschreitende Senkungswelle, deren Höhe sich so einstellt, dass dadurch sekundlich gerade der Raum entleert wird, der durch den Ausfluss aus der Sperre angefordert wird."

Unter der Annahme einer rechteckigen Bresche im Dammkörper wird der Abfluss mit der Entfernung der Stirnwand (zum Zeitpunkt t_o) nach folgender Formel berechnet:

$$Q = \frac{8}{27} \sqrt{g} b H^{\frac{3}{2}}$$

b.....Breschenbreite [m]

g.....Erdbeschleunigung [m/s²]

H.....Stauhöhe [m]

Im Abflussquerschnitt stellt sich zum Zeitpunkt t = 0 eine Sunktiefe z_0 ein.

$$z_o = \frac{5}{9}H$$

z_o.....Sunktiefe [m]

H.....Stauhöhe [m]

Diese Sunktiefe z_o wird solange beibehalten, bis die an der Stauwurzel reflektierte Welle die Bresche wieder erreicht. Diese Feststellung hat FRANK sowohl in der Theorie als auch anhand von Laborversuchen an prismatischen Gerinnen nach EGIAZAROFF (1931) nachgewiesen. Das Absinken des Wasserstandes geht schrittweise vor sich, wobei sich zwischendurch konstante Wasserspiegellagen einstellen. Die Berechnungen und Laborversuche wurden für den Fall Breschenbreite entspricht der Gerinnebreite durchgeführt. Die Laufgeschwindigkeit der Sunkwelle kann durch folgende Gleichung beschrieben werden.

$$a = 3\sqrt{g(H - z_1)} - 2\sqrt{gH}$$

a.....Laufgeschwindigkeit (m/s)

z₁.....Stauhöhe (H) – Energiehöhe (E)

Die Berechnung der Zeit t der Sunkwelle wird mit folgender Formel ermittelt:

$$t = \frac{l}{3\sqrt{g(H - z_1)} - 2\sqrt{gH}}$$

I.....Länge des Staubeckens [m]

t....Zeit [s]

Zur Abschätzung der Abflüsse entlang der Fließstrecke kann das Verfahren nach RADLER (1989) herangezogen werden. Mit diesem einfachen Ansatz kann das Abklingen der Flutwelle an markanten Standpunkten im nachfolgenden Gerinneabschnitt ermittelt werden. Die dafür notwendigen Parameter sind der maximale Abfluss Q_{gr} [m³/s] und die Stauhöhe H [m]. Der Abfluss Q_{gr} wird bachabwärts im Abstand der 100-fachen Stauhöhe auf ein Viertel und im Abstand der 1000-fachen Stauhöhe auf ein Achtel reduziert (siehe Abbildung 6).



Abbildung 6: Abklingen der Flutwelle (RADLER, 1989)

4.2 Hec-Ras

Hec-Ras ist eine "public domain software" die vom Hydrologic Engineering Center for the U.S. Army Corps of Engineers entwickelt wurde. Diese Software ermöglicht eindimensionale stationäre und instationäre Wasserspiegellagenrechnungen sowie Berechnungen der Sedimenttransportkapazität. Die grundlegende Berechnung erfolgt über die Lösung der eindimensionalen Energiegleichung. Die Fließverluste werden nach der Gleichung nach Manning/Strickler berücksichtigt. Bei raschen Änderungen der Wasserspiegellage wird die Momentengleichung angewandt (z.B. beim Wechselsprung). Die berechneten Geschwindigkeiten werden über das Querprofil in definierbaren Abschnitten verteilt ausgegeben.

Die Version Hec-Ras 3.1 ermöglicht eine Dammbruchanalyse zur Berechnung der Auswirkungen der Brüche von Erddämmen und Betonbauwerken. Dabei wird die resultierende Flutwelle im nachfolgenden Gerinneabschnitt mittels instationärem Strömungsvorgang beschrieben. Da das Programm den Bruchvorgang selbst nicht berechnen kann, müssen die Parameter Bruchzeit und Größe der Bresche vorab definiert werden. Eine Beschreibung zum Programm kann man von www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/hecras-document.html herunterladen.

7

4.3 FLDWAV

FLDWAV ist ein eindimensionales Modell zur instationären Flutwellenberechnung, das vom National Weather Service (NWS) entwickelt wurde. Dieses Modell basiert auf der Gleichung von Saint-Venant und bietet zahlreiche Zusatzmodule, wie z.B. Dammbruchanalysen an. Das Modell arbeitet mithilfe von Querprofilen und der Rauhigkeit nach Manning/Strickler. Zur Dammbruchanalyse ist die Dammgeometrie, die Breschenform, der Bruchzeitpunkt und die Bruchart (Piping oder Overtopping) zu definieren.

Details zum Programm findet man im User Manual (FREAD, 1998).

4.4 FLUMEN

FLUMEN wurde an der ETH Zürich von C. BEFFA entwickelt. Dieses 2-D Simulationsprogramm löst auf der Basis einer Dreiecksvernetzung tiefengemittelte Flachwassergleichungen. Die Anwendung von FLUMEN ermöglicht die Simulation sowohl von Reinwasser- als auch Geschiebetransportprozessen. Während des Berechnungsvorgangs wird auf ein Dreiecksnetz zugegriffen, welches die Höheninformation des zu simulierende Bereiches beinhaltet.

Für die Herstellung dieses Netzes sind drei Bearbeitungsschritte erforderlich.

Zunächst wird aus den Koordinaten der vermessenen Geländepunkte, sowie der Information über Umring und Bruchkanten mittels Delaunay Triangulation ein DHM erstellt. Für den selben Simulationsbereich wird im Anschluss daran ein Berechnungsnetz erstellt. Größe und Art der Dreiecksvermaschung können hierbei individuell festgelegt werden. Durch anschließendes Mapping (Überlagerung) der beiden Netze kann die Höheninformation aus dem DHM in das Berechnungsnetz übernommen und somit die topografische Grundlage für den Simulationsbereich aufbereitet werden.

Der Programmablauf wird durch ein Steuerfile festgelegt. Dieses File beinhaltet Angaben über den Zu- und Abflussbereich, die Zuflussganglinie, die Festlegung der Rauhigkeiten, zusätzliche Strukturelemente und den Zeitschritt.

Nähere Informationen zu FLUMEN können unter www.fluvial.ch/m/FlumenMan12.pdf abgerufen werden.

