

**Bernhard Gems**

**Entwicklung eines integrativen Konzeptes zur  
Modellierung hochwasserrelevanter Prozesse  
und Bewertung der Wirkung von Hochwasser-  
schutzmaßnahmen in alpinen Talschaften**

**Modellanwendung auf Basis einer regionalen Betrachtungs-  
ebene am Beispiel des Ötztales in den Tiroler Alpen**

# SERIES

Forum Umwelttechnik und Wasserbau: vol. 13

Series Editors: Markus Aufleger, Wolfgang Rauch



Bernhard Gems

**Entwicklung eines integrativen Konzeptes zur  
Modellierung hochwasserrelevanter Prozesse  
und Bewertung der Wirkung von Hochwasser-  
schutzmaßnahmen in alpinen Talschaften**

**Modellanwendung auf Basis einer regionalen Betrachtungs-  
ebene am Beispiel des Ötztales in den Tiroler Alpen**



**Bernhard Gems**

Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich Wasserbau

Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwissenschaften, Universität Innsbruck

Betreuer / Erstbegutachter:

Univ.-Prof. Dr.-Ing.habil. Markus Aufleger

Arbeitsbereich Wasserbau, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck



Zweitbegutachter:

A. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Friedrich Schöberl

Institut für Geographie, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck



Diese Publikation wurde mit finanzieller Unterstützung der Leopold-Franzens-Universität Innsbruck im Rahmen der Druckkostenzuschüsse für österreichische Dissertationen gedruckt.

© *innsbruck university press*, 2012

Universität Innsbruck

1. Auflage

Alle Rechte vorbehalten.

[www.uibk.ac.at/iup](http://www.uibk.ac.at/iup)

ISBN 978-3-902811-53-0

Die Dissertation repräsentiert das Ergebnis des Forschungsprojektes „Ermittlung des Naturgefahrenrisikos verschiedener Täler in Tirol unter Berücksichtigung von Extremwertszenarien – Teilprojekt 1 „Hochwasser““. Auftraggeber des Projektes ist die alpS GmbH, die Finanzierung erfolgte durch die FFG (Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft) sowie durch die beiden Unternehmenspartner, die ILF Beratende Ingenieure und die TIWAG - Tiroler Wasserkraft AG.

Sowohl das Modellkonzept (Kapitel C) und deren Anwendung (Kapitel D) als auch die Sensitivitätsbetrachtungen in Kapitel E werden unter dem Fokus des Ötztales inhaltlich auch von Veröffentlichungen bzw. Beiträgen an internationalen Konferenzen beschrieben. Diesbezüglich sei auf die Auflistung in Kapitel G.4 verwiesen.

Die vorliegende Dissertation wurde im August 2011 an der Leopold-Franzens-Universität Innsbruck eingereicht. In der vorliegenden Version wurden die in Kapitel G.4 angeführten Referenzen zu dissertationsbezogenen Publikationen ergänzt.



## Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen des Forschungsprojektes „Ermittlung des Naturgefahrenrisikos verschiedener Täler in Tirol unter Berücksichtigung von Extremwertszenarien - Teilprojekt 1 „Hochwasser““. Ich möchte der alpS GmbH als Auftraggeber, der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft FFG sowie den beiden Unternehmenspartnern – der ILF Beratende Ingenieure und der TIWAG - Tiroler Wasserkraft AG – für die Projektfinanzierung und die Möglichkeit der Bearbeitung dieses Projektes danken.

Ein besonderer Dank gilt allen voran Stefan Achleitner und Matthias Huttenlau. Die gemeinsame Arbeit im Sinne der Konzeption und Umsetzung der Projektidee hat dieses Projekt geprägt und meines Erachtens zu einem sehr guten Abschluss gebracht. Stefan Achleitner möchte ich in besonderem Maße für die Projektkoordination, die fachlichen Diskussionen bzw. die Betreuung bei der Ausarbeitung der Dissertation danken. Dank gebührt auch Andreas Sendlhofer für die sehr gute und zuverlässige Bearbeitung des physikalischen Modellversuches. Die Ergebnisse seiner Arbeit sind für den hier vorgestellten Ansatz zur Modellierung von Verkläusungsprozessen von zentraler Bedeutung. Johannes Schöberl möchte ich für die gemeinsame Arbeit bei der Bewertung der hydrologischen Modelle danken. Aus dem Vergleich der Modellansätze konnte ich neben den fachlichen Aspekten die Erkenntnis gewinnen, wie wertvoll der Austausch mit Kollegen bzw. der ständige Vergleich der eigenen Arbeit mit Ideen und Projekten von Kollegen ist. Gerhard Ortner-Brandstötter bzw. der Firma Klenkhart & Partner Consulting gebührt insofern Dank, als sie die relevanten Ergebnisse aus der Kartierung des Projektgebietes zur Verfügung stellten bzw. die Plausibilisierung der Ergebnisse der Geschiebemodellierung wesentlich unterstützten.

Ich möchte mich bei allen Freunden und Kollegen des Arbeitsbereiches Wasserbaus für den fachlichen Austausch und die schöne Zeit in den vergangenen Jahren bedanken. Besonders hervorheben möchte ich hierbei Lukas Umach und Robert Klar. Ihnen danke ich für die zahlreichen fachlichen Diskussionen sowie die Unterstützung bei der 2D-numerischen Modellierung.

Ich danke Markus Aufleger sowie Fritz Schöberl für die Begutachtung dieser Arbeit. Markus Aufleger möchte ich zudem für die Betreuung dieser Arbeit und die Erfahrung, die ich in den letzten Jahren im Arbeitsbereich Wasserbau sammeln konnte, danken. Die Förderung der selbstständigen Projektbearbeitung einerseits und die Möglichkeit zur Besprechung und Diskussion fachlicher Fragestellungen andererseits weiß ich sehr zu schätzen. Sie haben mich in meiner Arbeit sehr geprägt.

Ein besonderer Dank gebührt nicht zuletzt meiner Familie. Neben der Unterstützung und dem Rückhalt verdanke ich ihr die Erkenntnis, dass die wirklich wichtigen und schönen Dinge des Lebens nicht beruflicher, sondern privater bzw. familiärer Natur sind.

Innsbruck, März 2012



## KURZFASSUNG

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Evaluierung der Hochwasserschutzwirkung von Speichern und Wasserfassungen in alpinen Talschaften. Im Rahmen eines integrativen Konzeptes zur Modellierung von Abfluss-, Geschiebe- und Schwemmholtztransportprozessen wird ein statistisch-stochastischer Bewertungsansatz vorgestellt, angewendet und evaluiert. Dabei werden die infolge der Wirkung der Schutzmaßnahmen vermiedenen Hochwasserschäden den Errichtungs- und Erhaltungskosten der Maßnahmen im Sinne einer Kosten-Nutzen-Analyse gegenübergestellt.

Die Prozessmodellierung erfolgt unter dem Fokus alpiner Verhältnisse. Sie umfasst eine hydrologische, eine 1D-hydraulische bzw. 2D-morphodynamische Modellkomponente sowie ein empirisches Schema zur Geschiebebilanzierung. Für sämtliche Teileinzugsgebiete und den Vorfluter der Talschaft werden im Sinne eines räumlich verteilten Modells Abfluss- bzw. fluviatile Geschiebetransportprozesse modelliert. Das Modellkonzept basiert auf einer eventbasierten Betrachtungsweise, die Kalibrierung der Modellkomponenten sowie die Berechnung von Hochwasserszenarien erfolgen gekoppelt. Der Transport von Schwemmholtz bzw. das mit der Verklauung von Brücken einhergehende Gefahrenpotential wird anhand systematischer Versuchsreihen an einem physikalischen Modell ( $M = 1:45$ ) untersucht. Die ermittelten Wasserspiegellagen im Rückstaubereich der Verklauung finden Eingang in die 2D-numerische Hochwassermodellierung. Das statistisch-stochastische Bewertungsmodell basiert auf einer objektbasierten Geodatenbank sämtlicher Werteobjekte im hochwassergefährdeten Bereich sowie auf objektspezifischen Schadenfunktionen für das gesamte Werteinventar. Mit dem Modellkonzept im Sinne eines integralen, gekoppelten Ansatzes und dem statistisch-stochastischen Bewertungsmodell werden zwei wesentliche Aspekte erfasst, die für die adäquate monetäre Bewertung von Schutzmaßnahmen bedeutend sind:

(a) Hochwasserauslösende Prozesse in großen alpinen Einzugsgebieten stellen zumeist Niederschläge mit einer stark inhomogenen räumlichen und zeitlichen Ausprägung dar. Mit dem räumlich verteilten Modellsystem kann dies, aber auch die unterschiedliche Wirkungsweise ebenfalls räumlich verteilter Schutzmaßnahmen erfasst werden.

(b) Die Lebensdauer alpiner Speicher und Wasserfassungen stellt einen vorgegebenen Bewertungszeitraum für deren Schutzwirkung dar. Mit dem statistisch-stochastischen Bewertungsmodell werden sämtliche statistisch zu erwartenden vermiedenen Schäden aus Hochwässern innerhalb dieses Zeitraumes den fixen und variablen Bauwerkskosten gegenübergestellt. Das vorgestellte Bewertungsmodell unterscheidet sich damit von gängigen Bewertungsansätzen, denen zufolge Einrichtungen für den Hochwasserschutz auf ein definiertes Bemessungsereignis dimensioniert werden.

Die Anwendung und Evaluierung des Modellkonzeptes erfolgen für das Einzugsgebiet des Ötztals, dem mit 893 km<sup>2</sup> größten Seitental des Tiroler Innates. Das angewendete Modellkonzept ist auf regionale Skalen ausgelegt. Dabei ist die verteilte hydrologische Modellierung und Differenzierung nach örtlich unterschiedlicher Hochwasserstatistik in den Überflutungsbereichen primär eine Anforderung der großräumigen Betrachtung. Die Berücksichtigung eines

Bewertungszeitraumes auf Basis der Lebensdauer der gesetzten Maßnahmen ist auch für kleine Einzugsgebiete von großer Bedeutung.

Im Rahmen einer umfassenden Szenarienbetrachtung basierend auf der Charakteristik zweier schadenbringender historischer Hochwasserereignisse werden die Schutzwirkungen von sieben projektierten Wasserfassungen im Projektgebiet bzw. von zwei Hochwasserrückhaltebecken bewertet. Diese sind im hinteren Teil der Talschaft projektiert und weisen jeweils verschiedene Speichervolumina zwischen 1 Mio.m<sup>3</sup> und 2 Mio.m<sup>3</sup> auf. Die hybride Modellierung von Verklausungsprozessen erfolgt für ein ausgewähltes Bauwerk an der Ötztaler Ache im Talbecken der Gemeinde Sölden.

Die Sensitivitätsbetrachtungen zur Modellierung für das Ötztal umfassen zunächst eine vergleichende Bewertung verschiedener Niederschlag-Abfluss-Modelle. Es werden die Kalibriergüten des eventbasierten Unit-Hydrograph-Modells jenen eines kontinuierlichen Wasserhaushaltsmodells bzw. eines Energiebilanzmodells gegenübergestellt. Seitens der Geschiebebilanzierung wird der Einfluss der topografischen und sedimentologischen Modellparameter auf die berechneten Geschiebetransportkapazitäten und Ereignisfrachten untersucht. Für ausgewählte Wildbacheinzugsgebiete und Gewässerabschnitte des Vorfluters erfolgt ein Vergleich verschiedener gängiger Ansätze zur Berechnung der Geschiebetransportkapazität, des Zustandes bei Transportbeginn bzw. der Formverluste in steilen Gerinnen. Anhand eines Vergleiches mit den Abflüssen aus der hydrologischen Modellierung sowie den korrespondierenden Ereignisgeschiebefrachten für die Wildbacheinzugsgebiete der Talschaft werden zudem gängige empirische Ansätze zur Abschätzung der Hochwasserspitzenabflüsse und Geschiebefrachten evaluiert. Die Wahl des Schadenmodells und der Einfluss der statistischen Verteilungsfunktion, die dem Bewertungsmodell zugrunde liegt, sind Gegenstand von Sensitivitätsbetrachtungen zum statistisch-stochastischen Bewertungsmodell.

Die Ergebnisse aus der Anwendung des Modellkonzeptes zeigen allen voran die Relevanz einer räumlich verteilten Betrachtungsweise bei der Hochwassermodellierung in großen alpinen Talschaften. Aus der Kalibrierung der historischen Hochwässer resultieren erhebliche Unterschiede in den hydrologischen und hydraulischen Modellparametern. Der Einfluss des Geschiebetransportes auf die berechneten Überflutungsflächen ist auch bei der Betrachtung ausschließlich fluviatiler Transportprozesse nicht vernachlässigbar. Erheblicher ist allerdings der Einfluss von Verklausungsprozessen auf das Hochwasserrisiko. Maßgebende Parameter bei der Bestimmung der Aufstauhöhen und Rückstaulängen infolge Verklausung sind die zuströmende Schwemmholzmenge, die Charakteristik der Schwemmholzmischung sowie die geometrischen und topografischen Verhältnisse des Gerinnes im Brückenbereich. Die Auftretenswahrscheinlichkeit von Verklausungen wird primär von den Abmessungen des Schwemmholzes und vom Lichttraumprofil an der Brücke bestimmt. Da die eingetragenen Schwemmholzmengen und deren Abmessungen nicht statistisch erfassbar sind, ist eine explizite Berücksichtigung dieses Prozesstyps in der stochastischen Schadensmodellierung nicht möglich. Die szenarienbasierte Berücksichtigung zeigt allerdings, dass die im physikalischen Modellversuch gemessenen Wasserspiegellagen im 2D-numerischen Modell zu erheblich größeren Überflutungsflächen und somit zu einer entsprechend größeren Anzahl betroffener Werteobjekte führen.

Aus der Betrachtung verschiedener Hochwasserschutzmaßnahmen ergibt sich mit der Implementierung der beiden Rückhaltebecken mit je 2 Mio.m<sup>3</sup> Fassungsvermögen bzw. mit den sieben projektierten Wasserfassungen eine vergleichbar gute Schutzwirkung im Ötztal: Die vermiedenen Schäden in den Talbecken von Sölden und Längenfeld betragen unter der Annahme einer Maßnahmenlebensdauer von 100 Jahren je nach Hochwassercharakteristik zwischen 28 Mio.€ und 43.5 Mio.€. Aus dem Vergleich der Ergebnisse für verschiedene Lebensdauern zeigt sich die Relevanz jenes Aspektes im Bewertungsmodell, sämtliche zu erwartenden Hochwasser innerhalb der Maßnahmenlebensdauer zu erfassen.

Hinsichtlich der Unsicherheiten in der Modellierung und im Bewertungsmodell sind die Wahl des Schadenmodells bzw. die Charakteristik der statistischen Verteilungsfunktion maßgebend. Bei der Bestimmung der Modellparameter für die Geschiebetransportmodellierung ist das Augenmerk verstärkt auf die Erfassung der Kornparameter zu legen. Deren Einfluss auf die berechneten Transportkapazitäten und Ereignisfrachten ist im Vergleich zu jenem der topografischen Parameter ausschlaggebend. Die Anwendung empirischer Ansätze für die Abschätzung von Hochwasserspitzenabflüssen und Ereignisgeschiebefrachten führt zu einer überwiegend sehr deutlichen Überschätzung der Ergebnisse aus der Modellierung.





## ABSTRACT

This thesis deals with the evaluation of the efficiency of reservoirs and water intake structures for flood protection in alpine valleys. In frame of an integrative modelling concept for discharge, bed load and driftwood processes, a statistic-stochastic approach for the assessment of the protection effect is presented, applied and evaluated. Therein the avoided flood damages are compared with the construction and maintenance costs of the protection measures in terms of a cost-benefit-analysis.

Within the process modelling the focus is put on alpine conditions. It comprises of a hydrological, a 1D-hydraulic and a 2D-morphodynamic model component and as well of an empirical scheme for the balancing of bed load transport. Discharges and fluvial bed load transport processes are computed for all torrent catchments and the main receiving water course in the valley. The method of approach thereby is event-based, the model calibration and the simulation of different flood scenarios is accomplished in a coupled mode. Transport processes of wood in the river and the hazard potential associated to log jam effects at bridges are analysed in the course of a physical scale model test ( $M = 1:45$ ). The obtained water level measurements in the near range on the upstream side of the bridge are implemented in the 2D-numerical model. The cost-benefit-approach bears on an object based geodatabase consisting of any buildings, stock and vehicles within the flood-prone area and of specific (object related) damage functions. For the comparison of the avoided flood damages with the costs for the protection measures a statistic-stochastic evaluation scheme is applied. The combination of the described modelling concept and statistic-stochastic approach for the cost-benefit-evaluation allows for considering the following two key aspects being relevant for an adequate monetary assessment:

(a) In large alpine catchments flood inducing storm events are usually characterized by a highly inhomogeneous spatial and temporal distribution. By using a spatially distributed model these conditions and as well the spatially distributed effectiveness of protection measures can be addressed.

(b) The lifetime of alpine reservoirs and water intake structures is a given evaluation horizon for the assessment of the protective effects. With the statistic-stochastic scheme any statistically expected avoided flood damages within the evaluation period are compared to the one-time and variable costs of the measure. Thus, the presented cost-benefit-approach differs from the widely-used approaches of considering single design flood events for the economical analysis.

The modelling concept is applied and evaluated for the catchment of the Ötz-valley in the Tyrolean Alps. The valley has a catchment area of 893 km<sup>2</sup>, it represents the largest tributary to the river Inn in Tyrol. The applied modeling concept as a whole is designed for the application on a regional scale. This scale specifically requires a distributed hydrological modelling and a differentiated assessment of flood statistics at flooded areas. Whereas the importance of the above aspects reduces at smaller catchment scale, the principle of considering the measures lifetime as the evaluation horizon remains vital as well for smaller catchments.

The simulations involve different flood scenarios based on two damage causing historic flood events. Altogether seven water intake structures are tested on its protection effects. Additionally the protection effects of two reservoirs with different

capacities between 1 mio.m<sup>3</sup> und 2 mio.m<sup>3</sup> are analysed. They are situated in the upstream part of the valley. The hybrid modelling approach concerning log jam effects is exemplarily accomplished for a bridge structure in the flood plain of the valley of Sölden.

The sensitivity study refers to the results for the Ötz-Valley. Regarding the hydrological model component it contains the comparison of the event-based Unit-Hydrograph-model with a continuous water balance model and a distributed energy balance model. Concerning the bed load transport routing scheme the influence of varying sedimentological and topographical model parameters on the computed transport capacities and on the total bed loads is evaluated. By focusing on specific torrent catchments and river sections along the main receiving water course different approaches for the calculation of bed load transport capacities, critical discharges and drag forces are compared with each other. They represent well-known and established equations, which are applicable for flow conditions at steep channels. The model results are furthermore used for the evaluation of empirical estimation formulas for flood peaks and event-specific bed loads in torrent catchments. The choice of the damage functions as well as the influence of the flood peak distribution function, which forms the basis of the statistic-stochastic assessment approach, are subject of a sensitivity study concerning the cost-benefit-analysis.

The application of the modelling concept on the Ötz-Valley points out the relevance of a spatially distributed approach within the modelling of flood related processes in large alpine catchments. The calibration based on specific historic flood events results in considerable differences and variations of the hydrological and hydraulic model parameters. Furthermore, the influence of bed load transport on the computed flood plain is not negligible, even when focusing explicitly on fluvial transport processes. However, the influence of log jam effects at bridges is even more important. For the damming up and the backflow effect due to bridge clogging the controlling parameters are the amount of driftwood in the river, its characteristics and as well the geometrical and topographical conditions close to the bridge. Though, the probability of bridge clogging is mainly affected by the maximum dimensions of the wood elements and the structural clearance at the bridge. The amount of wood approaching the bridge structure and the size of wood elements are hardly quantifiable by means of statistics. Therefore it was not possible to include this process explicitly in frame of the stochastic damage modeling framework. Still, the scenario based consideration of the log jam showed, that the consideration of measured water levels implemented in the 2D-numerical model lead to an increase of the flood plain and to a higher number of flooded objects in the settled area.

The protection effect of the seven projected water intake structures are similar to those of the reservoirs in the rear part of the valley, each with a capacity of 2 mio.m<sup>3</sup>: For both flood protection measures the avoided damages in the settled areas of Sölden and Längenfeld amount to 28 mio.€ - 43.5 mio.€. The damage sum thereby depends on the floods characteristic, the stated data represent the avoided damages within a lifetime period of 100 years. By comparing the results for different lifetime periods between 20 and 100 years the relevance of considering any flood related damages within the protection measure's lifetime period instead of focusing on a specific design flood is pointed out.

Concerning the modelling uncertainties and those regarding the cost-benefit-analysis the choice of the damage functions and the characteristics of the flood peak distribution function are decisive. Focusing on the determination of the model parameters for the bed load transport computations special attention has to be put on the definition of the sedimentological parameters. Its sensitivities have a decisive affect on the computed transport capacities and bed loads whereas the influence of the topographical parameters is comparatively less. The application of estimation formulas for flood peaks and event-specific bed loads mostly lead to an overestimation of the modelling results.



# INHALTSVERZEICHNIS

<b>A</b>	<b>EINLEITUNG.....</b>	<b>1</b>
A.1	Motivation .....	1
A.2	Aufgabenstellung.....	9
A.3	Gliederung.....	11
<b>B</b>	<b>ABFLUSS- UND FESTSTOFFRELEVANTE ANSÄTZE UND MODELLE FÜR WILDBACHEINZUGSGEBIETE UND STEILE GERINNE.....</b>	<b>13</b>
B.1	Übersicht .....	13
B.1.1	Begriffsdefinitionen .....	13
B.1.2	Hochwasserauslösende und -fördernde Prozesse .....	14
B.2	Abflussbestimmung in alpinen Einzugsgebieten.....	23
B.2.1	Übersicht.....	23
B.2.2	Empirische Ansätze .....	25
B.2.2.1	Empirische Ansätze in Abhängigkeit des Einzugsgebietes bzw. mit einem und mehreren Modellkoeffizienten .....	25
B.2.2.2	Empirische Ansätze auf Basis kontinuierlicher Messdaten.....	31
B.2.3	Deterministische Modelle.....	32
B.2.3.1	Konzentrationszeit und Laufzeitverfahren .....	32
B.2.3.2	Abflussbildung – Berechnung des abflusswirksamen (effektiven) Niederschlages.....	34
B.2.3.3	Abflusskonzentration.....	38
B.2.3.4	Wellentransformation – Gerinnerouting.....	45
B.3	Fließgeschwindigkeit in Raugerinnen.....	51
B.3.1	Morphologischer Charakter steiler (rauer) Gerinne .....	51
B.3.2	Logarithmische Ansätze zur Bestimmung des Fließwiderstandes.....	54
B.3.2.1	Ansatz nach SMART und JÄGGI (1983).....	55
B.3.2.2	Ansatz nach THOMPSON und CAMPBELL ((1979), aus ABERLE (2000)) .....	55
B.3.2.3	Ansatz nach AGUIRRE-PE und FUENTES ((1990), aus ABERLE (2000) und HAGER (1992)).....	56
B.3.3	Potenzansätze zur Bestimmung der querschnittsgemittelten Fließgeschwindigkeit bzw. des Fließwiderstandes .....	56
B.3.3.1	Ansatz nach MANNING und STRICKLER ((MANNING, 1889), (STRICKLER, 1923), aus HAGER (1992)) .....	56
B.3.3.2	Ansatz nach JARRETT (1984).....	57
B.3.3.3	Ansätze nach BRAY (1979) .....	57
B.3.3.4	Ansatz nach GRIFFITHS (1981).....	57
B.3.3.5	Ansatz nach RUF (1988) .....	57
B.3.3.6	Ansätze nach RICKENMANN (1990).....	58
B.3.3.7	Ansätze nach HODEL ((1993), aus ABERLE (2000)) .....	59
B.3.3.8	Ansatz nach RICKENMANN (1996).....	59
B.3.3.9	Ansätze nach PALT (2001).....	60
B.3.4	Weitere Ansätze zur Bestimmung des Fließwiderstandes.....	61
B.3.4.1	Ansatz nach BATHURST et al. ((1981), aus ABERLE (2000)).....	61
B.3.4.2	Ansatz nach CAO ((1985), aus ROSPORT (1997)) .....	61
B.3.4.3	Ansatz nach EGASHIRA und ASHIDA (1991) .....	62
B.3.4.4	Ansatz nach ROSPORT (1997) .....	63
B.3.4.5	Ansätze nach ABERLE (2000).....	64
B.4	Geschiebetransport in Wildbacheinzugsgebieten und steilen Gerinnen.....	65
B.4.1	Übersicht.....	65
B.4.2	Schätzverfahren zur Bestimmung fluvialer bzw. murartiger Feststofffrachten.....	67
B.4.2.1	Ansatz nach HAMPEL (1980).....	67
B.4.2.2	Ansatz nach KRONFELLNER-KRAUS (1984) .....	68
B.4.2.3	Ansatz nach ZELLER (1985) .....	68
B.4.2.4	Ansatz nach RICKENMANN (1995).....	68

B.4.2.5	Ansätze nach D'AGOSTINO ((1996), aus GERTSCH (2009) und ZIMMERMANN und LEHMANN (1999))	69
B.4.3	Physikalisch basierte Ansätze zur Bestimmung der Geschiebetransportraten	70
B.4.3.1	Ansatz nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949)	70
B.4.3.2	Ansatz nach SMART und JÄGGI (1983)	71
B.4.3.3	Ansätze nach RICKENMANN ((1990), (1991), (2005), (2001))	72
B.4.3.4	Ansätze nach PALT (2001)	73
B.4.4	Abschätzung von Formverlusten infolge Sohlstrukturen	73
B.4.4.1	Reduziertes Gefälle nach RICKENMANN (2005), RICKENMANN et al. (2006), CHIARI und RICKENMANN (2009) bzw. PALT (2001)	73
B.4.4.2	Ansätze nach PALT (2001)	74
B.4.4.3	Ansätze nach RICKENMANN (2005), RICKENMANN et al. (2006), RICKENMANN (2007), CHIARI und RICKENMANN (2009)	74
B.4.4.4	Ansätze nach PAGLIARIA und CHIAVACCINI (2006), RICE et. al (1998), CANOVARO und SOLARI (2007) (aus PAULI (2009))	75
B.4.5	Abflussverhältnisse bei Transportbeginn – kritischer Abfluss	76
B.5	Schwemmholz und Verklausung	77
B.5.1	Gewässermorphologische und -ökologische Bedeutung des Holzes	77
B.5.2	Herkunft und Eigenschaften des Holzes	77
B.5.3	Schwemmholzpotential und -menge	79
B.5.4	Transportprozess	81
B.5.5	Verklausung	84
B.5.6	Umgang mit schwemmholzinduzierten Schadensrisiken	86
<b>C</b>	<b>MODELLKONZEPT</b>	<b>89</b>
C.1	Übersicht	89
C.2	Gekoppelte Modellierung hochwasserrelevanter Prozesse	93
C.2.1	Szenarien	93
C.2.2	Gekoppelte hydrologisch-1D-hydraulische Modellierung	95
C.2.3	Geschiebebilanzierung	101
C.2.4	2D-numerische Modelle	108
C.3	Statistisch-stochastischer Ansatz zur Bewertung kumulativer Hochwasserschäden	111
C.3.1	Hochwasserstatistik	111
C.3.2	Schadenermittlung – Werteinventar, Schadenmodell	112
C.3.3	Statistisch-stochastisches Bewertungsmodell	114
C.4	Schwemmholzprozesse	121
C.5	Hinweise auf die Anwendung des Modellkonzeptes auf das Einzugsgebiet des Ötztals	125
<b>D</b>	<b>MODELLANWENDUNG AUF DAS EINZUGSGEBIET DES ÖTZTALES</b>	<b>127</b>
D.1	Übersicht	127
D.2	Charakteristik des Einzugsgebietes	129
D.2.1	Klima und Vegetation, Geologie	129
D.2.2	Topografie und Gewässercharakteristik	131
D.2.3	Hydrographie, historische Hochwasser	136
D.2.4	Charakteristik des Sohlmaterials	143
D.3	Szenarien, Schutzmaßnahmen für ISTzustand und PLANzustände	147
D.4	Modellkomponenten	151
D.4.1	Gekoppelte hydrologisch-1D-hydraulische Modellierung	151
D.4.2	Geschiebebilanzierung	152
D.4.3	2D-numerische Modelle	160
D.4.4	Statistisch-stochastisches Bewertungsmodell	161
D.4.5	Schwemmholzprozesse	161

D.5	Modellkalibrierung .....	165
D.5.1	Hydrologisch-1D-hydraulische Modellierung .....	165
D.5.2	2D-numerische Modellierung und Geschiebemodellierung .....	176
D.6	Ergebnisse der Modellierung.....	187
D.7	Statistisch-stochastische Bewertung der projektierten Hochwasserschutzmaßnahmen .....	203
D.7.1	Hochwasserstatistik .....	203
D.7.2	Statistisch-stochastisches Bewertungsmodell .....	205
D.8	Verklauseungsszenarien .....	223
<b>E</b>	<b>PLAUSIBILITÄTS- UND SENSITIVITÄTSASPEKTE IM MODELLKONZEPT – EINFLUSS VON MODELLWAHL UND -PARAMETERN AUF DIE GÜTE DER MODELLIERUNG .....</b>	<b>235</b>
E.1	Übersicht .....	235
E.1.1	Einführung .....	235
E.1.2	Hydrologische Modellierung .....	235
E.1.3	1D-hydraulische und 2D-numerische Modellierung .....	236
E.1.4	Geschiebetransportmodellierung .....	237
E.1.5	Schwemmholtzprozesse, Verklauseungsszenarien .....	238
E.1.6	Statistisch-stochastisches Ansatz zur Bewertung kumulativer Hochwasserschäden.....	238
E.1.7	Hinweise auf die Plausibilitäts- und Sensitivitätsbetrachtungen in den Kapiteln E.2 - E.5 ...	239
E.2	Zur Wahl des hydrologischen Modells hinsichtlich der Kalibrierungsgüte von Hochwasserereignissen bzw. zur Bedeutung der Kalibrierung hydrologischer Modelle .....	241
E.3	Plausibilitäts- und Sensitivitätsaspekte in der Geschiebebilanzierung .....	251
E.3.1	Übersicht.....	251
E.3.2	Bedeutung topografischer und sedimentologischer Modellparameter bzw. Einfluss der zeitlichen Diskretisierung im Bilanzierungsschema .....	256
E.3.3	Vergleichende Bewertung empirischer Transportansätze für die Geschiebeberechnung in steilen Gerinnen.....	260
E.4	Bewertung empirischer Schätzformeln zur Bestimmung von Hochwasserabflüssen und ereignisbezogenen Geschiebefrachten in Wildbacheinzugsgebieten .....	269
E.4.1	Abschätzung von Hochwasserabflüssen in Wildbacheinzugsgebieten .....	269
E.4.2	Abschätzung von Ereignisgeschiebefrachten in Wildbacheinzugsgebieten .....	274
E.5	Sensitivitätsaspekte im statistisch-stochastischen Bewertungsmodell – Einfluss der statistischen Verteilungsfunktion bzw. der Wahl des Schadenmodells auf die Wirksamkeit von Hochwasserschutzmaßnahmen.....	279
<b>F</b>	<b>SCHLUSSFOLGERUNGEN UND AUSBLICK .....</b>	<b>291</b>
F.1	Zusammenfassung .....	291
F.1.1	Modellkonzept.....	291
F.1.2	Anwendung auf das Einzugsgebiet des Ötztals .....	291
F.2	Weitere forschungsrelevante Fragestellungen.....	297
F.2.1	Übersicht.....	297
F.2.2	Modellsensitivität infolge Unsicherheiten in den Messdaten für Niederschlag und Wasserstand .....	297
F.2.3	Vergleichende Bewertung der Abfluss- und Transportprozesse aus der 2D-numerischen Modellierung und dem 1D-hydraulischen Modell bzw. dem Geschiebebilanzierungsschema .....	298
F.2.4	Gemeinsame Modellkalibrierung für ausgewählte historische Hochwasser – Modellvalidierung .....	298



F.2.5	Vergleichende Bewertung der 2D-numerischen Geschieberrmodellierung auf Basis einer Einkornbetrachtung mit einem Modell für fraktionierten Transport .....	298
F.2.6	Vergleichende Bewertung der Geschiebebilanzierung in den Wildbacheinzugsgebieten mit numerischen Modellen (TomSed, usw.) .....	299
F.2.7	Transportverhalten des Vorfluters im Knotenbereich seitlicher Zubringer aus Wildbacheinzugsgebieten mit erheblichen Geschiebeeinträgen .....	299
F.2.8	Dosier- bzw. Rückhaltungswirkung von Geschiebesperren, Murgangsszenarien für ausgewählte Wildbäche .....	300
F.2.9	Einfluss des Geschiebetransportes auf die Schutzwirkung projektierter Wasserfassungen, Untersuchungen zur Ausfallsicherheit von Wasserfassungen .....	300
F.2.10	Betriebsoptimierung von Hochwasserrückhaltebecken in Abhängigkeit der zuströmenden Abflussganglinie .....	301
F.2.11	Frachtspezifische statistische Analyse von Hochwassern .....	302
F.2.12	Statistisch-stochastische Bewertung von Hochwasserschutzmaßnahmen unter Berücksichtigung von Schäden an Infrastruktureinrichtungen, Nutzflächen, usw. ....	302
F.2.13	Einfluss der Stichprobenlänge bzw. von Ausreißern bei der statistischen Analyse auf die Wirtschaftlichkeit von Hochwasserschutzmaßnahmen – Einfluss der Methodik bei der Ermittlung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten .....	302
F.2.14	Einfluss einer zukünftig erhöhten Bebauungsdichte im hochwassergefährdeten Bereich bzw. veränderter Bodennutzungsverhältnisse im Sinne einer Zunahme versiegelter und versickerungsarmer Flächen (Landnutzungsszenarien) auf die Wirtschaftlichkeit von Hochwasserschutzmaßnahmen .....	304
F.2.15	Implementierung von Verkläusungsszenarien in das statistisch-stochastische Bewertungsmodell .....	304

## **G VERZEICHNISSE ..... 305**

G.1	Abbildungsverzeichnis .....	305
G.2	Tabellenverzeichnis .....	313
G.3	Symbolverzeichnis .....	315
G.4	Dissertationsbezogene Veröffentlichungen bzw. Beiträge an internationalen Konferenzen .....	321
G.5	Literaturverzeichnis .....	323

## A EINLEITUNG

### A.1 Motivation

Naturgefahren prägen seit jeher das Sicherheitsbewusstsein des Menschen, zumal sie den Verlust von Menschenleben und Schaden an Hab und Gut mit sich bringen können. In alpinen Regionen stellen Hochwasser, Murgänge, Felsstürze sowie Lawinen jene Prozesse mit sehr großem Gefährdungspotential für Bevölkerung und Infrastruktur dar. Die Frage nach dem Umgang mit Naturgefahren bzw. dem Leben in sensiblen und gefährdeten Regionen rückt insbesondere angesichts schadenbringender Hochwasserereignisse in der jüngeren Vergangenheit mehr und mehr in den Mittelpunkt.

Im Tiroler Alpenraum verursachten vorrangig zwei Hochwasserereignisse katastrophale Schäden, jene vom 24. und 25. August 1987 im Ötztal sowie jenes vom 22. und 23. August 2005 großflächig in Tirol und insbesondere im Paznauntal. Im Ötztal wurden an den Pegeln Abflussspitzen mit Jährlichkeiten von mehr als 100 Jahren verzeichnet. Straßenabschnitte und Brücken wurden zerstört. Ausuferungen verursachten zum Teil schwerste Schäden an Gebäuden, Infrastruktureinrichtungen und umliegenden Kulturgründen. Lokal wurde der Hochwasserabfluss in der Ötztaler Ache mit massiven Geschiebeeinstößen aus den Wildbacheinzugsgebieten beaufschlagt. Im Ötztal waren bei diesem Ereignis 14 Todesopfer zu beklagen. Das gesamte Schadensausmaß belief sich auf etwa 7.3 Mio. € (PINZER und PINZER, 2008). Ähnlich verheerend gestaltete sich die Situation im Paznauntal. Infolge des Hochwassers wurden 30 % der Talstraße zerstört; Ortschaften im Tal waren nicht erreichbar. Viele Gebäude waren einsturzgefährdet bzw. wurden unbewohnbar. Die gesamte Verbauung entlang der Trisanna wurde vernichtet (STEPANEK et al., 2006). Anhand der verfügbaren hydrologischen Daten wurde dem Ereignis im Sinne einer ersten Einschätzung eine Jährlichkeit von mehr als 5000 Jahren zugeordnet (GODINA et al., 2006). Ausschließlich die Sofortmaßnahmen der Wildbachverbauung betrugen bei diesem Ereignis für das Bundesland Tirol 4.317 Mio. €. Sie umfassen jene Maßnahmen, die eine unmittelbare Vermeidung von Schäden zur Folge haben oder deren Ausweitung verhindern oder die zur Wiederherstellung der Funktionsfähigkeit von Schutzmaßnahmen erforderlich sind (Bachräumungen, Rückführungen ins ursprüngliche Gerinnebett, Behebung örtlicher Verbauungsschäden, Sicherung und Sanierung von Rutschungen, usw.) (RUDOLF-MIKLAU et al., 2006).

Ungeachtet der Diskussionen hinsichtlich einer klimawandelbedingten Erhöhung des Hochwasserrisikos verursachen gegenwärtige demografische und volkswirtschaftliche Entwicklungen, aber auch politische Entscheidungen ein erhöhtes Gefährdungspotential und -risiko gegenüber Naturgefahren. Die Verdichtung des Siedlungsraumes und seine Ausbreitung in stark hochwasser- oder lawinengefährdete Bereiche erhöhen einerseits jenes Werteinventar, welches potentiellen Naturgefahren unmittelbar ausgesetzt ist. Andererseits resultieren Veränderungen in der Landnutzung – im Wesentlichen die Reduzierung des Waldbestandes und Erhöhung des Anteils an versiegelten Flächen (Verkehrsflächen, Skipisten, usw.) – eine Veränderung des Abflussverhaltens im Sinne einer Verringerung der Retentionsfähigkeit.

Angesichts dieser Entwicklungen sind die Instandhaltung und vor allen Dingen auch der Ausbau bestehender Hochwasserschutzmaßnahmen und -bauten von hoher Relevanz. Auch die Ausweisung von besonders gefährdeten Gebieten im Sinne einer Gefahrenzonenplanung ist vordringlich. Seitens der Europäischen Union besteht seit dem Jahr 2007 eine Richtlinie über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken (EUROPÄISCHE UNION, 2007). Die EU-Mitgliedstaaten werden darin in die Pflicht genommen, zunächst bis Ende 2011 für sämtliche Gewässer eine vorläufige Bewertung des Hochwasserrisikos durchzuführen. Für jene Gewässerabschnitte mit erhöhtem Hochwasserrisiko sind des Weiteren bis Ende 2013 Hochwassergefahrenkarten und -risikokarten auszuarbeiten. Detaillierte Hochwasserrisikomanagementpläne folgen bis Ende 2015. Grundlegende Zielsetzung dieser Arbeiten ist die Verringerung hochwasserbedingter nachteiliger Folgen auf die menschliche Gesundheit, auf Umwelt und Kulturerbe sowie auf wirtschaftliche Tätigkeiten in der Gemeinschaft (EUROPÄISCHE UNION, 2007).

Dem Schutz vor Hochwasser durch aktive Maßnahmen im Sinne technischer Schutzeinrichtungen, aber auch durch passive Maßnahmen wie etwa die Verlegung bestehender Nutzungen in nicht gefährdete Räume kommt damit bereits gegenwärtig, insbesondere jedoch in naher Zukunft verstärkt Bedeutung zu. Konzepte von regionaler Tragweite, welche sowohl einen hochwasserschutztechnischen, aber auch wirtschaftlichen Nutzen mit sich bringen, sind hierbei bevorzugt umzusetzen. Wasserkraftanlagen in alpinen Regionen erfüllen in der Regel diese Anforderungen. Primär dienen sie der Stromerzeugung. Sie ermöglichen eine großmaßstäbliche Speicherung von Energie sowie die Deckung von Bedarfsspitzen im Verbrauch. Des Weiteren können sie im Hochwasserfall wichtige Steuerungs- und Retentionselemente für die Unterlieger repräsentieren. Die Schutzwirkung resultiert dabei aus der Ableitung von Wasser an Fassungen (Ausleitungskraftwerke) oder aus dem temporären Rückhalt des Wassers (Retention) in alpinen Speichern (Speicherkraftwerke, Pumpspeicherkraftwerke). Der abgeleitete Abfluss an Fassungen ergibt sich grundsätzlich in Abhängigkeit des Wasserdargebotes im Einzugsgebiet der Fassung, nach Möglichkeit entspricht er im Hochwasserfall dem maximal ableitbaren Abfluss (Ausbauabfluss). Die Steuerung des Abflusses aus Speichern erfolgt in Abhängigkeit des Wasserstandes im Stauraum. Bei beiden Anlagenkomponenten sind die Aspekte der Gewässerökologie im Sinne einer permanenten Abgabe definierter Restwassermengen in den Unterliegerbereich zu berücksichtigen. Eine wesentliche Rolle bei der Beurteilung der Schutzwirkung von Fassungen spielt die Ausfallswahrscheinlichkeit der Anlagenkomponenten im Hochwasserfall. An Fassungen nach dem Prinzip eines Tiroler Wehres erfolgt die Entnahme des Wassers über die Gerinnesohle. Hier ist die Gefahr einer Verlegung von Wehrfeldern infolge sehr hoher Feststoffanteile am Zufluss (grobes Geschiebe, Holz) und in der Folge eines Ausfalles der Anlage bzw. der Abschaltung der Anlage aus Sicherheitsgründen gegeben. Fassungen, welche dem Schema kleiner Speicher (mit vernachlässigbarem Retentionseffekt) mit einer seitlichen Entnahme des Wassers im Bereich des Sperrenbauwerks entsprechen, sind nicht von der Verlegung mit Geschiebe betroffen. Die Ausfallswahrscheinlichkeit fällt für diese Anlagenkonstruktion geringer aus. Die folgende Zusammenstellung fasst jene Anlagen, von denen im Hochwasserfall eine Schutzwirkung für den Unterliegerbereich ausgeht, zusammen. Bei den Speichern werden dabei auch Hochwasserrückhaltebecken angeführt. Sie stellen keine Komponenten von Kraftwerksanlagen dar, deren Schutzwirkung entspricht aber jenen von alpinen

Speichern zur Energiegewinnung. Bei der Gliederung der Speicher wird hinsichtlich deren topografischen Lage, der Charakteristik deren Einzugsgebiete bzw. hinsichtlich deren betrieblicher Auslegung, wie sie beispielsweise in SCHÖBERL (2008) erfolgt, keine Kategorisierung vorgenommen.