4.5 FLO-2D

FLO-2D ist ein rasterbasiertes zweidimensionales Modell zur Simulation von Reinwasserabflüssen, Abflüssen mit Feststofftransport und Murgängen. Es wurde von Jim S. O'BRIEN 1993 an der Colorado State University entwickelt. FLO-2D berechnet den Abfluss auf Basis einer dynamischen Welle zweidimensional über eine Oberfläche oder eindimensional durch ein Gerinne. Die Berechnung des Zuund Abflusses von der Oberfläche ins Gerinne und umgekehrt ist möglich, ebenso die Simulation von Stau- oder Rückströmeffekten. FLO-2D ermöglicht die Bestimmung von Abflusstiefen und Abflussgeschwindigkeiten zu jedem beliebigen Zeitpunkt in jedem Rasterelement, aber auch die Berechnung von Ganglinien in vordefinierten Rasterelementen oder Querschnitten.

Als Eingabeparameter werden ein digitales Geländemodell, die Gerinnnegeometrie, ein Hydrograph und die rheologischen Eigenschaften des Feststoff-Wasser Gemisches benötigt.

Nähere Informationen findet man im Internet unter www.flo-2d.com/homepage.html.

5 Verwendete Eingangsgrößen

5.1 Abschnitt 1

5.1.1 Abschätzverfahren nach FRANK

Die notwendigen Eingangsgrößen für dieses analytische Verfahren ist die Breschenbreite, die Breite des Gerinnes am Bruchquerschnitt, die Länge des Staubeckens und die Stauhöhe zum Bruchzeitpunkt. Die im Band 1 (Dokumentation und Analyse) definierte Breschengeometrie muss für dieses Verfahren an eine Rechteckform angenähert werden. Die Länge des Staubeckens wird aus dem Längsschnitt der geodätischen Vermessung entnommen. Die Festlegung der Stauhöhe kann auf Grund der dokumentierten Hochwasseranschlaglinie und auf Grund der Verlandungslinie definiert werden. Unter der Annahme, dass beim Bruchvorgang ein Teil des angelandeten Materials abtransportiert wird, wird die maximale Stauhöhe zum Bruchzeitpunkt mit 7,25 m definiert.



Abbildung 7: Längsschnitt durch den Stauraum Sperre Waldbachgraben (hm 1,29)

Die definierten Kenndaten der Bresche sind in der Tabelle 2 dargestellt.

Kenndaten	
Mittlere Breschenbreite	19,5 m
Breite des Gerinnes am Bruchquerschnitt	56,4 m
Länge des Staubeckens	80,0 m
Stauhöhe zum Bruchzeitpunkt	7,25 m



5.1.2 Hec-Ras

Für die Berechnung werden 3 Profile oberhalb und 3 unterhalb der Sperre ausgewählt, sodass einerseits der Stauraum nachgebildet werden kann und andererseits auch ein Teil der nachfolgenden Gerinnestrecke erfasst wird. Die Geometrie der Sperre, die hydraulischen Parameter und die zur Dammbruchanalyse notwendigen Kenndaten (wie z.B. die Breschengeometrie) werden im Menü "Inline Structure – Breach (Plan data)" definiert.

Die festgelegten Breschen Kennwerte sind Tabelle 3 zu entnehmen.

Kenndaten	
Breschenbreite oberhalb	36,8 m
Breschenbreite unterhalb	5,0 m
Breschenunterkante [HK]	642,0 m
"Piping" Höhe [HK]	642,5 m

 Tabelle 3:
 Kenndaten Breschengeometrie f
 ür Hec-Ras



Abbildung 8: Breschengeometrie Sperre Waldbachgraben hm 1,29

5.1.3 FLDWAV

Zur Modellerstellung werden 2 Profile oberhalb der Sperre und 6 Profile unterhalb verwendet. Jedes Profil weist, entsprechend der Modellanforderung, die gleiche Anzahl an Stützpunkten auf. Die Breschengeometrie ist Tabelle 3 zu entnehmen.

5.2 Abschnitt 2

5.2.1 FLO-2D

Für die räumliche Auflösung wird ein 5 m Grid gewählt. Ein Gerinne wird nicht spezifiziert. Der Zufluss des Fischbaches wird auf 1 Rasterelement im Gerinnebereich, der Zufluss vom Waldbachgraben auf 4 Elemente aufgeteilt. Die Abflussganglinie bei hm 51,3 setzt sich aus den Abflüssen von 10 Zellen zusammen. Die 2 Brücken im Waldbachgraben werden nicht in das Modell implementiert.

5.2.2 FLUMEN

Für den Abschnitt 2 wird die maximal zulässige Dreiecksfläche im Berechnungsnetz mit 5 m² begrenzt. Um realitätsnahe Verhältnisse simulieren zu können, ist ein Outflow aus dem Simulationsbereich auch außerhalb des Gerinnes möglich (am unteren Bildrand blau gekennzeichnet). Verfälschungen im Fließverhalten wie z.B. ein Rückstau oder höhere Fließgeschwindigkeiten durch eine künstliche Querschnittsverengung können somit vermieden werden. Die Angaben zur Rauhigkeit von Sohle, Böschung und Vorland werden als Polygoninformation übernommen. Die 2 Brücken im Waldbachgraben werden in das Modell implementiert.



Abbildung 9: FLUMEN Berechnungsnetz für den Abschnitt 2

5.3 Abschnitt 3

5.3.1 Hec-Ras

Um die GIS-Funktionalität von Hec-GeoRas zu nutzen, wird das DHM in ArcView eingelesen und daraus ein TIN erzeugt. Für die hydraulischen Berechnungen kommen primär die vom Vermessungsbüro Fally aufgemessenen Profile zum Einsatz. Um die Abstände der Profile zu verdichten, werden weitere Querprofile aus dem TIN generiert und mit dem Polygon der Fließwiderstände verschnitten. Dadurch erfolgt eine automatische Zuordnung der Fließwiderstände zu den einzelnen Querprofilsabschnitten.



Abbildung 10: Ausschnitt aus dem Fischbach im Bereich der Sperre hm 47,41 mit dem Rauhigkeitspolygon und Querprofile.

Zusätzlich werden die maßgeblichen Einbauten (z.B. Wildholzrechen, Rückhaltesperren) mit Hilfe des "Geometrie Data Editor" in das Modell integriert.



Abbildung 11: Gerinne, Querprofile und Einbauten, Ausschnitt hm 42,5 Blick bachaufwärts Um die teilweise Verlegung des Wildholzrechens bei hm 48 im Ereignisfall auch im hydraulischen Modell zu berücksichtigen, wird der durchströmbare Querschnitt reduziert (Abbildung 12). Als hypothetische Bettsohle wird die Höhenkote 619,2 festgelegt. Dies entspricht einer Verlandung bis zur Hälfte des Durchflussprofils.



Abbildung 12: Verringerung des Durchflussprofils des Wildholzrechens für die Simulation

6 Hydraulische Simulation

6.1 Szenario Q Natur

6.1.1 Abschnitt 1

6.1.1.1 Hec-Ras

Der von TG 2 kommende Abfluss mit einer Spitze von 37,8 m³/s vermindert sich durch das Bauwerk bei hm 1,29 nur geringfügig auf 37,6 m³/s. Die Retentionswirkung führt zu einer zeitlichen Verschiebung des Spitzenabflusses um 1 Minute.



Abbildung 13: Abschnitt 1, Q Natur: Zu- und Abflussganglinien (Hec-Ras)

6.1.2 Abschnitt 2

6.1.2.1 FLO-2D

Aus dem Waldbachgraben tragen 37,6 m³/s zum Abfluss in Abschnitt 2 bei, aus dem Fischbach rund 61 m³/s. Der Spitzenabfluss aus dem Fischbach erreicht den Berechnungsabschnitt rund 20 Minuten nach dem Maximalabfluss aus dem Waldbachgraben. Der Abfluss des Waldbachgrabens führt zwischen Profil 5 und 6 zu einer beidseitigen Überbordung des Gerinnes mit Wassertiefen bis zu 0,5 Meter. Der Fischbach hingegen tritt vor allem linksufrig über die Ufer und erreicht im Vorland eine Wassertiefe von rund 0,5 Meter.

Am Endknoten des 2. Berechnungsabschnittes errechnet sich ein Spitzenabfluss von 97,8 m³/s um 02:16 MEZ.



Abbildung 14: Abschnitt 2, Q Natur: Maximale Abflusstiefen und Überflutungsfläche mit der Anschlaglinie vom 17.7.02 (FLO-2D)



Abbildung 15: Abschnitt 2, Q Natur: Zu- und Abflussganglinien (FLO-2D)

6.1.2.2 FLUMEN

Ähnliche Ergebnisse erzielt die Simulation mit FLUMEN. Der Maximalabfluss wird um 02:24 MEZ mit 96,2 m³/s erreicht. Die flächige Ausbreitung im Abschnitt 2 ist mit der FLO-2D Simulation nahezu ident.



Abbildung 16: Abschnitt 2, Q Natur: Maximale Abflusstiefen und Überflutungsfläche mit der Anschlaglinie vom 17.7.02 (FLUMEN)



Abbildung 17: Abschnitt 2, Q Natur: Zu- und Abflussganglinien (FLUMEN)

6.1.3 Abschnitt 3

6.1.3.1 Hec-Ras

Die Darstellung der Simulationsergebnisse dieses Abschnittes erfolgt an drei ausgewählten Querprofilen. Diese sind:

- Sperre bei hm 47,41
- Rückhaltebecken bei hm 41,16
- Endknoten (Autobahndurchlass) bei hm 38,1

Die Abflussspitzen sind bei der Sperre hm 47,41 mit 103,6 m³/s (FLO-2D) und 101,7 m³/s (FLUMEN) geringfügig höher als im Abschnitt 2. Dies ist auf die Abflüsse der Zubringer in diesem Abschnitt zurückzuführen. Der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum bei Sperre hm 47,41 ist um 01:09 MEZ gefüllt. Nach Erreichen des Stauziels wird der Abfluss zusätzlich über die Abflusssektion abgeführt. Dadurch erhöht sich der Abfluss schlagartig, die Retention ist ab diesem Zeitpunkt nur mehr sehr eingeschränkt wirksam.



Abbildung 18: Abschnitt 3, Q Natur: Abflussganglinie und Einstau bei Sperre hm 47,41



Abbildung 19: Abschnitt 3, Q Natur: Überflutungsfläche mit Anschlaglinie vom 17.7.02 bei Sperre hm 47,41 (FLO-2D)

An der Sperre bei hm 47,41 bedeutet dieser Abfluss im Szenario Q Natur, dass die Abflusssektion und die Sperrenflügel überbordet werden.

Der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum bei hm 41,16 wird durch den natürlichen Hochwasserabfluss (Abflussspitze rund 101 m³/s) um 01:59 MEZ aufgefüllt. Die Einstauhöhe liegt rund 0,12 m unter der dokumentierten Anschlaglinie des Ereignisses vom 17.7.2002. Der Zufahrtsweg nach Frenkenberg wird rund 0,50 m überflutet und als zusätzliche Hochwasserentlastung angenommen.



Abbildung 20: Abschnitt 3, Q Natur: Abflussganglinie und Einstau am Rückhaltebecken hm 41,16



Abbildung 21: Abschnitt 3, Q Natur: Einstauhöhe und Anschlaglinie am Rückhaltebauwerk hm 41,16 (FLO-2D, FLUMEN)



(Autobahndurchlass)

Im Bereich des Autobahndurchlasses bei hm 38,1 ergibt die Simulation für das Szenario Q Natur einen maximalen Abfluss von 101 m³/s um 02:36 MEZ (FLO-2D) bzw. von 101 m³/s um 02:33 MEZ (FLUMEN).

Im Szenario Q Natur, also bei natürlichem Abfluss, wäre ein Spitzenabfluss im Bereich des Autobahndurchlasses (hm 38,1) von rund 101 m³/s zwischen 02:33 und 02:36 MEZ zu erwarten gewesen.

6.2 Szenario Q Bruch

Bisher gibt es nur wenige Beispiele von einem Versagen einer Wildbachsperre in durch Wassereinstau. Betonausführung Deshalb finden sich auch keine Literaturzitate, die das Bruchverhalten und den daraus resultierenden Breschenabfluss beschreiben. Der einzige Hinweis findet sich bei HAMPEL (1960), der zur Abschätzung der zumutbaren Beanspruchung einer Sperre im Jahre 1951 im einen Bruchversuch an Finsingbach im Zillertal einer Bogensperre der Wildbachverbauung durchführte. Leider werden in diesem Artikel lediglich Abschätzungen der Abflussmenge und Abflusshöhe im Bereich der Bresche und im nachfolgenden Gerinneabschnitt angeführt. Der Bruch des Zementmörtelmauerwerks erfolgte an der Basis auf einer Breite von 20 m und einer Stauhöhe von 10,75 m. Der Stauraum mit einem Volumen von rund 10.000 m³ Wasser entleerte sich etwa in einer Minute. Diese rasche Ausflusszeit ist vor allem auf das plötzliche Totalversagen des Mauerwerks auf der gesamten Breschenbreite zurückzuführen.

Diese Erkenntnisse können daher nur als Anhaltswerte für die Abschätzung des Breschenabflusses und der Ausflusszeiten verwendet werden.