- Schutzwirkung: RETENTION – alpine Speicher
  - ausschließlich für die Energiegewinnung projektierte Speicher
  - Mehrzweckspeicher (Energiegewinnung, Hochwasserschutz)
  - Hochwasserrückhaltebecken
- Schutzwirkung: ABLEITUNG – Wasserfassungen
  - Tiroler Wehr
  - Seitenentnahme

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Bewertung der Schutzwirkung von alpinen Speichern bzw. Ausleitungen (Wasserfassungen). Im Sinne einer Einführung in die Thematik werden im Folgenden einige Studien zur Hochwasserschutzwirkung von Kraftwerksanlagen in Österreich sowie in der Schweiz angeführt.

GANAHL und WIDMANN (1980) charakterisieren den Einfluss von Speichern auf die Wasserführung der Unterlieger zunächst als Ausgleich der Jahresganglinie durch die Speicherung sommerlicher Abflüsse und Abgabe gespeicherter Wassermengen im Winter. Damit verbunden sind eine Aufbesserung der Niederwasserführung in den Wintermonaten sowie der Rückhalt von Wasser im Sommer. Zudem erfolgt vor allem im Nahbereich der Speicher eine Herabsetzung der Hochwasserintensitäten. Wesentliche Kenngrößen bei der Beurteilung der Rückhaltewirkung stellen laut GANAHL und WIDMANN (1980) die Verhältnisse von gefasstem Einzugsgebiet zu gesamten Einzugsgebiet sowie von Speichernutzinhalt zu Jahreszufluss in den Speicher dar. Gemäß WIDMANN (1974) erreichen Speicher mit Verhältnissen von Speichernutzinhalt zu Jahreszufluss kleiner 0.26 eine Abminderung des  $HQ_{100}$  im Bereich des Speichers von bis zu 40 %. Bei Jahresspeichern mit Verhältnissen größer 0.4 beträgt die Rückhaltewirkung bis zu 40 % des  $HQ_{1000}$ . Die Ursache liegt darin begründet, dass in alpinen Regionen das Auftreten großer Hochwasser nicht zu Zeitpunkten erfolgt, an denen die Speicher vollständig gefüllt sind. Für die Fallbeispiele der Kraftwerksgruppen Glockner-Kaprun und Zillertal der Verbund AHP (vormals im Besitz der Tauernkraftwerke AG) analysieren GANAHL und WIDMANN (1980) die Auswirkungen der Speicher durch den Vergleich von natürlichem und betrieblich beeinflusstem Abfluss an unterstrom gelegenen Pegeln an der Möll, der Kapruner Ache sowie am Ziller: Die Gestaltung der Wasserfassung als Tagesausgleichsspeicher (Überleitung Mölltal-Mooserboden) liefert hier durch die Ausleitung und den Rückhalt eine Reduktion der Hochwasserabflüsse um bis zu 38 %. Die Rückhaltewirkung von Überleitungen ist insbesondere von deren Ausbauabfluss abhängig. Bei lang anhaltenden Hochwassern erfolgt eine Reduktion der Abflussspitzen um den Wert des Überleitungsabflusses (GANAHL und WIDMANN, 1980). Am Pegel Kaprun/Kapruner Ache ergeben sich durch die Wirkung der Speicher Mooser- und Wasserfallboden (betrieblich beeinflusste Fläche 57 %; Nutzinhalt: 168.2 Mio. m<sup>3</sup>) Dämpfungen der Hochwasserabflüsse  $HQ_{10}$  und  $HQ_{100}$  um 18 % und 28 %. Am Pegel Hart am Ziller ergeben sich bei einem betrieblich

beeinflussten Einzugsgebietsanteil von 51 % für die Hochwasser im Zeitraum 1970 - 1979 Abminderungen der Abflussspitzen um bis zu 44 %.

TSCHADA (1983) beschreibt in einer Studie über die Kraftwerksgruppe Sellrain-Silz (TIWAG - Tiroler Wasserkraft AG) den Einfluss komplexer Wasserkraftanlagen auf den Hochwasserschutz. Der Rückhalt in den Speichern sowie übergeleitete Abflüsse verringern das Hochwasserrisiko bedeutend. Die Verlagerung von Wasser infolge der Überleitungen kann bei Erreichen des maximal möglichen Wasserspiegels in den Speichern die Abflüsse im Unterwasserbereich des Kraftwerkes allerdings auch erhöhen. TSCHADA (1983) bezeichnet den Ausfall einzelner Fassungen (Tiroler Wehre) im Hochwasserfall infolge der Verlegung durch Geschiebe und Holz als unwahrscheinlich. Problematisch hingegen erscheint der Zustand der Gewässerabschnitte unterstrom jener Fassungsbereiche: Durch die in der Regel geringe Restwasserführung und die sehr kurzen Zeiträume, an denen sich ein Überlauf an der Fassungsstelle einstellt, neigen diese zur Verkrautung, was in weiterer Folge mit einer Verringerung der Abflusskapazität einhergeht. TSCHADAS (1983) Überlegungen zur Ausfallsicherheit von Bachfassungen entsprechen den Ergebnissen einer Untersuchung von 312 Hochwasserereignissen an 12 Tiroler Bachfassungen von SCHÖNLAUB und HOFER (2009). Der Betriebsausfall einer Fassung wurde dabei ausschließlich in drei Fällen registriert (jeweils an derselben Anlage).

BOES et al. (2008) unterscheiden bei der Beurteilung von Kraftwerksanlagen explizit zwischen den Schutzwirkungen von Speichern und Wasserfassungen. In Analogie zu GANAHL und WIDMANN (1980) beschreiben sie die Hochwassermonate Juni bis August als jenen Zeitraum, in denen Speicher in alpinen Regionen in der Regel nicht vollständig gefüllt sind. Für österreichische Jahresspeicher beträgt der durchschnittliche Füllgrad in dieser Zeit zwischen 95 % und 98 % (SIMMLER, 1971). Das Verhältnis von Speichernutzinhalt zu Jahreszufluss bestimmt weiters die Häufigkeit an Abgaben über die Hochwasserentlastung. Bei Verhältnissen größer als 0.4 erfolgt eine Aktivierung der Hochwasserentlastung einmal in zehn Jahren, bei Verhältnissen um 0.1 etwa einmal jährlich. Wiederum analog zu GANAHL und WIDMANN (1980) nennen BOES et al. (2008) das Verhältnis von gefasstem zu gesamtem Einzugsgebiet als maßgebendes Kriterium für die Dämpfung der Hochwasserwelle an den Unterliegern. Entsprechend führte die dämpfende Wirkung des Gepatschspeichers (Nutzinhalt: 140 Mio. m<sup>3</sup>, Kaunertal-Kraftwerk, TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG) am Pegel „Platz“ 12 km unterstrom des Speichers im Kaunertal beim Hochwasserereignis 1987 zu einer Reduktion der Abflussspitzen um 92 %. Beim Hochwasserereignis 2005 konnte eine Dämpfung um mindestens 79 % erreicht werden. Unter Berücksichtigung der weiters wirksamen Anlage Sellrain-Silz (TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG) sowie der Speicher Kops und Silvretta (Vorarlberger Illwerke AG) ergab sich beim Ereignis 2005 am Abflusspegel des Inns in Innsbruck eine Reduktion der Abflussscheitelwertes um 4 %, gleichbedeutend mit einer Senkung des Wasserspiegels um 0.15 m und damit der Vermeidung von Ausuferungen in den historischen Stadtkern (BOES et al., 2008).

Hinsichtlich der konstruktiven Gestaltung von Fassungsbauwerken an Standorten, an denen die Gefahr der Verlegung durch Geschiebe oder Holz gegeben ist, empfehlen BOES et al. (2008) die Ausführung von Absperrbauwerken mit verhältnismäßig geringer Höhe und seitlichen Einläufen in den Überleitungsstollen. Die

Ausfallsicherheit im Hochwasserfall ist hier bedeutend höher. Analog zur Wirkung von Speichern sinkt der Dämpfungsgrad der Welle mit zunehmendem Abstand unterstrom der Fassung. Er beträgt aufgrund eines maximal entnehmbaren Abflusses in der Höhe des Ausbauabflusses unmittelbar unterstrom allerdings nicht Null. Bei der Analyse der Hochwasserereignisse 1987 und 2005 ergibt sich aufgrund der Überleitungen vom Pitzbach und Taschachbach (beide im Pitztal) in den Gepatschspeicher am Pegel „St. Leonhard“ 15 km unterstrom der Fassungen an der Fagge (Pitztal) eine Reduktion der Abflussspitzen um 19 % und 30 % (BOES et al., 2008).

SCHÖBERL (2008) unterscheidet in einer Analyse der Rückhaltungswirkung von Gebirgsspeicheranlagen zwei wesentliche Effekte bei der Reduzierung der Hochwasserscheitel: Zunächst erlauben Speicheranlagen ein Auffangen der Hochwasserwelle durch Auffüllen des freien Stauraumvolumens (Auffangretention). Bei vollständig gefülltem Speicher und Abfluss über die Hochwasserentlastung bewirkt des Weiteren die Durchströmung des Speichers eine Dämpfung des Abflusses (hydraulische Retention). SCHÖBERL (2008) unterteilt Speicheranlagen in drei Kategorien: hoch gelegene Jahresspeicher mit stark vergletschertem Einzugsgebiet (Typ 1), tiefer gelegene Anlagen mit geringem oder keinem Gletscheranteil am Einzugsgebiet (Typ 2) sowie Ausgleichsspeicher in mittleren Höhenlagen (Typ 3). Als wesentliche Rahmenbedingungen für eine Retentionswirkung im Hochwasserfall nennt SCHÖBERL (2008) die hydrologischen Verhältnisse im Einzugsgebiet sowie die Stauraumcharakteristika. Relevante Parameter sind hier insbesondere die mittlere Jahreshochwasserspense im Einzugsgebiet, die Saisonalität der Abflüsse, die Variabilität im Auftreten der Jahreshöchstabflüsse sowie die Charakteristik der Hochwasserwellen, beschrieben durch die Zeitdauer bis zum Erreichen des Wellenscheitels und die Gesamtdauer der Welle. Hinsichtlich der Speichercharakteristik ist vor allen Dingen die Funktion des Nutzvolumens in Abhängigkeit der Stauraumhöhe von Bedeutung. Unter der Annahme eines Füllungsgrades von 98.5 % beziffert SCHÖBERL (2008) die durchschnittlichen Freiraumvolumina für Speichertyp 1 mit Werten zwischen 1.7 Mio. m<sup>3</sup> und 3.5 Mio. m<sup>3</sup>, für Typ 2 mit etwa 0.45 Mio. m<sup>3</sup>. Kurzzeitspeichern (Typ 3) wird kein wirksamer Reserveraum zugewiesen. Zusätzliche Reserveräume, welche ausschließlich dem Hochwasserschutz zugeordnet sind, finden hier nicht Berücksichtigung (SCHÖBERL, 2008). Eine Untersuchung mit synthetischen 100-jährlichen Hochwasserwellen resultiert in der Erkenntnis, dass bei kleinen Einzugsgebieten und Speichern gemäß Typ 1 eine vollständige Dämpfung der Hochwasserwelle möglich ist. Bei größeren Einzugsgebieten (> 75 km<sup>2</sup>) sowie bei Speichern vom Typ 2 ist eine Dämpfung der Abflussspitze um 50 % realistisch. Für Typ 3 ist die hydraulische Dämpfung aufgrund der im Verhältnis zur Hochwasserwelle geringen Speicherfläche sehr gering bzw. vernachlässigbar. Die zusätzliche Wirkung des Kraftwerksbetriebes infolge Turbinieren oder Pumpen in höher gelegene Speicher wird hier nicht berücksichtigt.

In SANDER und HAEFLIGER (2001) wird die Reduzierung des Hochwasserrisikos durch die Kraftwerksanlage der Mattmark AG im Saastal in der Westschweiz beispielhaft für drei große Hochwasserereignisse in den 90er Jahren dargestellt. Die schützende Wirkung dieser Anlage ist für die Unterlieger von hoher Relevanz. Im Zuge des Hochwassers im September 1993 konnten im Stausee Mattmark

(Nutzinhalt: 100.1 Mio. m<sup>3</sup>) beispielsweise vom Zuflussvolumen (11.5 Mio. m<sup>3</sup>) anteilig 65 % im Freiraumvolumen sowie knapp 9 % durch Überstau zurückgehalten werden. Der Füllgrad des Stausees unmittelbar vor dem Ereignis betrug 92.4 %. 1.2 Mio. m<sup>3</sup> wurden turbinert, der Rest wurde über die Hochwasserentlastung abgeführt. An den Unterliegern wurden Abflussverhältnisse im Bereich eines 100-jährlichen Ereignisses beobachtet. Infolge starken Geschiebetriebes und eines nicht ausreichend dimensionierten Gerinnequerschnittes entstanden Ausuferungen und Schäden im Ausmaß von 100 Mio. CHF. Nichtsdestotrotz konnten durch die Rückhaltung eines großen Teiles der Hochwasserwelle erheblich größere Schäden vermieden werden. Infolge der Überschreitung des Vollstaus bzw. der Abfuhr eines Anteiles der Welle über die Hochwasserentlastung konnte die Schutzwirkung der Kraftwerksanlage der Bevölkerung erst im Zuge umfangreicher Studien und Analysen glaubhaft dargelegt werden. Die Stauanlage wurde durch Schaffung eines Hochwasserfreihaltevolumens (3.6 Mio. m<sup>3</sup>) in weiterer Folge in einen Mehrzweckspeicher umgebaut (SANDER und HAEFLIGER, 2001).

Die angeführten Studien veranschaulichen sehr deutlich die von Speichern bzw. Wasserfassungen ausgehende Hochwasserschutzwirkung. Unabhängig vom saisonalen Auftreten eines Hochwassers, von Intensität und Fülle des Ereignisses sowie vom Füllgrad der Speicher bringen sie unter der Annahme, dass sich aus betrieblicher Sicht keine Unfälle oder Pannen ereignen, in der Regel eine Reduktion des Hochwasserrisikos, keineswegs aber eine Erhöhung dessen mit sich. Festzuhalten gilt hier zudem, dass die Errichtung von Wasserkraftanlagen im Allgemeinen immer mit der Einrichtung von Beobachtungsstationen für relevante Prozessgrößen, Kontroll- und Überwachungseinrichtungen verbunden ist. Für Ereignisprognosen, Frühwarnsysteme, aber auch Ursachenanalysen nach Hochwasserereignissen liefern diese Einrichtungen wertvolle Datengrundlagen. Hinsichtlich einer monetären Bewertung der Schutzwirkungen von Speichern im Sinne einer Gegenüberstellung von Bauwerkskosten und Hochwasserschäden existieren aktuell vorwiegend Konzepte, die eine Gegenüberstellung mit einzelnen Hochwasserereignissen bestimmter Jährlichkeit beinhalten. Für einen Vergleich von Bauwerkserrichtungs- und Instandhaltungskosten mit möglichen schadenbringenden Hochwassern verschiedenster Jährlichkeit innerhalb der Lebensdauer des Bauwerks bestehen keine entsprechenden Konzepte. Ebenso wird die Schutzwirkung häufig nur für einen definierten (räumlich eingeschränkten) Unterliegerbereich dargestellt, der modelltechnisch mit vertretbarem Aufwand erfassbar ist. Eine monetäre Bewertung der Auswirkungen auf ganze Talräume wird in der Regel nicht durchgeführt. Dessen Kenntnis ist für eine optimale Anlagenplanung, für die Finanzierung von Kraftwerksanlagen, aber auch für die Öffentlichkeitsarbeit bzw. das Akzeptanzverhalten der Bevölkerung bereits in der Projektierungsphase der Anlagen von hoher Relevanz.

Aus der Analyse bestehender Modelle und Studien zur Einschätzung der Hochwasserschutzwirkung von Kraftwerksanlagen ergibt sich die Aufgabenstellung, ein integratives Konzept zur Modellierung hochwasserrelevanter Prozesse und zur Bewertung von Schutzmaßnahmen in alpinen Talschaften zu entwickeln. Im Rahmen der Prozessmodellierung sind dabei neben der Abflussmodellierung vor allen Dingen Geschiebe- und Schwemmholtprozesse zu berücksichtigen. Das Konzept sollte auf einer regionalen Betrachtungsebene basieren, worin für ganze Talräume

hochwasserinduzierte Schäden bzw. vermiedene Schäden infolge der Wirkung der Schutzmaßnahmen, die innerhalb der Lebensdauer der Schutzmaßnahme zu erwarten sind, ermittelt und im Sinne einer Kosten-Nutzen-Analyse den Kosten der Maßnahme gegenübergestellt werden.





## A.2 Aufgabenstellung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Evaluierung der Hochwasserschutzwirkung in alpinen Einzugsgebieten. Die Betrachtung erfolgt im Kontext der Entwicklung und Anwendung eines integralen Konzeptes zur Modellierung abfluss- und feststoffrelevanter Transportprozesse in großen alpinen Einzugsgebieten. Die Aufgabenstellung besteht zunächst darin, die im Hochwasserfall maßgebenden hydrologischen, hydraulischen sowie feststoffspezifischen Prozesskomponenten adäquat zu erfassen bzw. modellhaft abzubilden. Hochwasserereignisse sind hier häufig bedingt bzw. stark geprägt von der Überlagerung parallel ablaufender Prozesse. Mit dem Abfluss mittransportiertes und gegebenenfalls auch lokal abgelagertes Geschiebe kann bei Hochwasser eine maßgebliche Erhöhung des Wasserspiegels und in weiterer Folge eine Reduzierung der Hochwassersicherheit bedeuten. Ebenso führt der Transport von Schwemmholtz aus dem Einzugsgebiet gegebenenfalls lokal zur Verlegung des Gewässerquerschnittes und in weiterer Folge zur Überflutung von Siedlungsgebieten. Hinsichtlich der räumlichen Verteilung, aber auch des zeitlichen Ablaufes sind diese Prozesse bei alpinen Verhältnissen von einer hohen Variabilität geprägt.

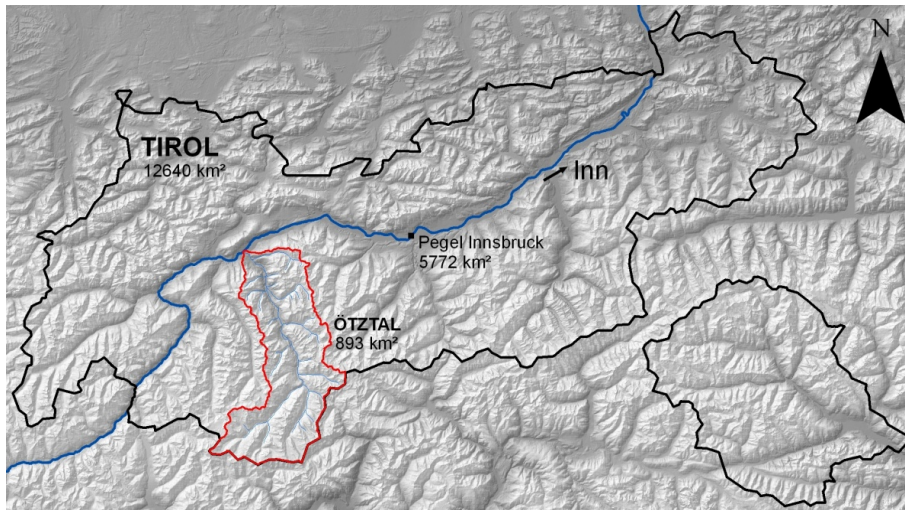
Das Modellkonzept (siehe Kapitel C bzw. Abb. 33) umfasst eine hydrologische Modellkomponente für die Bestimmung der Abflüsse aus den Teileinzugsgebieten sowie 1D- und 2D-numerische Modelle zur Abbildung der Abflussverhältnisse im Vorfluter und zur Bestimmung von Überflutungsflächen in den Siedlungsgebieten. Hydrologische, hydraulische und sedimentologische Modelle sind miteinander gekoppelt. Die Modellierung stützt sich auf einen eventbasierten Ansatz; betrachtet werden dabei verschiedene historische Hochwasser unterschiedlicher Charakteristik. Eingangsgrößen für die Modelle bilden Messdaten sämtlicher Niederschlagsmessstationen in der unmittelbaren Umgebung des betrachteten Projektgebietes. Die Kalibrierung der Modelle erfolgt anhand von Wasserstands- und Abflussdaten an den Pegeln im Projektgebiet. Die Modellierung des Geschiebetransportes erfolgt zunächst auf Basis eines mit der Hydraulik lose gekoppelten Bilanzierungsschemas für das gesamte Einzugsgebiet. Verwendung finden hierbei die Ergebnisse der hydrologischen und hydraulischen Modelle. Für die Ermittlung der Überflutungsflächen wird zudem ein 2D-numerischer Modellansatz gewählt, welcher den Geschiebetransport auf Basis einer Einkornbetrachtung berücksichtigt.

Im Rahmen einer umfassenden Szenariobetrachtung erfolgt in weiterer Folge die Implementierung verschiedener Hochwasserschutzmaßnahmen (Rückhaltebecken, Überleitungen) im Projektgebiet. Eine wesentliche weitere Aufgabenstellung hierbei ist die Beurteilung deren Schutzwirkung im Sinne vermiedener Schäden. Hierfür wird ein stochastischer Ansatz entwickelt und angewandt, mit dem innerhalb der Lebensdauer der jeweiligen Schutzmaßnahme vermiedene Hochwasserschäden akkumuliert und den Errichtungs- und Erhaltungskosten gegenübergestellt werden.

Um die Auswirkungen von Schwemmholtz auf das Hochwasserrisiko (siehe Kapitel C.4 und D.4.5) quantifizieren zu können, erfolgen exemplarisch für ein ausgewähltes Brückenbauwerk im Projektgebiet systematische Modellversuchsreihen zur Bestimmung der hydraulischen Verhältnisse während eines Verkläusungsprozesses.

Die Ergebnisse im Sinne von Aufstauhöhen bzw. Rückstaulängen werden im 2D-numerischen Modell nachgebildet.

Die Anwendung des Modellkonzeptes (siehe Kapitel D) erfolgt beispielhaft für das Einzugsgebiet des Ötztals (Abb. 1). Es stellt mit einem Einzugsgebiet von knapp 900 km<sup>2</sup> das größte Teileinzugsgebiet des Tiroler Inns dar. Die Charakteristik hinsichtlich der Abfluss- und Feststofftransportprozesse entspricht bei Höhenverhältnissen zwischen 700 m.ü.A. und 3774 m.ü.A. und einem Gletscheranteil von etwa 13 % jenen typischer alpiner Talschaften. Aufgrund der Größe des Ötztals spielt zudem der Aspekt der räumlichen und zeitlichen Variabilität der Prozesse eine bedeutende Rolle. Die Beurteilung der Schutzwirkungen infolge verschiedener implementierter Schutzmaßnahmen erfolgt für die betroffenen Siedlungsgebiete im Talbereich. Entsprechend können die Auswirkungen im unmittelbaren Nahbereich, aber auch auf regionaler Ebene beurteilt werden.



**Abb. 1:** Übersicht über das Projektgebiet

### A.3 Gliederung

Die vorliegende Arbeit gliedert sich im Weiteren in folgende Abschnitte: Kapitel B umfasst einen Überblick über die wesentlichen theoretischen Grundlagen hinsichtlich der Abflussbestimmung in Wildbächen und der hydraulischen, geschiebe- und schwemmholzrelevanten Prozesse in steilen Gerinnen. Schwerpunktmäßig werden hier vor allen Dingen jene Modellansätze angeführt, die im Rahmen des Modellkonzeptes Anwendung finden können.

Kapitel C umfasst eine detaillierte Beschreibung des Modellkonzeptes. Dabei wird zunächst auf die kombinierte, gekoppelte Modellierung hochwasserrelevanter Prozesse eingegangen. Der stochastische Ansatz zur Beurteilung von Schäden bzw. der Wirksamkeit der Hochwasserschutzmaßnahmen wird darauf folgend erläutert.

Kapitel D umfasst die Modellanwendung am Beispiel des Ötztales. Die wesentlichen Schritte und Ergebnisse der Modellierung (Beschreibung der Modelle, Modellkalibrierung und -ergebnisse, Bewertung der Modellergebnisse im Sinne vermiedener Schäden) sind hier angeführt.

In Kapitel E werden im Weiteren Untersuchungen zur Sensitivität und Plausibilität der einzelnen Modelle bzw. Modellparameter und -annahmen angeführt. Eingegangen wird hierbei auf die Wahl des hydrologischen Modells, den Einfluss unsicherer hydrologischer Parameter auf die Ergebnisse bzw. die Aussagekraft empirischer Schätzformeln zur Hochwasserabschätzung (Kapitel E.2 und E.4). Hinsichtlich der Geschiebemodellierung erfolgen eine Sensitivitätsanalyse der topografischen und sedimentologischen Modellparameter sowie Aussagen zum Einfluss der Modellwahl bzw. der zeitlichen Diskretisierung im Rahmen des vorgestellten Geschiebebilanzierungsschemas (Kapitel E.3). Wiederum wird die Aussagekraft empirischer Schätzformeln zur Bestimmung von Hochwassergeschiebefrachten evaluiert (Kapitel E.4).

In Kapitel E.5 wird auf den Einfluss der statistischen Verteilungsfunktion bzw. der Wahl des Schadenmodells auf die Wirkung von Hochwasserschutzmaßnahmen näher eingegangen.

Für die Prozesse des Schwemmholztransportes und der Verklausung von Brücken erfolgen auf Basis eines physikalischen Modellversuches insbesondere Aussagen zum Einfluss von Schwemmholzmenge und -mischung auf die Ergebnisse. Weiters finden sich Erläuterungen zum Einfluss der Mobilisierung bzw. des Transportvorganges im Gerinne sowie zur Übertragbarkeit der ermittelten Aufstauhöhen und Rückstaulängen auf weitere Brückenbauwerke bzw. andere topografische Verhältnisse (Kapitel D.8).

Kapitel F beinhaltet eine Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse sowie einen Ausblick auf weitere forschungsrelevante Fragestellungen, welche jeweils aus der Anwendung des Modellkonzeptes auf das Ötztal resultieren.



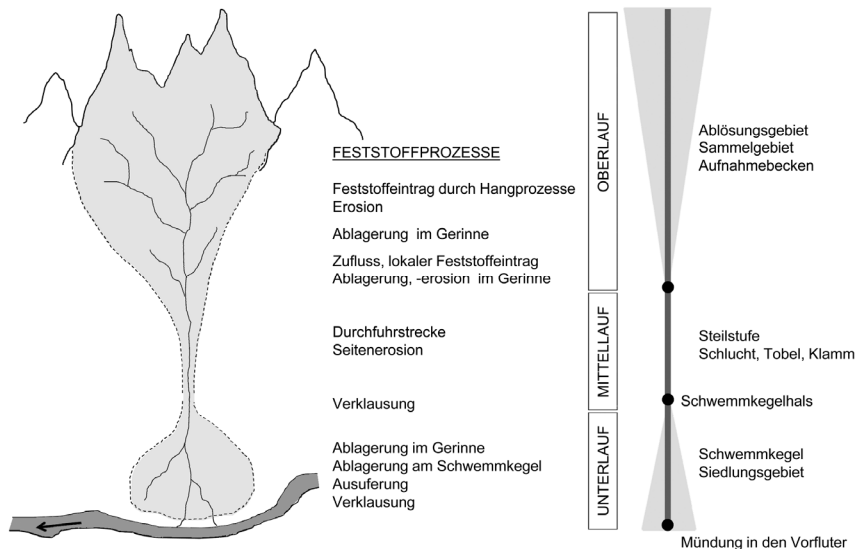
## B ABFLUSS- UND FESTSTOFFRELEVANTE ANSÄTZE UND MODELLE FÜR WILDBACHEINZUGSGEBIETE UND STEILE GERINNE

### B.1 Übersicht

#### B.1.1 Begriffsdefinitionen

Die hydrologischen Prozesse der Belastungsbildung durch Niederschlag oder Schmelzvorgänge, der räumlichen und zeitlichen Niederschlagsverteilung sowie der Belastungsaufteilung in Versickerungs-, Evapotranspirations- und Oberflächenabflussanteile (OSTROWSKI, 2007) sind in alpinen Regionen vorrangig durch die vorherrschenden klimatischen, topografischen und hydrogeologischen Verhältnisse geprägt. Bei der Betrachtung von Wildbacheinzugsgebieten mit steilen Gerinnen unterscheiden sich insbesondere auch die hydraulischen und sedimentologischen Prozesse von jenen voralpiner Gewässer.

BERGMEISTER et. al (2009) definieren den Begriff „Wildbacheinzugsgebiet“ als Fläche des von einem Wildbach entwässerten Niederschlagsgebietes (Sammelgebietes) sowie den Ablagerungsbereich im Unterlauf vor der Mündung in den Vorfluter. Abbildung 2 zeigt das Schema eines Wildbacheinzugsgebietes im Hochgebirge. Es ist durch einen kurzen und steilen Gerinnelauf charakterisiert, zwischen dem Sammelgebiet im Oberlauf und dem Ablagerungsbereich findet sich in der Regel eine Schluchtstrecke.



**Abb. 2:** Schema eines Wildbacheinzugsgebietes im Hochgebirge; vorherrschende Feststoffprozesse in den Teilabschnitten (in Anlehnung an RIMBÖCK (2003) und BERGMEISTER et al. (2009))

Wildbacheinzugsgebiete im Berg- und Hügelland weisen dagegen einen weitläufigeren Gerinnelauf mit geringeren Gefällen auf. Sammel- und Ablagerungsgebiet sind in der Regel räumlich voneinander getrennt. Schwemmkegel bilden sich hier häufig nicht aus, die Gerinne sind umso mehr von Umlagerungsstrecken, an denen Sediment abgelagert und mobilisiert wird, geprägt. BERGMEISTER et.al. (2009) bezeichnen Wildbäche als natürliche Gewässer im Gebirge, die streckenweise ein großes Gefälle aufweisen. Charakteristische Merkmale im Prozessverhalten sind schnell ansteigende Abflüsse mit kurzer Dauer, bei welchen mitunter große Mengen an Feststoffen an der Sohle sowie in den Böschungs- und Hangbereichen erodiert, transportiert und in Bereichen mit geringerer Transportkapazität (Schwemmkegel, Umlagerungsstrecken) abgelagert werden können. RUDOLF-MIKLAU und SEREINIG (2009) grenzen Wildbäche im Hinblick auf die jeweils maßgebenden Prozesse von Gebirgs- und Talflüssen ab. Tiefen- und Seitenerosion, dynamische Ausuferungen, Ablagerungen im Gerinne und insbesondere am Schwemmkegel sowie murgangartige Transportprozesse sind hier maßgebend. Gebirgsflüsse sind Gewässer mit mittlerer bis starker Geschiebeführung. Sie sind geprägt von Anlandungs- und Erosionsprozessen, neigen zur Verlagerung des Flussbettes. Als Talflüsse werden jene Gewässer im Flachland bezeichnet. Sie weisen eine schwache bis mittelmäßige Geschiebeführung auf.

RICKENMANN et al. (2008) charakterisieren im Rahmen einer Untersuchung von Murgang- und Geschiebetransportereignissen im August 2005 in der Schweiz Wildbäche als Gewässer mit Einzugsgebietsgrößen kleiner 25 km<sup>2</sup> und Längsgefällen von in der Regel mehr als 5 % - 10 %. Gebirgsflüsse entwässern Einzugsgebiete mit Größen von mindestens 25 km<sup>2</sup>, ihr Gefälle liegt in der Regel unter 5 % - 10 %. Sowohl Wildbäche als auch Gebirgsflüsse werden gemäß RICKENMANN et al. (2008) maßgeblich durch den Transport von Sedimenten beeinflusst.

Als Talflüsse bezeichnen RICKENMANN et.al. (2008) flache Gewässer, bei denen Geschiebetransportprozesse von untergeordneter Bedeutung sind.

### B.1.2 Hochwasserauslösende und -fördernde Prozesse

Hochwasser- oder Murgangereignisse in den Wildbacheinzugsgebieten des Alpenraumes bedingen im Allgemeinen bestimmte klimatische, hydrogeologische, hydraulische sowie sedimentologische Voraussetzungen für deren Entstehung und Ausprägung. Insbesondere das Zusammenwirken mehrerer auslösender bzw. prozessverstärkender Faktoren kann zu großen, schadenbringenden Ereignissen führen. Die wesentlichen Faktoren können wie folgt zusammengefasst werden:

- NIEDERSCHLAG – Typ, Intensität, Dauer
- TEMPERATUR – Nullgradgrenze, Schnee / Gletscher
- TOPOGRAFIE, VEGETATION, BODENNUTZUNG
- HYDROGEOLOGIE – Versickerungsvermögen, Aufbau der unterirdischen Kompartimente
- ZUSTAND BEI EREIGNISBEGINN – Vorfeuchte, Abfluss, Schneebedeckung, Saisonalität
- FESTSTOFFDARGEBOT

Entsprechend dem Entstehungsprozess lässt sich der Niederschlag anhand dreier Haupttypen charakterisieren (MANIAK, 2005):

Advektiver bzw. zyklonaler Niederschlag (Aufgleitniederschlag) entsteht durch die horizontale Bewegung von Luftmassen. Warme Luftmassen schieben sich dabei über kältere (Warmfront) oder kalte Luftmassen gleiten unter wärmere (Kaltfront). Es entstehen hierbei Niederschläge von langer Dauer (meist über mehrere Stunden) und verhältnismäßig geringer bis mittlerer Intensität. Das Niederschlagsfeld ist großflächig, es umfasst Gebiete um 1000 km<sup>2</sup> (HOCHWASSERNACHRICHTENDIENST BAYERN, 2010).

Kurze Dauern – in der Regel unter einer Stunde – und sehr hohe, über den Ereigniszeitraum schwankende Intensitäten kennzeichnen konvektiven Niederschlag. Er entsteht durch die vertikale Bewegung von Luftmassen. Die Ausbreitung des Niederschlagsfeldes mit häufig weniger als 10 km<sup>2</sup> ist verhältnismäßig gering ((HOCHWASSERNACHRICHTENDIENST BAYERN, 2010), (KIRNBAUER et al., 2009)).

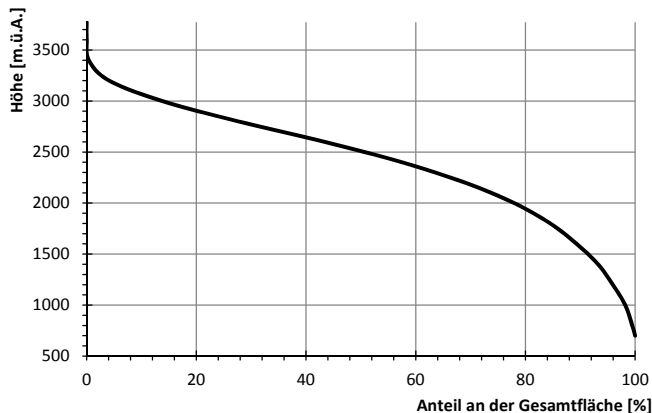
Orografischer Niederschlag (Steigungsregen) entsteht durch die Hebung und Abkühlung warmer Luftmassen an orografischen Hindernissen. Er tritt überwiegend auf der Luvseite von Gebirgen auf. Orografische Hindernisse verstärken häufig die zyklonalen und konvektiven Prozesse.

KIRNBAUER et al. (2009) beschreiben den Prozess der Abflussentstehung im Allgemeinen als heterogenen Prozess im Raum mit hoher zeitlicher Variabilität. Konvektiver Niederschlag ist bei Schadenereignissen in alpinen Einzugsgebieten in überwiegender Form maßgeblich beteiligt bzw. übt eine auslösende Funktion aus. Lang andauernder Niederschlag von geringer bis mittlerer Intensität versickert im Allgemeinen, verringert dabei sukzessive das Versickerungsvermögen der Bodenschichten und führt zu einem zeitlich verzögertem Abfluss. Im Weiteren führt advektiver Niederschlag gegebenenfalls zur Destabilisierung von Hangbereichen und Mobilisierung von Geschiebe (HAGEN et al., 2007). Starkregen hingegen verursacht häufig Infiltrationsüberschuss und in der Folge Horton'schen Oberflächenabfluss. Ergebnisse von Starkregensimulationen (mit standardisierten Beregnungsintensitäten von 100 mm/h) des Institutes für Naturgefahren und Waldgrenzregionen (BFW) an insgesamt 160 Standorten unterschiedlicher Charakteristik zeigen, dass an 80 % der Versuchsflächen Oberflächenabfluss entsteht (KIRNBAUER et al., 2009). Entsprechend dieser Abflusswirksamkeit ist die Relevanz der verschiedenen Niederschlagstypen hinsichtlich schadenbringender Ereignisse zu beurteilen. Insbesondere jene klimatischen Verhältnisse, bei denen advektive Niederschläge Starkregenereignissen vorausgehen und einen entsprechend hohen Sättigungsgrad der Bodenschichten mit sich bringen, sind als besonders kritisch einzustufen. Einerseits überlagert die unterirdische Abflusskomponente die durch oberflächlichen Abfluss entstehende Hochwasserwelle. Andererseits bedingt die erhöhte Vorruchte verhältnismäßig hohe Abflussbeiwerte und somit rascheres oberflächliches Abfließen des Niederschlages während des Starkregens.

Ebenfalls von wesentlicher Bedeutung für den Abflussbildungsprozess in alpinen Regionen sind die vorherrschenden Temperaturverhältnisse. Niederschlag in flüssiger Form versickert nach dem Auftreffen auf der Oberfläche oder fließt unmittelbar oberflächlich ab. Gelangt der Niederschlag hingegen in fester Form (Schnee) auf die Oberfläche, wird er zunächst im Einzugsgebiet zurückgehalten. Die Niederschlagsbildung erfolgt im Allgemeinen immer über die Bildung von Eisparkeln



in sehr kalten Wolkenschichten ( $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$  bis  $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ ), auch in den Sommermonaten. Damit der Niederschlag vor dem Auftreffen auf die Oberfläche in die flüssige Form (Regen) übergeht, muss er geschmolzen werden. Die für den Schmelzvorgang nötige Energie wird der umgebenden Luft entzogen, was in der Folge mit einer weiteren Abkühlung der Luft verbunden ist (STEINACKER, 1988). Die Lage der Nullgradgrenze bestimmt daher ganz wesentlich den unmittelbar abflusswirksamen Anteil des Niederschlages. STEINACKER (1988) bezeichnet den Einfluss der Nullgradgrenze als „Selbstsicherung“ der Natur gegen extreme Hochwasser. Abbildung 3 zeigt die topografischen Verhältnisse alpiner Einzugsgebiete am Beispiel des Ötztals im Sinne einer hypsografischen Kurve. Schwankungen der Nullgradgrenze in Höhenlagen zwischen 2000 m.ü.A. und 3000 m.ü.A. um 100 m bewirken eine beträchtliche Veränderung des abflusswirksamen Anteils an der gesamten Einzugsgebietsfläche (vgl. STEINACKER (1988)).



**Abb. 3:** Hypsografische Kurve für das Einzugsgebiet des Ötztals (vgl. STEINACKER (1988))

Neben der Einzugsgebietsgröße – sie stellt den wichtigsten topografischen Parameter für die Abflussbildung dar – übt vor allen Dingen die strukturelle Gliederung des Einzugsgebietes in Höhenstufen wesentlichen Einfluss aus. Der Abfluss nimmt im Allgemeinen mit zunehmender Einzugsgebietsgröße zu, ereignisspezifische Abflussbeiwerte sind in höheren Lagen in der Regel höher als jene tiefer gelegener Regionen ((HAGEN et al., 2007), (MERZ und BLÖSCHL, 2007)). Die räumliche Verteilung der Abflussbeiwerte ist allerdings auch im Kontext mit den Niederschlagsverhältnissen, den hydrogeologischen Verhältnissen bzw. dem Vorhandensein von Schnee- und Gletscherflächen zu bewerten. KIRNBAUER et al. (2009) beschreiben die Abhängigkeit des Beiwertes vom vorherrschenden Abfluss zu Ereignisbeginn. Hohe Basisabflüsse verursachen demgemäß höhere Abflussbeiwerte, mit zunehmender Niederschlagsintensität nimmt der Beiwert zu. Entsprechend ist die Wirkung von Schneedecken und Gletschern und damit verbundenen Schmelzprozessen in Form einer Überlagerung mit dem vom unmittelbaren Niederschlag induzierten Abfluss zu bewerten.