Eine quantitative Annäherung an das Problem kann mit den für Dammbrüche entwickelten Verfahren durchgeführt werden. Es handelt sich dabei einerseits um analytische Abschätzverfahren und andererseits um eindimensionale Modellberechnungen.

Zur Berechnung der Flutwelle aus der Bresche ist das Bruchverhalten der Sperre festzulegen. Ohne Kenntnis des tatsächlichen Bruchvorgangs ist der Abfluss nur schwer rekonstruierbar. Nicht nur die Zeitdauer bis zur maximalen Breschenbreite, sondern auch die Form der Bresche sind entscheidende Parameter, die zur Abschätzung des Breschenabflusses notwendig sind.

Die getroffenen Annahmen für die Breschengeometrie sind im Kapitel 5 nachzulesen.

Bekannt ist weiters die maximal aufgetretene Einstauhöhe bei Höhenkote 649,20 Meter. Dieser Wasserspiegel musste zumindest kurzfristig gehalten worden sein, da sich rechtsufrig bei einem kleinen Zubringer ein subaquatischer Schwemmkegel ausbilden konnte. Mit Hilfe der Ganglinie aus TG 2, der

21

Speicherinhaltslinie und den hydraulischen Kenndaten der Sperre lässt sich der zeitliche Verlauf des Einstaus rekonstruieren.

Der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum wird ab 01:25 MEZ voll beansprucht, ab diesem Zeitpunkt erfolgt der Abfluss überwiegend über die Hochwasserentlastung der Sperrenkrone. Der Abfluss erhöht sich innerhalb von 16 Minuten von rund 8 m³/s auf 28,5 m³/s, bis um 01:41 MEZ die aufgemessene Anschlagmarke erreicht wird. Dieser Zeitpunkt kann als frühest möglicher Bruchzeitpunkt angesehen werden und liegt in dem Zeitfenster von 01:30 bis 02:05, das sich aus den Aussagen der Einsatzkräfte und der Anrainer eingrenzen lässt (Band 1 - Dokumentation und Analyse).



Abbildung 23: Abschnitt 1, Q Natur: Abflussganglinie und Einstauhöhe

Der Bruchzeitpunkt wird somit für alle weiteren Simulationen mit 01:41 MEZ festgelegt.

Die Zeit vom Bruch bis zur vollentwickelten Bresche kann nur näherungsweise abgeschätzt werden. Möglich wäre, dass nach einem Versagen des Kopfbalkens und der Abflusssektion der rechtsufrige Sperrenflügel umgeworfen wurde. Anschließend drehte sich der linksufrige Sperrenkörper durch den dynamischen Wasserdruck nach außen. Diese Hypothese wird dadurch untermauert, dass rechtsufrig die Anschlaglinie fast um 3 Meter höher als linksufrig verläuft, dass Teile der Abflusssektion unter dem linksufrigen Sperrenteil zu liegen kamen und sich der linksufrige Sperrenkörper am liegenden rechtsufrigen Sperrenkörper scheinbar abstützte. Durch die primär rechtsufrige Bresche kam es zu einer Teilentleerung des Stauraumes mit folgender Absenkung des Wasserspiegels, wodurch der linksufrige Güterweg nicht überflutet wurde.

Die Breschenentwicklung erfolgte deshalb nicht plötzlich, sondern erstreckte sich über eine gewisse Zeitdauer, die mit maximal 3 Minuten eingegrenzt wird.

Zur Überprüfung dieser Annahmen werden deshalb Varianten mit unterschiedlicher Bruchdauer simuliert.

6.2.1 Abschnitt 1

6.2.1.1 Abschätzverfahren nach FRANK

Der maximale Breschenabfluss zum Zeitpunkt t_o beträgt 352,5 m³/s. Dieser Abfluss bleibt 21,1 sec quasi stationär erhalten, wonach sich ein Abfluss von 191,9 m³/s einstellt, der sich über eine Zeitdauer von 25,8 sec erstreckt. Dieses ruckweise Absinken geht so lange vor sich, bis der Zufluss gleich dem Abfluss ist. Die Berechnungsergebnisse sind in Tabelle 4 zusammengestellt.





b [m]	H₁ [m]	Zo	E ₁	Q ₁ [m ³ /s]	a ₁ [m/s]	t ₁ [sec]	bBreschenbreite [m]
19.5	7.3	4.0	4.8	352.5	3.8	21.1	H₁-H₄Stauhöhe [m]
b [m]	H ₂ [m]	Z ₂	E ₂	Q ₃ [m ³ /s]	a ₂ [m/s]	t ₂ [sec]	z _o Sunktiefe [m]
19.5	4.8	2.7	3.2	191.9	3.1	25.8	z ₂ – z ₄ Stauhöhe (H) – Energiehöhe (E)
b [m]	H ₂ [m]	7.	E ₂	Q ₂ [m ³ /s]	a ₂ [m/s]	t ₂ [sec]	E₁- E₄Energiehöhe
19.5	3.2	1.8	2.1	104.5	2.5	31.7	Q ₁ -Q ₄ Abfluss [m³/s]
h [m]	H.[m]	7	F	0 [m ³ /s]	a [m/s]	t.[soc]	a1 – a4Laufgeschwindigkeit [m/s]
19.5	2.1	<u>-4</u> 1.2	<u>-4</u> 1.4	56.9	2.1	38.8	t ₁ – t ₄ Zeit [s]

Tabelle 4: Stufenweises Absinken der Stauhöhe und ermittelter Spitzenabfluss

6.2.1.2 Hec-Ras

Wie oben bereits angeführt, ist die Dauer der Breschenentwicklung unbekannt. Deshalb werden Varianten mit einer Bruchdauer von 1, 2 und 3 Minuten simuliert. Konstant gehalten wird die Breschengeometrie, der Bruchzeitpunkt und der Versagensmechanismus (Piping). Letzterer öffnet einen Durchlass an einer vorher definierten Stelle und zwar solange, bis die volle Breschengeometrie erreicht ist (siehe Abbildung 8). Die Schritte bis zur maximalen Öffnung sind von der gewählten Bruchdauer abhängig. Abbildung 25 zeigt Szenen aus dem Bruchvorgang der Variante 2 (Öffnungsdauer 2 min) zu drei verschiedenen Zeitpunkten.

Die entstehende Bresche erhöht den Abfluss aus dem Waldbachgraben enorm. In Tabelle 5 sind die ermittelten Spitzenabflüsse für die 3 Varianten dargestellt. Es ist jedoch zu beachten, dass diese Werte einem mittleren Abfluss im gewählten Zeitintervall für die Ausgabe (minimalst 1 Minute) entsprechen.

Variante	Bruchdauer [min]	Max Breschenabfluss [m ³ /s]
1	1	186,3
2	2	172,4
3	3	157,2

Tabelle 5:Ergebnisse der 3 Varianten

Die Dauer der Entleerung des Stauraums ist bei allen 3 Varianten ungefähr mit 10 Minuten anzusetzen. Ab 01:53 MEZ kann wieder mit der natürlich vorhandenen Ganglinie gerechnet werden.



Abbildung 25: Abschnitt 1, Q Bruch: Variante 2 mit der Öffnungsdauer von 2 Minuten



Abbildung 26: Abschnitt 1, Q Bruch: Zu- und Abflussganglinien der 3 Bruchvarianten

6.2.1.3 FLDWAV

Das Programm rechnet mit denselben Eingangsdaten wie Hec-Ras. Als Bruchdauer werden 2 Minuten festgelegt. Der Breschenabfluss erreicht um 01:43 MEZ den Spitzenwert von 167 m³/s (Abbildung 27).



Abbildung 27: Abschnitt 1, Q Bruch: Zu- und Abflussganglinie (FLDWAV)

6.2.1.4 Vergleich der Ergebnisse

Bei der Gegenüberstellung der Ergebnisse der Simulationen für den Abschnitt 1 zeigt sich der dominierende Einfluss der gewählten Bruchdauer. Errechnet sich unter der Annahme eines plötzlichen Bruches ein Maximalabfluss von 352,5 m³/s, so reduziert sich dieser Wert auf rund 157 m³/s bei einer Bruchdauer von 3 Minuten.



Abbildung 28: Abschnitt 1, Q Bruch; Zu- und Abflussganglinien der gewählten Modelle und Varianten

Deshalb müssen die Simulationsergebnisse vor einer weiteren Verwendung einer Plausibilitätskontrolle unterzogen werden. Gewählt wurde dazu das Profil 5 aus dem zweiten Simulationsabschnitt.



Abbildung 29: Lage des Kontrollprofils 5

Kontrollprofil 5: Waldbachgraben hm 0,86							
Modell	Wasserspiegellage simuliert [HK]	Anschlaglinie [HK]	Differenz [m]				
FRANK (Q _{max} 352,5 m ³ /s)	642.7	641.0	+ 1.7				
Hec-Ras Variante 1 (Q _{max} 186,3 m ³ /s)	641.2	641.0	+ 0.2				
Hec-Ras Variante 2 (Q _{max} 172,4 m³/s)	641.1	641.0	+ 0.1				
Hec-Ras Variante 3 (Q _{max} 157,2 m³/s)	640,8	641.0	- 0.2				
FLDWAV (Q _{max} 166,9 m³/s)	641.1	641.0	+ 0.1				

Tabelle 6:Abschnitt 1, Q Bruch: Vergleich der Anschlaglinien am Kontrollprofil 5,
Waldbachgraben hm 0,86

Die dokumentierte Anschlaglinie auf Höhenkote 641,0 wird bei einem Abfluss von 352,5 m³/s um 1,7 Meter überschritten. Somit scheint die Hypothese bestätigt, dass der Bruch nicht plötzlich erfolgte. Der Abfluss der Hec-Ras Variante 1 (1 Minute Bruchdauer) ergibt eine Anschlaglinie, die etwas über der dokumentierten Höhenkote liegt. Der Abfluss aus der Hec-Ras Variante 3 (3 Minuten Bruchdauer) resultiert in einer zu niedrig liegenden Anschlaglinie. Am besten stimmt die Hec-Ras Variante 2 und FLDWAV mit jeweils 2 Minuten Bruchdauer mit der aufgenommenen Situation am Profil 5 überein.



Abbildung 30: Abschnitt 1, Q Bruch: Vergleich der Anschlaglinien am Kontrollprofil 5, Waldbachgraben hm 0,86

Deshalb wird die Abflussganglinie der Hec-Ras Variante mit einer zweiminütigen Bruchdauer für die weitere Simulation verwendet.

6.2.2 Abschnitt 2

6.2.2.1 FLO-2D

Der Abflussspitze aus dem Waldbachgraben mit rund 172 m³/s folgt zeitversetzt die Abflussspitze aus dem Fischbach mit etwa 61 m³/s. Dadurch entsteht ein zweigipfeliger Verlauf des Hydrographen bei hm 51,3 (Endknoten) mit einem Spitzenabfluss von 199,8 m³/s um 01:44 MEZ.



Abbildung 31: Abschnitt 2, Q Bruch: Zu- und Abflussganglinien Fischbach hm 51,3 (FLO-2D)



Abbildung 32: Abschnitt 2, Q Bruch: Maximale Abflusstiefen und Überflutungsfläche mit der Anschlaglinie vom 17.7.2002 (FLO-2D)

6.2.2.2 FLUMEN

Die Simulation mit FLUMEN zeigt ein ähnliches Ergebnis wie mit FLO-2D. Die Abflussspitze weist bei hm 51,3 rund 187 m³/s um 01:44 MEZ auf.



Abbildung 33: Abschnitt 2, Q Bruch: Zu- und Abflussganglinien Fischbach hm 51,3 (FLUMEN)



Abbildung 34: Abschnitt 2, Q Bruch: Maximale Abflusstiefen und Überflutungsfläche mit der Anschlaglinie vom 17.7.2002 (FLUMEN)

Um das komplexe Verhalten der Abflüsse im Mündungsbereich von Waldbachgraben und Fischbach nachvollziehen zu können, werden für die einzelnen Berechnungselemente die Fließrichtungen für die Zeitschritte von 01:42 bis 01:47 MEZ in Abbildung 35 zusammengestellt.



Abbildung 35: Abschnitt 2, Q Bruch: Fließvektoren für die Zeitschritte 01:42 bis 01:47 MEZ

Das Abflussverhalten im Mündungsbereich des Waldbachgrabens lässt sich wie folgt beschreiben:

Bereits vor 01:39 MEZ werden die linksufrigen Vorländer des Fischbaches im Mündungsbereich überflutet. Die Flutwelle aus dem Waldbachgraben stößt dann beinahe senkrecht in das Fischbachgerinne ein und drängt diesen weiter zum linken Ufer ab. Ein Teil des Schwalls wendet sich sogar gegen die Fließrichtung des Fischbaches. Um 01:47 MEZ klingt der Einfluss des Breschenabflusses aus dem Waldbachgraben ab.

Zur besseren Veranschaulichung werden die Fließvektoren kurz nach dem Sperrenbruch (01:45 MEZ) mit der dokumentierten Stossrichtung der Flutwelle aus Band 1 überlagert.