Den Einfluss der Vegetation (Interzeption) auf die Abflussbildung im Starkregenfall beschreiben HAGEN et al. (2007) als verhältnismäßig gering. Eine wesentliche Bedeutung ist ihr allerdings hinsichtlich der Wechselwirkung mit den Bodenverhältnissen beizumessen. Sie übt eine stabilisierende Wirkung auf die Bodenschichten aus. Zudem verbessert sie die Bodenqualität im Sinne eines erhöhten Versickerungsvermögens. Insbesondere für die Stabilität bzw. die Mobilisierung von Geschiebe infolge von Hangprozessen spielt der Vegetationsgrad eine wichtige Rolle. MARKART et al. (2004) betrachten in einer Anleitung zur Abschätzung von Oberflächenabflussbeiwerten bei Starkregen Boden- und Vegetationsverhältnisse als Einheit für die Klassifizierung. Als für das Versickerungsvermögen maßgebende Bodenparameter definieren sie den Anteil von Grob- und Feinboden, die Lagerungsdichte des Bodens sowie die Gründigkeit des Bodens. Grobe Böden mit entsprechend hohem Anteil an Teilchen mit Durchmessern größer 2 mm besitzen ein rasches Infiltrationsvermögen, mit steigendem Feinanteil (Tone und Schluffe) verlangsamt sich der Versickerungsprozess. Analog bedingt ein locker gelagerter Untergrund eine rasche Versickerung in tiefere Bodenschichten. Flachgründige, steile Böden auf unmittelbar anstehenden Grenzschichten verursachen ein kurzfristiges Versickern von Niederschlagswasser. Das Wasser tritt hier nach einer kurzen Fließstrecke im oberflächennahen Bereich wieder an die Oberfläche und wird dort unmittelbar abflusswirksam (nach MENDEL (2000), aus MARKART et al. (2004)). Gemäß KIRNBAUER et al. (2009) führen durchlässige Deckschichten auf anstehendem Fels mit tiefgründigen Auflockerungen verstärkt zur Tiefensickerung eines erheblichen Teiles des Niederschlagswassers. Für den Rückhalt bzw. die Schutzwirkung im Hochwasserfall stellen diese hydrogeologischen Verhältnisse optimale Bedingungen dar.

Ein weiterer wesentlicher Einflussfaktor bei den Prozesskomponenten der Belastungsaufteilung und der Abflusskonzentration (OSTROWSKI, 2007) ist der Zustand bei Ereignisbeginn. Teilweise oder bereits vollständig gesättigte Bodenschichten zu Beginn konvektiver Niederschläge, verursacht durch advektiven Niederschlag oder Schmelzprozesse, bedingen ein reduziertes Versickerungsvermögen und in der Folge hohe Abflussbeiwerte und die Überlagerung von Horton'schem Oberflächenabfluss mit unterirdischen Abflusskomponenten. Analog ist die Wirkung von Schneedecken im Einzugsgebiet bzw. von Schmelzprozessen einzuschätzen. Schneedecken vermögen im Allgemeinen einen Rückhalt des auftreffenden Niederschlages. Aufgrund intensiver Sonneneinstrahlung bereits abschmelzende bzw. durchnässte Schneedecken weisen allerdings kein Rückhaltevermögen auf. Ebenso ist die Wirkung von ausgeaperten Gletschern zu beurteilen (STEINACKER, 1988). Hinsichtlich der Vorfeuchte des Bodens, der Schneebedeckung, der Überlagerung durch Schmelzprozesse sowie der Temperaturverhältnisse im Einzugsgebiet ist die Vorgeschichte eines Ereignisses bzw. dessen saisonales Auftreten daher als maßgebend zu betrachten.

Gemäß der Definition von Wildbächen stellt der Transport von Sedimenten ein wesentliches Charakteristikum in ihrem Abflussverhalten dar. Hochwasser in Wildbacheinzugsgebieten vermögen enorme Mengen an Feststoffen umzusetzen (Geschiebe, Holz) bzw. am Schwemmkegel und an Umlagerungstrecken abzulagern (Geschiebe, Holz). Entsprechend ihrer

Prozesscharakteristik kategorisiert AULITZKY (1984) vier Wildbachtypen – murstoßfähige, murfähige, geschiebeführende bzw. ausschließlich hochwasserführende Wildbäche.

BERGMEISTER et al. (2009) definieren Murgänge, murgangartigen Transport bzw. geschiebeführende und ausschließlich fluviatile Wildbäche: Charakteristisches Merkmal von Murgängen ist ein langsam bis rasch bewegtes Gemisch aus Wasser und Feststoffen. Die Gemischdichten betragen zwischen  $1700 \text{ kg/m}^3$  und  $2400 \text{ kg/m}^3$ . Der Feststoffanteil beträgt typischerweise 40 % - 70 %. Murgänge kennzeichnet ihr Schubartiges Abflussverhalten. Ihr Fließverhalten entspricht nicht mehr dem eines Newtonschen Fluids. Murgangartiger Transport umfasst Abflüsse mit sehr hohen Feststoffkonzentrationen. Unabhängig von der Korngröße erfolgt der Transport nicht in Analogie zu Talflüssen überwiegend in Sohlhöhe, sondern im gesamten Abflussquerschnitt. Die Wasser-Feststoff-Gemische weisen Dichten zwischen  $1300 \text{ kg/m}^3$  und  $1700 \text{ kg/m}^3$  auf. Der Anteil der Feststoffkomponente am Gesamtabfluss beträgt dabei zwischen 20 % und 40 %. Das Fließverhalten entspricht näherungsweise jenem Newtonscher Fluide ((BERGMEISTER et al., 2009) und (RICKENMANN, 1995)).

Geschiebeführende bzw. fluviatile Wildbäche weisen hingegen einen deutlich geringeren Feststoffanteil im Abflussgemisch auf (bis 20 %). Der Transport von Schwebstoffen erfolgt über den gesamten Abflussquerschnitt verteilt, Geschiebe wird überwiegend entlang der Sohle transportiert. Die Gemischdichten betragen weniger als  $1300 \text{ kg/m}^3$ . Ihr Fließverhalten entspricht näherungsweise dem eines Newtonschen Fluids. Bei Murgängen bzw. murgangartigen Prozessen bewegen sich die Fließgeschwindigkeiten der Feststoffe, auch jene größerer Kornfraktionen, im Bereich der Geschwindigkeiten des Wassers. Bei fluviatilen Transport sind die Geschwindigkeiten geringer (BERGMEISTER et al., 2009).

Hinsichtlich der Anteile an Feststoffen im Abflussgemisch ist in HÜBL (2009) ein Vergleich zwischen Angaben in der österreichischen Normung zur Klassifizierung und Begriffsdefinition von Schutzbauwerken der Wildbachverbauung (ONR 24800, 2009) und der korrespondierenden deutschen DIN-NORM 19663 (1985) angeführt:

**Tab. 1:** Sediment- bzw. Geschiebezuschlagsfaktoren für verschiedene Abflussprozesse in Wildbächen gemäß ONR 24800 (2009) und DIN 19663 (1985) (aus HÜBL (2009))

ONR 24800 - Sedimentzuschlag		DIN 19663 - Geschiebezuschlag	
HW - Hochwasser	1.0 - 1.05	kein Geschiebetransport	1.0
FFT - Fluviale Feststoffverlagerung	1.05 - 1.11	geringer Transport	1.05 - 1.1
MFT - Murartige Feststoffverlagerung	1.11 - 1.67	mittlerer bis großer Transport	1.1 - 1.4
MG - Murgang	> 1.67	sehr großer Transport, Muren	> 1.4

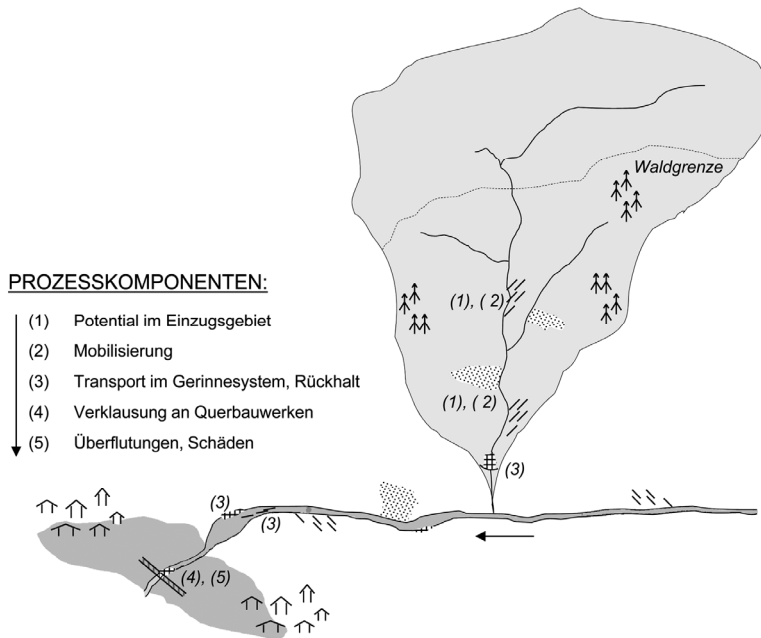
Eine wesentliche Randbedingung beim Transport von Feststoffen in steilen Gerinnen stellt die für die Abtragsprozesse potentiell verfügbare Menge an Sedimenten in der Fläche und entlang des Gerinnes dar. BERGMEISTER et al. (2009) verwenden den Begriff „transportlimitiert“ für die Beschreibung jenes Zustandes, bei welchem der Transport von Sedimenten im Gerinne durch die Transportkapazität beschränkt ist. Der Begriff „feststofflimitiert“ umschreibt hingegen den Zustand, bei welchem Feststoffe aufgrund eines zu geringen Feststoffangebotes nicht im Ausmaß der theoretischen Transportkapazität mobilisiert werden.

Neben dem Geschiebe als Feststoffkomponente sind bei Hochwassern in alpinen Regionen zudem der Einfluss bzw. die Auswirkungen von Schwemmholtz von hoher Relevanz. Mittransportiertes Holz kann an Brücken im Gerinne im Sinne von Verklausungen eine Verringerung des Fließquerschnittes und in weiterer Folge einen stark ansteigenden Wasserspiegel oberhalb des Abflusshindernisses verursachen. Damit verbunden ist die Ablagerung von Geschiebe bzw. gegebenenfalls die Umlenkung der Strömung. Es bildet sich in der Folge ein Rückstau im Gewässer, welcher zu stark steigenden Wasserständen oberhalb des Abflusshindernisses führt. Folgen eines teilweisen oder vollständigen Verschlusses eines Fließgewässerquerschnittes infolge angeschwemmten Holzes (Verklausung) können Ausuferungen und / oder Schäden an Bauwerken und Infrastruktureinrichtungen sein. Verklausungen bilden sich vorwiegend an Gewässerengstellen, Querbauwerken im Gewässer, Brücken, Durchlässen, usw. (RIMBÖCK, 2003). DENK und RIMBÖCK (2008) definieren dabei den Begriff „Schwemmholtz“ als Frisch- und Totholz, welches aus den Einzugsgebieten der Bäche bei Hochwasser mitgeführt wird. In Abhängigkeit der Charakteristik des Einzugsgebietes, des Unterhaltes bzw. der Abflussverhältnisse im Hochwasserfall überwiegt entweder der Frisch- oder Totholzanteil. Eine Gliederung des Begriffes hinsichtlich der Herkunft des Schwemmholtzes zeigt Abb. 4 (HARTLIEB und BEZZOLA, 2000):



**Abb. 4:** Gliederung des Schwemmholtzes hinsichtlich der Herkunft (nach HARTLIEB und BEZZOLA (2000))

Verklausungen durch Schwemmholtz an Brücken stellen bezüglich der Einwirkung das Ergebnis einer Prozesskette dar. Sie beginnt mit der Mobilisierung von potentiell verfügbarem Holz im Einzugsgebiet. Durch den Transportprozess mit Ablagerungen oder Rückhalt an Stellen im Gewässer (Haufenbildung) oder an lokalen Schutzbauwerken gelangt das mobilisierte Holz zur Brücke. Abbildung 5 zeigt die ablaufenden Prozesse schematisch anhand einer Skizze:



**Abb. 5:** Prozesskomponenten bei der Verklausung von Flussquerschnitten an Brückenbauwerken

In den folgenden Kapiteln B.2 - B.5 findet sich eine Zusammenstellung von Berechnungsansätzen und Modellen zur Ermittlung von Abflüssen in Wildbacheinzugsgebieten, zur Erfassung der hydraulischen Verhältnisse in steilen Gerinnen, zur Abschätzung der Anteile an Geschiebe in Wasser-Feststoff-Gemischen sowie zur Ermittlung charakteristischer Schwemmholzparameter für eine Einschätzung der Verklausungsgefahr. Die Schwerpunktlegung erfolgt dabei auf der Betrachtung hochwasserrelevanter Prozesse. Es werden jene Ansätze und Modelle angeführt, die im Kontext des in dieser Arbeit vorgestellten eventbasierten Modellkonzeptes (siehe Kapitel C) anwendbar sind.

Seitens der hydrologischen Modellierung sind dies empirische bzw. deterministische Ansätze zur Abbildung überwiegend niederschlagsinduzierter Prozesse. Auf kontinuierliche Modelle – hierbei insbesondere Schnee- und Gletscherschmelzmodelle – bzw. auf detaillierte Wasserhaushaltsmodelle, die eine Berücksichtigung von Verdunstungs-, Infiltrations-, Bodenwasserprozessen erlauben, wird dabei nicht näher eingegangen.

Hinsichtlich der geschieberelevanten Prozesse werden entsprechend dem Modellkonzept (siehe Kapitel C) ausschließlich Ansätze auf Basis einer Einkornbetrachtung erläutert. Aspekte einer fraktionierten Betrachtung wie Entmischungerscheinungen an der Oberfläche der Sohle (Deckschichtbildung), Sortierprozesse bei der Auflandung von Geschiebe oder Modellansätze für die Mobilisierung des Korns in Mischungen unterschiedlicher Korngrößen sind nicht Gegenstand dieser Zusammenstellung.

Die Relevanz einer fraktionierten Betrachtung des Geschiebetransportes ist im Allgemeinen nicht in demselben Maß gegeben wie bei der Modellierung von geringeren Abflüssen. Der Einfluss des Korndurchmessers auf die Transportkapazität ist für das Abflussspektrum von geringeren Abflüssen bis hin zu Abflussverhältnissen bei Hochwasser sehr unterschiedlich in seiner Ausprägung:

Auf Basis der Analysen von YALIN (1977) zu den Eigenschaften verschiedener Ansätze zur Berechnung der Geschiebetransportkapazitäten beschreibt HUNZIKER (1995) den Einfluss des Korndurchmessers auf die Transportkapazität bei verschiedenen Sohlschubspannungsverhältnissen wie folgt:

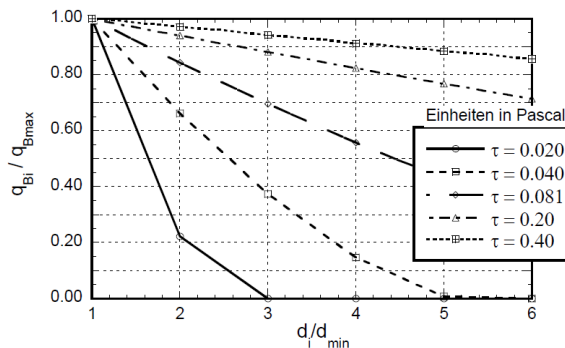
*„Der Einfluss des Korndurchmessers auf die Transportrate ist aber bei kleinen und großen Schubspannungen unterschiedlich. Schon Yalin (1972) zeigte, dass bei höheren Shields-Parametern, wenn  $\theta$  im Vergleich zu  $\theta_c$  sehr groß ist,*

$$\frac{\phi}{\theta^{3/2}} = \text{const.} \quad (5.1)$$

*wird. Daraus lässt sich der Einfluss des Korndurchmessers bei höheren dimensionslosen Schubspannungen abschätzen. Aus Gleichung 5.1 folgt*

$$\frac{q_B}{(s-1)^{1/2} \cdot g^{1/2} \cdot d_m^{3/2}} = \text{const.} \cdot \theta^{3/2} = \text{const.} \cdot \left( \frac{h \cdot I}{(s-1) \cdot d_m} \right)^{3/2} \quad (5.2)$$

Aus Gleichung 5.2 wird ersichtlich, dass der Korndurchmesser bei größeren Schubspannungen keinen Einfluss mehr auf die Transportrate  $q_B$  hat. Bei kleinen Schubspannungen ist der Einfluss des Korndurchmessers jedoch sehr groß. Dieses Verhalten wird ebenfalls durch Bild 5.1 – entspricht hier Abb. 6 – „ausgedrückt. Bei größeren Schubspannungen verlaufen die Kurven nahezu horizontal, bei kleineren hingegen nimmt die Transportrate mit zunehmender Korngröße rasch ab. Generell bedeutet dies, dass die Mobilitätsunterschiede zwischen feinen und groben Körnern mit zunehmender Schubspannung stetig abnehmen.“



**Abb. 6:** Einfluss des Korndurchmessers auf die Transportraten in Abhängigkeit der vorherrschenden Sohlschubspannungen (HUNZIKER, 1995)

Der Parameter  $\theta$  entspricht in HUNZIKERS (1995) Ausführungen der dimensionslosen Schubspannung nach SHIELDS,  $\theta_c$  der für den Transportbeginn erforderlichen dimensionslosen Schubspannung.  $\Phi$  ist der dimensionslose Transportparameter nach EINSTEIN (entspricht der linken Seite von Gleichung (5.2)),  $q_B$  ist die spezifische Geschiebetransportrate. Der Parameter  $g$  in Gleichung (5.2) bedeutet die Gravitationsbeschleunigung,  $s$  ist das Verhältnis von Kornwichte und der Wichte von Wasser,  $d_m$  ist der maßgebende Korndurchmesser. Die Parameter  $h$  und  $l$  repräsentieren die Wassertiefe bzw. das Gerinnegefälle. In Abb. 6 bedeuten die Parameter  $d_i$  und  $q_{Bi}$  den Korndurchmesser der Fraktion  $i$  bzw. den spezifischen Geschiebetrieb der Fraktion  $i$ . Die Werte sind jeweils in Relation zum Minimum der untersuchten Korndurchmesser  $d_{min}$  und dem korrespondierenden, maximalen Wert für den Geschiebetrieb  $q_{Bmax}$  gesetzt.  $\tau$  repräsentiert die Schubspannungen.

Das in dieser Arbeit vorgestellte Modellkonzept (siehe Kapitel C) umfasst vor allen Dingen die Modellierung von Abfluss- und Transportprozessen im Hochwasserfall (siehe Kapitel A.2 bzw. B). Für die steilen Gerinne in den Wildbacheinzugsgebieten erfolgt die Betrachtung des Geschiebetransportes mittels eines auf empirischen Ansätzen fundierten Bilanzierungsschemas. Die Modellierung der schadenverursachenden Überflutungen entlang des Vorfluters erfolgt hingegen unter Verwendung eines 2D-morphodynamischen Modells. Die Einkornbetrachtung bedeutet hierbei insbesondere beim Anlaufen und Abklingen der Hochwasserwellen, d.h. bei geringeren Schubspannungsverhältnissen, eine wesentliche Vereinfachung zum natürlichen Prozess. Hierbei ist zu erwarten, dass der Ansatz aufgrund des nicht berücksichtigten Einflusses der Deckschicht auf den Transport zu vergleichsweise hohen Transportraten und gegebenenfalls Sohleintiefungen führt. Für den Zustand nach Aufbruch der Deckschicht und insbesondere bei den Hochwasserspitzen sind entsprechend Abb. 6 bzw. den Ausführungen von YALIN (1977) bzw. HUNZIKER (1995) geringere Abweichungen zur fraktionierten Betrachtung bzw. zu den natürlichen Verhältnissen zu vermuten.

Eine detaillierte Beschreibung des Modellkonzeptes sowie die Begründung der Wahl der jeweiligen Modellkomponenten sind in Kapitel C angeführt.

## B.2 Abflussbestimmung in alpinen Einzugsgebieten

### B.2.1 Übersicht

In OSTROWSKI (2007) werden die Prozesse der Abflussbildung in fünf Teilprozesse untergliedert. Die Belastungsbildung und -verteilung beschreiben dabei den Niederschlag als einwirkende Systemgröße. Die Kenntnis seiner räumlichen Verteilung und des zeitlichen Verlaufes erlaubt die Berechnung des Gebietsniederschlages. In der Phase der Belastungsaufteilung erfolgt die Aufgliederung des Niederschlages in eine unmittelbar abflusswirksame Komponente (effektiver Niederschlag) und eine Verlustkomponente. Letztere umfasst die Anfangsverluste infolge Benetzung, Muldenrückhalt, usw. zu Ereignisbeginn sowie einen kontinuierlich wirksamen Anteil infolge Versickerung in die unterirdischen Kompartimente. Die Verlustrate nimmt dabei mit anhaltender Niederschlagsdauer infolge der zunehmenden Sättigung des Bodens kontinuierlich ab. Die Phasen der Abflusskonzentration und Wellentransformation umfassen schließlich den Transport der Abflussanteile in der Fläche und im Gerinne bzw. die hydraulischen Prozesse im Gerinne (fließende Retention).

Die Erfassung dieses gesamten hydrologischen Prozesses kann durch Naturversuche – ein hoher Aufwand und die einschränkende Betrachtung lokaler, kleinräumiger Prozesse sind hierbei charakteristisch – sowie durch die Anwendung von Modellversuchen erfolgen (DVWK, 1982). Die Modelle untergliedern sich in Ansätze auf Basis der klassischen hydraulischen Modelltechnik bzw. Analogietechnik sowie in mathematische Modelle. Diese wiederum sind in zwei Hauptgruppen einzuteilen, in stochastische und deterministische Ansätze. Die deterministische Betrachtungsweise beruht auf dem Ursache-Wirkungs-Prinzip, Modellparameter werden hierbei nicht als zufallsbehaftete Variablen gesehen. Bei stochastischen Modellen basieren die Variablen auf einer Wahrscheinlichkeitsverteilung, sie sind als zufällige Größen zu interpretieren.

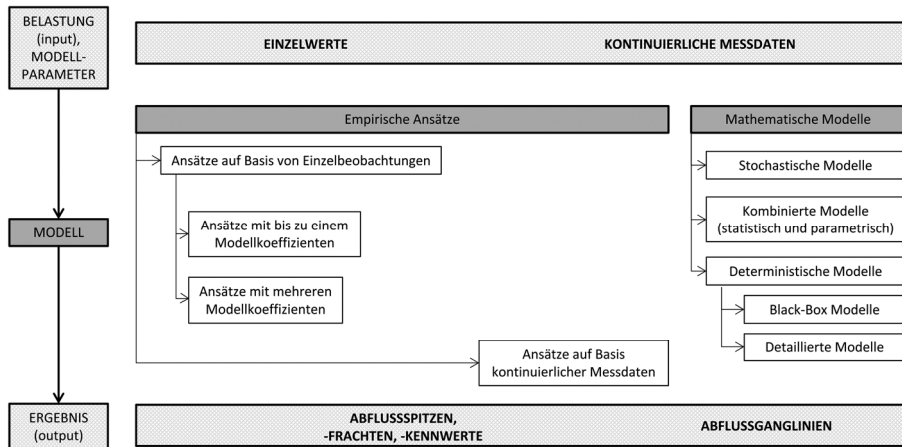
Für die Modellierung von Hochwasserereignissen eignen sich bevorzugt deterministische Modellansätze (DVWK, 1982). Entsprechend ihrem Detailgrad werden hierbei wiederum sogenannte Black-Box-Modelle und detaillierte Modelle unterschieden. Black-Box-Modelle erfassen die hydrologische Wirkung des betrachteten Systems auf Basis eines empirischen Ansatzes, während bei detaillierten Modellen räumlich variable Systemeigenschaften und Einwirkungen unter erheblich höherem rechnerischem Aufwand besser erfassbar sind.

Die folgende Zusammenstellung umfasst ausschließlich deterministische Modelle bzw. Modellkomponenten. Sie beruhen auf der Annahme der Abflussaufteilung in eine direkte Abflusskomponente, unmittelbar ausgelöst durch den Niederschlag, und einen Anteil, der im Wesentlichen der Wasserführung vor dem Hochwasserereignis (Basisabfluss) entspricht (Abb. 7).

Vorab erfolgt eine Zusammenstellung gängiger empirischer Ansätze zur Bestimmung von Hochwasserspitzen ohne Informationen über die Jährlichkeit (HQ), gegebenenfalls mit Angabe der Jährlichkeit ( $HQ_x$ ), sowie von maximal zu erwartenden (historisch höchsten) Abflüssen HHQ. Sie basieren auf allgemeinen topografischen Parametern, Vegetations- und Bodenparameter, Gerinneparameter bzw. pauschalen Angaben zum einwirkenden Niederschlag.







**Abb. 8:** Methoden zur Abflussberechnung in kleinen alpinen Einzugsgebieten – empirische Ansätze und mathematische Modelle (in Anlehnung an HAGEN et al. (2007) und DVWK (1982))

## B.2.2 Empirische Ansätze

### B.2.2.1 Empirische Ansätze in Abhängigkeit des Einzugsgebietes bzw. mit einem und mehreren Modellkoeffizienten

Richtwert HHQ nach HOFBAUER (1916):

$$HHQ = 60 \cdot \alpha_{HOF} \cdot \sqrt{EZG} \quad (B.1)$$

Der Parameter EZG ist die Einzugsgebietsgröße in km<sup>2</sup>. Der Koeffizient  $\alpha_{HOF}$  beschreibt den hydrologischen Charakter des Einzugsgebietes, er repräsentiert den Charakter eines Abflussbeiwertes. Für Verhältnisse im Hügelland bzw. Mittelgebirge werden Werte zwischen 0.35 und 0.5 empfohlen, für Gebirgsregionen bzw. kesselförmige Einzugsgebiete höhere Werte zwischen 0.5 und 0.7. Der Anwendungsbereich des Ansatzes umfasst Einzugsgebiete größer 10 km<sup>2</sup>. Er basiert auf beobachteten HHQ-Werten in den Schweizer Alpen, entsprechend empfiehlt HOFBAUER die Anwendung nur für Gebiete mit hohen Niederschlägen (aus HAGEN et al. (2007)).

Richtwerte HQ<sub>50</sub> und HQ<sub>100</sub> nach KÜRSTEINER (1917):

Gleichung (B.2) ist für EZG > 2 km<sup>2</sup> anwendbar. Der Parameter  $\alpha_{KÜR}$  repräsentiert die topografischen Verhältnisse bzw. den Zustand der Vegetation im Einzugsgebiet, er ist Tab. 2 zu entnehmen. Die Datengrundlage des Ansatzes ist nicht bekannt, entsprechend ist dessen Aussagekraft als verhältnismäßig gering einzuschätzen (HAGEN et al., 2007).

$$HQ = \alpha_{KÜR} \cdot EZG^{2/3} \quad (B.2)$$

**Tab. 2:** Modellkoeffizient  $\alpha_{KÜR}$  nach KÜRSTEINER ((1917), aus HAGEN et al. (2007))

HQ <sub>50</sub>	HQ <sub>100</sub>	Hydrologischer Charakter des Einzugsgebietes
5	9	Flaches, hügeliges Gelände mit gut ausgebildeter Vegetation und aufnahmefähigem Boden
8	12	Steiles Gelände mit spärlicher Vegetation und undurchlässigem Boden

50%-, 90%- und 100%-Richtkurven nach WUNDT (1953):

Der Ansatz leitet sich aus der Beobachtung von Höchstabflussspenden im mitteleuropäischen Raum ab. Nähere Informationen zu den Einzugsgebieten liegen nicht vor. Die Parameter  $a_{WUN}$  und  $b_{WUN}$  sind Tab. 3 zu entnehmen. Die Werte der 100%-Richtkurve sind als absolut größte zu erwartende Abflüsse zu betrachten. Werte der 90%-Richtkurve stellen häufig verwendete Bemessungswerte bei der Dimensionierung von Wildbachschutzbauwerken dar ( $HQ_{150}$ ), überschätzen tendenziell aber den zu ermittelnden Bemessungsabfluss deutlich.

Der Anwendungsbereich von Formel (B.3) liegt bei Einzugsgebieten mit  $1 \text{ km}^2 < EZG < 200000 \text{ km}^2$ . Insbesondere bei sehr kleinen Einzugsgebieten ist bei der Anwendung der 100%-Richtkurve eine sehr starke Überschätzung zu erwarten (HAGEN et al., 2007).

$$HQ = a_{WUN} \cdot EZG^{b_{WUN}} \quad (B.3)$$

**Tab. 3:** Modellkoeffizienten  $a_{WUN}$  und  $b_{WUN}$  nach WUNDT (1953)

	50 %	90 %	100 %
$a_{WUN}$	2.05	13.8	500
$b_{WUN}$	0.714	0.594	0.368

Richtwert HHQ nach KLEMENT und WUNDERLICH (1964):

$$HHQ = 5.5 \cdot EZG^{5/6} \quad (B.4)$$

Formel (B.4) basiert auf einer Analyse von 68 alpinen und 60 voralpinen Einzugsgebieten in der Schweiz und der österreichischen Silvretta (maximal gemessene Hochwasserabflussspenden). Sie ist für Einzugsgebiete mit  $1 \text{ km}^2 < EZG < 450 \text{ km}^2$  anwendbar.

Speziell für die hochgelegenen Einzugsgebiete der Silvretta und unter der Voraussetzung eines regional wirksamen Niederschlages, der in höheren Lagen in Schneefall übergeht, können im Weiteren folgende Ansätze angewendet werden (HAGEN et al., 2007):

$$HHQ = 0.055 \cdot EZG \quad (B.5)$$

$$HHQ = 61 \cdot MQ^{0.83} \quad (B.6)$$

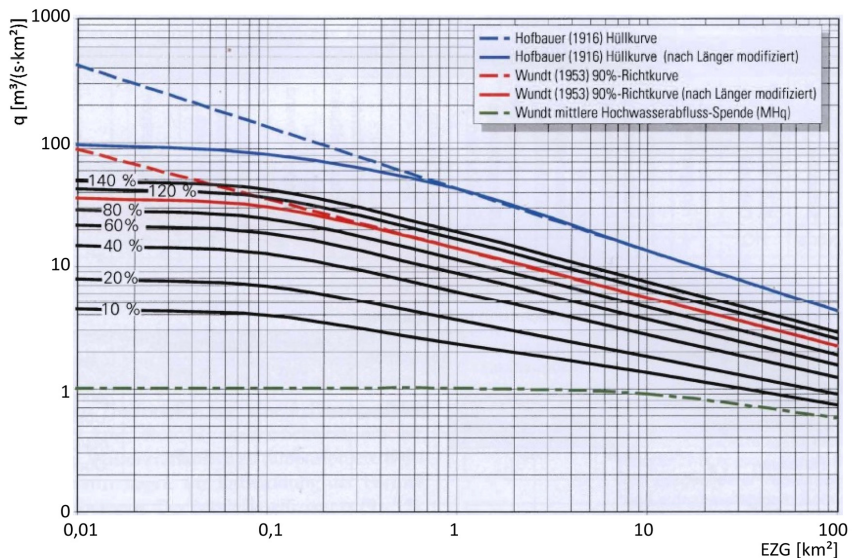
Modifizierung des Ansatzes von KÜRSTEINER (1917) nach BERGTHALER (1967):

$$HQ = \frac{\alpha_{BER} \cdot EZG}{\sqrt[3]{C_{BER} + EZG}} \quad (B.7)$$

Der Gültigkeitsbereich von Formel (B.7) liegt bei kleinen Einzugsgebietsgrößen bis 2 km<sup>2</sup>. Insbesondere für EZG < 0.5 km<sup>2</sup> bringt der Ansatz durch die Einführung der Konstante C<sub>BER</sub> eine geringere Überschätzung der Abflüsse mit sich als der ursprüngliche Ansatz von KÜRSTEINER (1917). Gängiger Wert für C<sub>BER</sub> ist 1.0. Der Wertebereich für α<sub>BER</sub> liegt nach BERGTHALER zwischen 5 und 12, Werte im Bereich 5 bis 8 liefern dabei eine Einschätzung über HQ<sub>100</sub> (HAGEN et al., 2007).

Modifizierung der Richtkurven nach WUNDT (1953) bzw. HOFBAUER (1916) nach LÄNGER (1981):

Entsprechend der Charakteristik des Einzugsgebietes modifiziert LÄNGER (1981) die 90%-Richtkurve nach WUNDT (1953) auf Basis von Zuschlags- bzw. Abschlagsfaktoren (Tab. 4 bzw. Abb. 9). Der Gültigkeitsbereich des Ansatzes liegt bei Einzugsgebieten kleiner 10 km<sup>2</sup>, für welche die Werte der WUNDT-90%-Richtkurve unrealistisch hoch ausfallen (HAGEN et al., 2007).



**Abb. 9:** Hüll- und Richtkurven nach LÄNGER ((1981), aus HAGEN et al. (2007))

**Tab. 4:** Zu- bzw. Abschlagsfaktoren nach LÄNGER (1981)

Mittl. Jahresniederschlag [mm]	Basis-Prozentlinie [%]
1000 - 3000	20 - 120
<b>kurzzeitiger Starkregen</b>	<b>Zu- bzw. Abschlag [%]</b>
selten bis häufig	+ (5 - 20)
heftig und zahlreich	+ (20 - 30)
Rückhalt (Schnee) über 1500 m.ü.A.	bis -20
<b>Interzeption</b>	
unbewaldet, minderbewaldet	+10
gut-, vollbewaldet	-10
<b>Infiltration – Bodenaufbau</b>	
Kalkgebiet, Blockwerk	bis -10
Karstgebiet	bis -20
<b>Retentionswirkung</b>	
Geringe Steilheit	bis -20
Seen, Inundationsgebiete	bis -20
EZG langgestreckt (EZG >2 km²)	bis -20

Richtwert HQ nach KRESNIK (1886):

Über den Anwendungsbereich des Ansatzes nach KRESNIK (1886) sind keine Details bekannt. Der Modellkoeffizient  $\alpha_{KRE}$  in Gleichung (B.8) liegt im Bereich zwischen 0.6 und 6. Niedrige Werte repräsentieren langgestreckte Einzugsgebiete mit großer Abflussminderung, hohe Werte entsprechen Einzugsgebieten mit besonders ungünstigen abflusswirksamen Eigenschaften. Erfahrungswerte für  $\alpha_{KRE}$  für den inneralpinen Bereich im Tiroler Oberland liegen bei Werten von 1 bis 1.5 (HAGEN et al., 2007).

$$HQ = EZG \cdot \frac{\alpha_{KRE} \cdot 32}{0.5 + \sqrt{EZG}} \quad (B.8)$$

Richtwert HHQ nach MÜLLER (1943):

Über den Anwendungsbereich des Ansatzes nach MÜLLER (1943) sind keine Details bekannt. Der Parameter  $\alpha_{MUL}$  berücksichtigt die Vegetations- und Neigungsverhältnisse im Einzugsgebiet gemäß Tab. 5.

$$HHQ = \alpha_{MUL} \cdot 43 \cdot EZG^{2/3} \quad (B.9)$$

**Tab. 5:** Modellkoeffizient  $\alpha_{MUL}$  nach MÜLLER ((1943), aus HAGEN et al. (2007))

Höhenlage	Vegetation / Boden	Neigung		
		flach	mittel	steil
oberh. Waldgrenze	undurchlässiger Weideboden, Fels	0.4	0.6	0.8
Waldgrenzgebiet	Weide mit Sträuchern	0.3	0.5	0.7
	lichter Wald ohne Schluss	0.2	0.4	0.6
tiefere Lagen	jüngerer Wald, Wiesen und Felder	0.1	0.3	0.5
	nur Wald	0.1	0.2	0.4
	alter Wald	0.05	0.15	0.3

Richtwerte HQ nach HAMPEL (aus HAGEN et al. (2007)):

HAMPEL entwickelte auf Basis der Formel von HOFBAUER (1916) einen Ansatz in Abhängigkeit des Niederschlages und der Einzugsgebietsfläche (Gleichung (B.10)). Der Parameter  $h_{J100}$  entspricht dem 100-jährlichen Tagesniederschlag. HAMPEL schließt damit auf die Intensität von Starkregenereignissen. In Abhängigkeit des Anwendungsbereiches ergeben sich verschiedene Ansätze für den Parameter  $A_{HAM}$  (Tab. 7).  $SH_u$  bedeutet darin die Seehöhe an der Mündung des Wildbaches in den Vorfluter.  $SH_m$  stellt die mittlere Seehöhe des Wildbacheinzugsgebietes dar. Gemäß HAMPEL sind die in Tab. 7 angeführten Formelansätze für Einzugsgebiete bis 50 km<sup>2</sup> anwendbar. Insbesondere bei sehr kleinen Einzugsgebieten ( $EZG < 0.1$  km<sup>2</sup>) tendieren die Ansätze zu einer starken Überschätzung der Abflüsse (HAGEN et al., 2007).

$$HQ = A_{HAM} \cdot h_{J100} \cdot \sqrt{EZG} \quad (B.10)$$

Richtwert HQ nach LAUTERBURG (1887):

Der Ansatz nach LAUTERBURG (1887) basiert auf Niederschlagsbeobachtungen in Schweizer Flach- und Hügellandregionen (mittlere Niederschlagsintensitäten von 2.13 mm/min bei Starkregen, 250 mm/d bei starkem Tagesregen und 50 mm/d bei viertägigem Landregen). Entsprechend ergibt sich für die Richtwerte HQ infolge eines Stunden-, Tages- sowie Landregens Formelansatz (B.11) mit den Koeffizienten  $A_{LAU}$  und  $B_{LAU}$  gemäß Tab. 6.  $\alpha_{1,LAU}$  repräsentiert die Steilheit des Einzugsgebietes (0.3, sehr steil - 0.1, flach),  $\alpha_{2,LAU}$  die geologischen Verhältnisse (0.3, undurchlässig - 0.1, sehr durchlässig). Werte für  $\alpha_{3,LAU}$  charakterisieren die Vegetationsverhältnisse (0.3, kahles Felsgebiet - 0.05, dicht bewaldet). Nähere Angaben über den Anwendungsbereich des Ansatzes liegen nicht vor (HAGEN et al., 2007).

$$HQ = Q_B + (\alpha_{1,LAU} + \alpha_{2,LAU} + \alpha_{3,LAU}) \cdot h_N \cdot A_{LAU} \cdot \frac{EZG}{EZG + B_{LAU}} \quad (B.11)$$

**Tab. 6:** Parameter  $A_{LAU}$  und  $B_{LAU}$  nach LAUTERBURG ((1887), aus HAGEN et al. (2007))

	HQ aus Stundenregen (mm/h)	HQ aus Tagesregen (mm/d)	HQ aus Landregen (mm/4d)
$A_{LAU}$	8.9	26.4	135
$B_{LAU}$	31	2300	6000

**Tab. 7:** Formelansätze nach HAMPEL; die Parameter  $B_{EZG}$  und  $L_{EZG}$  entsprechen der Breite und Länge des Einzugsgebietes (aus HAGEN et al. (2007))

Ansatz	Anwendungsbereich
HAMPEL ((1968), (1970)): (B.10a) $A_{HAM} = 0.25$	Alpine Randgebiete der Schweiz und Österreichs
HAMPEL ((1978), (1979)): (B.10b) $A_{HAM} = 0.25 \cdot \left(1 - \frac{SH_u}{2200}\right)$	Tiroler Verhältnisse und Alpen-Nordrand; EZG < 50 km², höher gelegene Einzugsgebiete; Niederschlagsverhältnisse analog jenen in den nördlichen Schweizer Alpen
HAMPEL (1978): (B.10c) $A_{HAM} = 0.25 \cdot \left(1 - \frac{SH_m}{3000}\right)$	Alpen-Nordrand (modifiziert für enge Täler); EZG < 50 km², höher gelegene Einzugsgebiete
HAMPEL (1979): (B.10d) $A_{HAM} = 0.2 \cdot \left(1 - \frac{SH_u}{2300}\right)$	Inneralpine Verhältnisse; EZG < 50 km², höher gelegene Einzugsgebiete
HAMPEL ((1984), (1990)): (B.10e) $A_{HAM} = 0.4 \cdot \alpha_{HAM} \cdot \left(1 - \frac{SH_u}{2400}\right)$ (B.10f) $A_{HAM} = 0.5 \cdot \alpha_{HAM}$	Modifizierter Ansatz mit Berücksichtigung des Abflussbeiwertes nach MÜLLER (1943), ausgehend vom Ansatz für inneralpine Verhältnisse (B.10d); Inneralpine Tiroler Wildbäche (B.10e); alpine Randlagen mit Höhenverhältnissen über 1000 m.ü.A (B.10f); EZG < 50 km², höher gelegene Einzugsgebiete
HAMPEL (1984): (B.10g) $HQ_{mod} = HQ \cdot \sqrt{\frac{EZG}{B_{EZG} \cdot L_{EZG}}}$	Reduktion der Richtwerte HQ für schmale, langgestreckte Einzugsgebiete (ausgehend von einer birnenförmigen Einzugsgebietsform bei (B.10a) -(B.10f))

Richtwerte  $HQ_1$ ,  $HQ_{10}$  und  $HQ_{30}$  nach SALCHER (1936):

Der Anwendungsbereich des Ansatzes nach SALCHER (1936) umfasst Einzugsgebietsgrößen bis 25 km². Er basiert auf einem mittleren jährlichen Abflussbeiwert  $\alpha_{SAL}$ , der mit zunehmender Höhenlage höhere Werte annimmt (Tab. 8).  $\beta_{SAL}$  stellt den Flächenreduktionsfaktor dar. Er trägt der im Regelfall mit zunehmender Einzugsgebietsgröße abnehmenden Niederschlagsintensität Rechnung (Tab. 8).  $h_n$  ist die maßgebende Niederschlagsintensität. Informationen über die Dauer von  $h_n$  sowie über die Datengrundlagen dieses Ansatzes gehen aus der Literatur nicht hervor (HAGEN et al., 2007).

$$HQ_n = \alpha_{SAL} \cdot \beta_{SAL} \cdot EZG \cdot h_n \quad (B.12)$$

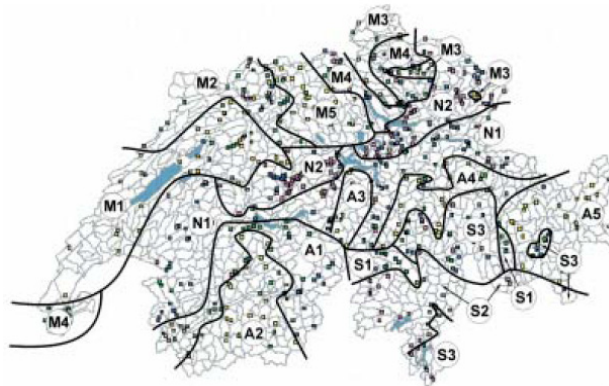
**Tab. 8:** Modellkoeffizienten für den Ansatz nach SALCHER ((1936), aus HAGEN et al. (2007))

Niederschlag [mm]	$\alpha_{\text{SAL}}$ Einfluss der Höhenlage					$\beta_{\text{SAL}}$ Flächenreduktion	
	100 [m.ü.A]	250 [m.ü.A]	1000 [m.ü.A]	2000 [m.ü.A]	3000 [m.ü.A]	EZG [km <sup>2</sup> ]	$\beta_{\text{SAL}}$
750	0.25	0.26	-	-	-	0.9	5
1000	0.42	0.43	0.48	0.55	-	0.83	10
1500	-	-	0.62	0.68	0.77	0.76	25
2000	-	-	0.69	0.75	0.82		

#### B.2.2.2 Empirische Ansätze auf Basis kontinuierlicher Messdaten

Die Entwicklung von Verfahren auf Basis kontinuierlicher Messdaten fundiert im Allgemeinen nicht ausschließlich auf der Auswertung von Einzelbeobachtungen, sondern auch auf der Analyse mehrjähriger Messaufzeichnungen von Abflüssen. Sie gliedern sich in Ansätze mit globaler Betrachtungsweise und regionspezifische Modellansätze. Letztere erfassen die räumliche Variabilität der hydrologischen Verhältnisse (HAGEN et al., 2007).

Im Hinblick auf eine Modellanwendung für kleine alpine Einzugsgebiete ist das Modell GIUB'96 (aus BARBEN et al. (2003)) anzuführen. Es basiert auf einer umfangreichen Datenreihe der höchsten Hochwasserabflüsse in der Schweiz. Differenziert nach verschiedenen Regionen mit einheitlichem hydrologischem Verhalten – dargestellt in Abb. 10 – werden zwei Parameter definiert (Tab. 9), die unter Einbeziehung der Einzugsgebietsgröße EZG (in Tab. 9 als  $F_n$  bezeichnet) oder des mittleren jährlichen Abflusses MQ eine Abschätzung des 100-jährlichen Abflusses bzw. von HHQ (in Tab. 9 als  $Q_{\text{max}}$  bezeichnet) erlauben (Gleichungen (B.13) und (B.14)). Die Anwendung des GIUB'96-Modells ist hinsichtlich der Einzugsgebietsgröße nicht eingeschränkt. Wesentliche Voraussetzung für eine sinnvolle Anwendung ist die Ähnlichkeit des hydrologischen Verhaltens im betrachteten Einzugsgebiet mit jenem einer der in Abb. 10 definierten Regionen.

**Abb. 10:** Klassifizierung von Hochwasserregionen in der Schweiz (aus BARBEN et al. (2003))



$$GIUB'96(EZG) : HQ_{100} = a_{GIU} \cdot EZG^{b_{GIU}} \quad \text{bzw.} \quad HHQ = a_{GIU} \cdot EZG^{b_{GIU}} \quad (B.13)$$

$$GIUB'96(MQ) : HQ_{100} = a_{GIU} \cdot MQ^{b_{GIU}} \quad \text{bzw.} \quad HHQ = a_{GIU} \cdot MQ^{b_{GIU}} \quad (B.14)$$

**Tab. 9:** Modellkoeffizienten für das Modell GIUB'96(EZG) (links) bzw. für das Modell GIUB'96(MQ) (rechts) (aus BARBEN et al. (2003))

Region	n	b	a		r <sup>2</sup>	
			Q <sub>max</sub> (F <sub>n</sub> ≤ 100 km <sup>2</sup> )	Q <sub>max</sub> (F <sub>n</sub> > 100 km <sup>2</sup> )		HQ100
M1	46	0,73	2,37	2,82	1,44	0,90
M2	41	0,59	13,18	7,59	5,98	0,81
M3	24	0,61	4,79	3,63	2,65	0,84
M4	54	0,58	11,89	12,30	7,86	0,92
M5	24	0,79	1,51	1,02	0,68	0,94
N1	108	0,60	13,18	12,02	7,18	0,88
N2	138	0,54	33,11	23,99	17,66	0,83
A1	55	0,64	7,08	6,03	4,36	0,91
A2	34	0,74	2,0	1,88	1,30	0,86
A3	15	0,78	2,40	(1,78)	1,40	0,85
A4	28	0,91	1,51	(1,68)	0,94	0,87
A5	27	0,83	1,26	1,20	0,90	0,95
S1	27	0,58	11,22	(11,48)	0,83	0,72
S2	27	0,69	19,95	19,50	12,41	0,79
S3	68	0,74	7,08	7,50	4,41	0,87
Schweiz	717	0,566	–	–	7,20	0,67

Region	n	b	a		r <sup>2</sup>	
			Q <sub>max</sub> (MQ ≤ 3 m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>max</sub> (MQ > 3 m <sup>3</sup> /s)		
M1	28	0,71	33,11	31,62	22,29	0,94
M2	21	0,71	–	57,54	37,27	0,91
M3	10	0,64	–	–	23,76	0,87
M4	27	0,59	–	81,28	53,98	0,96
M5	22	0,75	15,85	–	14,81	0,94
N1	62	0,62	56,23	75,86	41,14	0,86
N2	34	0,65	141,25	109,65	75,10	0,87
A1	46	0,70	41,69	37,58	26,74	0,87
A2	32	0,81	20,41	19,95	12,80	0,86
A3	12	0,66	–	–	17,13	0,89
A4	23	0,87	24,55	–	14,67	0,83
A5	26	0,89	23,99	22,39	15,34	0,92
S1	23	0,69	50,12	–	33,46	0,82
S2	24	0,68	–	141,25	94,79	0,67
S3	62	0,75	118,85	63,10	47,20	0,79
Schweiz	453	0,714	–	–	31,06	0,79

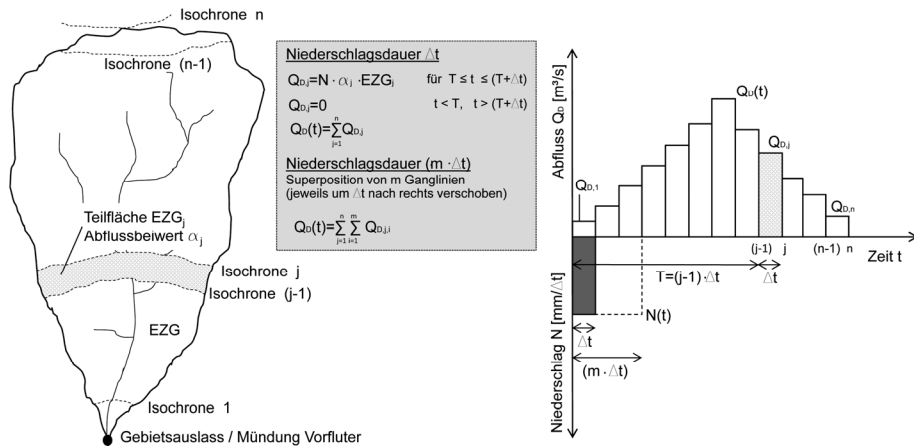
## B.2.3 Deterministische Modelle

### B.2.3.1 Konzentrationszeit und Laufzeitverfahren

Bei der Angabe von Zeitspannen im Kontext hydrologischer Betrachtungen sind im Allgemeinen verschiedene Begriffe zu unterscheiden. Der Begriff der „Konzentrationszeit“ wird in AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE) (1996) als jene Zeitspanne bezeichnet, welche der Abfluss aus dem Einzugsgebiet bis zum Erreichen des Gebietsauslasses unter der Einwirkung eines konstanten effektiven Niederschlages mit der Dauer von mindestens der Konzentrationszeit benötigt. Im Gegensatz zur „Fließ- oder Laufzeit“, d.h. jener Zeit, die für den reinen Fließvorgang vom entferntesten Punkt des Einzugsgebietes bis zum Gebietsauslass benötigt wird, beinhaltet die Konzentrationszeit die Dauer der Benetzung der beitragenden Flächen sowie die reine Fließzeit in der Fläche und im Gerinne ((ZELLER, 1981), aus HAGEN et al. (2007)). Als „Anlauf- zw. Anstiegszeit“ hingegen bezeichnet WIDMOSER (1978) jenen Zeitraum zwischen dem Anstiegsbeginn der Abflussganglinie und der Abflussspitze (aus HAGEN et al. (2007)). Der Begriff „Lag Time“ definiert sich als Zeitspanne zwischen dem Massenschwerpunkt des Niederschlages und der Abflussspitze der daraus resultierenden Hochwasserganglinie (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2008b).

Das Laufzeitverfahren basiert auf einer Einteilung des Einzugsgebietes in Teilgebiete gleicher Fließzeit bis zum Gebietsauslass (Isochronen). Es baut auf der grundlegenden Annahme auf, dass der Abfluss jeder Teilfläche proportional zu deren Größe ist. Auf Basis der Laufzeit des Wassers vom obersten Ende des Einzugsgebietes bis zum Gebietsauslass und der Niederschlagsdauer erfolgt zunächst die Einteilung in jene Teilgebiete. Die Einwirkung auf jedes Teilgebiet in

Form des effektiven Niederschlages (Abflussbeiwert  $\alpha$ ) ergibt unter Berücksichtigung der jeweiligen Laufzeiten eine treppenförmige Abflussganglinie am Gebietsauslass. Die Superposition mehrerer Abflussganglinien ermöglicht die Betrachtung von Niederschlägen beliebiger Dauer (DRACOS, 1980). Wesentliche Aspekte bei der Anwendung des Laufzeitverfahrens stellen die Bestimmung der Abflussbeiwerte für die jeweiligen Teilflächen sowie die Abschätzung der Fließzeiten dar. Letztere setzen sich aus den Laufzeiten entlang der Fläche und jenen im Gerinne zusammen. Eine schematische Übersicht des Verfahrens ist in Abb. 11 dargestellt:



**Abb. 11:** Laufzeitverfahren – schematische Übersicht (in Anlehnung an DRACOS (1980))

Die diagrammhafte Darstellung der Flächen gleicher Fließzeit (Isochronen), jeweils dividiert durch die Gesamteinzugsgebietsfläche und in Abhängigkeit ihrer Fließzeiten bis zum Gebietsauslass, bezeichnet sich als „Zeit-Flächen-Diagramm“ (DVWK, 1982). Dieses Histogramm ist spezifisch für ein bestimmtes Einzugsgebiet.

Sowohl Ansätze zur Ermittlung der Konzentrationszeit als auch Laufzeitverfahren basieren auf der Annahme eines räumlich über das gesamte Einzugsgebiet gleich verteilten Blockregens. Zudem wird der Einfluss der bei Niederschlagsbeginn vorherrschenden Verhältnisse (Vorfeuchte) nicht berücksichtigt. Insbesondere bei Verhältnissen mit geringer Vorfeuchte führen Niederschläge definierter Jährlichkeit zu Abflüssen mit entsprechend geringerer Jährlichkeit. Viele Ansätze setzen hierbei allerdings die gleiche Jährlichkeit von Niederschlag und Abfluss voraus. Laufzeitverfahren berücksichtigen des Weiteren bei der Abflusskonzentration die dämpfende Wirkung des Einzugsgebietes nicht ((DRACOS, 1980) und (HAGEN et al., 2007)).

Sowohl für die Abschätzung der Konzentrationszeit als auch beim Laufzeitverfahren existieren zahlreiche Ansätze sowie Modifikationen und Erweiterungen in Bezug auf die vereinfachenden Annahmen und Einschränkungen. Hinsichtlich einer detaillierten Beschreibung dieser Ansätze sei auf HAGEN et al. (2007), DRACOS (1980),

GUTKNECHT (1978) oder BAYRISCHES LANDESAMT FÜR UMWELT (BAYLFW) (2000) verwiesen.

### B.2.3.2 Abflussbildung – Berechnung des abflusswirksamen (effektiven) Niederschlages

Die Bilanzierung des abflusswirksamen Niederschlages  $N_W$  und des daraus resultierenden Direktabflusses  $Q_D$  entspricht im Allgemeinen dem Massenerhaltungssatz im betrachteten System gemäß Gleichung (B.15).

Die Summe des um den Verlustanteil  $N_V$  reduzierten Gebietsniederschlages  $N$  ergibt nach Multiplikation mit der Einzugsgebietsfläche EZG die Abflussfracht  $V_Q$  des direkten Abflusses  $Q_D$  am Gebietsauslass (DVWK, 1984). Die Bestimmung des Verlustanteiles  $N_V$  basiert dabei im Kontext deterministischer Modelle im Allgemeinen auf zwei Ansätzen, dem Verlustratenansatz bzw. dem Abflussbeiwertansatz.

$$V_Q = \int Q_D(t) dt = EZG \cdot \sum_{i=1}^n N_{W,i} \cdot \Delta t = EZG \cdot \sum_{i=1}^n (N_i - N_{V,i}) \cdot \Delta t \quad (B.15)$$

#### Verlustratenansatz (Φ-Index-Ansatz):

Der abflusswirksame Niederschlag  $N_W(t)$  ergibt sich durch Abzug einer (häufig konstant gewählten) Verlustrate  $N_V(t)$  (Gleichung (B.16)). Bei zusätzlicher Berücksichtigung von Anfangsverlusten  $A_V$  (Benetzung, Muldenrückhalt, usw.) ergibt sich Formelschema (B.17). Das Intervall  $i^*$  bedeutet darin jenen Zeitschritt bzw. Zeitpunkt, bei welchem der einwirkende Niederschlag  $N(t)$  den definierten Anfangsverlust  $A_V$  überschreitet:

$$N_W(t) = N(t) - N_V(t) \quad (B.16)$$

$$N_{W,i} = 0 \quad i < i^* \quad (B.17a)$$

$$N_{W,i} = \left( \sum_{j=1}^{i^*} N_j - \frac{A_V}{\Delta t} \right) - N_V \geq 0 \quad i = i^* \quad (B.17b) \quad (B.17)$$

$$N_{W,i} = N_i - N_V \geq 0 \quad i > i^* \quad (B.17c)$$

#### Abflussbeiwertansatz:

Der effektive Niederschlag  $N_W(t)$  ergibt sich durch Multiplikation des Niederschlages  $N(t)$  mit dem (häufig konstant gewählten) Abflussbeiwert  $\alpha(t)$  zu:

$$N_W(t) = \alpha(t) \cdot N(t) \quad (B.18)$$

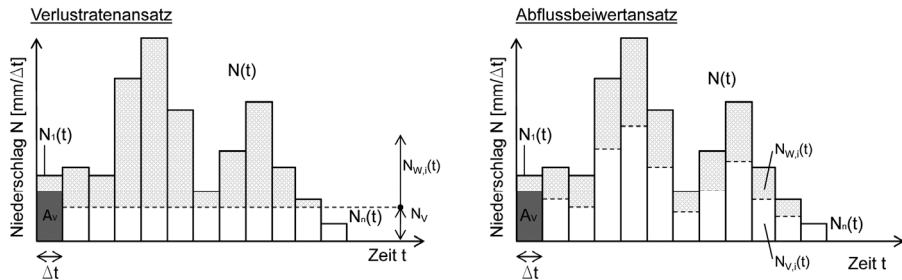
Unter Einbeziehung von Anfangsverlusten  $A_V$  ergibt sich in Analogie zu Gleichung (B.17) folgendes Schema:

$$N_{w,i} = 0 \quad i < i^* \quad (B.19a)$$

$$N_{w,i} = \alpha \cdot \left( \sum_{j=1}^{i^*} N_j - \frac{A_v}{\Delta t} \right) \geq 0 \quad i = i^* \quad (B.19b) \quad (B.19)$$

$$N_{w,i} = \alpha \cdot N_i \geq 0 \quad i > i^* \quad (B.19c)$$

Abbildung 12 zeigt eine schematische Darstellung beider Ansätze, jeweils unter der Annahme eines konstanten Verlustparameters und unter Berücksichtigung von Anfangsverlusten  $A_v$ .



**Abb. 12:** Konstanter Verlustraten- und Abflussbeiwertansatz mit Anfangsverlusten  $A_v$  – schematische Darstellung (in Anlehnung an AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE) (1996))

In DVWK (1984) werden die Verlustrate  $N_v(t)$  bzw. der Abflussbeiwert  $\alpha(t)$  als Systemparameter definiert, welche von den Eigenschaften des Einzugsgebietes abhängig sind. Anfangsverluste  $A_v$  stellen hingegen ereignisspezifische Parameter dar, die insbesondere in Abhängigkeit der Vorfeuchteverhältnisse variieren.

Die beiden angeführten Ansätze zur Bestimmung von  $N_w(t)$  bedeuten hinsichtlich der Modellbildung eine wesentliche Vereinfachung der ablaufenden Prozesse. Unterirdische Abflusskomponenten finden keine Berücksichtigung, zudem basieren die Ansätze auf konstanten Verlustparametern.

Hinsichtlich detaillierterer Modellansätze, denen eine zeitlich variable Verlustrate und die Rückführung des versickerten Anteiles am Niederschlag ins Gewässer zugrunde liegen bzw. bei welchen weitere wesentliche hydrologische Prozesskomponenten (Evapotranspiration, usw.) Berücksichtigung finden, sei auf die angeführte Literatur verwiesen ((CHOW et al., 2004), (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE), 1996)).

SCS-CN Methode ((U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE (USDA), 1985), aus AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE) (1996)):

Das SCS-Verfahren erlaubt bei Kenntnis der topografischen Eigenschaften des Einzugsgebietes, der grundlegenden geologischen Verhältnisse, der Bodennutzung sowie einer Einschätzung der Vorfeuchteverhältnisse die Ermittlung des effektiven Niederschlages  $N_w$ .

Das Verfahren wurde ursprünglich für landwirtschaftliche Einzugsgebiete in den USA entwickelt, es fundiert auf einer großen Zahl an Abfluss- und

Niederschlagsmessungen in kleinen Einzugsgebieten. Breite Anwendung findet das SCS-Verfahren bei der Ermittlung von Bemessungsabflüssen, insbesondere, weil es auch bei Einzugsgebieten mit fehlenden Messdaten praktikabel anwendbar ist (DVWK, 1984).

Grundlegende Hypothese des Modells ist die Annahme, dass das Verhältnis von aktueller Infiltration zu potentieller Speicherung von Wasser im Boden jenem von aktuellem Abfluss zu potentielltem Abfluss entspricht. Unter der Annahme, dass sich der einwirkende Niederschlag in drei Komponenten für den Anfangsverlust  $A_v$ , den Versickerungsanteil  $N_v$  und den effektiven Niederschlagsanteil  $N_w$  gliedert, ergibt sich folgende Gleichung für den wirksamen Niederschlag  $N_w$  (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE), 1996):

$$N_w = \frac{(N - A_v)^2}{N + SP - A_v} \quad (B.20)$$

Der Parameter SP stellt darin das potentiell mögliche Speichungsvermögen des Bodens dar. Er wird durch den Beiwert CN (Curve Number) bestimmt (Gleichung (B.21)), der das Versickerungsvermögen des Bodens sowie die Nutzungsverhältnisse im Einzugsgebiet widerspiegelt. Die Ermittlung von CN erfolgt gemäß der Klassifizierung in den Tabellen 10 und 11.

$$SP = 254 \cdot \left( \frac{100}{CN(i)} - 1 \right) \quad (B.21)$$

**Tab. 10:** Bodentypen in Abhängigkeit des Versickerungsvermögens (aus DVWK (1984))

Bodentyp	Charakterisierung hinsichtlich des Versickerungsvermögens
A	Böden mit großem Versickerungsvermögen, auch nach starker Vorbefeuchtung, z.B.: tiefe Sand- und Kiesböden
B	Böden mit mittlerem Versickerungsvermögen, tiefe bis mäßig tiefe Böden mit mäßig feiner bis mäßig grober Textur, z.B.: mitteltiefe Sandböden, Löß, (schwach) lehmiger Sand
C	Böden mit geringem Versickerungsvermögen, Böden mit feiner bis mäßig feiner Textur oder mit wasserstauender Schicht, z.B.: flache Sandböden, sandiger Lehm
D	Böden mit sehr geringem Versickerungsvermögen, Tonböden, sehr flache Böden über nahezu undurchlässigem Material, Böden mit dauerhaft sehr hohem Grundwasserspiegel

Der Anwendungsbereich der Werte aus Tab. 11 betrifft „normale“ Bodenfeuchteverhältnisse (AMC II - antecedent moisture conditions II). Um dem Einfluss von Niederschlägen im Vorfeld eines Hochwasserereignisses bzw. dem Einfluss saisonaler Schwankungen der Feuchteverhältnisse Rechnung zu tragen, erfolgt in Abhängigkeit der Niederschlagssumme in den fünf Tagen vor dem jeweiligen Ereignis eine Einteilung in die drei Bodenfeuchteklassen AMC I, AMC II und AMC III (Tab. 12). Die Umrechnung der CN-Werte für sehr trockene (AMC I) oder sehr feuchte Bodenverhältnisse (AMC III) erfolgt nach den Ansätzen (B.22a) und (B.22b).

**Tab. 11:** CN-Werte für Bodenfeuchteklasse II (AMC II) in Abhängigkeit von Bodentyp und Bodennutzung (aus DVWK (1984))

Bodennutzung	CN(II) in Abhängigkeit des Bodentyps			
	A	B	C	D
Ödland (ohne nennenswerten Bewuchs)	77	86	91	94
Hackfrüchte, Wein	70	80	87	90
Wein (Terrassen)	64	73	79	82
Getreide, Futterpflanzen	64	76	84	88
Weide (normal)	49	69	79	84
Weide (karg)	68	79	86	89
Dauerwiese	30	58	71	78
Wald (stark aufgelockert)	45	66	77	83
Wald (mittel)	36	60	73	79
Wald (dicht)	25	55	70	77
Undurchlässige Flächen (versiegelter Anteil von Ortschaften, Straßen, usw.)	100	100	100	100

**Tab. 12:** Bodenfeuchteklassen AMC I, AMC II und AMC III (aus DVWK (1984))

Boden- feuchte- klasse	Curve Number CN		Niederschlagshöhe der vergangenen 5 Tage in [mm]	
			Vegetationsperiode	übrige Zeit
AMC I	(B.22a)	$CN(I) = \frac{4.2 \cdot CN(II)}{10 - 0.058 \cdot CN(II)}$	< 30	< 15
AMC II		CN(II)	30 - 50	15 - 30
AMC III	(B.22b)	$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0.13 \cdot CN(II)}$	> 50	> 30

Die Anfangsverluste  $A_v$  sind in Abhängigkeit des potentiellen Speichervermögens SP zu bestimmen. Dem ursprünglichen Verfahren zufolge sind sie mit 20 % der möglichen Versickerung anzusetzen. Gemäß MANIAK (2005) führt die Anwendung dieser Richtwerte bei mitteleuropäischen Verhältnissen zu einer Unterschätzung der tatsächlichen Abflussbeiwerte. Zur Anwendung wird daher entsprechend die Abschätzung von  $A_v$  mit 5 % von SP empfohlen (aus HAGEN et al. (2007)):

$$A_v = 0.05 \cdot SP \quad (B.23)$$

Einsetzen der Gleichungen (B.21) und (B.23) in (B.20) führt schließlich zur Gleichung (B.24) für den wirksamen Niederschlag  $N_w$  in Abhängigkeit des einwirkenden Niederschlages N und der Curve Number CN(i):

$$N_w = \frac{\left( N - 12.7 \cdot \left( \frac{100}{CN(i)} - 1 \right) \right)^2}{N + 241.3 \cdot \left( \frac{100}{CN(i)} - 1 \right)} \quad (B.24)$$

Der Verlustanteil  $N_V$  ergibt sich gemäß Gleichung (B.25). Der zeitliche Verlauf von  $N_V$  ist ausschließlich vom einwirkenden Niederschlag bestimmt,  $CN(i)$  stellt einen konstanten Modellparameter dar. Die Verluste nehmen daher ungeachtet ihrer physikalischer Bedeutung mit zunehmender Niederschlagsintensität zu (CHOW et al., 2004).

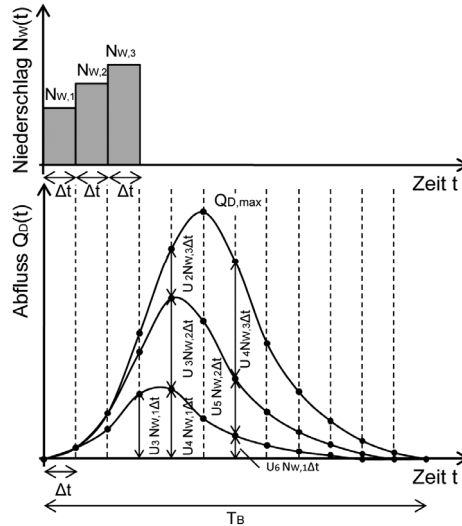
$$N_V = \frac{254 \cdot \left( \frac{100}{CN(i)} - 1 \right) \cdot \left( N - 12.7 \cdot \left( \frac{100}{CN(i)} - 1 \right) \right)}{N + 241.3 \cdot \left( \frac{100}{CN(i)} - 1 \right)} \quad (B.25)$$

### B.2.3.3 Abflusskonzentration

Einheitsganglinienverfahren (Unit Hydrograph) ((SHERMAN, 1932), aus CHOW et al. (2004)):

Das Einheitsganglinienverfahren stellt ein Modell zur Bestimmung des Direktabflusses  $Q_D$  am Gebietsauslass infolge eines effektiven Einheitsniederschlags  $N_W$  im Einzugsgebiet dar. Bei der Niederschlag-Abfluss-Modellierung wird das Verfahren vielfach für den Prozess der Abflusskonzentration eingesetzt. Folgende Annahmen liegen dem Modell zugrunde (CHOW et al., 2004):

- GLEICHMÄSSIGE (EINHEITS)BELASTUNG – der effektive Niederschlag  $N_W$  entspricht einem über das Einzugsgebiet gleich verteilten Blockregen der Dauer  $\Delta t$  mit der Intensität  $i = 1 \text{ cm}/\Delta t$ .
- ZEITINVARIANZ – Der Zusammenhang zwischen  $N_W$  und  $Q_D$  ist unabhängig vom zeitlichen Auftreten des Niederschlages bzw. von den Verhältnissen bei Ereignisbeginn. Das Einzugsgebiet reagiert zu jedem Zeitpunkt gleich auf den einwirkenden Niederschlag.
- LINEARITÄT, SUPERPOSITIONSPRINZIP – Die Ordinaten von  $Q_D$  sind direkt proportional mit der Niederschlagshöhe über die Dauer  $\Delta t$ . Eine Erhöhung bzw. Abminderung der Niederschlagshöhe verursacht proportional dieselbe Abflusserhöhung, -abminderung. Die relative Form der Abflussganglinie bleibt dabei unverändert. Die Superposition von Abflüssen infolge effektiver Niederschläge unterschiedlicher Intensität und gleicher Dauer (bei gleichem Auftreten) ergibt den resultierenden Abfluss (siehe Abb. 13).  
Niederschläge gleicher Dauer  $\Delta t$  verursachen Direktabflussganglinien gleicher Basiszeiten  $T_B$ , d.h. gleichen Wirkungsauern von  $Q_{D,i}$  (siehe Abb. 13).
- MASSENERHALTUNG gemäß Gleichung (B.15).



**Abb. 13:** Einheitsganglinie für ein Hochwasserereignis der Dauer  $(3 \cdot \Delta t)$  mit Niederschlägen  $N_{W,1}$ ,  $N_{W,2}$ ,  $N_{W,3}$ ; der Parameter  $T_B$  entspricht der Basiszeit der Abflussganglinie (nach DRACOS (1980))

Die Einheitsganglinie definiert quantitativ (Abflussmenge) und qualitativ (Form der Ganglinie) diejenige Abflussganglinie  $Q_D(t)$ , die sich aufgrund eines diskreten, über die Dauer  $\Delta t$  konstanten und über das Einzugsgebiet gleichmäßig verteilten Niederschlages  $N_W$  mit der Intensität  $i = 1 \text{ cm}/\Delta t$  ergibt. Einheitsganglinien infolge Niederschläge unterschiedlicher Intensität, aber gleicher Dauer können unter Anwendung der Prinzipien der Linearität bzw. der Superposition bestimmt werden. Der Zusammenhang zwischen  $Q_D$  und  $N_W$  im Sinne einer Transferfunktion wird durch folgende Gleichung beschrieben (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2000):

$$Q_{D,n} = \sum_{m=1}^{n \leq M} (N_{W,m} \cdot U_{n-m+1}) \quad (B.26)$$

$Q_{D,n}$  bedeutet darin die Abflussordinate zum Zeitpunkt  $(n \cdot \Delta t)$ .  $N_{W,m}$  ist die Niederschlagshöhe im Zeitintervall  $(m \cdot \Delta t) - ((m+1) \cdot \Delta t)$ .  $M$  ist die Anzahl an diskreten Niederschlagsimpulsen,  $U_{n-m+1}$  stellt die Ordinate der Einheitsganglinie zum Zeitpunkt  $(n - m + 1)$  dar.

Die Bestimmung der Einheitsganglinie für einen diskreten Niederschlag bestimmter Dauer erfolgt auf Basis verfügbarer Messdaten für Niederschlag und Abfluss. Sie stellt eine gebietsspezifische Typkurve dar. Mit deren Kenntnis können für beliebige Niederschläge gleicher Dauer die Abflüsse am Gebietsauslass bestimmt werden.

Die Verfügbarkeit von Messdaten für die Bestimmung dieser Transferfunktion ist häufig nicht gegeben. Alternativ bestehen daher Verfahren und Ansätze zur

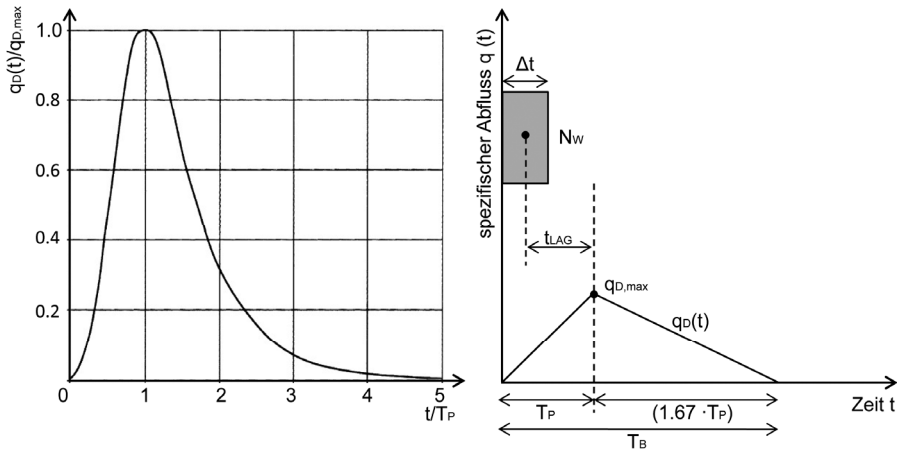


Ableitung synthetischer Einheitganglinien. Gemäß CHOW et al. (2004) lassen sich synthetische Einheitganglinien entsprechend ihrer Bestimmung in drei Kategorien unterteilen: Jene basierend auf dimensionslosen Einheitganglinien, jene auf Basis charakteristischer Daten des Einzugsgebietes sowie jene, die im Sinne eines quasi-konzeptionellen Ansatzes Retention im Einzugsgebiet berücksichtigen. Erstgenannter Kategorie ist das SCS-UH-Modell (U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE (USDA), 1985) zuzuordnen. Der Ansatz nach SNYDER (1938) entspricht einem Modell in Abhängigkeit von Einzugsgebietskenngrößen, das Konzept von CLARK (1943) hingegen fällt in letztere Kategorie.

#### SCS-UH-Modell (U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE (USDA), 1985):

Die SCS-Einheitganglinie ist eine synthetische, dimensionslose Einheitganglinie, in welcher der spezifische Abfluss  $q_D(t)$  ins Verhältnis zum Spitzenabfluss  $q_{D,max}$  der Einheitganglinie gesetzt und in Abhängigkeit des Verhältnisses der Zeit  $t$  zur Anstiegszeit  $T_P$  aufgetragen ist (Abb. 14, links). Die Angaben resultieren aus der Analyse einer großen Anzahl an Einzugsgebieten unterschiedlicher Größen in den USA (2004).

Mit der vereinfachenden Annahme einer dreieckförmigen Abflussganglinie gemäß Abb. 14, rechts, lassen sich die Parameter  $T_P$  und  $q_{D,max}$  bestimmen.  $T_P$  setzt sich dabei aus der Hälfte der Niederschlagsdauer  $\Delta t$  und der Lag Time  $t_{LAG}$  zusammen. Die Dauer des abfallenden Astes der Abflussganglinie wird mit  $(1.67 \cdot T_P)$  angenommen.  $t_{LAG}$  entspricht 60 % der Konzentrationszeit  $t_c$  des Einzugsgebietes (Gleichung (B.28)). Gemäß AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE) (1996) kann eine Abschätzung der Lag Time  $t_{LAG}$  nach Gleichung (B.29) erfolgen.  $L_{max}$  stellt darin den längsten Fließweg im Einzugsgebiet in km dar.  $I_{L,max}$  entspricht dem durchschnittlichen Gefälle längs dieses Fließweges in %.  $I_{EZG}$  bedeutet das mittlere Gefälle des Einzugsgebietes in %.



**Abb. 14:** SCS-UH-Modell – links: dimensionslose Einheitganglinie, rechts: vereinfachte Modellannahme zur Bestimmung von  $T_P$  und  $q_{D,max}$  (nach CHOW et al. (2004))

Alternativ zu Gleichung (B.29) wird in U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE) (2000) eine Aufteilung von  $t_{LAG}$  in jeweils einen Anteil für den Fließprozess in der Fläche, in den kleinskaligen Dränsystemen in der Fläche sowie im Gerinne vorgeschlagen. Hinsichtlich Empfehlungen zur Abschätzung dieser Anteile sei auf U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE) (2000) verwiesen.

$$T_P = \frac{\Delta t}{2} + t_{LAG} \quad (B.27)$$

$$t_{LAG} = 0.6 \cdot t_C \quad (B.28)$$

$$t_{LAG} = \frac{1.347 \cdot L_{max}^{0.8} \cdot (I_{Lmax} + 2.54)^{0.7}}{1900 \cdot I_{EZG}^{0.5}} \quad (B.29)$$

Unter der Annahme der Massenerhaltung entsprechend Gleichung (B.15) und dem (Einheits)Abflussvolumen von  $0.01 \cdot EZG$  in  $m^3$  im Zeitintervall  $\Delta t$  ergibt sich für die Bestimmung des Spitzenabflusses  $q_{D,max}$  der Einheitganglinie Gleichung (B.30).  $T_P$  ist darin in Stunden (h) einzusetzen. Mit der Einwirkung im Sinne eines über das Einzugsgebiet gleich verteilten Blockregens der Dauer  $\Delta t$  und der Intensität  $i = 1 \text{ cm}/\Delta t$  stellt der Ausfluss  $q(t)$  die Einheitganglinie bezogen auf die Einzugsgebietsgröße EZG dar. Die Anwendung des SCS-UH-Modells erfordert die Definition der Lag Time  $t_{LAG}$ .

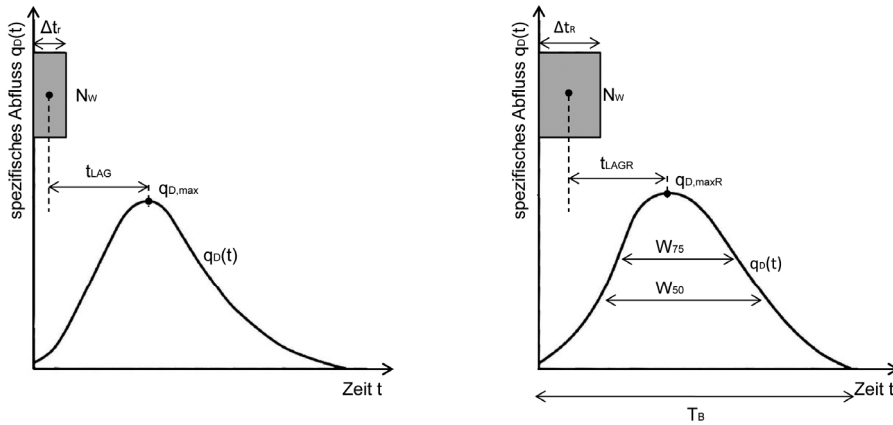
$$q_{D,max} = \frac{2.08 \cdot EZG}{T_P} \quad (B.30)$$

#### Synthetische Einheitganglinie nach SNYDER (1938):

Der Modellansatz nach SNYDER (1938) basiert auf Untersuchungen bzw. Messungen in Einzugsgebieten in der Appalachen-Region in den USA ( $30 \text{ km}^2 \leq EZG \leq 30000 \text{ km}^2$ ). Die Ermittlung der synthetischen Einheitganglinie basiert auf einzugsgebietsspezifischen Kennwerten. Sie charakterisiert sich durch folgende Parameter: den Maximalwert des spezifischen Abflusses  $q_{D,maxR}$ , die Lag Time  $t_{LAGR}$ , die Basiszeit  $T_B$  sowie durch die Parameter  $W_i$ , welche die Zeitabstände in Stunden (h) zwischen ansteigendem und abfallendem Ast bei den Abflüssen ( $0.50 \cdot q_{D,maxR}$ ) und ( $0.75 \cdot q_{D,maxR}$ ) bedeuten (Abb. 15, rechts) (aus CHOW et al. (2004)).

SNYDER (1938) definiert auf Basis der Untersuchungen eine standardisierte Einheitganglinie (Abb. 15, links), welche durch den Zusammenhang zwischen der Lag Time  $t_{LAG}$  und der Dauer des wirksamen Niederschlages  $\Delta t_r$  gemäß Gleichung (B.31) gekennzeichnet ist.  $t_{LAG}$  ist hierbei in Abhängigkeit von  $L$ , der maßgebenden Gerinnelänge bis zum Gebietsauslass, und  $L_C$ , der Gerinnelänge von jenem Punkt im Gerinne, der dem Schwerpunkt des Einzugsgebietes am nächsten gelegen ist, bis zum Gebietsauslass, nach Gleichung (B.32) zu bestimmen.  $C_{t,SNY}$  stellt darin einen gebietsabhängigen Parameter dar. Typische Werte für  $C_{t,SNY}$  liegen zwischen 0.4 und 8.0 (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2000). Für die Bestimmung von  $t_{LAGR}$  ist Gleichung (B.33) in Kombination mit Gleichung (B.31) anzuwenden.  $q_{D,maxR}$  ergibt sich aus Gleichung (B.35) mit der Substitution von  $q_{D,max}$  gemäß Gleichung

(B.34). Der Parameter  $C_{p,SNY}$  ist wiederum einzugsgebietspezifisch, typische Werte liegen im Bereich 0.4 - 0.8 (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2000). Die Basiszeit  $T_B$  lässt sich schließlich in Abhängigkeit von  $q_{D,maxR}$  entsprechend Gleichung (B.36) bestimmen. Die Zeitdauern  $W_i$  ergeben sich aus Gleichung (B.37).  $C_{W,75}$  beträgt dabei 1.22,  $C_{W,50}$  ist 2.14 (CHOW et al., 2004). Werte für  $t_{LAGR}$ ,  $t_{LAG}$ ,  $\Delta t_R$  und  $\Delta t_r$  sind in den angeführten Gleichungen jeweils in Stunden (h) einzusetzen, die Parameter  $L$  und  $L_C$  in km. In Analogie zum SCS-UH-Modell (U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE (USDA), 1985) bedeutet  $q(t)$  unter der Einwirkung eines über das Einzugsgebiet gleich verteilten Blockregens der Dauer  $\Delta t$  und der Intensität  $i = 1 \text{ cm}/\Delta t$  die Einheitganglinie bezogen auf die Einzugsgebietsgröße EZG. Die Anwendung des Modells nach SNYDER (1938) erfordert die Definition der Lag Time  $t_{LAG}$  sowie der Parameter  $C_{t,SNY}$  und  $C_{p,SNY}$ .