Abbildung 36: Abschnitt 2, Q Bruch: Vergleich der dokumentierten Fließrichtung mit den simulierten Fließvektoren im Mündungsbereich des Waldbachgrabens um 01:45 MEZ

6.2.2.3 Vergleich der Ergebnisse

Ein Vergleich der maximalen Wasserspiegellagen mit der aufgemessenen Anschlaglinie ist am Kontrollprofil 11 möglich. Dieses Profil befindet sich am Endknoten des Abschnitts 2.



Abbildung 37: Lage des Kontrollprofils 11



Abbildung 38: Abschnitt 2, Q Bruch: Vergleich der Anschlaglinien am Kontrollprofil 11 (hm 53,1)

Kontrollprofil 11 Fischbach hm 53,1							
Modell	Modell Wasserspiegellage Anschlaglinie [HK] Differenz simuliert [HK]						
FLO-2D	632.7	633.0	- 0.3				
FLUMEN	632.8	633.0	- 0.2				

Tabelle 7: Abschnitt 2, Q Bruch: Vergleich der Anschlaglinien am Kontrollprofil 11 (hm 53,1)

6.2.3 Abschnitt 3

6.2.3.1 Hec-Ras

Als Eingangsganglinien dienen die Abflüsse aus dem 2. Abschnitt, die mit FLO-2D und FLUMEN berechnet wurden.

Die Darstellung der Simulationsergebnisse dieses Abschnittes erfolgt an drei ausgewählten Querprofilen. Diese sind:

- Sperre bei hm 47,41
- Rückhaltebecken bei hm 41,16
- Endknoten (Autobahndurchlass) bei hm 38,1

Die Abflussspitze an der Sperre bei hm 47,41 wird mit 180,4 m³/s um 01:46 MEZ (FLO-2D) und mit 168,8 m³/s um 01:45 MEZ (FLUMEN) erreicht Daraus resultiert eine Einstauhöhe von 621,6 m. Der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum ist bereits vor Eintreffen des Breschenabflusses aus dem Waldbachgraben vollständig aufgefüllt, sodass die Hochwasserwelle über die Abflusssektion und die Flügel abgeführt wird. Mit 30 Minuten Verzögerung erzeugt der Abfluss aus dem Fischbach einen weiteren Anstieg der Ganglinie.



Abbildung 39: Abschnitt 3, Q Bruch: Abflussganglinie und Einstau bei Sperre hm 47,41



Abbildung 40: Abschnitt 3, Q Bruch: Maximale Abflusstiefen und Überflutungsfläche mit der Anschlaglinie vom 17.7.02 (Bereich Sperre hm 47,41)



Abbildung 41: Abschnitt 3, Q Bruch: 3-D Darstellung der maximalen Wasserspiegellage im Bereich der Sperre hm 47,41

Die Abflussspitze an der Sperre bei hm 41,16 wird mit 106 m³/s (FLO-2D) bzw. mit 102 m³/s (FLUMEN) jeweils um 02:30 MEZ erreicht. Daraus resultiert eine Einstauhöhe von 608,6 m. Um 01:54 MEZ ist der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum ausgeschöpft, der Abfluss erfolgt über die Abflusssektion, ab 02:07 MEZ über die Zufahrtsstrasse nach Frenkenberg und in weiterer Folge über die Flügel.







Abbildung 43: Abschnitt 3, Q Bruch: Zu- und Abflussganglinien

6.2.3.2 Vergleich der Ergebnisse

Zur Überprüfung der berechneten Abflüsse und den zugehörigen Wasserspiegellagen werden die dokumentierten Anschlaglinien bei hm 47,41 und hm 41,16 herangezogen.

Die Differenzen der simulierten mit der vermessenen Anschlaghöhe betragen bei hm 47,41 rund 0,4 m bzw. bei hm 41,16 etwa 0,1 Meter. Daraus lässt sich schließen, dass die berechneten Abflüsse in etwa den tatsächlich aufgetretenen Abflüssen beim Ereignis vom 17. Juli 20002 entsprechen.

Kontrollquerschnitt	Wasserspiegel	Q Bruch	Differenz	Q Bruch	Differenz
	dokumentiert	(FLUMEN)		(FLO-2D)	
Nummer	Höhenkote [m]	Höhenkote [m]	[m]	Höhenkote [m]	[m]
hm 47,41	621.20	621,54	0.34	621.62	0.42
hm 41,16	608.70	608,59	-0.11	608.63	-0.07

Tabelle 8:Abschnitt 3, Q Bruch: Vergleich der berechneten mit den dokumentiertenWasserspiegellagen



Abbildung 44: Abschnitt 3, Q Bruch: Einstauhöhe und Anschlaglinie am Rückhaltebauwerk hm 41,16 (FLO-2D, FLUMEN)

Der zeitliche Verlauf der simulierten Hochwasserwelle wird beim RHB hm 41,16 mit den in Band 1 zeitlich dokumentierten Höhenmarken verglichen.

Dazu können 2 markante Zeitpunkte herangezogen werden:

- Wasserspiegel zum Zeitpunkt 01:30 MEZ auf Höhe Marterl
- Beginn der Hochwasserentlastung über den Zufahrtsweg nach Frenkenberg

Die Wasserspiegellage im Rückhaltebecken war um 01:30 MEZ im Bereich des "Marterls" (Höhenkote ca. 602,5 m), wodurch sich ein berechneter Abfluss von ca. 26 m³/s ergibt. Die Simulation (FLO-2D) gibt für diesen Zeitpunkt eine Wasserspiegellage von 601,1 m und einen Abfluss von 22,4 m³/s an. Die Differenz zur dokumentierten Zeitmarke beträgt somit 1,4 m in der Höhe und 3,6 m³/s im Abfluss.



Abbildung 45: Abschnitt 3, Q Bruch: Darstellung der berechneten Wasserspiegellage um 01:30 MEZ (Da sich die Ergebnisse der Berechnung mit FLO-2D und FLUMEN nur geringfügig unterscheiden, wird nur die Variante FLO-2D dargestellt)

Um ca. 02:05 MEZ war die Zufahrt ins Rückhaltebecken nicht mehr möglich. Die Simulation (FLO-2D) berechnet ein Überströmen der Zufahrt um 02:07 MEZ, also geringfügig später.



Abbildung 46: Abschnitt 3, Q Bruch: Darstellung der berechneten Wasserspiegellage um 02:07 MEZ

Im Szenario Q Bruch, also im Falle des Sperrenbruches, beträgt der Spitzenabfluss im Bereich des Autobahndurchlasses (hm 38,1) um 02:31 MEZ rund 102 m³/s, wenn man den Abschnitt 2 mit FLUMEN berechnet, und um 02:30 MEZ etwa 106 m³/s, wenn der Abschnitt 2 mit FLO-2D simuliert wird.