**Abb. 15:** Synthetische Einheitganglinie nach SNYDER (1938) – links: standardisierte Einheitganglinie, rechts: gesuchte Einheitganglinie (aus CHOW et al. (2004))

$$t_{LAG} = 5.5 \cdot \Delta t_r \quad (B.31)$$

$$t_{LAG} = 0.75 \cdot C_{t,SNY} \cdot (L \cdot L_C)^{0.3} \quad (B.32)$$

$$t_{LAG} = t_{LAGR} + \frac{\Delta t_r - \Delta t_R}{4} \quad (B.33)$$

$$q_{D,max} = \frac{2.75 \cdot C_{p,SNY}}{t_{LAG}} \quad (B.34)$$

$$q_{D,maxR} = \frac{q_{D,max} \cdot t_{LAG}}{t_{LAGR}} \quad (B.35)$$

$$T_B = \frac{5.56}{q_{D,max R}} \quad (B.36)$$

$$W_i = C_{w j} \cdot q_{D,max R}^{-1.08} \quad (B.37)$$

Synthetische Einheitsganglinie nach CLARK ((1943), aus U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE) (2000)):

CLARKS (1943) UH-Modell fundiert auf der expliziten Berücksichtigung zweier Prozesse, dem reinen Translationsprozess des effektiven Niederschlages aus dem Einzugsgebiet zum Gebietsauslass und der Dämpfung bzw. Reduktion der Abflussspitze infolge Retention auf Basis eines Linearspeichers unmittelbar am Gebietsauslass (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2000). Die Translation erfolgt auf Basis des Laufzeitverfahrens (siehe Kapitel B.2.3.1). Entsprechend ist die Definition des Zeit-Flächen-Diagramms bzw. der Fließzeiten der Einzugsgebietsteilflächen hierfür erforderlich. Gemäß U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE) (2000) können diese Fließzeiten anhand der Konzentrationszeit  $t_c$  wie folgt bestimmt werden:

$$\frac{EZG_j}{EZG} = \begin{cases} 1.414 \cdot \left(\frac{t_j}{t_c}\right)^{1.5} & t_j \leq \frac{t_c}{2} \\ 1 - 1.414 \cdot \left(1 - \frac{t_j}{t_c}\right)^{1.5} & t_j \geq \frac{t_c}{2} \end{cases} \quad (B.38)$$

$$(B.38a)$$

$$(B.38b)$$

Der Index  $j$  in Gleichung (B.38) charakterisiert entsprechend Abb. 11 die Teilfläche  $j$ . Das Modell des Linearspeichers ist ein deterministisches fiktives hydraulisches Modell für die Abflussbildung bzw. Beschreibung der Retentionswirkung von Einzugsgebieten. Es basiert im Allgemeinen auf der Erhaltung der Masse nach Gleichung (B.39) sowie dem Zusammenhang zwischen der sich im Speicher befindlichen Wassermenge  $S_{LSP}(t)$  und dem ausströmenden Abfluss  $Q_{aus}(t)$  zum Zeitpunkt  $t$  in Form eines zeitlich konstanten Parameters  $K_{LSP}$  (Speicherkonstante) (Gleichung (B.40)). Aus der Kombination der Gleichungen (B.39) und (B.40) ergibt sich unter Anwendung einer Finiten-Differenzen-Approximation Gleichung (B.41) für den aus dem Speicher austretenden Abfluss  $Q_{aus,j}$  zum Zeitpunkt  $j$ .

$$\frac{dS_{LSP}(t)}{dt} = Q_{ein}(t) - Q_{aus}(t) \quad (B.39)$$

$$S_{LSP}(t) = K_{LSP} \cdot Q_{aus}(t) \quad (B.40)$$

$$Q_{aus,j} = \frac{Q_{ein,j} + Q_{ein,(j-1)} + \frac{2 \cdot K_{LSP}}{\Delta t} Q_{aus,(j-1)} - Q_{aus,(j-1)}}{\left(1 - \frac{2 \cdot K_{LSP}}{\Delta t}\right)} \quad (B.41)$$

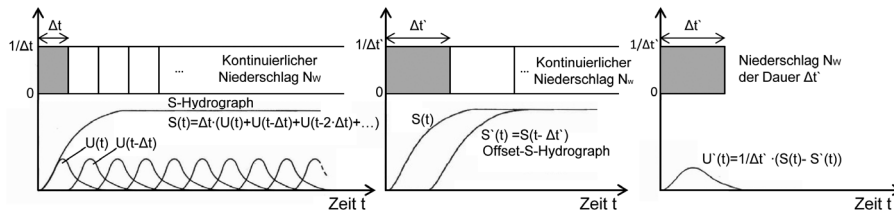
Unter der Einwirkung eines über das Einzugsgebiet gleich verteilten Blockregens der Dauer  $\Delta t$  mit der Intensität  $i = 1 \text{ cm}/\Delta t$  stellt der Ausfluss  $Q_{\text{aus}}(t)$  aus dem Linearspeicher die korrespondierende Einheitganglinie dar.

Die Anwendung des UH-Modells nach CLARK (1943) erfordert die Definition der Konzentrationszeit  $t_C$  sowie der Speicherkonstanten  $K_{\text{LSP}}$ . Letztere sind auf Basis von Messdaten bzw. alternativ anhand der Einzugsgebietscharakteristika zu ermitteln. Eine gängige Annahme für  $K_{\text{LSP}}$  ist die Konzentrationszeit  $t_C$  in Stunden (h).

Der Vorteil der Modellbetrachtung nach CLARK (1943) gegenüber den übrigen angeführten Ansätzen besteht darin, dass sie eine räumlich differenzierte Beurteilung des Einzugsgebietes im Sinne einer Aufteilung in Teilflächen gleicher Fließzeit erlaubt. Die Abbildung der dämpfenden Wirkung des Einzugsgebietes erfolgt modellhaft durch den Linearspeicher.

### S-Hydrograph-Methode:

Die Ableitung der Einheitganglinie  $U(t)$  bezieht sich im Allgemeinen auf einen Einheitsniederschlag mit definierter Dauer  $\Delta t$ . Unter Anwendung der dem UH-Verfahren zugrunde liegenden Prinzipien lässt sich aus der Einheitganglinie  $U(t)$  für die Dauer  $\Delta t$  jene Einheitganglinie  $U'(t)$  für die Dauer  $\Delta t'$  ableiten. Die Vorgehensweise hierfür ist in Abb. 16 dargestellt:



**Abb. 16:** S-Hydrograph-Methode – Bestimmung einer Einheitganglinie  $U'(t)$  für die Niederschlagsdauer  $\Delta t'$  (rechts) aus einem auf einer Niederschlagsdauer  $\Delta t$  basierenden S-Hydrographen  $U(t)$  (links, Mitte) (nach CHOW et. al (2004))

Aus der Superposition unendlich vieler, jeweils um den Zeitschritt  $\Delta t$  versetzter Einheitganglinien ergibt sich der S-Hydrograph  $S(t)$  auf Basis des Zeitdauer  $\Delta t$  (Abb. 16, links). Der Verlauf dieser Kurve kennzeichnet sich durch einen S-förmigen Anstieg und Übergang auf den konstanten Wert  $(1/\Delta t)$ . Der Versatz des S-Hydrographen um die Zeitdauer  $\Delta t'$  ergibt im Weiteren den S-Hydrographen  $S'(t) = S(t - \Delta t')$  (Abb. 16, Mitte). Abgesehen vom Versatz um  $\Delta t'$  ist der Verlauf dieser beiden Kurven ident. Die Einheitganglinie  $U'(t)$  mit der korrespondierenden Niederschlagsdauer  $\Delta t'$  ergibt sich schließlich aus der Subtraktion der beiden Kurven  $S(t)$  und  $S'(t)$  (Abb. 16, rechts). Basierend auf der Einheitganglinie  $U(t)$  für die Zeitdauer  $\Delta t$  lassen sich auf Basis der S-Hydrograph-Methode somit für sämtliche Zeitdauern  $\Delta t'$ , welche ein Vielfaches von  $\Delta t$  darstellen, die zugehörigen Einheitganglinien  $U'(t)$  ermitteln.

### B.2.3.4 Wellentransformation – Gerinnerouting

#### Gleichungen nach Saint-Venant:

Die mathematische Beschreibung der Strömung in Gerinnen erfolgt durch konzeptionelle oder physikalisch basierte Ansätze. Erstere kombinieren physikalische Gesetze mit konzeptionellen Modellansätzen. Rein physikalisch basierte Modelle beruhen hingegen auf den Erhaltungssätzen für Masse, Impuls und Energie. Im Falle einer eindimensionalen Betrachtungsweise spricht man dabei von den eindimensionalen Gleichungen nach Saint-Venant (Gleichungen (B.42) und (B.43)). Sie ergeben sich aus den allgemeinen, dreidimensionalen Navier-Stokes-Gleichungen unter Zugrundelegung folgender Annahmen:

- Das Strömungsfeld ist eindimensional, sämtliche Strömungsgrößen (Abfluss  $Q$ , Fließgeschwindigkeit  $v$ , Wassertiefe  $h$ ) sind querschnittsgemittelte Größen.
- Die Krümmung der Stromlinien ist gering, vertikale Beschleunigungen in der Strömung sind vernachlässigbar.
- Im Strömungsfeld herrscht eine hydrostatische Druckverteilung.
- Die Einflüsse von Wandreibung und Turbulenz werden über empirische Widerstandsgesetze quantifiziert.
- Das durchschnittliche Gefälle ist gering, die Sohle wird als stabil angenommen.
- Die Berücksichtigung lokaler Diskontinuitäten erfolgt durch empirische Ansätze.

Gleichung (B.42) stellt die Kontinuitätsgleichung (Massenerhaltung) für allgemeine Gerinnequerschnitte dar. Gleichung (B.43) ist der Impulserhaltungssatz. Der Parameter  $A$  bedeutet darin die durchströmte Querschnittsfläche,  $Q$  den Durchfluss und  $q_L$  den lateralen Zufluss längs des Gerinnes.  $I_E$  und  $I_S$  sind das Energielinien- bzw. Sohlgefälle,  $g$  ist die Gravitationsbeschleunigung. Die Laufvariablen  $t$  und  $x$  charakterisieren den zeitlichen und räumlichen Verlauf des Strömungsbildes (GILG et al., 2002).

$$\frac{\delta A}{\delta t} + \frac{\delta Q}{\delta x} = q_L \quad (B.42)$$

$$\frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{\delta}{\delta x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\delta h}{\delta x} + g \cdot A \cdot (I_E - I_S) = 0 \quad (B.43)$$

Für die Lösung der partiellen Differentialgleichungen (B.42) und (B.43) bedarf es numerischer Methoden bzw. einer räumlich und zeitlich diskreten Betrachtung der unbekannten Strömungsgrößen  $Q$  und  $A$  bzw.  $v$  und  $h$  (Finite-Differenzen, Charakteristiken-Methode, usw.).

Die Modellbildung für die hydrologischen Prozesse der Abflusskonzentration bzw. Wellentransformation basiert dabei in der Regel auf Annahmen, die eine Vereinfachung von (B.42) und (B.43) bzw. die Verwendung konzeptioneller Ansätze anstelle von (B.43) mit sich bringen. Abbildung 17 zeigt stationäre und instationäre Approximationen des Saint-Venantschen Gleichungssystems:

$$\begin{array}{c}
 \text{INSTATIONÄR – dynamische Wellenapproximation} \\
 \hline
 \text{INSTATIONÄR – diffusive Wellenapproximation} \\
 \hline
 \text{INSTATIONÄR – kinematische Wellenapproximation} \\
 \hline
 \underbrace{\frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{\delta}{\delta x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\delta h}{\delta x} + g \cdot A \cdot (I_E - I_S) = 0}_{\text{STATIONÄR – gleichförmig}} \quad \underbrace{\frac{\delta Q}{\delta x} - q_L + \frac{\delta A}{\delta t} = 0}_{\text{STATIONÄR – ungleichförmig}}
 \end{array}$$

**Abb. 17:** Saint-Venantsches Gleichungssystem in einer Dimension – stationäre und instationäre Approximationen (nach GILG et al. (2002))

Die Vernachlässigung der lokalen und advektiven Beschleunigungsterme und des Terms zur Berücksichtigung der Druckänderung führt zur kinematischen Wellenapproximation. Die zusätzliche Berücksichtigung des Druckterms führt im Weiteren zur diffusiven Wellenapproximation. Die Lösung des vollständigen Gleichungssystems wird als dynamische Wellenapproximation bezeichnet (CHOW et al., 2004).

Die im Folgenden angeführten Modelle basieren jeweils auf den eindimensionalen Erhaltungssätzen für Masse und Impuls. Sie fundieren auf den beschriebenen vereinfachenden Annahmen bzw. konzeptionelle Ansätzen.

#### Kinematische Wellengleichung:

Entsprechend der Vereinfachung des Saint-Venantschen Gleichungssystems für die kinematische Wellenapproximation (Abb. 17) ergibt sich (B.43) zu:

$$I_E = I_S \quad (\text{B.44})$$

Die Anwendung des Ansatzes nach MANNING-STRICKLER (B.45) unter Berücksichtigung von Gleichung (B.44) mit dem STRICKLER-Beiwert  $k_{St}$  und den gerinne- und rauheitsabhängigen Parametern  $a_{MST} = \frac{k_{St} \cdot I_E^{1/2}}{U^{2/3}}$  und  $m_{MST} = 5/3$  führt schließlich zu Gleichung (B.46), welche auf Basis eines Finiten-Differenzen-Schemas (Gleichung (B.47)) nach der unbekannten Größe  $A_i^j$  analytisch zu lösen ist (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2000). Die eindeutige Lösung des Gleichungssystems erfordert die Vorgabe einer Anfangsbedingung für  $A_i^0$  und einer Randbedingung für  $A_0^j$ .

$$Q = v \cdot A = k_{St} \cdot I_E^{1/2} \cdot R^{2/3} \cdot A = a_{MST} \cdot A^{m_{MST}} \quad (\text{B.45})$$

$$\frac{\delta A}{\delta t} + a_{MST} \cdot m_{MST} \cdot A^{m_{MST}-1} \cdot \frac{\delta A}{\delta x} = q_L \quad (\text{B.46})$$

$$\frac{A_i^j - A_i^{j-1}}{\Delta t} + a_{MST} \cdot m_{MST} \cdot \left( \frac{A_i^{j-1} - A_{i-1}^{j-1}}{2} \right)^{m_{MST}-1} \cdot \frac{A_i^{j-1} - A_{i-1}^{j-1}}{\Delta x} = \frac{q_{L,i}^{j-1} - q_{L,i-1}^{j-1}}{2} \quad (\text{B.47})$$

Die kinematische Wellengleichung wird vielfach auch für den Prozess der Abflusskonzentration angewendet. Der Fließprozess in der Fläche wird dabei in Form eines sehr breiten Rechteckquerschnittes abgebildet, er stellt den lateralen Zufluss  $q_L$  ins Gerinne dar.

Von wesentlicher Bedeutung ist die Wahl von  $\Delta x$  bzw.  $\Delta t$  für die Genauigkeit und Stabilität der Strömungsberechnung (numerische Diffusion). In Abhängigkeit der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit  $c$  sind entsprechend Werte für  $\Delta x$  und  $\Delta t$  anzustreben, welche der Bedingung nach COURANT et al. genügen (aus U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE) (2000)):

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} \approx c \quad (B.48)$$

#### Linearspeicherkaskade:

Das Modell der linearen Speicherkaskade fundiert in Analogie zum linearen Einzelspeicher (vgl. Gleichungen (B.39), (B.40) und (B.41)) auf dem Massenerhaltungssatz und einem konzeptionellen Zusammenhang zwischen dem ausströmenden Abfluss  $Q_{aus}(t)$  und dem Speichervolumen  $S_{LSP}(t)$  in Form einer Speicherkonstante  $K_{LSP}$  (Gleichungen (B.39) und (B.40)). Die Abbildung des Strömungsvorganges erfolgt hierbei allerdings mit  $n_{LSP}$  hintereinander angeordneten Linearspeichern, wobei jeweils der ausströmende Abfluss  $Q_{aus,(i-1)}$  aus dem Speicher (i-1) den Zufluss  $Q_{ein,i}$  in den Speicher i darstellt. Die Speicherkonstante  $K_{LSP,ges}$  des Systems ergibt sich aus der Summe aller  $n_{LSP}$  Speicherkonstanten  $K_{LSP,i}$ . Entsprechend beschreiben die Gleichungen (B.49) und (B.50) das Gesamtsystem. Gleichung (B.51) stellt auf Basis einer Finiten-Differenzen-Approximation die analytische Lösung für  $Q_{aus}$  an der Stelle i und zum Zeitpunkt j dar (GILG et al., 2002).

$$\frac{dQ_{aus,i}(t)}{dt} = \frac{1}{K_{LSP,i}} (Q_{aus,(i-1)}(t) - Q_{aus,i}(t)) \quad (B.49)$$

$$K_{LSP,i} = \frac{1}{n_{LSP}} K_{LSP,ges} \quad (B.50)$$

$$Q_{aus,i,j} = \frac{Q_{aus,(i-1),j} + Q_{aus,(i-1),(j-1)} + \frac{2 \cdot K_{LSP,ges}}{\Delta t} Q_{aus,i,(j-1)} - Q_{aus,i,(j-1)}}{\left(1 - \frac{2 \cdot K_{LSP,ges}}{\Delta t}\right)} \quad (B.51)$$

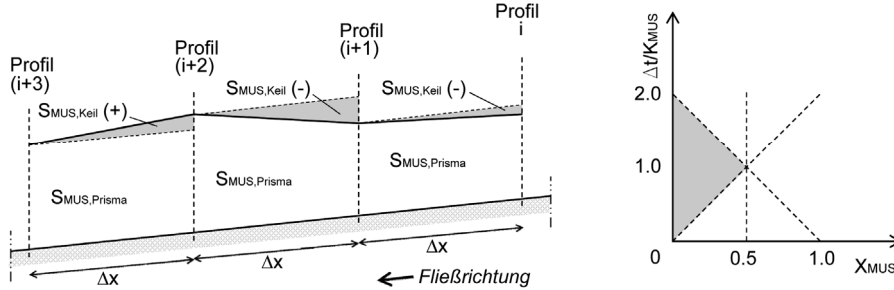
#### Muskingum-Modell bzw. Muskingum-CUNGE-Modell (1969):

Das Muskingum-Modell stellt eine Erweiterung der linearen Speicherkaskade dar. Der Zusammenhang zwischen Zufluss  $Q_{ein}(t)$ , Ausfluss  $Q_{aus}(t)$  und Speichervolumen  $S_{MUS}(t)$  ist wie folgt definiert:

$$S_{MUS}(t) = K_{MUS} \cdot (X_{MUS} \cdot Q_{ein}(t) + (1 - X_{MUS}) \cdot Q_{aus}(t)) \quad (B.52)$$



Die Fließzeit  $K_{MUS}$  der Abflusswelle durch den jeweiligen Abschnitt und der dimensionslose Parameter  $X_{MUS}$  sind konstante Modellparameter. Plausible Werte hierfür sind Abb. 18, rechts, zu entnehmen (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2000):



**Abb. 18:** Muskingum-Modell – links: Speicheranteile  $S_{Prisma}$  und  $S_{Keil}$ , rechts: Plausibler Wertebereich (grau) für die Modellparameter  $X_{MUS}$  und  $K_{MUS}$  (aus U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE) (2000))

Entsprechend der Werte für  $X_{MUS}$  ergeben sich ein „prismatischer Speicheranteil“  $S_{MUS,Prisma}$  und ein „keilförmiger Speicheranteil“  $S_{MUS,Keil}$  gemäß Abb. 18, links. Für  $X_{MUS} = 0$  vereinfacht sich das Muskingum-Modell zur linearen Speicherkaskade. Das Speichervolumen  $S_{MUS}(t)$  wird ausschließlich durch den Ausfluss  $Q_{aus}(t)$  bestimmt.  $X_{MUS} = 0.5$  führt zu einer identischen Gewichtung von  $Q_{aus}(t)$  und  $Q_{ein}(t)$ , was zu einer gleichförmig fortschreitenden Welle durch den Gewässerabschnitt ohne Dämpfung führt (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2000). Auf Basis einer Finiten-Differenzen-Approximation ergibt sich Gleichung (B.53) für die Bestimmung von  $Q_{aus}$  zum Zeitpunkt  $j$ :

$$Q_{aus,j} = \left( \frac{\Delta t - 2 \cdot K_{MUS} \cdot X_{MUS}}{2 \cdot K_{MUS} \cdot (1 - X_{MUS}) + \Delta t} \right) \cdot Q_{ein,j} + \left( \frac{\Delta t + 2 \cdot K_{MUS} \cdot X_{MUS}}{2 \cdot K_{MUS} \cdot (1 - X_{MUS}) + \Delta t} \right) \cdot Q_{ein,(j-1)} + \left( \frac{2 \cdot K_{MUS} \cdot (1 - X_{MUS}) - \Delta t}{2 \cdot K_{MUS} \cdot (1 - X_{MUS}) + \Delta t} \right) \cdot Q_{aus,(j-1)} \quad (B.53)$$

Im Sinne einer Modifikation bzw. Erweiterung des Muskingum-Modells nach CUNGE (1969) sind die Parameter  $K_{MUS}$  und  $X_{MUS}$  nach den Gleichungen (B.54) und (B.55) zu ermitteln. Sie stellen in dieser Form nicht mehr konstante Modellparameter dar, sondern sind von der Gewässerabschnittslänge  $\Delta x$ , von der zeitlich veränderlichen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit  $c_j$ , vom zeitlich veränderlichen Abfluss  $Q_j$ , vom Sohlgefälle  $I_s$  sowie von der zeitlich veränderlichen Breite der Wasseroberfläche  $B_j$  abhängig.

$$K_{MUS,j} = \frac{\Delta x}{c_j} \quad (B.54)$$

$$X_{MUS,j} = 0.5 \cdot \left( 1 - \frac{Q_j}{B_j \cdot I_s \cdot c_j \cdot \Delta x} \right) \quad (B.55)$$



## B.3 Fließgeschwindigkeit in Raugerinnen

### B.3.1 Morphologischer Charakter steiler (rauer) Gerinne

Die Variabilität der morphologischen Ausprägung und der hydraulischen Verhältnisse ist ein wesentliches Merkmal steiler Gewässer wie Gebirgsflüsse und Wildbäche (vgl. Kapitel B.1.1). Bei entsprechend hohem Sohlgefälle und der Wirkung eines verhältnismäßig breiten Korngrößenspektrums, wie es in steilen Gerinnen in der Regel anzutreffen ist, können sich kaskadenartige Sohlstrukturen bilden. Diese charakterisieren sich durch eine kontinuierliche Abfolge von quer zur Strömungsrichtung ausgerichteten Riegeln aus groben Sohlelementen („Riffle“ bzw. „Step“) und daran anschließenden Becken („Pool“) ((GRANT et al., 1990), (ABERLE, 2000), (PALT, 2001), (SCHÄLCHLI, 1991)).

SCHÄLCHLI (1991) gliedert die vorherrschenden Sohlstrukturen in Abhängigkeit der Gefälleverhältnisse. Gerinne mit Sohlgefällen  $I_s$  zwischen 1.5 % und 5.0 % weisen demgemäß raue Sohlen mit vereinzelt über die Gerinnesohle verteilten groben Elementen auf. Quer zur Strömung ausgerichtete Riegel treten nicht auf. Die Strömungsverhältnisse sind annähernd gleichförmig (Abb. 19a). Sohlgefälle  $I_s$  zwischen 1.5 % und 7.0 % führen zur Bildung sogenannter „Riffle-Pool-Sequenzen“ (Abb. 19b). Die Riegelstrukturen („Riffle“) sind dabei schräg bzw. senkrecht zur Strömung angeordnet. Sie umfassen in der Regel nicht die gesamte Sohlbreite und sind durch kurze Becken („Pool“) in Strömungsrichtung voneinander getrennt. In den Riegelbereichen stellen sich in der Regel lokal schießende Abflussverhältnisse ein, in den Beckenabschnitten erfolgt der Abfluss strömend. Das gesamte Strömungsbild ist durch eine stetige Abfolge von Abschnitten mit strömendem und schießendem Abfluss gekennzeichnet. Die groben Sohlelemente ragen dabei teilweise durch die Wasseroberfläche.

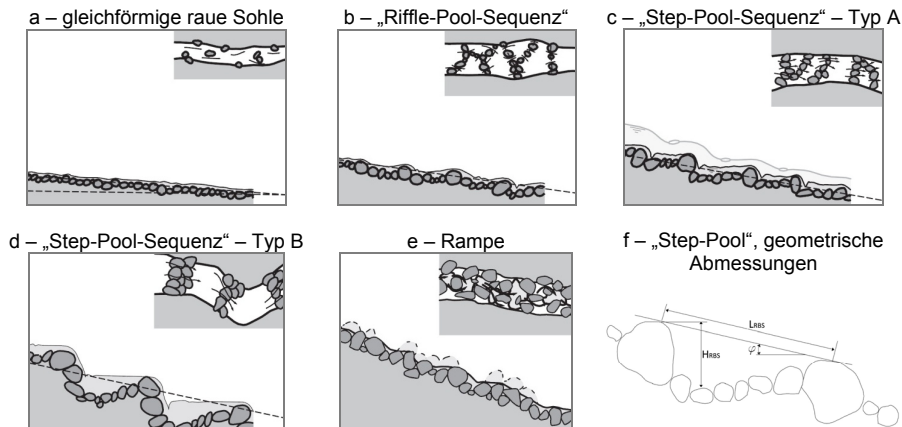
„Step-Pool-Sequenzen“ weisen ein ähnliches Strömungsbild auf. Die Riegelstrukturen bestehen im Vergleich zu „Riffle-Pool-Sequenzen“ allerdings aus größeren Sohlelementen und definieren einen markanten Überfall. Sie sind senkrecht zur Strömung gerichtet und umfassen die gesamte Sohlbreite. Die groben Sohlelemente reichen hier auch bei Hochwasserverhältnissen bis an und über die Wasseroberfläche (Abb. 19c und Abb. 19d). Gemäß SCHÄLCHLI (1991) ist dieser Sohlstrukturtyp bei Gewässern mit Gefällen  $I_s$  zwischen 3.5 % und 30 % zu beobachten. SCHÄLCHLI (1991) grenzt dabei die maximalen Korndurchmesser bei gleichmäßigen rauen Sohlen zwischen 0.5 m und 0.7 m, bei „Riffle-Pool-Sequenzen“ zwischen 0.6 m und 0.9 m bzw. bei „Step-Pool-Sequenzen“ zwischen 0.9 m und 1.2 m ein.

Für Gefälle  $> 12$  % erfolgt laut SCHÄLCHLI (1991) die Bildung von Rampen. Die Korndurchmesser liegen dabei im Bereich zwischen 1.1 m und 2.0 m (Abb. 19e).

Bei der Strukturierung von SCHÄLCHLI (1991) sind die markanten Überschneidungsbereiche zwischen den jeweiligen Sohlstrukturtypen auffällig. Entsprechend ist im Rahmen dieser gefälleabhängigen Einteilung festzuhalten, dass eine eindeutige Zuordnung der Sohltypen nicht möglich ist. Es besteht ein fließender Übergang zwischen den Sohlformen. Zudem ist die Strukturierung durchaus auch subjektiver Natur. In GRANT et al. (1990) finden sich beispielsweise Angaben zur Gliederung der Sohltypen, welche sich von jenen SCHÄLCHLIS (1991) durchaus deutlich unterscheiden. Gleichmäßig raue Sohlen treten demgemäß bei  $1 \% \leq I_s \leq 2 \%$  auf, „Riffle-Becken-Sequenzen“ bei  $2 \% \leq I_s \leq 3.5 \%$ , „Step-Pool-

Sequenzen“ bei  $3\% \leq I_S \leq 7\%$  und Rampen bei  $4.5\% \leq I_S \leq 40\%$ . In Abb. 19 sind die angeführten Sohltypen schematisch in Form einer Draufsicht und eines Gewässerlängsschnittes dargestellt.

Die geometrischen Verhältnisse von Riegel-Becken-Strukturen werden im Allgemeinen durch die Absturzhöhe  $H_{RBS}$  und den Abstand  $L_{RBS}$  zwischen zwei Abstürzen gemäß Abb. 19f beschrieben. Hinsichtlich der Abhängigkeit der Parameter vom Sohlgefälle  $I_S$  gilt Untersuchungen von SCHÄLCHLI (1991), PALT (2001) und GRANT et al. (1990) zufolge ein invers proportionaler Zusammenhang gemäß Gleichung (B.56).



**Abb. 19:** Sohltypen in steilen (rauen) Gerinnen nach SCHÄLCHLI (1991) – a: gleichförmige raue Sohle, b: „Riffle-Pool-Sequenz“, c: „Step-Pool-Sequenz“ – Typ A, d: „Step-Pool-Sequenz“ – Typ B, e: raue Rampe, f: Geometrie einer „Step-Pool-Sequenz“ – Absturzhöhe  $H_{RBS}$ , Sequenzlänge  $L_{RBS}$ , Sohlgefälle  $\sin(\varphi)$  (aus WEICHERT (2006), nach SCHÄLCHLI (1991))

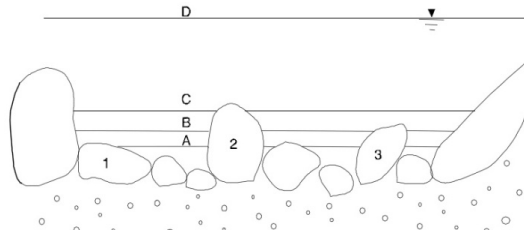
$$L_{RBS} = \frac{d_c}{K_{1,RBS} \cdot I_S^{K_{2,RBS}}} \quad (B.56)$$

$d_c$  stellt darin eine charakteristische Korngröße dar, der Parameter ist in m anzugeben. Er wird häufig mit der Absturzhöhe  $H_{RBS}$  gleich gesetzt ((ABRAHAMS et al., 1995), (ROSPORT, 1997)).  $K_{1,RBS}$  und  $K_{2,RBS}$  sind empirisch bestimmte konstante Parameter (BILLI et al., 1998).

PALT (2001) beschreibt den Zusammenhang zwischen  $L_{RBS}$ ,  $H_{RBS}$  und  $I_S$  in Analogie zu Gleichung (B.56). Seinen Untersuchungen zufolge nimmt die Absturzhöhe  $H_{RBS}$  mit zunehmendem Gefälle  $I_S$  aufgrund größerer Kornfraktionen zu. Die Sequenzlänge  $L_{RBS}$  verringert sich dabei. Hinsichtlich der Parameter  $K_{1,RBS}$  und  $K_{2,RBS}$  existieren zahlreiche Untersuchungen. Eine ausführliche Zusammenstellung diesbezüglich ist in ABERLE (2000) zu finden.

Untersuchungen von KOZLOWSKY und ERGENZINGER (1999) zufolge existiert neben den von SCHÄLCHLI (1991) angeführten Sohltypen für Raugerinne ein weiterer Strukturtyp, der unter dem Begriff „Ringstrukturen“ definiert ist. Diese morphologische Struktur besteht aus ringförmig angeordneten größeren Sohlelementen. KOZLOWSKY und ERGENZINGER (1999) beobachten diesen Sohlentyp in Gebirgsflüssen im Gefällebereich  $2\% \leq I_s \leq 6\%$ . Ringstrukturen bilden sich vorwiegend an Kiesbänken abseits der Hauptströmung aus.

Die Sohlstrukturen steiler Gerinne bedingen ein variationsreiches hydraulisches Verhalten. Das erwähnte Abflussverhalten mit einem alternierenden Wechsel strömender und schießender Strömungszustände gilt insbesondere für Niederwasserverhältnisse. Dabei stellen die groben Sohlelemente querschnittsbildende Strukturen dar. Sie vermögen aus dem Wasser zu ragen bzw. den Querschnitt in seiner Breite einzuschränken. Mit zunehmendem Abfluss und vor allem bei Hochwasserabflüssen wirken grobe Sohlelemente zunehmend als Rauheitselemente (ABERLE, 2000). Der Wechsel lokal strömender und schießender Abflussverhältnisse ist damit überwiegend bei geringen Abflüssen zu beobachten. Abbildung 20 zeigt die typische Querprofilgestaltung steiler (rauer) Gerinne und den Einfluss grober Sohlelemente auf die hydraulischen Parameter (ABERLE, 2000):



**Abb. 20:** Querprofilstruktur in steilen (rauen) Gerinnen – Abhängigkeit des benetzten Umfanges  $U$  und der Wasserspiegelbreite  $B$  vom Wasserstand  $h$  (aus ABERLE (2000), nach SCHÄLCHLI (1991))

Hinsichtlich der Abschätzung des Fließwiderstandes bzw. der Fließgeschwindigkeiten in steilen Gerinnen bedeuten die vorherrschenden Sohlstrukturen einen zusätzlich zur Kornrauheit wirksamen Widerstand, der unter dem Begriff der „Formrauheit“ beschrieben wird.

Mit zunehmender Ungleichförmigkeit des Gerinnelängs- und -querschnittes nimmt die Formrauheit zu, was in der Folge mit einem höheren Fließwiderstand und einer geringeren Fließgeschwindigkeit verbunden ist. Entsprechend weisen gleichmäßig raue Rampen (Abb. 19a) die geringsten und „Step-Pool-Sequenzen“ bzw. Rampen (Abb. 19c, Abb. 19d und Abb. 19e) die größten Formrauheiten auf ((ABERLE, 2000), (PALT, 2001)).

Bedingt durch den Einfluss großer relativer Rauheiten  $k_s/h_m$  und der Sohlstrukturen ergeben sich an steilen (rauen) Gerinnen Abweichungen zum logarithmischen vertikalen Geschwindigkeitsprofil, wie es an voralpinen Kiesflüssen im Allgemeinen zu beobachten ist ((DITTRICH, 1998), (RICKENMANN, 1996), (WIBERG und SMITH, 1991)). Im sohlnahen Bereich erfolgt eine markante Abnahme der

Turbulenzintensität. Untersuchungen von BATHURST (1988) bzw. FERRO und BAIAMONTE (1994) zufolge stellt sich bei geringen relativen Überdeckungen mit  $1 \leq h_m/d_{84} \leq 4$  eine s-förmige Geschwindigkeitsverteilung ein. Der Parameter  $h_m$  bedeutet dabei die mittlere Wassertiefe,  $d_{84}$  ist die 84%-Korndurchmesserfraktile des Sohlmaterials. Die vertikale Geschwindigkeitsverteilung im sohlnahen Bereich in Raugerinnen erfolgt im Sinne einer Einteilung in zwei Bereiche, einer Rauheitsunterschicht sowie einer weiteren Unterschicht, in welcher eine lineare Abnahme der mittleren Geschwindigkeit erfolgt (DITTRICH et al., 1996). Hinsichtlich der Bestimmung der querschnittsgemittelten Geschwindigkeit  $v_m$  sind diese Abweichungen vom logarithmischen Geschwindigkeitsprofil im unmittelbaren Sohlenbereich verhältnismäßig gering. Die Annahme der Gültigkeit des logarithmischen Wandgesetzes bedeutet daher in diesem Zusammenhang eine gute Näherung (ROSPORT, 1997).

Im Folgenden werden einige wesentliche Ansätze zur Bestimmung des Fließwiderstandes bzw. der mittleren Fließgeschwindigkeit in steilen (rauen) Gerinnen angeführt. Die Schwerpunktlegung erfolgt dabei auf logarithmischen Ansätzen sowie Ansätzen in Potenzform bzw. auf Ansätzen, welche im Rahmen des Modellkonzeptes anwendbar sind. Darüber hinaus existiert eine Reihe weiterer Theorien und Ansätze. Eine ausführliche Erläuterung und Diskussion dazu sowie detaillierte Ausführungen zur Ausbildung der Sohlformen und der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung findet sich in ABERLE (2000) und PALT (2001).

### B.3.2 Logarithmische Ansätze zur Bestimmung des Fließwiderstandes

Logarithmische Widerstandsbeziehungen basieren auf der Annahme einer logarithmischen vertikalen Geschwindigkeitsverteilung über den Querschnitt, sie sind auf den Verlustratenansatz nach DARCY-WEISBACH zurückzuführen. Entsprechend ergibt sich für den Zusammenhang zwischen dem Reibungsbeiwert  $\lambda$ , der querschnittsgemittelten Fließgeschwindigkeit  $v_m$  und der Schubspannungsgeschwindigkeit  $v_*$  folgender Ausdruck (PALT, 2001):

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = \frac{v_m}{v_*} = \frac{v_m}{\sqrt{g \cdot R \cdot I}} \quad (B.57)$$

Gleichung (B.58a) entspricht der Basisform logarithmischer Widerstandsbeziehungen.  $K$  stellt darin die von Karman-Konstante dar.  $d_{xx}$  ist die xx%-Korndurchmesserfraktile des Sohlmaterials.  $B_r$  bedeutet eine Integrationskonstante.

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = \frac{1}{K} \cdot \ln \left( \frac{h_m}{d_{xx}} \right) + B_r \quad (B.58a)$$

Zahlreiche Untersuchungen widmen sich der Untersuchung des Fließwiderstands in steilen (rauen) Gerinnen, entsprechend existieren auf Basis von Gleichung (B.58a) jeweils Empfehlungen zur Wahl der Parameter  $K$ ,  $d_{xx}$  und  $B_r$ . Eine Zusammenstellung gängiger Ansätze findet sich in Analogie zu ABERLE (2000) in Tab. 13. In Gleichung

(B.58a) und Tab. 13 werden dabei Querschnittsverhältnisse mit  $B \gg h_m$  vorausgesetzt, entsprechend wird  $R = h_m$  gesetzt. Der Parameter  $d_{84, \min}$  entspricht nicht der gewöhnlich gewählten mittleren, sondern der kürzesten Achse des Korns.  $k_s$  ist die äquivalente Sandrauheit.

Die angeführten Ansätze beziehen sich mit Ausnahme von Gleichung (B.58s), welche auf die Verhältnisse von „Step-Pool-Strukturen“ eingeht, auf Gerinneverhältnisse mit gleichförmig rauher Sohle.

**Tab. 13:** Parameter zur Ermittlung des Fließwiderstandes nach Gleichung (B.58a) (aus ABERLE (2000), HAGER (1992), PALT (2001) und ROSPORT (1997))

Gleichung	Ansatz	$d_{xx}$	K	$B_r$
(B.58b)	KEULEGAN (1938)	$k_s$	0.4	8.5
(B.58c)	LEOPOLD et al. (1964)	$d_{84}$	0.4	2.83
(B.58d)	LIMERINOS (1970)	$d_{84}$	0.41	3.28
(B.58e)	BRAY (1979)	$d_{50}$	0.34	0.7
(B.58f)		$d_{65}$	0.36	1.72
(B.58g)		$d_{90}$	0.38	3.56
(B.58h)		$d_{84}$	0.4	2.88
(B.58i)	GRIFFITHS (1981)	$d_{50}$	0.41	2.15
(B.58j)	BAYAZIT (1982)	$d_{84, \min}$	0.46	2.95
(B.58k)	BATHURST (1985)	$d_{84}$	0.41	4
(B.58l)	FERRO und GIORDANO (1991)	$d_{84}$	0.29	1.41
(B.58m)	WIBERG und SMITH (1991)	$d_{84, \min}$	0.42	2.04
(B.58n)	HAGER (1992)	$d_{84}$	0.48	3.45
(B.58o)	KIRONTA und GRAF (1994)	$d_{50}$	0.4	6.25
(B.58p)		$d_{50}$	0.4	3.25
(B.58q)	RICE et al. (1998)	$d_{84}$	0.45	6
(B.58r)	PALT (2001)	$d_{84}$	0.41	3.7
(B.58s)			0.62	2.5

### B.3.2.1 Ansatz nach SMART und JÄGGI (1983)

Eine modifizierte Form von Gleichung (B.58a) wird von SMART und JÄGGI (1983) vorgeschlagen. Gleichung (B.59) basiert auf systematischen Versuchen am physikalischen Modell. Die Parameter  $\beta_{1, \text{SMA}}$  und  $\beta_{2, \text{SMA}}$  sind als materialabhängige Konstanten zu verstehen, SMART und JÄGGI (1983) definieren  $\beta_{1, \text{SMA}}$  zu 1.55 und  $\beta_{2, \text{SMA}}$  zu 0.05.

Der Anwendungsbereich von Gleichung (B.59) umfasst entsprechend den durchgeführten Modellversuchsreihen Gefälleverhältnisse bis 20 % mit gleichförmig rauen Sohlen und hohen Geschiebetransportaten.

$$\frac{v_m}{v_*} = \sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 2.5 \cdot \ln \left( \frac{12.3 \cdot h_m}{\beta_{1, \text{SMA}} \cdot d_{90}} \right) \cdot \left( 1 - \exp \left( \frac{-\beta_{2, \text{SMA}} \cdot h_m}{I_s^{0.5} \cdot d_{90}} \right) \right)^{0.5} \quad (\text{B.59})$$

### B.3.2.2 Ansatz nach THOMPSON und CAMPBELL ((1979), aus ABERLE (2000))

Gleichung (B.60) basiert auf Versuchsreihen an einem großmaßstäblichen physikalischen Modell in einem 41 m breiten und 308 m langen Kanal. Das Sohlgefälle  $I_s = 5.2 \%$  liegt dabei in jenem Bereich, wo im Allgemeinen die Bildung



von Absturz-Becken-Sequenzen zu beobachten ist. Bei den Untersuchungen wurden grobe Elemente im Sohlbereich angeordnet (aus ABERLE (2000)).

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 5.66 \cdot \left(1 - 0.1 \cdot \frac{k_s}{R}\right) \cdot \log\left(\frac{12 \cdot R}{k_s}\right) \quad (\text{B.60})$$

### B.3.2.3 Ansatz nach AGUIRRE-PE und FUENTES ((1990), aus ABERLE (2000) und HAGER (1992))

AGUIRRE-PE und FUENTES (1990) leiten aus ihren Untersuchungen einen modifizierten Ansatz ab. Gleichung (B.61) fundiert auf der Annahme einer konstanten Geschwindigkeit innerhalb einer Bodenschicht mit definierter Schichtdicke und einer Geschwindigkeitsverteilung in der darüber liegenden Schicht entsprechend einer Potenzform. AGUIRRE-PE und FUENTES (1990) definieren für den Parameter  $a_{AGU}$  einen Wertebereich zwischen 0.21 und 9.1 bzw. für  $b_{AGU}$  einen Bereich zwischen 1.08 und 2.8 (aus ABERLE (2000)). Der Ansatz ist auf relative Fließtiefen  $R/d_{50}$  zwischen 0.33 und 100 anwendbar (aus HAGER (1992)).

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = \frac{1}{\kappa} \cdot \ln\left(\frac{R}{a_{AGU} \cdot d_{50}}\right) + B_r - \frac{1}{\kappa} \cdot \left(1 - \frac{b_{AGU} \cdot d_{50}}{R}\right) \quad (\text{B.61})$$

### B.3.3 Potenzansätze zur Bestimmung der querschnittsgemittelten Fließgeschwindigkeit bzw. des Fließwiderstandes

#### B.3.3.1 Ansatz nach MANNING und STRICKLER ((MANNING, 1889), (STRICKLER, 1923), aus HAGER (1992))

Gleichung (B.62) stellt den am weitesten verbreiteten Ansatz zur Ermittlung von  $v_m$  dar. Der Anwendungsbereich umfasst Druck- und Freisiegelabflüsse mit Sohlgefällen  $I_s$  zwischen 0.004 % und 2.5 % sowie hydraulischen Radien  $R$  zwischen 0.037 m und 7 m (aus HAGER (1992)). Die Erfassung der Rauheit bzw. des Fließwiderstandes erfolgt mit dem STRICKLER-Beiwert  $k_{St}$ . Der Parameter stellt eine Gesamtrauheit dar. Sämtliche Rauheiten aus der Linienführung des Gerinnes, der Querschnittsform und der Rauheit von Sohle und Böschungen werden darin zusammengefasst. Gängige Werte für  $k_{St}$  liegen für Gebirgsflüsse und Wildbäche im Bereich zwischen 12 und 27. Hinsichtlich einer Abhängigkeit des STRICKLER-Beiwertes  $k_{St}$  von einer charakteristischen Korngröße gilt Gleichung (B.63). Der Gefälleparameter in Gleichung (B.62) stellt in ihrer Originalform das Energieliniengefälle  $I_E$  dar. Sämtliche Ausführungen hier basieren auf der Annahme, dass  $I_E$  näherungsweise dem Sohlgefälle  $I_s$  entspricht.

$$v_m = k_{St} \cdot R^{2/3} \cdot I_s^{1/2} \quad (\text{B.62})$$

$$k_{St} = \frac{26}{d_{90}^{1/6}} \quad (\text{B.63})$$

## B.3.3.2 Ansatz nach JARRETT (1984)

Auf Basis von Messungen an Gebirgsflüssen definiert JARRETT (1984) einen empirischen Ansatz zur Bestimmung des STRICKLER-Beiwertes  $k_{St}$  in Abhängigkeit vom hydraulischen Radius  $R$  und dem Sohlgefälle  $I_S$ . Der Gültigkeitsbereich von Gleichung (B.64) umfasst einen Gefällebereich zwischen 0.2 % und 3.9 % (JARRETT, 1984). Das Einsetzen von Gleichung (B.64) in (B.62) ergibt Gleichung (B.65) zur Bestimmung von  $v_m$ . Mit der Annahme  $B \gg h_m$  und damit  $R = q/v_m$  ergibt sich in Abhängigkeit des spezifischen Abflusses  $q$  Gleichung (B.66) (aus ABERLE (2000)).

$$k_{St} = 3.14 \cdot \frac{R^{0.16}}{I_S^{0.38}} \quad (B.64)$$

$$v_m = 3.14 \cdot R^{0.83} \cdot I_S^{0.12} \quad (B.65)$$

$$v_m = 1.87 \cdot q^{0.45} \cdot I_S^{0.07} \quad (B.66)$$

## B.3.3.3 Ansätze nach BRAY (1979)

BRAY (1979) definiert in Abhängigkeit der Kornparameter  $d_{50}$  und  $d_{90}$  zwei Ansätze für die Bestimmung des Reibungsbeiwertes  $\lambda$ :

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda}} = 1.36 \cdot \left( \frac{h_m}{d_{50}} \right)^{0.281} \quad (B.67)$$

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda}} = 1.78 \cdot \left( \frac{h_m}{d_{90}} \right)^{0.268} \quad (B.68)$$

Das Einsetzen der Gleichungen (B.67) und (B.68) in (B.57) führt zu den Gleichungen für  $v_m$ . Aus (B.67) und (B.57) ergibt sich dabei eine Gleichung, die mit Ausnahme minimaler Differenzen beim Vorfaktor Gleichung (B.69) nach GRIFFITHS (1981) entspricht (aus ABERLE (2000)).

## B.3.3.4 Ansatz nach GRIFFITHS (1981)

$$v_m = 2.1 \cdot g^{0.28} \cdot I_S^{0.28} \cdot \frac{q^{0.44}}{d_{50}^{0.16}} \quad (B.69)$$

## B.3.3.5 Ansatz nach RUF (1988)

Gleichung (B.70) nach RUF (1988) basiert auf Messungen in natürlichen Gerinneabschnitten. Ihr Anwendungsbereich umfasst einen Gefällebereich zwischen 9 % und 48 %.

$$v_m = 1.23 \cdot \sqrt{\frac{Q \cdot I_s}{d_{90}}} \quad (B.70)$$

### B.3.3.6 Ansätze nach RICKENMANN (1990)

Ein nichtlogarithmischer Ansatz zur Bestimmung des Reibungsbeiwertes  $\lambda$  ist RICKENMANN (1990) zu entnehmen. In Abhängigkeit der Gefälleverhältnisse unterscheidet RICKENMANN dabei die beiden Gleichungen (B.71a) und (B.71b):

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = \frac{1.25}{I_s^{0.21}} \cdot \sqrt{\frac{h_m}{d_{90}}} \quad 0.4 \% \leq I_s \leq 9 \% \quad (B.71a)$$

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = \frac{1.5}{I_s^{0.29}} \cdot \sqrt{\frac{h_{\text{misch}}}{d_{90}}} \quad 5 \% \leq I_s \leq 20 \% \quad (B.71b)$$

Grundlage für die Ableitung der Gleichungen bilden unter anderem jene Versuchsreihen, welche auch die Grundlage des Ansatzes nach SMART und JÄGGI (1983) darstellen. Gleichung (B.71a) basiert auf Naturmessungen mit Gefällen bis maximal 4 % und Labormessungen mit Sohlgefällen bis 9 % (RICKENMANN, 1990). Hinsichtlich der einzusetzenden Fließtiefe ist festzuhalten, dass in jene Gleichung für  $5 \% < I_s < 20 \%$  die Gemischabflusstiefe  $h_{\text{misch}}$  eingeht, was in Anbetracht der hohen Geschiebetransportraten bei den Modellversuchen und den verhältnismäßig großen Gefällen eine nicht zu vernachlässigende Erhöhung im Vergleich zur mittleren Reinwassertiefe  $h_m$  bedeutet (SMART und JÄGGI, 1983).

RICKENMANN unterscheidet bei der Ableitung von Ansätzen zur Bestimmung von  $v_m$  grundsätzlich zwei Herangehensweisen. Gleichungen in Abhängigkeit der mittleren Abflusstiefe  $h_m$  bzw. des hydraulischen Radius  $R$  stellen herkömmliche Ansätze dar. Alternativ dazu leitet RICKENMANN Potenzansätze in Abhängigkeit des (spezifischen) Abflusses  $q$ , des Gerinnegefälles  $I_s$  und eines Kornparameters  $d_{xx}$  ab. Der Vorteil dieser Herangehensweise besteht darin, dass die Kenntnis der Parameter  $h_m$  bzw.  $R$ , deren Erfassung sich in Anbetracht der stark unregelmäßigen Querschnittsverhältnisse in Wildbächen in der Regel als schwierig gestaltet, nicht erforderlich ist (RICKENMANN, 1996). Gleichung (B.72) stellt einen Ansatz dieser Form dar. Der Anwendungsbereich umfasst Gefälleverhältnisse zwischen 3 % und 40 %. Gleichung (B.72) basiert auf denselben Versuchsdaten wie Gleichung (B.59). Die Erweiterung des Anwendungsbereiches auf große Gefälle bis 40 % erfolgt aufgrund der Übereinstimmung von Gleichung (B.72) mit einem Ansatz von TAKAHASHI (1978) für die Bestimmung der Fließgeschwindigkeit von Murenfronten (RICKENMANN, 1996).

$$v_m = 1.3 \cdot g^{0.2} \cdot q^{0.16} \cdot \frac{I_s^{0.2}}{d_{90}^{0.4}} \quad (B.72)$$

## B.3.3.7 Ansätze nach HODEL ((1993), aus ABERLE (2000))

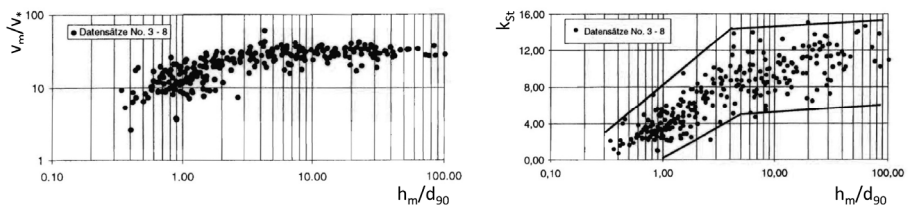
HODEL (1993) unterscheidet in seinem Ansatz raue Gerinne ohne (Gleichung (B.73)) und sehr steile Gerinne mit (Gleichung (B.74)) ausgeprägten Absturz-Becken-Sequenzen. Die beiden Gleichungen basieren auf Naturmessungen.  $Q_x$  entspricht dabei jenem Abfluss, der an  $x$  Tagen im Jahr erreicht bzw. überschritten wird und in etwa mit dem bettbildenden bzw. bordvollen Abfluss gleichzusetzen ist (aus ABERLE (2000)).

$$v_m = 0.19 \cdot \left( \frac{Q}{Q_x \cdot \sqrt{I_s}} \right)^{0.64} \quad (B.73)$$

$$v_m = 0.46 \cdot \left( \frac{Q}{Q_x \cdot \sqrt{I_s}} \right)^{0.63} \quad (B.74)$$

## B.3.3.8 Ansatz nach RICKENMANN (1996)

RICKENMANN (1996) definiert gemäß den beiden Gleichungen (B.75a) und (B.75b) einen weiteren Ansatz zur Berechnung der querschnittsgemittelten Fließgeschwindigkeit  $v_m$  in Abhängigkeit vom Abfluss  $Q$ , dem Sohlgefälle  $I_s$  sowie dem Kornparameter  $d_{90}$ . Die Regressionsanalyse basiert auf einer sehr umfangreichen Datenbasis (373 Datenpunkte aus Naturmessungen, siehe RICKENMANN (1996)). RICKENMANN (1996) beobachtet bei der Analyse der Naturmessungen hinsichtlich des Zusammenhanges zwischen dem STRICKLER-Beiwert  $k_{St}$  und der relativen Abflusstiefe  $h_m/d_{90}$  eine deutliche Abnahme von  $k_{St}$  für  $h_m/d_{90} < (3 \div 4)$ . In Analogie dazu zeigt der Zusammenhang zwischen den Verhältnissen  $v_m/v^*$  und  $h_m/d_{90}$  einen markanten Knick bei  $h_m/d_{90} = (3 \div 5)$ . Abbildung 21 zeigt diese Zusammenhänge zwischen  $h_m/d_{90}$  und  $k_{St}$  bzw.  $v_m/v^*$ :



**Abb. 21:** Links:  $v_m/v^*$  in Abhängigkeit der relativen Abflusstiefe  $h_m/d_{90}$ , rechts: STRICKLER-Beiwert  $k_{St}$  in Abhängigkeit von  $h_m/d_{90}$  (RICKENMANN, 1996)

Der deutlich stärkere Einfluss der Sohlstruktur bzw. -rauheit auf die Strömungsverhältnisse bei geringen relativen Abflusstiefen und die Feststellung, dass Zustände mit  $h_m/d_{90} < 4$  ausschließlich an Gerinnen mit Sohlgefällen  $I_s > 1\%$  auftreten, veranlassen RICKENMANN (1996) zur Ableitung der zwei Gleichungen in Abhängigkeit des Gerinnegefälles (Regressionsanalysen auf Basis der Naturmessungen für die entsprechenden Gefälleverhältnisse):

$$v_m = 0.96 \cdot g^{0.36} \cdot Q^{0.29} \cdot \frac{I_s^{0.35}}{d_{90}^{0.23}} \quad I_s \leq 1.0 \% \quad (B.75a)$$

$$v_m = 0.37 \cdot g^{0.33} \cdot Q^{0.34} \cdot \frac{I_s^{0.2}}{d_{90}^{0.35}} \quad I_s \geq 0.6 \% \quad (B.75b)$$

Die Anwendungsbereiche der beiden Gleichungen überschneiden sich für  $0.6 \% \leq I_s \leq 1.0 \%$ , RICKENMANN (1996) empfiehlt die Anwendung der ersten Gleichung für  $I_s \leq 0.8 \%$  bzw. der zweiten Gleichung für  $I_s \geq 0.8 \%$ .

Aus den Naturmessungen leitet RICKENMANN (1996) des Weiteren folgende Ansätze zur Abschätzung des STRICKLER-Beiwertes  $k_{St}$  ab:

$$k_{St} = 4.36 \cdot g^{0.49} \cdot \frac{Q^{0.02}}{I_s^{0.03} \cdot d_{90}^{0.23}} \quad I_s \leq 0.8 \% \quad (B.76a)$$

$$k_{St} = 0.97 \cdot g^{0.41} \cdot \frac{Q^{0.19}}{I_s^{0.19} \cdot d_{90}^{0.64}} \quad I_s \geq 0.8 \% \quad (B.76b)$$

#### B.3.3.9 Ansätze nach PALT (2001)

Vergleichbare Beobachtungen hinsichtlich des funktionalen Zusammenhangs zwischen Rauheit und relativer Abflusstiefe macht PALT (2001) im Zuge von Naturmessungen an Gebirgsflüssen im Himalaya-Karakorum. PALT (2001) beschreibt zunehmende Energieverluste infolge geringer Wassertiefen, steiler Gerinnegefälle bzw. infolge „Step-Pool-Strukturen“. Demgemäß definiert er die beiden Gleichungen (B.77) und (B.78) für das Verhältnis von STRICKLER-Beiwert  $k_{St}$  zu Kornrauheit  $k_r$ .  $k_{St}$  ist dabei entsprechend seiner ursprünglichen Definition als Verlustparameter, der sämtliche Energieverluste zusammenfasst, zu betrachten. Im Vergleich zu Ansätzen nach STRICKLER (Gleichung (B.62)) oder MEYER-PETER und MÜLLER (1949) gemäß Gleichung (B.79), welche  $k_{St}$  jeweils im Sinne einer konstanten Abhängigkeit von Kornparametern  $d_{xx}$  definieren, findet PALT (2001) eine Abhängigkeit vom Sohlgefälle  $I_s$  bzw. von der relativen Abflusstiefe  $h_m/d_{90}$ . Der Anwendungsbereich der Gleichungen (B.77) und (B.78) umfasst Gefälleverhältnisse mit  $I_s > 0.2 \%$ .

$$\frac{k_{St}}{k_r} = 0.1 \cdot I_s^{-0.36} \quad (B.77)$$

$$\frac{k_{St}}{k_r} = 0.13 \cdot I_s^{-0.28} \cdot \left( \frac{h_m}{d_{90}} \right)^{0.21} \quad (B.78)$$

$$\frac{k_{St}}{k_r} = \frac{21 \cdot d_{90}^{1/6}}{26 \cdot d_m^{1/6}} \quad (B.79)$$

Die von PALT (2001) im Rahmen seiner Untersuchungen abgeleiteten Widerstandsgesetze sind in Tab. 13 angeführt. Die Anwendung von Gleichung (B.58r) eignet sich dabei für ebene Flusssohlen kiesführender Flüsse, jene von Gleichung (B.58s) für Gerinne mit ausgeprägten Absturz-Becken-Sequenzen.

### B.3.4 Weitere Ansätze zur Bestimmung des Fließwiderstandes

#### B.3.4.1 Ansatz nach BATHURST et al. ((1981), aus ABERLE (2000))

BATHURST et al. (1981) schlagen folgende Beziehung zur Bestimmung des Fließwiderstandes vor:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 13.434 \cdot \left( \frac{0.28 \cdot Fr}{c_{k,e}} \right)^{\log\left(\frac{0.755}{c_{k,e}}\right)} \cdot \left( \frac{B}{0.5 \cdot (d_{a50} + d_{b50})} \right)^{0.492} \cdot c_{k,e}^{1.025 \cdot \left( \frac{B}{0.5 \cdot (d_{a50} + d_{b50})} \right)^{0.118}} \cdot \left( \frac{B}{h_m} \right)^{-c_{k,e}} \quad (B.80)$$

Der Parameter Fr stellt darin die aus der mittleren Abflusstiefe  $h_m$  ermittelte Froude-Zahl dar.  $c_{k,e}$  ist die effektive Rauheitskonzentration nach Gleichung (B.81).  $d_{a50}$ ,  $d_{b50}$  und  $d_{c50}$  sind die mittleren Abmessungen der A-, B- und C-Achsen des Sohlmaterials.

$$c_{k,e} = \left( 1.175 \cdot \left( \frac{0.5 \cdot (d_{a50} + d_{b50})}{B} \right)^{0.557} \cdot \frac{h_m}{d_{c50}} \right)^{0.648 \cdot \left( \log\left(\frac{d_{b50}}{d_{c50}}\right) \right)^{-0.134}} \quad (B.81)$$

Der Ansatz berücksichtigt den Fließzustand der Strömung im Sinne der Froude-Zahl Fr. Damit wird versucht, jenen Zustand bei Abflussverhältnissen mit geringen relativen Abflusstiefen, bei welchem grobe Sohlelemente durch den freien Wasserspiegel ragen und somit weitere Energieverluste verursachen, zu berücksichtigen (aus ABERLE (2000)).

Die Bestimmung von Fr erfordert die Kenntnis der querschnittsgemittelten Fließgeschwindigkeit  $v_m$  und der mittleren Wassertiefe  $h_m$ . Entsprechend stellen Ansätze in Abhängigkeit der Froudezahl Fr iterative Verfahren (ABERLE, 2000) zur Bestimmung von  $v_m$  bzw.  $\lambda$  dar. Eine ausführliche Diskussion dieser Ansätze ist in ABERLE (2000) zu finden. Darin werden insbesondere die Problematik der Eigenkorrelation der Daten bei der Regressionsanalyse sowie der Umstand, dass die Froudezahl Fr bereits durch die hydraulischen Parameter  $v_m$  und  $h_m$  definiert ist und  $v_m$  dabei gleichzeitig die zu ermittelnde Größe darstellt, umfassend behandelt.

#### B.3.4.2 Ansatz nach CAO ((1985), aus ROSPORT (1997))

CAO (1985) präsentiert ebenfalls einen Ansatz in Abhängigkeit der Froudezahl Fr. Grundlage von Gleichung (B.82) ist Gleichung (B.58a) mit  $K = 0.4$  und  $B_r = 6.25$ .  $R_s$  stellt den auf die Sohle bezogenen hydraulischen Radius dar. Der Einfluss der Froudezahl Fr wird über den Rauheitsdichtekoeffizienten  $C_R$  beschrieben, der sich in Abhängigkeit von Fr und der relativen Fließtiefe  $R_s/d_{50}$  gemäß Gleichung (B.83) ergibt.

Für die empirischen Konstanten gilt nach CAO ((1985), aus ROSPORT (1997)):

$$0.843 < K_{1,CAO} < 0.979 \quad , \quad 0.318 < K_{2,CAO} < 0.499 \quad , \quad 0.518 < K_{3,CAO} < 0.779$$

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = (1 - \exp(-C_R)) \cdot \left( 2.5 \cdot \ln\left(\frac{R_S}{d_{50}}\right) + 6.25 \right) \quad (B.82)$$

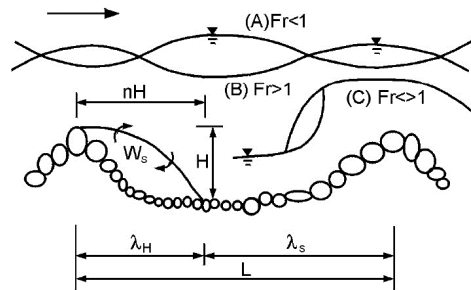
$$C_R = K_{1,CAO} \cdot \left(\frac{R_S}{d_{50}}\right)^{K_{2,CAO}} \cdot Fr^{K_{3,CAO}} \quad (B.83)$$

#### B.3.4.3 Ansatz nach EGASHIRA und ASHIDA (1991)

EGASHIRA und ASHIDA (1991) definieren einen Ansatz zur Bestimmung des Reibungsbeiwertes  $\lambda$ , welcher die Struktur der Sohle im Sinne von Absturz-Becken-Sequenzen berücksichtigt. Entsprechend ergibt sich  $\lambda$  aus dem Verlustanteil  $\lambda_g$  infolge der Kornrauheit, dem Anteil  $\lambda_w$  infolge des Widerstandes in der Ablösezone der Absturz-Becken-Sequenz sowie  $\lambda_{hy}$  infolge von Energieverlusten bei einem sich einstellenden Wechselsprung.

$$\lambda = \left(1 - \frac{n \cdot H_{RBS}}{L_{RBS}}\right) \cdot \lambda_g + \left(\frac{n \cdot H_{RBS}}{L_{RBS}}\right) \cdot \lambda_w + \lambda_{hy} \quad (B.84)$$

Gleichung (B.84) ergibt den Reibungsbeiwert  $\lambda$  für eine Absturz-Becken-Sequenz. Die Dimensionsparameter ( $n \cdot H_{RBS}$ ) und  $L_{RBS}$  sind Abb. 22 zu entnehmen:



**Abb. 22:** Überströmungsformen einer Absturz-Becken-Sequenz nach EGASHIRA und ASHIDA (1991) (der Index „RBS“ ist in der Bezeichnung der Parameter nach EGASHIRA und ASHIDA nicht angeführt)

$\lambda_g$  errechnet sich nach Gleichung (B.58a) mit  $K = 0.4$  und  $B_f = 6$ .  $\lambda_w$  und  $\lambda_{hy}$  sind gemäß den Gleichungen (B.85) und (B.86) zu ermitteln. Die empirischen Konstanten  $K_{1,EGA}$  bzw.  $K_{2,EGA}$  sind darin mit 6 bzw. 0.08 anzunehmen.  $\Delta_{hy}$  entspricht der Verlusthöhe infolge des Wechselsprunges.

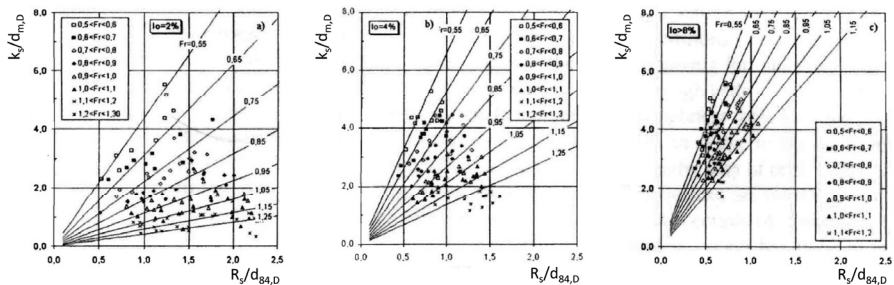
$$\lambda_w = 4 \cdot K_{1,EGA} \cdot K_{2,EGA} \cdot \frac{H_{RBS}}{R} \quad (B.85)$$

$$\lambda_{hy} = \frac{8 \cdot \Delta h_{hy}}{Fr^2 \cdot L_{RBS}} \quad (B.86)$$

#### B.3.4.4 Ansatz nach ROSPORT (1997)

ROSPORT (1997) leitet Gleichung (B.87) aus systematischen Versuchsreihen an einem 0.2 m breiten und 8 m langen Kanal ab. Die untersuchten Gefälleverhältnisse liegen im Bereich zwischen 2 % und 9.8 %. Seinen Untersuchungen zufolge existiert eine Abhängigkeit des Fließwiderstandes vom Strömungszustand (Froude-Zahl  $Fr$ ) und der relativen Fließtiefe. Gängige konstante Zusammenhänge zwischen der äquivalenten Sandrauheit  $k_S$  und dem Korndurchmesser  $d_{xx}$  sind nur für einen definierten Abflusszustand, nicht jedoch für das gesamte Abflussspektrum gültig. Entsprechend Gleichung (B.87) ist die relative Fließtiefe  $R_S/d_{84,Deck}$  eine Funktion der relativen Rauheit  $k_S/d_{m,Deck}$ , der Froudezahl  $Fr$ , die Energieverluste infolge Störungen des Wasserspiegels repräsentiert, und des Sohlgefälles  $I_S$  und den damit verbundenen Sohlstrukturen. Abbildung 23 zeigt diesen funktionalen Zusammenhang auf Basis von ROSPORTS (1997) Messungen.

$$\frac{k_S}{d_{m,Deck}} = 8.7 \cdot I_S^{-0.31} \cdot \exp(-0.35 \cdot I_S^{-0.58} \cdot Fr) \cdot \left( \frac{R_S}{d_{84,Deck}} \right) \quad (B.87)$$



**Abb. 23:** Funktionaler Zusammenhang  $k_S/d_{m,Deck} = f(R_S/d_{84,Deck}, Fr, I_S)$  nach ROSPORT (1997)

Die Bestimmung des Reibungsbeiwertes  $\lambda$  bzw. der querschnittsgemittelten Fließgeschwindigkeit  $v_m$  erfolgt mit den Gleichungen (B.58a) und (B.87) im Sinne einer iterativen Berechnung, wie sie in ABERLE (2000) ausführlich beschrieben ist. Gemäß ROSPORT (1997) ist der Bereich, innerhalb welchem Gleichung (B.87) plausible Ergebnisse liefert, wie folgt definiert:

$$0.4 < Fr < 1.5 \quad , \quad 1 \% < I_S < 10 \% \quad , \quad 0.5 < R_S/d_{84,Deck} < 2.5$$



### B.3.4.5 Ansätze nach ABERLE (2000)

ABERLES (2000) Untersuchungen basieren auf den Daten der Versuchsreihen von ROSPORT (1997) sowie weiterführenden Messungen am selben Versuchsstand im Rahmen des Forschungsprojektes „EUROSLOPE II“. ABERLE (2000) leitet folgende logarithmischen Widerstandsbeziehungen ab:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 3.84 \cdot \ln\left(\frac{h_m}{d_{m,Deck}}\right) + 2.62 \quad (B.88)$$

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 3.64 \cdot \ln\left(\frac{h_m}{d_{84,Deck}}\right) + 4.49 \quad (B.89)$$

Die Gleichungen (B.88) und (B.89) entsprechen der Form nach Gleichung (B.58a). Eine deutlich bessere Anpassung an die Versuchsdaten erzielt ABERLE (2000) unter Einbeziehung des Parameters  $s_{ABE}$  anstelle des Kornparameters  $d_{xx}$  gemäß Gleichung (B.90).  $s_{ABE}$  ist als Standardabweichung der Rauheitserhebungen definiert und ergibt sich im Rahmen von ABERLES Arbeiten aus Laserscanvermessungen entlang definierter Längsschnitte der Versuchsrinne. ABERLE zeigt, dass eine Abhängigkeit von  $(8/\lambda)^{0.5}$  von  $h_m/s_{ABE}$  eine deutlich geringere Streubreite aufweist als jene Abhängigkeiten von  $h_m/d_{m,Deck}$  bzw.  $h_m/d_{84,Deck}$ . Des Weiteren weist ABERLE (2000) darauf hin, dass eine geringfügig bessere Anpassung der Widerstandsfunktion an die Messungen auf Basis einer linearen Beziehung erzielbar ist. Demgemäß definiert ABERLE (2000) Gleichung (B.91a) für Gefälleverhältnisse von 1.5 % bis 4 % sowie Gleichung (B.91b) für  $4 \% \leq I_s \leq 10 \%$ .

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 3.83 \cdot \ln\left(\frac{h_m}{s_{ABE}}\right) - 1.18 \quad (B.90)$$

$$v_m = 1.14 \cdot q^{0.63} \cdot g^{0.19} \cdot I_s^{0.27} \cdot s_{ABE}^{-0.44} \quad 1.5 \% \leq I_s \leq 4 \% \quad (B.91a)$$

$$v_m = 1.16 \cdot q^{0.67} \cdot g^{0.17} \cdot I_s^{0.29} \cdot s_{ABE}^{-0.50} \quad 4 \% \leq I_s \leq 10 \% \quad (B.91b) \quad (B.91)$$

## B.4 Geschiebetransport in Wildbacheinzugsgebieten und steilen Gerinnen

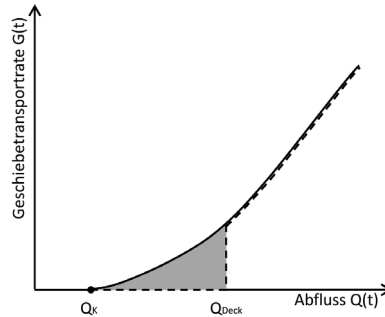
### B.4.1 Übersicht

Die Erfassung des Geschiebetransportes im Sinne eines funktionalen Zusammenhanges zwischen Abfluss  $Q(t)$  und Geschiebetransportrate  $G(t)$  stellt insbesondere bei steilen Gerinnen eine komplexe Fragestellung dar, zumal an Gebirgsflüssen und Wildbächen im Allgemeinen nicht von einem eindeutigen Zusammenhang zwischen  $Q(t)$  und  $G(t)$  auszugehen ist. RICKENMANN ((2008), (2005)) beschreibt im Kontext der Bestimmung von  $G(t)$  bei Hochwasserereignissen zwei wesentliche Prozessfaktoren, die einerseits eine nicht eindeutige  $Q(t)$ - $G(t)$ -Beziehung bedingen und andererseits zu Transportraten führen können, die im Vergleich zu den mit physikalisch basierten Ansätzen berechneten theoretischen Transportkapazitäten  $G_{TK}$  erheblich geringer sind:

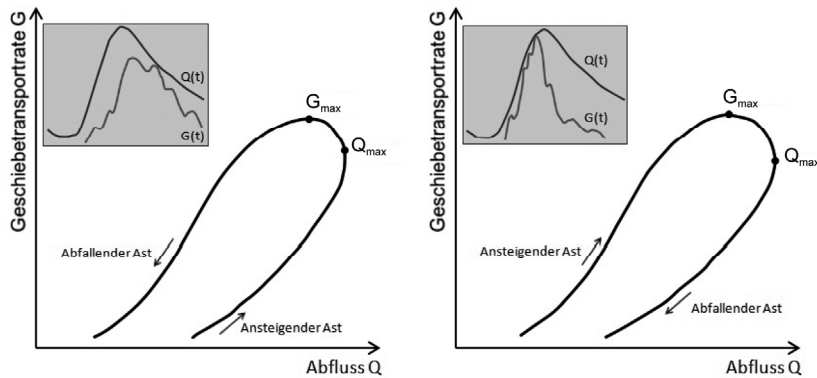
Die in steilen Gerinnen vorherrschenden Sohlstrukturen (Absturz-Becken-Sequenzen, große Sohlelemente, vgl. Kapitel B.3.1) führen zu erhöhten Fließverlusten und bedeuten damit für den Geschiebetransport eine Verringerung der wirksamen Sohl Schubspannung. Die grobe Sohlstruktur verursacht des Weiteren eine eingeschränkte Verfügbarkeit von Sedimenten aus der Sohle für die Mobilisierung und den Transport.

Bei uneingeschränkter Verfügbarkeit von Sedimenten (aus der Sohle und / oder aus Zubringern und von oberstrom) wird das Geschiebetransportverhalten von den Abflussverhältnissen bestimmt bzw. limitiert. Es lässt sich durch den Begriff „transportlimitiert“ charakterisieren (vgl. Kapitel B.1). Bei beschränkter Verfügbarkeit von Sedimenten fallen die Transportraten hingegen entsprechend geringer aus. Jener Zustand lässt sich durch den Begriff „feststofflimitiert“ beschreiben ((CHIARI et al., 2009), vgl. Kapitel B.1). Diese Prozesscharakteristik ist in gewisser Weise mit dem hydrologischen Prozess der Oberflächenabflussbildung infolge Infiltrationsüberschuss bzw. infolge der Sättigung des Untergrundes (Sättigungsflächenabfluss) zu vergleichen (siehe Kapitel B.1).

Die Abhängigkeit des funktionalen Zusammenhanges zwischen  $Q(t)$  und  $G(t)$  von den Abflussverhältnissen und dem für den Transport verfügbaren Geschiebepotential wird gemäß JÄGGI (1984) in Abb. 24 veranschaulicht. Bis zum Erreichen des für den Transport erforderlichen kritischen Abflusses  $Q_K$  erfolgt kein Geschiebetransport. In der Phase  $Q_K \leq Q \leq Q_{Deck}$ , wobei  $Q_{Deck}$  jener Abfluss ist, der zum Aufbruch der Deckschicht führt, findet in Abhängigkeit der Geschiebezufuhr von oberstrom eingeschränkter Transport statt. Für  $Q > Q_{Deck}$  und unter der Annahme, dass nach Aufbruch der Deckschicht ausreichend Sediment für den Transport zur Verfügung steht, entspricht die transportierte Menge der theoretischen Transportkapazität  $G_{TK}$ . Ebenfalls auf eine zeitweise beschränkte Verfügbarkeit von Sedimenten ist der Hysteresis-Effekt beim Geschiebetransport, dargestellt in Abb. 25 nach BATHURST (1987), zurückzuführen. In Abhängigkeit der Geschiebeverfügbarkeit im betrachteten Gerinneabschnitt stellt sich der maßgebende Anteil am Geschiebetransport im ansteigenden oder abfallenden Ast der Hochwasserwelle ein. Der Eintrag von Sedimenten kann dabei von oberstrom bzw. lateral durch Zubringer oder Hangrutschungen, Uferanbrüche usw. erfolgen. Das Maximum der Geschiebeganglinie eilt der Abflussspitze entsprechend voraus bzw. stellt sich zeitlich verzögert ein.



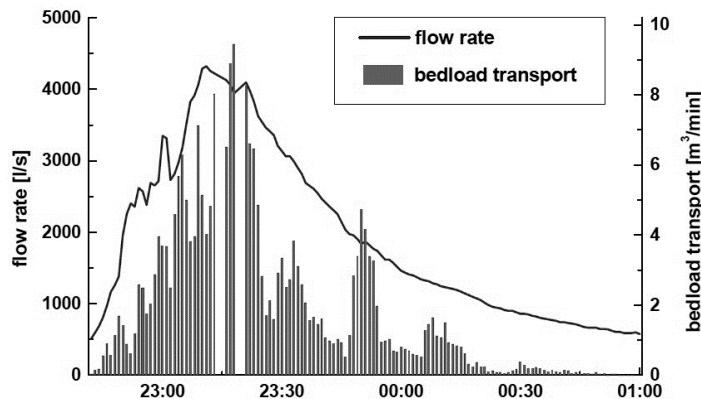
**Abb. 24:** Geschiebefunktion unter Berücksichtigung der Deckschichtbildung; der Zustand  $Q = Q_K$  entspricht dem Abfluss bei Transportbeginn, bei  $Q = Q_{Deck}$  erfolgt der Aufbruch der Deckschicht (JÄGGI, 1984)



**Abb. 25:** Geschiebetransport bei Hochwasserereignissen – links: Geschiebeverfügbarkeit während des abfallenden Astes der HW-Welle, rechts: Geschiebeverfügbarkeit während des ansteigenden Astes der HW-Welle (BATHURST, 1987)

Abbildung 26 zeigt Messungen von Abfluss und Geschiebe vom Hochwasser im September 1995 am Erlenbach im Schweizer Aiptal (RICKENMANN, 2004). Die dargestellten Geschiebetransportraten  $G(t)$  illustrieren die Komplexität der Transportprozesse in steilen (rauen) Gerinnen. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen  $Q(t)$  und  $G(t)$  ist daraus nicht ableitbar, vielmehr werden die Transportraten maßgeblich von begleitenden Prozessen, die einen Sedimenteintrag ins Gerinne mit sich bringen, beeinflusst. Ungeachtet der beschriebenen Problematik existieren für die Berechnung theoretischer Geschiebetransportkapazitäten  $G_{TK}$  in Gebirgsflüssen und Wildbächen zahlreiche empirische Ansätze, deren Grundlage physikalische Modellversuche und / oder Naturmessungen sind. Die Modellansätze fundieren auf den traditionellen Transportformeln wie beispielsweise jener von MEYER-PETER und MÜLLER (1949). Deren Datengrundlage und damit auch deren Anwendungsbereich umfassen allerdings auch die Gefälleverhältnisse von

Gebirgsflüssen und Wildbächen. Formverluste infolge der Sohlstrukturen sowie der Abflusszustand bei Transportbeginn finden bei der Berechnung im Sinne ergänzender empirischer Ansätze jeweils Berücksichtigung.



**Abb. 26:** Historisches Hochwasser vom 12. und 13. September 1995 am Erlenbach im Schweizer Atpal (EZG = 0.7 km<sup>2</sup>) – Messung des Abflusses (blau) und der Geschiebetransportrate (rot) mittels einer Hydrophananlage (RICKENMANN, 2004)

Im Folgenden werden gängige empirische Ansätze zur Abschätzung fluviatiler bzw. murartiger Feststofffrachten  $V_S$  (Geschiebe und Schwebstoffe) bei Hochwasserereignissen, physikalisch basierte Ansätze zur Berechnung abflussabhängiger Geschiebetransportkapazitäten  $G_{TK}$  sowie gebräuchliche empirische Gleichungen für die Abschätzung der Formverluste und des kritischen Abflusses  $Q_K$  angeführt. Die Gleichungen stellen jene Ansätze dar, welche auch in gängigen numerischen Modellen (SETRAC (RICKENMANN et al., 2006), Software PROMAB<sup>GIS</sup> (RINDERER et al., 2009)) zur Berechnung des Geschiebetransportes in steilen Gerinnen implementiert sind. Auf die Aspekte einer fraktionierten Betrachtung wird an dieser Stelle nicht eingegangen.