6.3 Vergleich der Szenarien

6.3.1 Sperre hm 47,41

Abbildung 47 zeigt den Einfluss des Sperrenbruches auf den Abfluss bei der Sperre hm 47,41. Der Mehrabfluss beträgt rund 76,8 m³/s (FLO-2D) bzw. 67,1 m³/s (FLUMEN). Für diesen Standort stellt der Breschenabfluss eine signifikante Erhöhung der Ganglinie dar.



Abbildung 47: Vergleich der Abflussganglinien bei Sperre hm 47,41

6.3.2 Rückhaltebecken hm 41,16

Die Ganglinien der Szenarien unterscheiden sich ab 01:48 MEZ signifikant voneinander. Der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum wird im Szenario Q Natur um 01:59 MEZ voll beansprucht, im Szenario Q Bruch um 01:54 MEZ, also um 5 Minuten früher. Dieser Zeitraum reicht aus, um rund 20.500 m³ im gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraum zu retendieren. Dieses Volumen entspricht etwa dem

Volumen des Breschenabflusses im Zeitraum des Eintreffens der Welle im Hochwasserrückhaltebecken.



Abbildung 48: Ganglinien der Szenarien bei hm 44,5 und Differenz der Abflussfrachten für den Zeitraum des Eintreffens der Flutwelle

Daraus resultiert beim Rückhaltebecken (hm 41,16) nur eine gering höhere Ganglinie als im Szenario Q Natur. Dem Abfluss im natürlichen Zustand von rund 101 m³/s stehen rund 102 bis 106 m³/s beim Ereignis vom 17.Juli 2002 gegenüber.



Abbildung 49: Vergleich der Abflussganglinien beim Rückhaltebecken hm 41,16

6.3.3 Hydraulisches Längsprofil von hm 38,1 bis 51,3

Die maximalen Abflüsse können in Form eines hydraulischen Längsprofils visualisiert werden.

Beträgt der Mehrabfluss durch den Sperrenbruch von hm 51,3 bis 47,41 rund 90 Prozent, so verringert sich dieser Wert durch die Sperre bei hm 47,41 auf rund 75 Prozent. Erst im Bereich der Stauwurzel des Rückhaltebeckens (hm 44,5) sinkt der Anteil des Breschenabflusses auf rund 3 Prozent (). Diese Differenz der Abflüsse bleibt bis zum Autobahndurchlass unverändert.



Abbildung 50: Abschnitt 3, Darstellung der maximalen Abflüsse

Die Differenzen der berechneten maximalen Wasserspiegellagen der Szenarien Q Natur und Q Bruch unterscheiden sich bis zur Stauwurzel bei hm 44,5 deutlich voneinander (). Die größte Differenz tritt im Bereich der Sperre bei hm 47,41 mit rund 0,7 Meter auf. Von der Stauwurzel gerinneabwärts sind jedoch die Differenzen als minimal einzustufen.



Abbildung 51: Abschnitt 3, Darstellung der maximalen Wasserspiegellagen

6.3.4 Vergleich der simulierten mit den rückgerechneten Abflüssen

Die rückgerechneten Abflüsse (sh. Band 1) werden an markanten Standorten mit den simulierten Abflüssen (Q Bruch) verglichen, um die Ergebnisse auf ihre Plausibilität zu überprüfen.

Profil	Q [m³/s]	Q [m ³ /s] simuliert	Differenz	Q [m ³ /s] simuliert	Differenz
	ruckgerechnet	(FLUMEN)	[m³/s]	(FLO-2D)	[m³/s]
hm 47,41	172.1	180.4	+ 8.3	168.8	- 3.3
hm 41,16	107.0	106.0	- 1,0	102.0	- 5.0
hm 38,10	107.0	106.0	- 1,0	102.0	- 5.0

Tabelle 9:Gegenüberstellung der simulierten Abflüsse mit den rückgerechnetenAbflüssen nach dem Ereignis am 17.7.2002

7 Zusammenfassung

Aufbauend auf den Ergebnissen der Bände 1 und 2 werden 2 Szenarien für den Fischbach von hm 38,1 (Autobahndurchlass) bis zu hm 54,8 (Sperre oberhalb Mündung Waldbachgraben) und im Waldbachgraben von hm 0,0 bis hm 3,5 berechnet. Das erste Szenario bildet den Abfluss im ursprünglichen Zustand (Q Natur), das zweite Szenario den Abfluss mit Sperrenbruch (Q Bruch) nach.

Das Geländemodell wird entsprechend den Anforderungen der Modelle angepasst, die Fließwiderstände für das Gerinne und das Vorland festgelegt und die Zubringer des TG 1 quantitativ berücksichtigt.

Um die Abflusswelle möglichst realitätsnah zu berechnen, wird die zu simulierende Gerinnestrecke in 3 Abschnitte unterteilt. Zur Kontrolle der Simulationsergebnisse werden in allen Abschnitten die dokumentierten Anschlaglinien und im dritten Abschnitt zusätzlich die zeitlichen Angaben von Augenzeugen berücksichtigt.

Der erste Abschnitt zeigt die Situation bei Sperre hm 1,29 im Waldbachgraben. Die Berechnung erfolgt für beide Szenarien mit dem Programm Hec-Ras, für das Szenario Q Bruch zusätzlich mit dem Verfahren nach FRANK und dem Programm FLDWAV. Der Mündungsbereich des Waldbachgrabens in den Fischbach (Abschnitt 2) wird mit den 2-D Modellen FLO-2D und FLUMEN simuliert. Im Abschnitt 3 wird der Hydrograph der beiden Szenarien von hm 52,1 bis hm 38,1 geroutet, wobei der Wildholzrechen (hm 48,1), die Geschieberückhaltesperre (hm 47,41) und das Hochwasserrückhaltebecken (hm 41,16) berücksichtigt werden.