## B.4.2 Schätzverfahren zur Bestimmung fluviatiler bzw. murartiger Feststofffrachten

### B.4.2.1 Ansatz nach HAMPEL (1980)

Gleichung (B.92) nach HAMPEL (1980) ermöglicht die Schätzung von Murenfrachten  $V_S$ . Der Ansatz basiert auf gebietsspezifischen Faktoren, er wurde auf Basis von 15 Murgangereignissen und physikalischen Modellversuchen abgeleitet und im Weiteren an 118 Murgangereignissen in den Tiroler Alpen validiert. Die Einzugsgebietsgröße EZG ist darin in km<sup>2</sup> einzusetzen,  $h_{J100}$  bedeutet den 100-jährlichen 24-Stunden-Niederschlag in mm,  $SH_U$  die Seehöhe des Talbodens im Mündungsbereich des Wildbaches,  $I_{SK}$  das Schwemmkegelgefälle in %. Der Parameter  $L$  ist die Lauflänge des Geschiebes von seiner Quelle bis zu jenem Bereich am Schwemmkegel, welcher für die Ermittlung von  $I_{SK}$  herangezogen wird, in km.  $\alpha$  stellt den Abflussbeiwert dar,

der Abriebskoeffizient  $s_{HAM}$  ist nach HAMPEL (1980) für Einzugsgebiete in den Zentralalpen mit  $s_{HAM} = 0.66$  bzw. in den Kalkalpen mit  $s_{HAM} = 0.8$  anzunehmen.

$$V_S = \frac{4.47 \cdot EZG \cdot h_{J100} \cdot \alpha \cdot \left(1 - \frac{SH_u}{2300}\right) \cdot (I_{SK} - 1.23)^{2.63}}{I_{SK} \cdot s_{HAM}^L} \quad (B.92)$$

#### B.4.2.2 Ansatz nach KRONFELLNER-KRAUS (1984)

KRONFELLNER-KRAUS (1984) stellt den Zusammenhang zwischen Feststofffracht  $V_S$  und Einzugsgebietsgröße  $EZG$  gemäß Gleichung (B.93) anhand von Beobachtungen großer Feststofffrachten in Österreich her.  $EZG$  ist darin wiederum in  $km^2$  einzusetzen,  $I_S$  stellt die Gerinneneigung in % dar. Den Parameter  $K_{KRO}$  bezeichnet KRONFELLNER-KRAUS (1984) als Torrentialitätsfaktor. Deren Bestimmung erfolgt nach Gleichung (B.94) mit Werten für  $k_1$  und  $k_2$  gemäß Tab. 14.

$$V_S = K_{KRO} \cdot EZG \cdot I_S \quad (B.93)$$

$$K_{KRO} = \frac{k_1}{\exp(k_2 \cdot EZG)} \quad (B.94)$$

**Tab. 14:** k-Werte in Abhängigkeit der Wildbachzonen für die Bestimmung des Torrentialitätsgrades  $K_{KRO}$  nach KRONFELLNER-KRAUS (1984)

Wildbachzonen	$k_1$	$k_2$
Wildbäche des Tauernhauptkammes mit sehr großem Geschiebepotential	0.018	1750
Übrige Wildbäche des Tauernhauptkammes und Wildbäche der Grauwackenzone mit sehr großem Geschiebepotential	0.014	1150
Übrige Wildbäche der Grauwackenzone	0.008	540
Wildbäche des Alpenvorlandes	0.0016	254

#### B.4.2.3 Ansatz nach ZELLER (1985)

Der Ansatz gemäß Gleichung (B.95) nach ZELLER (1985) stellt das einfachste Schätzverfahren zur Bestimmung fluvialer bzw. murartiger Feststofffrachten dar.  $V_S$  wird darin in Abhängigkeit der Einzugsgebietsgröße  $EZG$  in  $km^2$  sowie einem Modellkoeffizienten  $K_{ZEL}$  ermittelt. ZELLER (1985) definiert einen Wertebereich für  $K_{ZEL}$  zwischen 17000 und 27000. Gleichung (B.95) liegen die Annahmen zugrunde, dass sich die Jahresgeschiebefracht JGF aus einem Murgangereignis ergibt bzw. Hochwasserverhältnisse mit sehr starker Geschiebeführung vorliegen (ZELLER, 1985).

$$V_S = K_{ZEL} \cdot EZG^{0.78} \quad (B.95)$$

#### B.4.2.4 Ansatz nach RICKENMANN (1995)

RICKENMANN (1995) definiert je nach Gefälleverhältnisse im Schwemmkegelbereich zwei Ansätze zur Abschätzung der maximal zu erwartenden Murenfracht  $V_S$  in  $m^3$ .  $I_{SK}$  in den Gleichungen (B.96a) und (B.96b) ist das

Schwemmkegelgefälle in %.  $L$  ist die Gerinnelänge in m vom potentiellen Anrisspunkt bis zum untersten Ablagerungspunkt.

$$\begin{aligned} V_S &= (6.4 \cdot I_{SK} - 23) \cdot L & 7 \% < I_{SK} \leq 15 \% & \quad (B.96a) \\ V_S &= (110 - 2.5 \cdot I_{SK}) \cdot L & 15 \% < I_{SK} \leq 40 \% & \quad (B.96b) \end{aligned} \quad (B.96)$$

#### B.4.2.5 Ansätze nach D'AGOSTINO ((1996), aus GERTSCH (2009) und ZIMMERMANN und LEHMANN (1999))

In D'AGOSTINO (1996) werden zwei Ansätze (Gleichungen (B.97) und (B.98)) zur Abschätzung der maximalen Feststofffracht angeführt. Neben der Abhängigkeit von  $V_S$  von der Einzugsgebietsgröße  $EZG$  in  $\text{km}^2$  und der Neigung  $I_S$  des Hauptgerinnes in % nimmt D'AGOSTINO zunächst durch Definition des Parameters  $IG_{DAG}$  eine Charakterisierung entsprechend den geologischen Verhältnissen im Einzugsgebiet vor (Tab. 15). Im weiteren Verlauf adaptiert D'AGOSTINO seinen Ansatz im Sinne eines zusätzlichen Modellparameters  $IT_{DAG}$ , der gemäß Tab. 16 dem Prozesscharakter Rechnung trägt. Grundlage für D'AGOSTINOS Ansätze sind 62 Ereignisse im italienischen Trentino in Wildbacheinzugsgebieten mit  $0.8 \text{ km}^2 \leq EZG \leq 82.6 \text{ km}^2$ .

$$V_S = 45 \cdot EZG^{0.9} \cdot I_S^{1.5} \cdot IG_{DAG} \quad (B.97)$$

**Tab. 15:** Geologiefaktor  $IG_{DAG}$  nach D'Agostino (1996)

$IG_{DAG}$	Geologischer Charakter
5	Moränenbedeckung, Schotter, Rutschungsmassen
4	Metamorphite wie Phyllite, Schiefer
3	Klastische Gesteine wie Mergel, Sandsteine
2	Basaltuff, Brekzien, verwitterte Lavagesteine
1	Kalksteine
0	Porphyre, Granite, Diorite

$$V_S = 39 \cdot EZG \cdot I_S^{1.5} \cdot IG_{DAG} \cdot IT_{DAG}^{-0.3} \quad (B.98)$$

**Tab. 16:** Prozessfaktor  $IT_{DAG}$  nach D'Agostino (1996)

$IT_{DAG}$	Prozesscharakter
1	Murgang
2	Murgangähnlicher Geschiebetransport
3	Fluvialer Geschiebetransport

Hinsichtlich der Abschätzung von ereignisbezogenen Feststofffrachten existieren neben einfachen empirischen Schätzverfahren des Weiteren Ansätze auf Basis detaillierter Kartierungsarbeiten und GIS-Analysen, beispielsweise die Methode „Lehmann“ oder das Verfahren „Sedex“. Eine Übersicht dazu ist in GERTSCH (2009) oder ZIMMERMANN und LEHMANN (1999) zu finden.

Bei der Bestimmung von zu erwartenden Feststofffrachten, aber auch bei der Anwendung physikalisch basierter Ansätze zur Berechnung von Geschiebetransportraten sollten zumindest begleitend Kartierungsarbeiten im

Einzugsgebiet durchgeführt werden sollten. Sie erlauben eine gute Einschätzung des im Einzugsgebiet verfügbaren Geschiebepotentials und damit die Plausibilisierung der berechneten Frachten und Transportraten.

### B.4.3 Physikalisch basierte Ansätze zur Bestimmung der Geschiebetransportraten

#### B.4.3.1 Ansatz nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949)

Der auf systematischen Modellversuchsreihen fundierende Ansatz nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949) basiert auf dem Konzept der kritischen Sohlschubspannung. Die für den Geschiebetransport maßgebende Schubspannung  $\tau_G$  (Gleichung (B.102)) ergibt sich nach Gleichung (B.99) aus der Differenz von einwirkender Schubspannung  $\tau_W$  (Gleichung (B.101)) und kritischer Schubspannung  $\tau_K$  (Gleichung (B.100)).  $\rho_S$  und  $\rho_W$  sind dabei die Dichten des Sediments bzw. von Wasser.  $d_m$  stellt den maßgebenden Korndurchmesser der Sedimentmischung dar,  $A''$  ist als konstanter Modellparameter nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949) zu 0.047 bei  $\tau_G > 0$  definiert. Der konstante Vorfaktor  $B''$  ist zu 0.25 definiert.

$$\tau_G = \tau_W - \tau_K \quad (B.99)$$

$$\tau_K = A'' \cdot (\rho_S - \rho_W) \cdot g \cdot d_m \quad (B.100)$$

$$\tau_W = \left( \frac{k_{St}}{k_r} \right)^{3/2} \cdot \frac{Q_S}{Q} \cdot \rho_W \cdot g \cdot R \cdot I_s \quad (B.101)$$

$$\tau_G = B'' \cdot \rho_W^{1/3} \cdot g^{2/3} \cdot \left( \frac{G_{TK} \cdot (\rho_S - \rho_W)}{B \cdot \rho_S} \right)^{2/3} \quad (B.102)$$

Der Anwendungsbereich des Ansatzes umfasst einen Gefällebereich von 0.04 % bis 2.3 %. Die Untersuchungen am Modellversuch erfolgten sowohl mit einheitlichem Geschiebematerial als auch mit Kornmischungen. MEYER-PETER und MÜLLER (1949) berücksichtigen in ihrem Ansatz entsprechend den Ergebnissen ihrer Versuche zwei Aspekte, die eine Abminderung der wirksamen Sohlschubspannung  $\tau_W$  bewirken: Mit dem Faktor  $Q_S/Q$ , der sich aus dem Verhältnis  $R/h_m$  ergibt, wird nur derjenige Abflussanteil im Querschnitt berücksichtigt, der über der Gerinnesohle wirksam ist. Entsprechend tragen die Abflussanteile im Böschungsbereich nicht zum Geschiebetransport bei.  $(k_{St}/k_r)^{3/2}$  ist als Faktor zur Abtrennung der Formrauheit infolge Transportkörper (Riffel) zu verstehen. Das Einsetzen der Gleichungen (B.100), (B.101) und (B.102) in Gleichung (B.99) ergibt schließlich Gleichung (B.103) zur Berechnung der Transportkapazitäten  $G_{TK}$  nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949):

$$G_{TK} = \frac{8 \cdot B \cdot \rho_s}{g \cdot (\rho_s - \rho_w) \cdot \sqrt{\rho_w}} \cdot \left( \left( \frac{k_{St}}{k_r} \right)^{3/2} \cdot R \cdot g \cdot \rho_w \cdot I_s - 0.047 \cdot (\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot d_m \right)^{3/2} \quad (B.103)$$

#### B.4.3.2 Ansatz nach SMART und JÄGGI (1983)

Der Ansatz nach SMART und JÄGGI (1983) basiert ebenso auf systematischen Versuchsreihen an einem physikalischen Modell. Dabei wurden aufbauend auf den Ergebnissen von MEYER-PETER und MÜLLER (1949) die untersuchten topografischen Verhältnisse auf einen Gefällebereich bis 20 % erweitert.

Der Modellansatz umfasst ein Gleichungssystem zur Bestimmung der Fließgeschwindigkeit des (Rein)wassers  $v_w$  (Gleichung (B.104)), zur Bestimmung der spezifischen Geschiebetransportrate  $g^*$  (Gleichung (B.105)) und des spezifischen Abflusses  $q$  (Gleichung (B.108)).  $\Theta$  ist darin der Shields-Faktor,  $\Theta_{krit}$  der korrigierte kritische Shields-Faktor für große Gefälle. Im Unterschied zum Ansatz nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949) berücksichtigt der Ansatz nach SMART und JÄGGI (1983) den infolge des Geschiebetransportes erhöhten Wasserspiegel im Sinne der Gemischabflusstiefe  $h_{misch}$ . Zudem ist  $\Theta_K$  als gefälleabhängiger Wert definiert, demgemäß mit zunehmendem Gefälle eine Abnahme des kritischen Shields-Faktors erfolgt. Bei den Versuchen wurden weitgehend ebene Sohlen beobachtet. Hinsichtlich der Kornbeschreibung berücksichtigt der Ansatz zusätzlich zum Parameter  $d_m$  die Parameter  $d_{30}$  und  $d_{90}$ .

$$v_w = 2.5 \cdot \sqrt{g \cdot h_{misch} \cdot I_s} \cdot \sqrt{1 - \exp\left(-0.05 \cdot \frac{R}{d_{90} \cdot I_s^{0.5}}\right)} \cdot \ln\left(\frac{8.2 \cdot R}{d_{90}}\right) \quad (B.104)$$

$$g^* = \frac{4}{s_p - 1} \cdot \left(\frac{d_{90}}{d_{30}}\right)^{0.2} \cdot I_s^{1.6} \cdot \left(1 - \frac{\Theta_K}{\Theta}\right) \quad (B.105)$$

$$\Theta_K = 0.05 \cdot (\cos(\arctan(I_s))) \cdot \left(1 - \frac{I_s}{\tan(\varphi)}\right) \quad (B.106)$$

$$\Theta = \frac{R \cdot I_s}{(s_p - 1) \cdot d_m} \quad (B.107)$$

$$q = v_w \cdot h_{misch} \cdot \left(1 - 1.41 \cdot \sqrt{\frac{g^*}{(s_p - 1) \cdot 9.81 \cdot d_m^3}} \cdot I_s^{1.14} \cdot q^{0.18}\right) \quad (B.108)$$

$$G_{TK} = q \cdot g^* \cdot B \quad (B.109)$$

Die Lösung des Gleichungssystems erfolgt aufgrund der impliziten Form von Gleichung (B.108) iterativ durch Annahme einer Gemischabflusstiefe  $h_{misch}$ , die



Berechnung von  $v_W$  und  $g^*$  bzw. durch die Ermittlung des spezifischen Abflusses  $q$ . Für die Lösung von Gleichung (B.108) kann dabei beim ersten Iterationsschritt  $q = v_W \cdot h_{\text{misch}}$  gesetzt werden (SMART und JÄGGI, 1983).

Unter den vereinfachenden Annahmen von  $(d_{90}/d_{30})^{0.2} = 1.05$ ,  $s_p = \rho_s/\rho_W = 2.68$  und  $\Theta_K = 0.05$  ergibt sich aus Gleichung (B.105) nach Multiplikation mit dem spezifischen Abfluss  $q$  folgender vereinfachte Ansatz zur Bestimmung der spezifischen Geschiebetransportkapazität  $g_{TK}$  (SMART und JÄGGI, 1983), (JÄGGI, 1984)):

$$g_{TK} = 2.5 \cdot q \cdot I_S^{0.6} \cdot \left( I_S - \frac{d_m}{12.1 \cdot h_{\text{misch}}} \right) \quad (\text{B.110})$$

#### B.4.3.3 Ansätze nach RICKENMANN ((1990), (1991), (2005), (2001))

Basierend auf den Modellversuchen von MEYER-PETER und MÜLLER (1949) und SMART und JÄGGI (1983) sowie selbst durchgeführten Versuchsreihen leitet RICKENMANN (1990) folgende Gleichung für die spezifische Transportkapazität  $g_{TK}$  ab:

$$g_{TK} = 3.1 \cdot \left( \frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} \cdot (q - q_K) \cdot I_S^{1.5} \cdot (s_p - 1)^{-1.5} \quad (\text{B.111})$$

Aus dem Differenzenterm  $(q - q_K)$  mit dem spezifischen kritischen Abfluss  $q_K$  resultiert der für den Transport verfügbare Anteil am Gesamtabfluss. Gleichung (B.111) ergibt sich aus einer Regressionsanalyse sämtlicher Versuchsdaten im Gefällebereich  $0.04 \% \leq I_S \leq 20 \%$ . Entsprechend liegt auch der Anwendungsbereich des Modellansatzes in diesem Bereich. In Analogie zum Ansatz nach SMART und JÄGGI (1983) bilden weitgehend Modellversuchsreihen mit gleichförmigen Sohlen die Grundlage für die Ableitung von Gleichung (B.111).

Mit den vereinfachenden Annahmen von  $(d_{90}/d_{30})^{0.2} = 1.05$ ,  $s_p = 2.68$  und der generellen Annahme eines rechteckigen Gerinnequerschnitts ergibt sich Gleichung (B.112) für die Transportkapazität  $G_{TK}$  (RICKENMANN, 2005):

$$G_{TK} = 1.5 \cdot (Q - Q_K) \cdot I_S^{1.5} \quad (\text{B.112})$$

Für den Fall, dass lediglich Versuchsdaten der steilen Gerinne ( $3 \% \leq I_S \leq 20 \%$ ) zur Regressionsanalyse herangezogen werden, leitet RICKENMANN (1990) Gleichung (B.113) ab. In Analogie zu Gleichung (B.112) lässt sie sich zu Gleichung (B.114) vereinfachen:

$$g_{TK} = 12.6 \cdot \left( \frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} \cdot (q - q_K) \cdot I_S^2 \cdot (s - 1)^{-1.6} \quad (\text{B.113})$$

$$G_{TK} = 5.8 \cdot (Q - Q_K) \cdot I_S^2 \quad (\text{B.114})$$

Unter Vernachlässigung des kritischen Abflusses  $Q_K$  bzw.  $q_K$  in der Formulierung nach Gleichung (B.114) ergibt sich folgender Ansatz:

$$G_{TK} = 6.8 \cdot Q \cdot I_S^{2.1} \quad (B.115)$$

#### B.4.3.4 Ansätze nach PALT (2001)

Die Ableitung der Modellansätze nach PALT (2001) erfolgt im Gegensatz zu den angeführten Ansätzen nach SMART und JÄGGI (1983) und RICKENMANN (1990) unter Berücksichtigung erhöhter Fließwiderstände infolge von Absturz-Becken-Sequenzen. Dabei definiert PALT (2001) in Abhängigkeit des Faktors  $\left(\frac{k_{St}}{k_r}\right)^{0.2} \cdot \Theta$  mit dem Shields-Faktor  $\Theta$  nach Gleichung (B.107) die Gleichungen (B.116) und (B.117). Alternativ dazu leitet PALT (2001) eine Gleichung für den gesamten Bereich der Sohlbeanspruchungen ab:

$$g_{TK} = 9067 \cdot \sqrt{(s_\rho - 1) \cdot g \cdot d_m^3} \cdot \left( \left( \frac{k_{St}}{k_r} \right)^2 \cdot \Theta \right)^{5.23} \quad \left( \frac{k_{St}}{k_r} \right)^{0.2} \cdot \Theta \leq 0.22 \quad (B.116)$$

$$g_{TK} = 30.34 \cdot \sqrt{(s_\rho - 1) \cdot g \cdot d_m^3} \cdot \left( \left( \frac{k_{St}}{k_r} \right)^2 \cdot \Theta \right)^{1.45} \quad \left( \frac{k_{St}}{k_r} \right)^{0.2} \cdot \Theta > 0.22 \quad (B.117)$$

$$g_{TK} = 1203 \cdot \sqrt{(s_\rho - 1) \cdot g \cdot d_m^3} \cdot \left( \left( \frac{k_{St}}{k_r} \right)^2 \cdot \Theta \right)^{4.48} \quad (B.118)$$

Die Berücksichtigung der Formverluste erfolgt jeweils durch den Faktor  $k_{St}/k_r$ , welcher entsprechend den Gleichungen (B.77) bzw. (B.78) definiert ist.

Die von PALT (2001) untersuchten Gebirgsflüsse weisen Gefälle zwischen 0.2 % und 12.2 % auf. Ausgeprägte Step-Pool-Strukturen und damit einen erheblichen Anteil von Formverlusten am gesamten Fließwiderstand beobachtet PALT bei Gefällen  $I_S > 1.5$  %.

### B.4.4 Abschätzung von Formverlusten infolge Sohlstrukturen

#### B.4.4.1 Reduziertes Gefälle nach RICKENMANN (2005), RICKENMANN et al. (2006), CHIARI und RICKENMANN (2009) bzw. PALT (2001)

Modellansätze zur Berechnung der Transportkapazität  $G_{TK}$  wie jene von RICKENMANN (1990) oder SMART und JÄGGI (1983) berücksichtigen nicht explizit erhöhte Fließwiderstände und damit verbunden reduzierte wirksame Schleppspannungen infolge von Sohlstrukturen. Deren Anwendung erfolgt deshalb im Allgemeinen in Kombination mit Gleichung (B.119), womit im Sinne einer Abminderung des Gerinnegefälles  $I_S$  Formverluste indirekt erfasst werden. Die Abminderung erfolgt gemäß RICKENMANN (z.B. (2005), (2006)) bzw. PALT (2001)

durch Multiplikation von  $I_S$  mit dem Faktor  $(n_r/n_{ges})^{\alpha_1}$ . Dieser Faktor repräsentiert das Verhältnis von Fließverlusten infolge Kornreibung zum gesamten Fließwiderstand:

$$I_{S,red} = I_S \cdot \left( \frac{n_r}{n_{ges}} \right)^{\alpha_1} \quad 1 \leq \alpha_1 \leq 2 \quad (B.119)$$

Entsprechend der quadratischen Abhängigkeit des Gefälles  $I_S$  vom STRICKLER-Beiwert  $k_{St}$  (siehe Gleichung (B.62)) wird der Koeffizient  $\alpha_1$  in Gleichung (B.119) in der Literatur häufig mit  $\alpha_1 = 2$  angenommen. RICKENMANN definiert anhand verschiedener Analysen auf Basis von Naturmessungen in Schweizer Wildbacheinzugsgebieten einen plausiblen Wertebereich für den Parameter  $\alpha_1$  zwischen 1 und 2 (RICKENMANN et al., 2006).

Für die Bestimmung des Faktors  $(n_r/n_{ges})$  existieren zahlreiche Formelansätze verschiedener Autoren. Im Folgenden findet sich eine Zusammenstellung praxiserprobter Ansätze.

#### B.4.4.2 Ansätze nach PALT (2001)

PALT (2001) definiert auf Basis seiner Untersuchungen an Gebirgsflüssen im Himalaya-Karakorum, im Zuge derer er sich auch speziell dem Einfluss von Absturz-Becken-Sequenzen auf die Strömungsverhältnisse widmet, die beiden Gleichungen (B.77) und (B.78) für die Bestimmung des Faktors  $(n_r/n_{ges})$  (siehe Kapitel B.3.3.9). Der STRICKLER-Beiwert  $k_{St}$  umfasst darin sämtliche Energieverluste und ist mit dem Kehrwert des Parameters  $n_{ges}$  aus Gleichung (B.119) gleichzusetzen. Der Anwendungsbereich umfasst Gefälleverhältnisse mit  $I_S > 0.2 \%$ .

#### B.4.4.3 Ansätze nach RICKENMANN (2005), RICKENMANN et al. (2006), RICKENMANN (2007), CHIARI und RICKENMANN (2009)

Für die Berechnung von  $(n_r/n_{ges})$  definiert RICKENMANN einerseits Ansätze in Abhängigkeit des Abflusses  $Q$ , des Sohlgefälles  $I_S$  und des Kornparameters  $d_{90}$ , wie sie durch die Gleichungen (B.121) und (B.122) gegeben sind. Des Weiteren leitet er im Rahmen seiner Untersuchungen auch Ansätze in Abhängigkeit der querschnittsgemittelten Fließtiefe  $h_m$  ab (Gleichungen (B.123) und (B.124)).

Gleichung (B.121) ergibt sich aus der Kombination von Gleichung (B.76b) mit dem Ansatz nach WONG und PARKER (2006) für die Bestimmung der Kornreibung  $n_r$  in Abhängigkeit vom Kornparameter  $d_{90}$  nach Gleichung (B.120). Entsprechend den zugrundeliegenden Daten bei der Ableitung von Gleichung (B.76b) ergibt sich der Anwendungsbereich für Gleichung (B.121) mit  $I_S \geq 0.8 \%$  (RICKENMANN et al., 2006). Unter Berücksichtigung jener Daten mit  $I_S \geq 0.6 \%$  bei der Regressionsanalyse zur Bestimmung von  $k_{St}$  und einer von RICKENMANN (1996) abgeleiteten Regimegleichung für die Gerinnebreite  $B$  ergibt sich wiederum durch Kombination mit Gleichung (B.120) nach WONG und PARKER (2006) Gleichung (B.122). Unter weiterer Berücksichtigung von Gleichung (B.75b) und der ermittelten Regimegleichung für  $B$  (RICKENMANN, 1996) ergeben sich die zu den Ansätzen (B.121) und (B.122) korrespondierenden Gleichungen (B.123) und (B.124).

$$\frac{1}{n_r} = \frac{23.2}{d_{90}^{1/6}} \quad (B.120)$$

$$\frac{n_r}{n_{ges}} = \frac{0.188 \cdot g^{0.49} \cdot Q^{0.02}}{I_s^{0.03} \cdot d_{90}^{0.06}} \quad I_s \leq 0.8 \% \quad (B.121a)$$

$$\frac{n_r}{n_{ges}} = \frac{0.133 \cdot Q^{0.19}}{g^{0.096} \cdot I_s^{0.19} \cdot d_{90}^{0.47}} \quad I_s \geq 0.8 \% \quad (B.121b)$$

$$\frac{n_r}{n_{ges}} = \frac{0.0756 \cdot Q^{0.11}}{g^{0.06} \cdot I_s^{0.33} \cdot d_{90}^{0.28}} \quad I_s \geq 0.6 \% \quad (B.122)$$

$$\frac{n_r}{n_{ges}} = 0.185 \cdot \left( \frac{h_m}{d_{90}} \right)^{0.55} \cdot I_s^{-0.22} \quad I_s \geq 0.8 \% \quad (B.123)$$

$$\frac{n_r}{n_{ges}} = 0.092 \cdot \left( \frac{h_m}{d_{90}} \right)^{0.33} \cdot I_s^{-0.35} \quad I_s \geq 0.6 \% \quad (B.124)$$

#### B.4.4.4 Ansätze nach PAGLIARIA und CHIAVACCINI (2006), RICE et. al (1998), CANOVARO und SOLARI (2007) (aus PAULI (2009))

Weitere Ansätze ergeben sich gemäß PAULI (2009) durch Kombination eines Ansatzes nach RICE et. al (1998) für die Bestimmung des MANNING-Koeffizienten  $n_r$  mit einer Gleichung nach PAGLIARIA und CHIAVACCINI (2006) für die Gesamtrauheit  $n_{ges}$  (Gleichung (B.125)), durch Kombination des Ansatzes für die Kornrauheit  $n_r$  nach WONG und PARKER (2006) mit einer Gleichung nach CANOVARO und SOLARI (2007) für  $n_{ges}$  (Gleichung (B.126)) sowie durch Kombination eines weiteren Ansatzes nach PAGLIARIA und CHIAVACCINI (2006) für  $n_r$  mit der Gleichung nach CANOVARO und SOLARI (2007) für  $n_{ges}$  (Gleichung (B.127)). Der Parameter  $T_{PAG}$  ist dabei als Konzentration von Blöcken an der Gerinnesohle mit der Rauheit  $e_{PAG}$  definiert. Die Parameter  $L_{RBS}$  und  $H_{RBS}$  stellen die Absturzhöhe und den Abstand zwischen zwei Abstürzen gemäß Abb. 19f dar.

$$\frac{n_r}{n_{ges}} = 0.453 \cdot (\Gamma_{PAG} + 1)^{-e_{PAG}} \cdot (d_{50} \cdot I_s)^{0.037} \quad (B.125)$$

$$\frac{n_r}{n_{ges}} = \frac{0.01 \cdot \left( \frac{L_{RBS}}{H_{RBS}} \right)^{3.1} \cdot d_{90}^{1/6}}{23.2 \cdot R^{1/6}} \quad (B.126)$$

$$\frac{n_r}{n_{ges}} = \frac{0.01 \cdot \left( \frac{L_{RBS}}{H_{RBS}} \right)^{3.1}}{\log_{10} \left( \frac{h_m}{d_{64}} \cdot I_s^{-2.5} \right) + 2.8} \quad (B.127)$$

#### B.4.5 Abflussverhältnisse bei Transportbeginn – kritischer Abfluss

Tabelle 17 enthält gängige Ansätze für die Bestimmung des Abflusszustandes bei Einsetzen des Geschiebetransportes.  $q_K$  bedeutet darin jeweils den spezifischen kritischen Abfluss.

In Gleichung (B.128) nach BATHURST (1985) erfolgt die Bestimmung in Abhängigkeit des Kornparameters  $d_{50}$ , der 50%-Korndurchmesserfraktile des Sohlmaterials. Ihr Anwendungsbereich umfasst einen Gefällebereich mit  $0.25 \% \leq I_s \leq 20 \%$ . Eine Modifizierung von Gleichung (B.128) stellt der Ansatz (B.129) nach RICKENMANN (1990) dar. Er berücksichtigt dabei den Dichtefaktor  $s_p$ . Mit  $s_p = 2.65$  sind die beiden Gleichungen (B.128) und (B.129) ident. Sie basieren jeweils auf Naturmessungen und repräsentieren Sohlverhältnisse ohne ausgeprägte Deckschicht (RICKENMANN et al., 2006).

Gleichung (B.130) nach WHITTAKER und JÄGGI (1986) resultiert aus Untersuchungen an Blockrampen mit  $5 \% \leq I_s \leq 25 \%$ .  $q_K$  errechnet sich entsprechend in Abhängigkeit der Kornparameters  $d_{65}$ . In RICKENMANN et al. (2006) wird Gleichung (B.130) als jener Abfluss interpretiert, welcher in steilen (rauen) Gerinnen zum Aufbruch einer ausgeprägten Deckschicht führt. Eine modifizierte bzw. mit  $s_p = 2.65$  identische Form von Gleichung (B.130) stellt wiederum der Ansatz (B.131) nach RICKENMANN (1990) dar.

Die in Tab. 17 angeführten Gleichungen stellen Ansätze dar, welche bei der empirischen Bestimmung der Geschiebetransportkapazitäten häufig Verwendung finden. Darüber hinaus existieren im Zusammenhang mit der Sohlstabilität steiler Gerinne bzw. mit der Bemessung von Rampen zahlreiche weitere Ansätze. Diesbezüglich sei auf Zusammenstellungen in ABERLE (2000), PALT (2001) und VOGEL (2003) verwiesen.

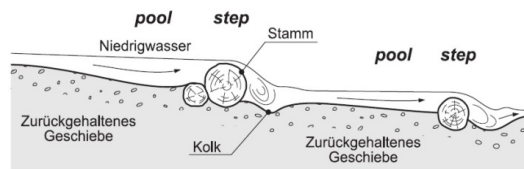
**Tab. 17:** Berechnungsansätze für den spezifischen kritischen Abfluss  $q_K$

Gleichung	Ansatz
(B.128)	BATHURST ((1985), aus CHIARI (2008)) $q_K = 0.15 \cdot g^{0.5} \cdot d_{50}^{1.5} \cdot I_s^{-1.12}$
(B.129)	BATHURST (1987), mod. nach RICKENMANN (1990) $q_K = 0.065 \cdot (s_p - 1)^{1.67} \cdot g^{0.5} \cdot d_{50}^{1.5} \cdot I_s^{-1.12}$
(B.130)	WHITTAKER und JÄGGI (1986) $q_K = 0.257 \cdot (s_p - 1)^{0.5} \cdot g^{0.5} \cdot d_{65}^{1.5} \cdot I_s^{-1.167}$
(B.131)	RICKENMANN (1990) $q_K = 0.143 \cdot (s_p - 1)^{1.67} \cdot g^{0.5} \cdot d_{65}^{1.5} \cdot I_s^{-1.167}$

## B.5 Schwemmholz und Verklausung

### B.5.1 Gewässermorphologische und -ökologische Bedeutung des Holzes

Holz ist für die gewässermorphologische Gestaltung von Gewässern sehr bedeutsam. Die Ablagerung von Holz im Gewässerbett infolge geringer Abflusstiefen oder beengter Querschnittsverhältnisse nimmt Einfluss auf die Ausprägung des Gewässerbettes. Es bilden sich treppenförmige Strukturen aus, einhergehend mit der Verringerung des Fließgefälles und der Geschiebetransportraten. Deren Charakteristik ist mit jener klassischer „Step-Pool-Sequenzen“ (siehe Kapitel B.3.1) zu vergleichen (Abb. 27). Die Ablagerung von Holz an der Sohle findet insbesondere in kleinen Einzugsgebieten mit geringen Bachlängen statt. Gemäß KELLER und SWANSON (1979) erfolgt die Ablagerung von Schwemmholz mit zunehmender Bachlänge in den Uferbereichen bzw. an Kiesbänken. Hier wirken die Holzansammlungen nicht mehr sohl- bzw. strukturbildend. Sie bedeuten eine Erhöhung der Strukturrauheiten und eine Schutzwirkung gegen Böschungsanbrüche entlang der Ufer (Raubäume) und können eine Erhöhung der lateralen Erosion bzw. eine Beschleunigung der Laufverlegung bewirken (aus LANGE und BEZZOLA (2006)).



**Abb. 27:** Ausprägung des Gewässerlängsprofils infolge der Ansammlung von Totholz (aus LANGE und BEZZOLA (2006), nach KELLER und SWANSON (1979))

Hinsichtlich des ökologischen Zustandes von Gewässern stellt (Tot)Holz ebenfalls ein wesentliches Strukturelement dar. Die morphologische Ausprägung der Gewässerlängsprofils (Abb. 27) führt zu einem vielfältigen Spektrum der Abflussverhältnisse mit lokal stark beruhigten, aber auch turbulenten Strömungszuständen. Für den Stoff- und Energiekreislauf im Gewässer üben Totholzstrukturen eine sehr positive Wirkung aus. Holz im Gewässer bedeutet Lebensraum. Eine rückläufige Entwicklung des Artenspektrums bzw. der Bestände ist oft auf eine Reduzierung der Holzmengen zurückzuführen (LANGE und BEZZOLA, 2006).

### B.5.2 Herkunft und Eigenschaften des Holzes

Die mengenmäßige Zusammensetzung von Schwemmholz entsprechend der Gliederung in Tot- und Frischholz (siehe Abb. 4) ist stark von der Charakteristik des Einzugsgebietes abhängig. Im Allgemeinen ist der Anteil an frisch ins Gewässer eingetragenem Holz am größten, Industrieholz umfasst hingegen einen

verhältnismäßig geringen Mengenanteil. Untersuchungen von BÄNZIGER (1989) betreffend die Auswirkungen des Hochwassers 1987 in einem Einzugsgebiet in der Schweiz zeigen Frischholz mit einem Mengenanteil von 47 % des gesamten beobachteten Schwemmholzes als maßgebende Herkunftssorte auf. Totholz weist dabei einen Mengenanteil von 35 % auf, der Anteil von Industrieholz – er wird hier nicht dem Anteil von Totholz beaufschlagt – beträgt 18 % (BÄNZIGER, 1989). Vergleichbare Ergebnisse zeigen die Untersuchungen zum Hochwasser 2005 in der Schweiz. An insgesamt 20 Einzugsgebieten wurde im Mittel ein Frischholzanteil im Bereich zwischen 50 % und 70 % dokumentiert. Festzuhalten sind hierbei aber die großen Schwankungen zwischen den einzelnen Gebieten (15 % - 90 %) (aus LANGE und BEZZOLA (2006)). Insbesondere beim Frischholzanteil ist damit von einer starken Abhängigkeit von den Verhältnissen im Gewässernahbereich auszugehen. Mit Ausnahme von Industrieholz (siehe Abb. 4) stellen Bäume in der Regel das Ausgangsmaterial von Schwemmholz dar. Entsprechend dem Zerkleinerungsprozess beim Transport umfasst die Schwemmholzmischung Stämme, Äste, Zweige, feinere Bestandteile wie Nadeln und Laub sowie Wurzelstöcke. Maßgeblichen Einfluss auf den Zerkleinerungsprozess des Holzes haben die mechanischen Eigenschaften bzw. der Feuchtigkeitsgehalt des Holzes. Es weist eine durchschnittliche Reindichte (Dichte des porenfreien Holzes) von  $1520 \text{ kg/m}^3$  auf (ZOLLINGER, 1983). Die Rohdichte ist deutlich geringer. Sie ist vom Porengehalt bzw. von der Holzfeuchtigkeit abhängig und beträgt durchschnittlich  $\rho_{H,roh} = 500 \text{ kg/m}^3$ . Infolge der Durchfeuchtung des Holzes kann das spezifische Gewicht auf ein Mehrfaches des spezifischen Trockengewichtes ansteigen (LANGE und BEZZOLA, 2006). Für die Schwimmfähigkeit stellt der Feuchtegehalt den maßgebenden Parameter dar. Für eine vollständige Sättigung des Holzes mit Wasser bedarf es nach RIMBÖCK (2003) einer Ablagerung von mehreren Wochen unmittelbar am bzw. im Gewässer. ZOLLINGER (1983) beschreibt die Sinkfähigkeit von Holz in Abhängigkeit der Holzart. Entsprechend sinkt Fichtenholz praktisch nie. Kiefern-, Lärchen- und Tannenholz sinken nach mehreren Wochen Lagerung im Gewässer. Buchenholz hingegen schwimmt nur selten an der Oberfläche.

Holz wirkt mechanischer Beanspruchung als zugfestes Material entgegen. Die Zugfestigkeit entspricht in Faserrichtung etwa dem Doppelten der Druckfestigkeit. Ebenso ist die Härte des Holzes in Faserrichtung doppelt so groß wie quer zur Faser. Sowohl die Festigkeit als auch die Härte nehmen mit zunehmendem Feuchtigkeitsgehalt ab (RIMBÖCK, 2003).

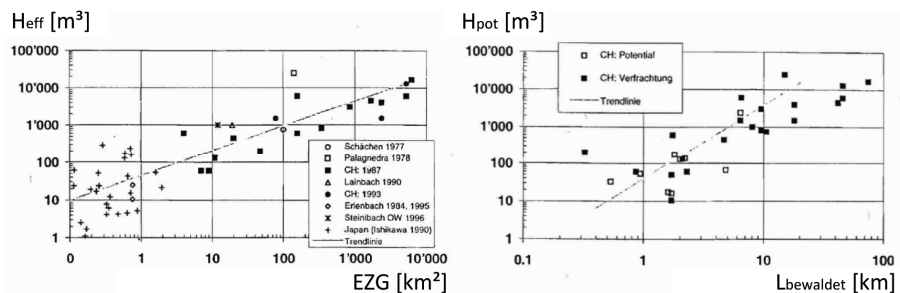
Für die Mengenabschätzung von abgelagertem Schwemmholz bedarf es der Kenntnis des Auflockerungsfaktors  $a_{lf}$ . Der Parameter gibt das Verhältnis zwischen dem locker angehäuften Holzvolumen  $V_{H,locker}$  und seinem Festvolumen  $V_{H,fest}$  an:

$$a_{lf} = \frac{V_{H,locker}}{V_{H,fest}} \quad (B.132)$$

$a_{lf}$  schwankt in Abhängigkeit der Lagerungsdichte des Holzes. Plausible Werte für  $a_{lf}$  liegen im Bereich 2 - 5 (LANGE und BEZZOLA, 2006).

### B.5.3 Schwemmholzpotential und -menge

Die Abschätzung der ereignisspezifischen Schwemmholzmenge ist für die Gefahrenbeurteilung im Allgemeinen und insbesondere bei der Einschätzung der Verklauungsgefahr an Brücken sehr wichtig. Eine Einschätzung kann auf Basis von Aufzeichnungen vergangener Ereignisse am Gewässer, mittels empirischer Schätzformeln oder im Rahmen einer detaillierten Untersuchung des Einzugsgebietes erfolgen (HARTLIEB und BEZZOLA, 2000). Konzeptionelle Überlegungen hinsichtlich einer detaillierten Einzugsgebietsanalyse sind in RIMBÖCK (2003) zu finden. Eine Übersicht über empirische Ansätze ist im Folgenden zusammengestellt. Dabei sind Formeln für die Bestimmung der effektiven Schwemmholzmenge  $H_{\text{eff}}$  und des Schwemmholzpotentials  $H_{\text{pot}}$  zu unterscheiden.  $H_{\text{eff}}$  ist die tatsächlich bei einem Hochwasserereignis verfrachtete Holzmenge. Als Schwemmholzpotential  $H_{\text{pot}}$  hingegen wird der Vorrat an Holz in der direkten Umgebung des Baches, welches im Hochwasserfall als Schwemmholz mobilisiert werden kann, bezeichnet (LANGE und BEZZOLA, 2006). Die Ansätze sowie die jeweiligen Datengrundlagen sind in Tab. 18 zusammengefasst. Maßgebende Parameter bei der Abschätzung von  $H_{\text{eff}}$  und  $H_{\text{pot}}$  sind die Einzugsgebietsgröße EZG und die Gerinnellänge  $L$  bzw. jeweils der bewaldete Anteil  $EZG_{\text{Wald}}$  und der Gerinnellänge im Wald  $L_{\text{bewaldet}}$ . RICKENMANN (1997) beschreibt die Abhängigkeit von EZG insofern, als mit zunehmender Einzugsgebietsgröße einerseits auch die Menge des potenziell verfügbaren Holzes zunimmt. Zudem erhöht sich dabei auch der für die Mobilisierung und den Transport erforderliche Abfluss. Entsprechend findet RICKENMANN (1997) auch Zusammenhänge mit zwei abflussspezifischen Parametern, der Abflussfracht  $V_W$  und der Feststofffracht  $V_F$  (siehe Tab. 18).



**Abb. 28:** Links: Effektive Schwemmholzmenge  $H_{\text{eff}}$  in Abhängigkeit der Einzugsgebietsgröße  $EZG$ ; rechts: Schwemmholzpotential  $H_{\text{pot}}$  in Abhängigkeit der bewaldeten Gerinnellänge  $L_{\text{bewaldet}}$  – Regressionsanalyse von RICKENMANN (1997)



**Tab. 18:** Empirische Ansätze für die Abschätzung von  $H_{\text{eff}}$  und  $H_{\text{pot}}$  (jeweils in  $\text{m}^3$ );  $V_w$  entspricht der Abflussfracht in  $\text{m}^3$ ,  $V_F$  der Feststofffracht in  $\text{m}^3$ ; der Parameter  $L$  repräsentiert die Gerinnelänge in km,  $L_{\text{bewaldet}}$  ist die bewaldete Gerinnelänge in km; Einzugsgebiet EZG und bewaldeter Anteil am Einzugsgebiet  $\text{EZG}_{\text{Wald}}$  sind in  $\text{km}^2$  einzusetzen

Effektive Schwemmh Holzmenge $H_{\text{eff}}$	Datengrundlage / Anwendungsbereich
RICKENMANN (1997): (B.133) $H_{\text{eff}} = 45 \cdot \text{EZG}^{2/3}$	Beobachtungen von Hochwassern in 50 Einzugsgebieten in der Schweiz, in Südbayern und in Japan; $\text{EZG} \leq 6273 \text{ km}^2$
RICKENMANN (1997) (B.134) $H_{\text{eff}} = 4 \cdot V_w^{2/5}$	Beobachtungen von Hochwassern in 18 Einzugsgebieten in der Schweiz mit $0.76 \text{ km}^2 \leq \text{EZG} \leq 6273 \text{ km}^2$ bzw. $0.0216 \text{ hm}^3 \leq V_w \leq 390 \text{ hm}^3$
UCHIOGI et al. (1996), RICKENMANN (1997): (B.135) $H_{\text{eff}} = 0.02 \cdot V_F$	Beobachtungen von Hochwassern in 27 Einzugsgebieten in Japan mit $380 \text{ m}^3 \leq V_F \leq 50000 \text{ m}^3$ sowie 7 Einzugsgebieten in der Schweiz mit $560 \text{ m}^3 \leq V_F \leq 1800000 \text{ m}^3$
ISHIKAWA (1990): (B.136) $H_{\text{eff}} = 500 \cdot \text{EZG}$	Beobachtungen von Hochwassern in 27 Einzugsgebieten in Japan mit $\text{EZG} \leq 2 \text{ km}^2$
ZOLLINGER (1983): (B.137) $H_{\text{eff}} = (10 \div 180) \cdot \text{EZG}$	Beobachtungen von Hochwassern in 2 alpinen Einzugsgebieten mit $\text{EZG} = 100 \text{ km}^2$ bzw. $140 \text{ km}^2$
Schwemmh Holzpotential $H_{\text{pot}}$	Datengrundlage / Anwendungsbereich
WALTHER et al. ((1996), aus RIMBÖCK (2003)): (B.138) $H_{\text{pot}} = C_{\text{CON}} \cdot L$	Untersuchungen an 4 Bächen in der Schweiz; $1.2 \leq C_{\text{CON}} \leq 36$
UCHIOGI et al. (1996): (B.139) $H_{\text{pot}} = K_{\text{UCH}} \cdot \text{EZG}_{\text{Wald}}$	nähere Informationen zur Datengrundlage sind nicht bekannt; Nadelwald: $10 \leq K_{\text{UCH}} \leq 1000$ , Laubwald: $10 \leq K_{\text{UCH}} \leq 100$
RICKENMANN (1997): (B.140) $H_{\text{pot}} = 90 \cdot \text{EZG}_{\text{Wald}}$	Untersuchungen in 9 Einzugsgebieten in der Schweiz mit $0.76 \text{ km}^2 \leq \text{EZG} \leq 78 \text{ km}^2$ bzw. $0.3 \text{ km}^2 \leq \text{EZG}_{\text{Wald}} \leq 21.1 \text{ km}^2$ ; gemäß RICKENMANN (1997) gilt (B.140) für $\text{EZG} \leq 100 \text{ km}^2$
RICKENMANN (1997): (B.141) $H_{\text{pot}} = 40 \cdot L_{\text{bewaldet}}^2$	Untersuchungen in 9 Einzugsgebieten in der Schweiz mit $0.76 \text{ km}^2 \leq \text{EZG} \leq 78 \text{ km}^2$ bzw. $0.6 \text{ km} \leq L_{\text{bewaldet}} \leq 6.4 \text{ km}$ ; gemäß RICKENMANN (1997) gilt (B.141) für $L_{\text{bewaldet}} \leq 20 \text{ km}$

Die angeführten Ansätze basieren auf Regressionsanalysen unter Zugrundelegung von Messdaten und Beobachtungen (vgl. Abb. 28). Die damit verbundenen Unsicherheiten sind bei der Anwendung entsprechend zu berücksichtigen. RIMBÖCK (2003) verweist diesbezüglich auf die Problematik, dass bei den Formelansätzen die Intensität der Ereignisse sowie deren zeitliches Auftreten keine Berücksichtigung finden. Unterhaltsmaßnahmen am Gewässerabschnitt – so etwa Räumungen bzw. die Zerkleinerung von Holzansammlungen – und der Zeitraum zwischen den schwemmh Holzführenden Hochwassern sind von hoher Relevanz. Bei der Abschätzung des Schwemmh Holzaufkommens sind entsprechend detaillierte Untersuchungen der Anwendung empirischer Schätzformeln vorzuziehen bzw. ergänzend durchzuführen. Nur teilweise verfügbare Informationen über die

Charakteristik des Einzugsgebietes können zumindest für die Plausibilisierung der Abschätzungen herangezogen werden.