Der Zeitpunkt des Sperrenbruches wird mit Hilfe der Zuflussganglinie (TG 2) und der bei Sperre hm 1,29 gemessenen Einstauhöhe auf 01:41 MEZ festgelegt. Da die Entwicklungsdauer der Bresche nicht bekannt ist, werden 4 Varianten mit unterschiedlicher Bruchdauer simuliert. Bei einem natürlichen Abfluss von 37,6 m³/s aus Abschnitt 1 erhöht sich dieser Wert durch den Breschenabfluss je nach Modell und Variante von 157,2 m³/s auf bis zu 352 m³/s. Im Vergleich mit den dokumentierten Anschlaglinien zeigt sich, dass die Variante mit einer 2-minütigen Bruchdauer am besten mit diesen übereinstimmt. Deshalb werden als maximaler Zufluss für den zweiten Abschnitt aus dem Waldbachgraben für Q Natur 37,6 m³/s und für Q Bruch 172,4 m³/s, sowie 61 m³/s aus dem Fischbach angesetzt. Durch die topographische Situation des Abschnittes 2 einerseits und das spätere Eintreffen der Abflussspitze aus dem Fischbach andererseits, ergeben sich maximale Zuflüsse für den Abschnitt 3 je nach Modell von 96,2 m³/s (FLUMEN) bis zu 97,8 m³/s (FLO-2D) für Q Natur und von 187,0 m³/s (FLUMEN) bis 199,8 m³/s (FLO-2D) für Q Bruch. Der Sperrenbruch wirkt sich im Bereich unterhalb der Mündung des Waldbachgrabens mit einer Erhöhung des Abflusses von 94% bis zu rund 104 % aus. In der Fließstrecke von hm 53,1 bis hm 47,41 (Geschieberückhaltesperre) wird der Abfluss für das Szenario Q Bruch auf 168,8 m³/s (Flumen) bzw. auf 180,4 m³/s (FLO-2D) gedämpft. Dies entspricht für hm 47,41 noch einer Erhöhung der natürlichen Abflusses um 66 % bzw. um 74 % (FLO-2D). Die Hochwasserwelle durch den Sperrenbruch trifft gerinneabwärts auf das noch nicht völlig eingestaute Rückhaltebecken, sodass der Breschenabfluss fast zur Gänze im gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraum retendiert wird. Die Hochwasserentlastung spricht um 01:54 MEZ (Q Bruch) bzw. um 01:59 MEZ (Q Natur) an. In beiden Szenarien erfolgt der Abfluss zusätzlich über die Flügel und ab 02:07 MEZ (Q Bruch) über die Zufahrtsstrasse nach Frenkenberg. Das Hochwasserrückhaltebecken gibt im Szenario Q Natur rund 101 m³/s an das unterliegende Gerinne ab, im Szenario Q Bruch sind es rund 102 m³/s (FLUMEN) bzw. 106 m³/s (FLO-2D). Den Autobahndurchlass (hm 38,1) erreichen deshalb im Szenario Q Natur rund 101 m³/s zwischen 02:33 MEZ und 02:36 MEZ und im Szenario Q Bruch zwischen 102 m3/s (FLUMEN) bzw. 106 m3/s (FLO-2D) um rund 02:30 MEZ.

Der Einfluss des Sperrenbruches auf den Abfluss im Bereich des Autobahndurchlasses ist rechnerisch äußerst gering (1 bis 5 %) und liegt im Schwankungsbereich der Simulationsgenauigkeit.

44

8 Schlussfolgerungen

Die in Band 1 formulierten Fragen können somit wie folgt beantwortet werden:

- Der Spitzenabfluss des natürlichen Hochwassers vom 17.7.2002 errechnet sich zu rund 101 m³/s, der zwischen 02:33 bis 02:36 MEZ den Bereich des Autobahndurchlasses passiert.
- Der durch den Sperrenbruch veränderte Spitzenabfluss liegt zwischen 102 und 106 m³/s und erreicht den Autobahndurchlass um 02:30 MEZ. Dieser simulierte Spitzenabfluss liegt nur geringfügig unter dem rückgerechneten Spitzenabfluss von 107 m³/s.
- 3. Durch den Sperrenbruch erreicht die Hochwasserwelle rund 5 Minuten früher den Autobahndurchlass, der Spitzenabfluss erhöht sich von 101 m³/s bei natürlichem Hochwasserabfluss um rund 1-5 % auf 102 bis 106 m³/s. die Abflüsse mit und ohne Sperrenbruch sind somit fast identisch. Dies bedeutet, dass der Einfluss des Sperrenbruches auf den Abfluss im Bereich des Autobahndurchlasses und somit auch für das unterliegende Gerinne als gering einzustufen ist.

9 Literaturverzeichnis

- BEFFA, C. (1994): Praktische Lösungen der tiefengemittelten Flachwassergleichungen, Mitteilung 133 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich.
- BEFFA, C. (2001): Diagramme zur Bestimmung der flächigen Ausbreitung von Breschenabflüssen, In: wasser, energie, luft, Heft ³/₄
- BEFFA, C. (2002): Integration ein- und zweidimensionaler Modelle zur hydrodynamischen Simulation von Gewässersystemen, Int. Symposium "Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau"; 7.–9. Oktober 2002, ETH Zürich
- FRANK, J. (1951): Betrachtungen über den Ausfluss beim Bruch von Stauwänden;In: Schweizerische Bauzeitung, 69 Jg., Juli 1951, Seite401 406
- FREAD,D. L., LEWIS, J. M. (1998): NWS FLDWAV MODEL; Theoretical Description, User Documentation; Hydrological Research Laboratory (NWS), Silver Spring, Maryland 20910
- HAMPEL, R. (1960): Bruchversuch an einer Bogensperre der Wildbachverbauung; In. Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 8/9, Jahrgang 12
- HÜBL, J., GRUBER, H., SCHERZ, W., STEINWENDTNER, H., PICHLER, A., ZOTT,
 F. (2000): Grundlage zum Risikomanagement bei Hochwasserereignissen im Talraum Haßbach, WLS Report 54/Band°2, Universität für Bodenkultur Wien (unveröffentlicht)
- HÜBL, J., GANAHL, E., GRUBER, H., HOLZINGER, G, MOSER, M., PICHLER, A. (2003): Dokumentation und Analyse des Hochwasserereignisses vom 17.Juli°2 am Fischbach, WLS Report 87/Band°1, Universität für Bodenkultur Wien (unveröffentlicht)
- HÜBL, J., GANAHL, E., GRUBER, H., HOLZINGER, G, MOSER, M., PICHLER, A.
 (2003): Hydrologische Simulation des Ereignisses vom 17. Juli 2002 am Fischbach, WLS Report 87/Band 2, Universität für Bodenkultur Wien (unveröffentlicht)
- RADLER, S.,(1989): Wasserwirtschaft und allgemeiner Wasserbau (I) für KT, WW u. WLV); Studienblätter zur Vorlesung, SS 1989, Kapitel 6 Hochwasserschutz
- STEINWENDTNER, H. (2002): Einsatzmöglichkeiten von Numerischen Modellen im Zuge der Maßnahmenplanung in geschiebeführenden und murfähigen Wildbächen; unveröffentlicht.