#### B.5.4 Transportprozess

Der Eintrag von Holz ins Gewässer kann durch den altersbedingten Tod des Baumes, durch Erosion bzw. Rutschungen, durch Windwurf, Schneebruch oder Lawinen erfolgen.

Eine Gefährdung infolge Erosion ist im Wesentlichen beim direkten Uferbewuchs gegeben, wo aufgrund der Schleppkraft des Wassers Bereiche des Ufers erodiert werden und in weiterer Folge darauf stehende Bäume und Sträucher ins Bachbett gelangen. Insbesondere an den Prallufeln bzw. in Gewässerabschnitten mit erhöhter Tiefen- oder Seitenerosion findet der Eintrag von Holz infolge Erosion verstärkt statt.

Holzeintrag infolge Windwurf oder Schneebruch erfolgt aus dem unmittelbar an das Gewässer angrenzenden Bereich. Gemäß HANDSCHIN und DUSS ((1997), aus RIMBÖCK (2003)) umfasst der betroffene Bereich bei flachen Hängen (Hangneigung < 30 %) einen etwa 25 m breiten Streifen entlang des Gewässers. Bei steilen Hängen mit Neigungen über 30 % ist von einer Breite von ungefähr 50 m auszugehen. Im Allgemeinen erfolgt der Holzeintrag ins Gewässer in den steilen Gewässerabschnitten verstärkt durch Erosions- bzw. Rutschungsprozesse aus Bereichen, welche nicht direkt vom Abfluss beeinflusst sind. In den flacheren Abschnitten hingegen gelangt vorwiegend der Bewuchs unmittelbar am Ufer ins Bachbett (LIENKAEMPER und SWANSON, 1986).

Von Lawinen eingetragenes Holz umfasst sämtlichen Bewuchs, der von der Lawine im Anbruchgebiet, in der Sturzbahn und im Ablagerungskegel erfasst wird. Der Transportprozess wird stark von der Lawinenart bestimmt, häufig wird das Holz im Bereich der Lawinenfront transportiert und schließlich im Bachbett an der Talsohle abgelagert. Es ist stark zerkleinert und bildet zusammen mit Schnee und Erdbreich unstrukturierte Anhäufungen. Entsprechend sind hohe Abflüsse für dessen Mobilisierung nötig (RIMBÖCK, 2003).

Zwei wesentliche Modellvorstellungen beschreiben die Mobilisierung des Holzes im Bachbett: Der Zustand des Schwimmens eines einzelnen Stammes im Bachbett stellt sich ab jener Abflusstiefe  $h$  ein, welche die Eintauchtiefe des Holzes überschreitet bzw. bei welcher der Auftrieb  $F_A$  des Holzes seinem Eigengewicht  $F_G$  entspricht. Die maßgebende Abflusstiefe ist hierbei vor allen Dingen von der Dichte des Holzes abhängig. Unter der Annahme einer Holzdichte von  $\rho_{H,roh} = 500 \text{ kg/m}^3$  ergibt sich für einen ideal runden Stamm mit dem Durchmesser  $d_H$  die Schwimmbedingung  $h \geq d_H/2$  (RIMBÖCK, 2003).

Die Betrachtung der am Holz angreifenden dynamischen Kräfte führt zur Überlegung nach ISHIKAWA (1990) bzw. BRAUDRICK und GRANT (2000): Die Mobilisierung eines Holzstückes findet zu jenem Zeitpunkt statt, an dem die strom- bzw. hangabwärts gerichteten angreifenden Kräfte jene entgegen gerichteten Kräfte überschreiten. Entsprechend ergibt sich eine Bilanz der Hangabtriebskraft  $F_H$ , der angreifenden Strömungskraft  $F_S$  und der entgegen wirkenden Reibungskraft  $F_R$  gemäß Formel (B.142):

$$(F_G - F_A) \cdot \cos(\varphi) + c_W \cdot A_{H,S} \cdot \frac{\rho_W \cdot v^2}{2} = F_H + F_S \geq F_R = (F_G - F_A) \cdot \sin(\varphi) \cdot \mu \quad (B.142)$$

$\varphi$  ist dabei das Längsgefälle des Gewässers in  $^\circ$ ,  $c_W$  der dimensionslose Widerstandsbeiwert,  $\rho_W$  die Dichte des Wassers in  $\text{kg/m}^3$ ,  $A_{H,S}$  die angeströmte Holzfläche in  $\text{m}^2$  und  $v$  die Fließgeschwindigkeit der Strömung in  $\text{m/s}$ . Gängige Werte für  $c_W$  sind nach BRAUDRICK und GRANT (2000) 0.9 für quer zur Strömung gerichtete Holzstämme bzw. 0.8 für Holzstämme, die  $45^\circ$  zur Strömungsrichtung gerichtet sind. Der Reibungswert  $\mu$  ist für ein sandiges Bachbett mit 0.47 anzunehmen. Untersuchungen von BRAUDRICK und GRANT (2000) und BEZZOLA et al. (2002) zeigen, dass der tatsächliche Transportbeginn von Holz von den theoretischen Überlegungen abweicht. BRAUDRICK und GRANT (2000) definieren für den Transportbeginn von Stämmen eine Abflusstiefe  $h = 0.75 \cdot d_H$  (bei einer Froude-Zahl  $Fr = 0.75$ ) bzw.  $h = 1.25 \cdot d_H$  (bei  $Fr = 1.25$ ). Gemäß BEZZOLA et al. (2002) werden glatte Stämme bei  $h = (1.0 \div 1.2) \cdot d_H$  mobilisiert, beastete Stämme geraten bei  $h = (1.2 \div 1.5) \cdot d_H$  in Bewegung. Für die Mobilisierung von Wurzelstöcken sind Abflusstiefen  $h = 1.7 \cdot d_H$  nötig.

Der Einfluss des Geschiebetransportes auf den Transportbeginn von Holz im Gewässer ist dahingehend zu beschreiben, als die erforderlichen Abflusstiefen um 20 % bis 30 % geringer sind. Infolge der Geschiebeführung bildet sich ein Rollenlager entlang der Sohle, wodurch Holz eher in Bewegung gerät. Des Weiteren bedeutet der Anprall von Geschiebe eine zusätzliche stromabwärts gerichtete Krafteinwirkung (RIMBÖCK, 2003).

Der Transport von Holz geschieht in typischen alpinen Einzugsgebieten rutschend, rollend oder schwimmend. Schwimmender Transport ist aufgrund der im Vergleich zur Dichte des Wassers  $\rho_W$  meist geringeren Holzdichte  $\rho_H$  die am häufigsten auftretende Bewegungsform (ZOLLINGER, 1983). Holz umfasst vorwiegend leichtes Nadelholz und nur einen geringen Anteil an schwerem Laubholz. Für die Sättigung des Holzes mit Wasser ist die Lage im Wasser über mehrere Wochen erforderlich. Zusätzlich erhöht der Schwebstoffanteil im Hochwasserfall die Dichte des Wassers  $\rho_W$ . Entsprechend steigt das Schwimmvermögen des Schwemmholzes. Gemäß ZOLLINGER (1983) finden sich an ungestörten Geschiebeablagerungen an Wildbächen in der Regel keine Holzeinschlüsse, welche auf einen Transport im sohnahen Bereich schließen lassen.

Holzstämme sind aufgrund der horizontalen Geschwindigkeitsverteilung im Gewässerquerschnitt (geringere Fließgeschwindigkeiten in den Böschungsbereichen) während des Transportes meist in Fließrichtung ausgerichtet. Drehungen des Holzes finden bei kleineren (kürzeren) Hölzern häufiger statt. Bei entsprechender Strömungsturbulenz finden bei großen Abflüssen auch vertikale Drehungen des Holzes statt (RIMBÖCK, 2003). Wurzelstöcke werden aufgrund ihrer großen Abmessungen in allen Dimensionen meist rollend transportiert, schwimmender Transport ist nur bei großen Abflusstiefen möglich (LANGE und BEZZOLA, 2006).

Mit dem Transport von Schwemmholz einhergehend ist der Zerkleinerungsprozess des Holzes. ZOLLINGER (1983) beobachtet, dass die Zerkleinerung des Holzes unmittelbar nach Bewegungsbeginn innerhalb der ersten transportierten Meter stattfindet. Dabei werden Bäume (beastet, mit Wurzelstock) vollständig entastet,

geschält und in Stücke mit Längen bis 5 m zerkleinert. Abrieb führt gleichzeitig zur geringfügigen Verringerung des Durchmessers. Der Grad der Zerkleinerung bzw. die dafür nötige Dauer hängt dabei von der Art und Qualität des Holzes ab – Totholz setzt der angreifenden Strömung einen geringeren Widerstand entgegen als frisches Holz. Hinsichtlich der topografischen Verhältnisse üben das Gefälle des Gewässers, die Rauheit, die Linienführung und die Länge der Transportstrecke wesentlichen Einfluss auf den Zerkleinerungsprozess aus (LANGE und BEZZOLA, 2006). BÄNZIGER ((1989), aus LANGE und BEZZOLA (2006)) definiert die beim Transport zurückgelegte Höhendifferenz als jenen Parameter mit dem größten Einfluss auf die Intensität der Zerkleinerung. Unmittelbar nach Transportbeginn ist die Intensität am größten, mit zunehmender zurückgelegter Höhe nimmt sie kontinuierlich ab.

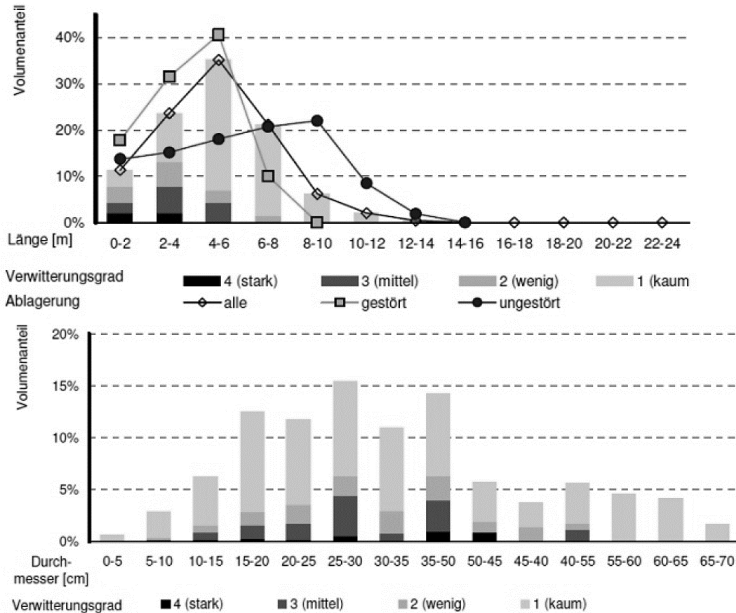
Tabelle 19 enthält eine mögliche Einteilung in Schwemmholzklassen nach VAW (1998) bzw. VAW (2001) (aus LANGE und BEZZOLA (2006)):

**Tab. 19:** Schwemmholzklassen (aus LANGE und BEZZOLA (2006))

Schwemmholzkategorie	klein	mittel	groß
Länge $L_H$ [cm]	< 105	105 - 230	230 – 700
Durchmesser $d_H$ [cm]	< 10	10 – 30	30 – 45

Untersuchungen der VAW an zwei Wildbächen in der Schweiz ergeben für die Schwemmholzklassen „klein“, „mittel“ und „groß“ Anteile (in Volumenprozent) von 10 % - 15 %, 30 % - 45 % und 40 % - 60 % an der gesamten beobachteten Schwemmholzfracht. Die Angaben sind vergleichbar mit jenen von WALTHER et al. ((1996), aus LANGE und BEZZOLA (2006)), wonach durchschnittlich 60 % - 80 % des Schwemmholzes Längen  $L_H$  unter 3 m und Durchmesser  $d_H$  im Bereich zwischen 10 cm und 24 cm aufweisen. Die Angaben resultieren aus der Analyse an einem Schweizer Wildbach. Vergleichbare Größen- und Durchmesserbeziehungen zeigen Beobachtungen im Zuge des Augusthochwassers 2005 an 40 Standorten in der Schweiz.

Hinsichtlich der Ablagerung des transportierten Holzes sind verschiedene Prozesse zu unterscheiden. Schwemmholz kann sich in Bereichen geringerer Fließtiefen ablagern, so etwa in flachen bzw. sehr rauen Bereichen wie an Kiesbänken, flachen Ufern, im Vorland, oberhalb großer Steine oder am Uferbewuchs. Bevorzugte Ablagerungsorte stellen die Prallufer bei Gewässerkrümmungen sowie der Schwemmkegelbereich im Unterlauf von Wildbächen dar (RIMBÖCK, 2002). Sofern dem Transport des Holzes Hindernisse entgegengesetzt werden bzw. bei zu geringen Abmessungen des Gewässerquerschnittes stellen Verklauungen häufig das Ende des Transportvorganges dar. Die Bildung von Schwemmholzteppichen ist hingegen bei Verhältnissen mit deutlich geringerer Strömungskraft und geringeren Fließgeschwindigkeiten zu beobachten. Holz sammelt sich dabei an einem Hindernis im Gewässer an, wird aber im Vergleich zur Verklauung durch nachfolgendes Holz nicht verdichtet bzw. ineinandergeschoben. Entsprechend verursachen Schwemmholzteppiche einen verhältnismäßig geringen Auf- bzw. Rückstau. Schwemmholzteppiche sind bevorzugt in ruhigen Gewässern (Seen) und im Bereich von Kraftwerksanlagen zu beobachten ((RIMBÖCK, 2002), (STRASSER, 2008)).



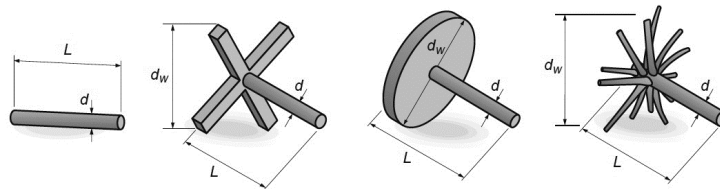
**Abb. 29:** Oben: Längenklassen (Volumenanteile) untersuchter Schwemmholzstücke aus Linienstichproben mit  $d_{H,min} = 10$  m; gestört: maschinell gelagerte Haufen, ungestört: vom Fluss abgelagerte Haufen; unten: nach dem Verwitterungsgrad aufgeschlüsselte Durchmesserklassen (Volumenanteile) (WALDNER et al., 2007)

### B.5.5 Verklausung

Verklausungen bilden sich an Engstellen im Gewässer bzw. an ufernahen Bereichen mit starkem Bewuchs (LANGE und BEZZOLA, 2006). Ankommendes Schwemmholz verkeilt sich dabei im Querschnitt und führt bei entsprechender Zufuhr von weiterem Holz zur teilweisen oder vollständigen Verlegung des Querschnittes und in der Folge zum Rückstau der Strömung. Verklausungen sind insbesondere an Brücken problematisch, zumal hier der abflusswirksame Querschnitt häufig stark eingeengt ist und die Gefahr der Beschädigung von Infrastruktureinrichtungen in hohem Maße gegeben ist. In Abhängigkeit der Abflussverhältnisse und der transportierten Geschiebe- und Schwemmholzmengen können sich im Bereich der Brücken sehr dynamische Prozessverhältnisse einstellen: Mit anwachsendem Grad der Querschnittsverlegung steigt die Wahrscheinlichkeit einer Auskolkung der Sohle im unmittelbaren Nahbereich der Brücke. Durch die zunehmende Eintiefung kann sich in der Folge verklautes Holz wieder lösen und bei entsprechend hohen Abflüssen unter der Brücke hindurch weitergeleitet werden. Ankommendes Geschiebe vermag die Verklausung einzuschütten und damit zusätzlich zu stabilisieren (LANGE und BEZZOLA, 2006).

GANTENBEIN (2001) zeigt im Rahmen systematischer Versuchsreihen an einem physikalischen Modell die Wahrscheinlichkeit des Verklausens einzelner Stämme

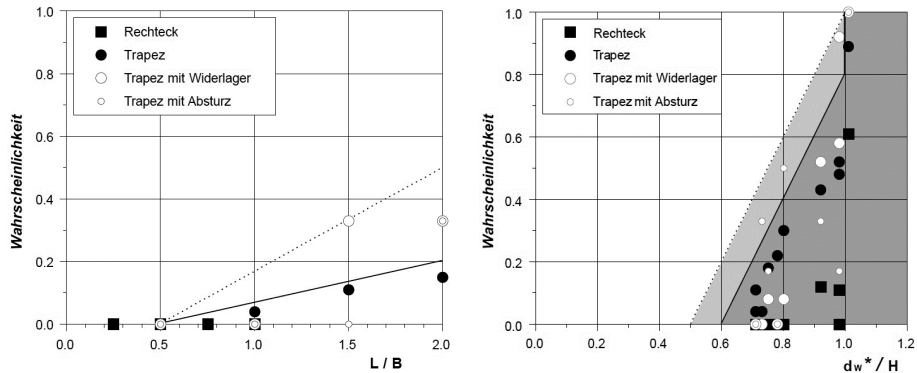
und Wurzelstöcke sowie verschiedener Holzmischungen auf. Die dabei verwendeten Stamm- und Wurzelstockformen sind in Abb. 30 dargestellt. Wesentliche Ergebnisse der Modellversuche sind in Abb. 31 und Abb. 32 enthalten.



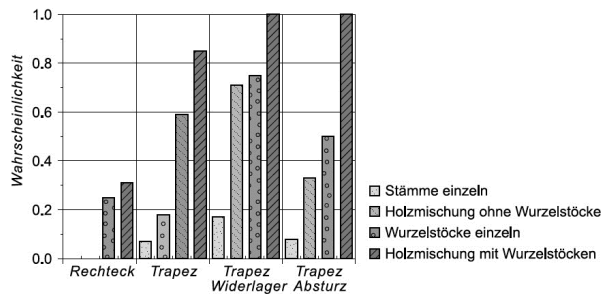
**Abb. 30:** Stamm- und Wurzelstockformen bei den Untersuchungen von GANTENBEIN (2001); der Index „H“ ist in der Bezeichnung der Parameter nach GANTENBEIN nicht angeführt

Aus den Diagrammen ist ersichtlich, dass die Wahrscheinlichkeit des Verklauens von Wurzelstöcken deutlich höher ist als jene glatter Stämme. Ebenso führen schubweise zugegebene Holzmischungen eher zu Verklauungen als einzeln zugegebene Elemente. Widerlager erhöhen ebenfalls die Verklauungswahrscheinlichkeit. GANTENBEIN (2001) stellt weiters fest, dass bei gegebenen geometrischen Verhältnissen die relative Fließtiefe (Verhältnis von Fließtiefe zu lichter Höhe an der Brücke) sowie die Strömungsverhältnisse (Froude-Zahl) von untergeordneter Bedeutung für die Verklauungswahrscheinlichkeit sind (die Untersuchungen umfassen relative Abflusstiefen im Bereich 0.5 - 1.1).

Die Schwemmholzabmessungen sind maßgeblich verantwortlich für die Wahrscheinlichkeit des Verklauens, die Schwemmholzmenge bestimmt hingegen das Ausmaß der Verklauung (GANTENBEIN, 2001). Allgemeine Empfehlungen zur Verringerung der Verklauungsgefahr betreffen nach GANTENBEINS Untersuchungen den Gerinnequerschnitt beim Brückenbauwerk: Die Sohlbreite des Gerinnes sollte mindestens das Doppelte der angeströmten Stammlängen betragen, die lichte Höhe unter der Brücke hingegen mindestens das 1.7-fache der maßgebenden Abmessungen angeströmter Wurzelstöcke (GANTENBEIN, 2001). GANTENBEINS (2001) Empfehlungen sind mit jenen von BOUSKA und GABRIEL (2009) vergleichbar, welche sich aus einer systematischen Modellversuchsreihe zur Bildung von Kolken und der Entwicklung der Auf- und Rückstauverhältnisse infolge Brückenverklauungen ableiten. BOUSKA und GABRIEL (2009) schlagen ein Mindestfreibord von 1 m an der Brücke vor, um die Verklauungsgefahr zu reduzieren. Weiters empfehlen sie eine entsprechende Pflasterung der Sohle im Sinne eines Kolkschutzes. Für die Minimierung des Aufstaus ist im Abstand einer Flussbreite oberstrom der Brücke ein in einer Ebene angeordneter, geneigter Rechen über die gesamte Gewässerbreite anzuordnen. Aufgrund der geneigten Anordnung des Rechens breitet sich der Verklauungskörper nicht bis zur Gerinnesohle aus. Der Querschnitt wird nicht vollständig verlegt (Abfluss im sohn nahen Bereich) und die Aufstauhöhen fallen dadurch erheblich geringer aus ((BOUSKA und GABRIEL, 2009), vgl. PAGLIARA und CARNACINA (2010)).



**Abb. 31:** Links: Wahrscheinlichkeit der Verklausung einzelner Stämme, rechts: Wahrscheinlichkeit der Verklausung einzelner Wurzelstöcke,  $d_{H,W}^* = (d_{H,Wmax} \cdot d_{H,Wmin} \cdot L_H)^{1/3}$ ;  $L_H$  ist Abb. 30 zu entnehmen;  $B$  ist die Gerinnebreite,  $H$  die lichte Höhe unter dem Brückenbauwerk (GANTENBEIN, 2001); der Index „H“ ist in der Bezeichnung der Parameter nach GANTENBEIN nicht angeführt



**Abb. 32:** Wahrscheinlichkeit der Verklausung von Einzelelementen und schubweise eingetragenen Schwemmh Holz-mischungen (GANTENBEIN, 2001)

### B.5.6 Umgang mit schwemmhholzinduzierten Schadensrisiken

Im Schutzwasserbau werden passive und aktive Maßnahmenstrategien zum Schutz vor Hochwasser und den damit einhergehenden Prozessen unterschieden.

Passive Maßnahmen verfolgen die Aufgabe, durch organisatorische bzw. planerische Maßnahmen die Landnutzungsverhältnisse den potentiellen Gefahren anzupassen und damit das Schadenpotential zu minimieren. Die Installation von Frühwarn- und Alarmsystemen, Evakuierungspläne sowie Maßnahmen in der Gefahrenzonenplanung und Raumplanung verfolgen passive Schutzstrategien. Aktive Maßnahmen hingegen vermindern das Gefahrenpotential. Im Hinblick auf die Gefährdung durch Schwemmh Holz gehören hierzu Unterhaltsmaßnahmen im Einzugsgebiet sowie bauliche Maßnahmen. Unterhaltsmaßnahmen umfassen den Schutz vor Lawinen, Erosion und Rutschungen, den Gewässerunterhalt im Sinne der

Entfernung bzw. Zerkleinerung des in Gewässernähe liegenden Holzes sowie die Schutzwaldpflege und -sanierung. Bauliche Maßnahmen verfolgen entweder das Ziel, Holz im Einzugsgebiet zurückzuhalten, oder aber schadlos weiterzuleiten (LANGE und BEZZOLA, 2006). Der Rückhalt von Holz erfolgt durch die Errichtung baulicher Strukturen, die den Weitertransport von Holz in den Unterlauf des Wildbaches unterbinden. Bewährte Konzepte sind hierbei V-Rechen im Gewässer, Schwemmholznetze und Einrichtungen an Geschieberückhaltebecken (Tauchwand, Rechen, usw.). In Abhängigkeit der Konstruktion stellt sich dabei jeweils vollständiger oder selektiver (Rückhalt von Wurzelstöcken, Reduktion der weitergeleiteten Holzmenge, usw.) Holzurückhalt am Bauwerk ein. Die Wirkungsweise der Bauwerksstruktur bestimmt dabei des Weiteren, inwieweit gleichzeitig ein Rückhalt von Geschiebe erfolgt. Details zur Funktion und den Bauweisen baulicher Maßnahmen zum Rückhalt von Holz finden sich in LANGE und BEZZOLA (2006), RIMBÖCK (2003), BERGMEISTER et al. (2009) oder BEZZOLA et al. (2004).

Bei der schadlosen Weiterleitung verfolgen Maßnahmenkonzepte das Ziel, das Verklausungsrisiko an Brückenbauwerken zu minimieren. Mit permanent wirksamen baulichen Maßnahmen wird hierbei ein genügend großer Gerinnequerschnitt unter der Brücke geschaffen (Freibord, Hubbrücken, Klappbrücken, temporäre Brücke, usw.), die Anströmung zur Brücke möglichst gleichmäßig gestaltet, das anströmende Schwemmholz nach Möglichkeit in Strömungsrichtung ausgerichtet (Gleichrichter) bzw. die Stirnseite und Untersicht der Brücke mittels Verkleidungen möglichst glatt gestaltet (Stauschild, usw.). Eine temporäre Maßnahme stellt der Einsatz von Baggern zur lokalen Beseitigung von Schwemmholz dar (LANGE und BEZZOLA, 2006).

Die Minimierung des Risikos von schwemmholzinduzierten Schäden erfordert in der Regel eine Umsetzung von sowohl passiven als auch verschiedenen aktiven Schutzmaßnahmen (vgl. HUNZIKER et al. (2008)). Im Sinne einer nachhaltigen Wirkung sind dabei primär jene Schutzkonzepte zu verfolgen, deren Schwerpunkt auf den angeführten passiven Maßnahmen sowie dem Unterhalt von Einzugsgebiet und Gewässer liegt. Holz im Gewässer ist aus gewässerökologischer Sicht von hoher Relevanz. Bei der Entfernung und Zerkleinerung des Holzes im Zuge des Gewässerunterhaltes, aber auch bei der Frage, inwieweit Konzepte der schadlosen Weiterleitung oder des Rückhaltes von Holz anzustreben sind, sollte dieser Aspekt nicht zur Gänze außer Acht gelassen werden (vgl. BEZZOLA (2001), OVERNEY und BEZZOLA (2008)).





## C MODELLKONZEPT

### C.1 Übersicht

Zentrale Aufgabenstellung dieser Arbeit ist die bereits in Kapitel A.2 beschriebene Beurteilung der Auswirkungen von Hochwasserschutzmaßnahmen in großen alpinen Einzugsgebieten. Die Bewertung erfolgt dabei im Kontext eines integralen Modellierungskonzeptes für jene abflussspezifischen Transportprozesse, welche im Hochwasserfall einen bedeutenden Einfluss auf die Abflusscharakteristik haben bzw. zu einer Erhöhung des Gefahrenpotentials führen können. Insbesondere in alpinen Regionen sind dies Geschiebetransportprozesse sowie der Transport von Schwemmholz und damit einhergehende Teilprozesse wie Verklauungen. Hinsichtlich der Modellierung des Geschiebetransportes werden ausschließlich fluviale Transportprozesse betrachtet, nicht erfasst werden hingegen Massenbewegungen bzw. murgangartiger Transport und Murgänge.

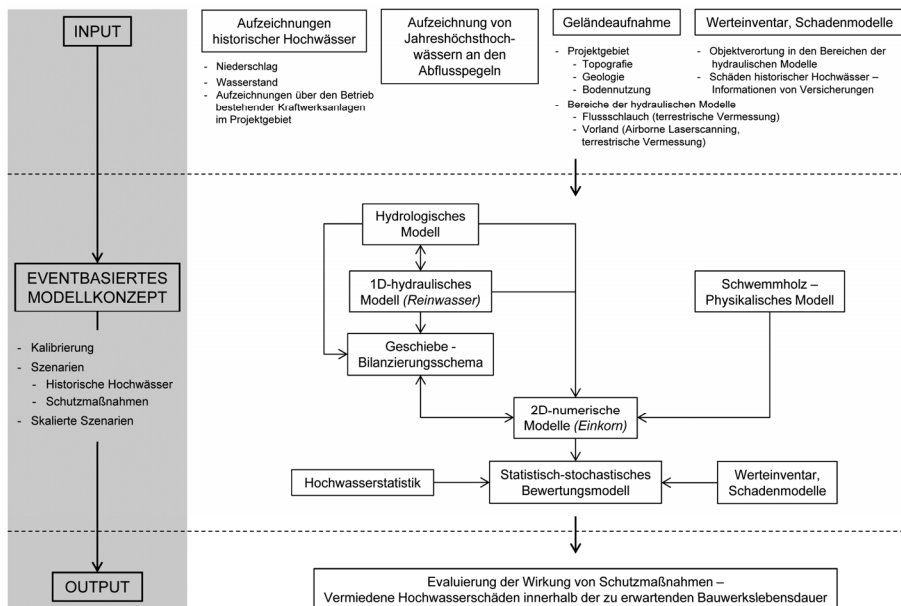
Grundlegende Annahme des Modellkonzeptes ist die Gliederung des Untersuchungsgebietes in Teileinzugsgebiete, deren Gebietsauslässe die Zubringer zum Vorfluter der betrachteten Talschaft darstellen. Die Situierung des unmittelbar hochwassergefährdeten Werteinventars (Gebäude, Infrastruktur, usw.) wird dabei im Wesentlichen im unmittelbaren Nahbereich des Vorfluters der Talschaft angenommen.

Die Bestimmung der Abflüsse in den Teileinzugsgebieten erfolgt auf Basis eines hydrologischen Modells. Die Abflussvorgänge im Vorfluter werden mit hydraulisch-numerischen Modellen abgebildet. Ein 1D-hydraulischer Ansatz repräsentiert die Abflussverhältnisse entlang des gesamten Vorfluters. Er liefert im Weiteren die Randbedingungen für 2D-numerische Modelle zur Bestimmung der Überflutungsflächen in den Siedlungsbereichen. Die Kalibrierung und Anwendung des hydrologischen Modells und der hydraulisch-numerischen Modelle erfolgt gekoppelt.

Geschiebetransport findet sowohl im hydrologischen als auch im 1D-hydraulischen Modell (Reinwasser) nicht direkt Berücksichtigung. Die Abschätzung der Transportraten in den geschieberelevanten Teileinzugsgebieten und auch entlang des Vorfluters erfolgt zunächst im Zuge eines Bilanzierungsschemas auf Basis empirischer Ansätze zur Berechnung der Transportkapazitäten, der Formverluste und des kritischen Abflusses. Bei der unmittelbaren Bestimmung der Überflutungsflächen wird Geschiebetransport in Form einer Einkornbetrachtung im 2D-numerischen Modell erfasst. In Analogie zur Systematik bei der Abflussmodellierung leiten sich die nötigen Randbedingungen für die relevanten Geschiebeeinträge in die 2D-numerischen Modelle aus dem Bilanzierungsschema ab.

Die Anwendung der Modellierungskomponenten erfolgt eventbasiert. Markante historische Hochwasser, welche teilweise zu erheblichen Hochwasserschäden in der Talschaft geführt haben, werden modelliert bzw. jeweils anhand der Wasserstandsaufzeichnungen an den Pegeln im Untersuchungsgebiet gekoppelt kalibriert. Modellinput sind die Messdaten im jeweiligen Ereigniszeitraum an den relevanten und verfügbaren Niederschlagsstationen. Ergänzend zur Betrachtung ausgewählter historischer Hochwasser erfolgen jeweils unter Beibehaltung des räumlich und zeitlich variablen Niederschlagsmusters bei den historischen

Hochwassern eine Skalierung der Niederschlagsintensitäten und Bestimmung der Auswirkungen auf das Ausmaß der Überflutungsflächen. Die Modellierung sämtlicher Szenarien erfolgt zunächst für den ISTzustand, d.h. für jenen Zustand, der die gegenwärtig existierenden Hochwasserschutzmaßnahmen beinhaltet. In weiterer Folge werden verschiedene Hochwasserschutzmaßnahmen (Ausleitungen und Rückhaltebecken) in die Modelle integriert (PLANzustände). Die Beurteilung der Wirksamkeit dieser Schutzmaßnahmen geschieht schließlich durch den Vergleich von ISTzustand und PLANzuständen im Sinne vermiedener Hochwasserschäden. Die Ableitung der Schäden aus den errechneten Überflutungsflächen basiert dabei auf der Kenntnis des bestehenden Werteinventars in den Siedlungsgebieten sowie der Anwendung wasserstandsabhängiger Schadenmodelle. Der Vergleich von IST- und PLANzustand liefert zunächst den vermiedenen Schaden für ein spezifisches Hochwasserszenario. Die Gegenüberstellung sämtlicher vermiedener Schäden, welche sich aus allen innerhalb der Lebensdauer der Hochwasserschutzmaßnahme auftretenden Ereignissen ergeben, mit den Errichtungs- und Erhaltungskosten des Bauwerks erfolgt schließlich im Rahmen eines statistisch-stochastischen Bewertungsmodells. Wesentliche Grundlage hierfür ist die statistische Analyse von Jahreshöchstabflüssen eines Abflusspegels im Bereich der hochwassergefährdeten Siedlungsgebiete. Abb. 33 zeigt eine schematische Übersicht des Modellkonzeptes:



**Abb. 33:** Modellkonzept – schematische Übersicht

Die Aspekte des Schwemmholtztransportes finden bei der statistisch-stochastischen Bewertung insofern, als der Prozess der Verklauung soweit nicht zuverlässig statistisch erfassbar ist, keine Berücksichtigung. Der Transport von Schwemmholtz im

Untersuchungsgebiet sowie Verklauungsprozesse an Brücken werden exemplarisch für besonders gefährdete Brückenbauwerke anhand systematischer Versuchsreihen an einem physikalischen Modell erfasst. Die darin gemessenen Rück- bzw. Aufstauverhältnisse in den Bereichen oberstrom der Brückenbauwerke werden in das 2D-numerische Modell implementiert, um schließlich die Auswirkungen im Sinne erhöhter Hochwasserschäden beurteilen zu können.

Die Anwendung des dargelegten Modellkonzeptes erfordert für die Modellierung historischer Hochwasser zunächst die Kenntnis gemessener Niederschläge und Wasserstände in den jeweiligen Ereigniszeiträumen in entsprechend hoher zeitlicher Auflösung. Für diese Zeiträume sind im Weiteren Aufzeichnungen über den Betrieb bestehender Kraftwerksanlagen im Projektgebiet nötig.

Die erforderliche Hochwasserstatistik fundiert auf einer ausreichend umfangreichen Stichprobe bestehend aus Jahreshöchstabflüssen. Sowohl das hydrologische Modell als auch die hydraulisch-numerischen Modelle und die Geschieberegnerungen erfordern die Kenntnis der topografischen und bodenspezifischen (Bodenaufbau, Bodennutzung) Charakteristik des Projektgebietes. Hinsichtlich der hydraulischen Modellierung des Vorflutes der Talschaft ist zudem die Vermessung (terrestrisch, Airborne Laserscanning) des Flussbereiches und des hochwassergefährdeten Vorlandbereiches nötig. Im Rahmen dieser Geländeaufnahme ist insbesondere auch die Erhebung des Sohlmaterials entlang der Gerinneabschnitte in Form von Linienzählanalysen und Volumproben durchzuführen. Zudem ist im Hinblick auf die Geschieberegnerung und die Modellierung der Schwemmholtprozesse eine Einschätzung des Geschiebepotentials sowie der mobilisierbaren Holzmengen in den Teileinzugsgebieten erforderlich.

Seitens der Schadenermittlung stellen Objektverortungen, etwa in Form von Katasterplänen, und Informationen von Versicherungen über Schäden im Rahmen vergangener Hochwasser im Projektgebiet die Grundlagen für den Aufbau des Wertinventars und die Ableitung von Schadenfunktionen dar.



## C.2 Gekoppelte Modellierung hochwasserrelevanter Prozesse

### C.2.1 Szenarien

Die Beurteilung der Wirksamkeit projektierter Hochwasserschutzmaßnahmen erfolgt spezifisch auf Basis jener historischer Hochwasser, welche in der jüngeren Vergangenheit zum Teil massive Schäden an Gebäuden und Infrastruktur im Projektgebiet verursacht haben. Bedeutende Hochwasser in großen alpinen Einzugsgebieten zeigen im Allgemeinen ein überaus heterogenes Muster. Sowohl die räumliche als auch die zeitliche Verteilung der hochwasserauslösenden Niederschläge differieren in der Regel deutlich voneinander. Die Anwendung eines räumlich verteilten hydrologischen Modells und dessen Kalibrierung an sämtlichen Abflusspegeln im Einzugsgebiet, die zudem mit den hydraulischen Modellen gekoppelt erfolgt, erlaubt die Abbildung dieser heterogenen Niederschlagsmuster (siehe Kapitel C.2.2). Die Auswahl der Hochwasser für die Modellierung erfolgt daher in Ergänzung zur Analyse verursachter Schäden unter dem weiteren Gesichtspunkt, nach Möglichkeit verschiedene Niederschlagsmuster im Untersuchungsgebiet und damit verschiedene „Hochwassercharakteristika“ zu erfassen. Eine wesentliche Voraussetzung für die „Modellierbarkeit“ eines historischen Hochwassers ist die Verfügbarkeit von Niederschlags- und Wasserstandsmessungen an den Messstationen im jeweiligen Ereigniszeitraum. Die Niederschlagsdaten stellen die abflussverursachende Variable bei der Modellierung dar. Sehr intensive und kurz andauernde Niederschläge sind häufig mit erheblichen witterungsbedingten (Wind, Verdunstung, usw.) Messfehlern bzw. mit längeren Ausfällen der Messaufzeichnungen verbunden. Fehlerhafte oder nicht ausreichend vorhandene Wasserstandsaufzeichnungen erschweren bzw. verhindern unter Umständen die Kalibrierung der Modelle.

Abbildung 34 illustriert die im Rahmen der Modellierung betrachteten Szenarien. Mit der Variable  $a = 1 \dots b$  werden dabei die jeweiligen historischen Hochwasser, repräsentiert durch die Messdaten an den Niederschlagsstationen  $i = 1 \dots j$  bezeichnet (Abb. 34, Bild oben). Im Weiteren erfolgt für jedes dieser Hochwasser eine Skalierung  $s = 1 \dots t$  der Niederschlagsintensitäten innerhalb realistischer, allerdings noch plausibler Grenzen. Das räumliche und zeitliche Muster der Niederschläge bleibt dabei unverändert. Die Bereiche, innerhalb derer die Skalierung  $s$  der Niederschläge erfolgt, richtet sich dabei in erster Linie nach der Frage, bis zu welcher maximalen Jährlichkeit  $T$  die Auswertung im Rahmen des statistisch-stochastischen Modells durchgeführt werden kann (siehe Kapitel C.3.1). Erhöhte Niederschläge bedingen generell höhere Abflussspitzen  $Q_{\max}$ , so auch an jenem Pegel, für welchen die statistische Analyse durchgeführt wird. Die Jährlichkeiten  $T$  der berechneten Abflussspitzen  $Q_{\max}$  sollten dabei den zuverlässigen Extrapolationszeitraum der Stichprobe nach Möglichkeit nicht überschreiten. Entsprechend den Richtlinien in DVWK (1999) sollte dieser das  $(2+3)$ -fache der Stichprobenlänge  $n$  nicht überschreiten, wobei für zuverlässige statistische Aussagen im Allgemeinen von  $n > 20$  Jahre auszugehen ist.

Die sich aus diesen Skalierungen ergebenden Szenarien  $s = 1 \dots t$  sind in Bildmitte in Abb. 34 dargestellt. Sie resultieren in Erhöhungen bzw. Abminderungen von Abflüssen (unter anderem auch an den Pegeln) sowie der Ausmaße an Ausuferungen und Schäden  $S$ .

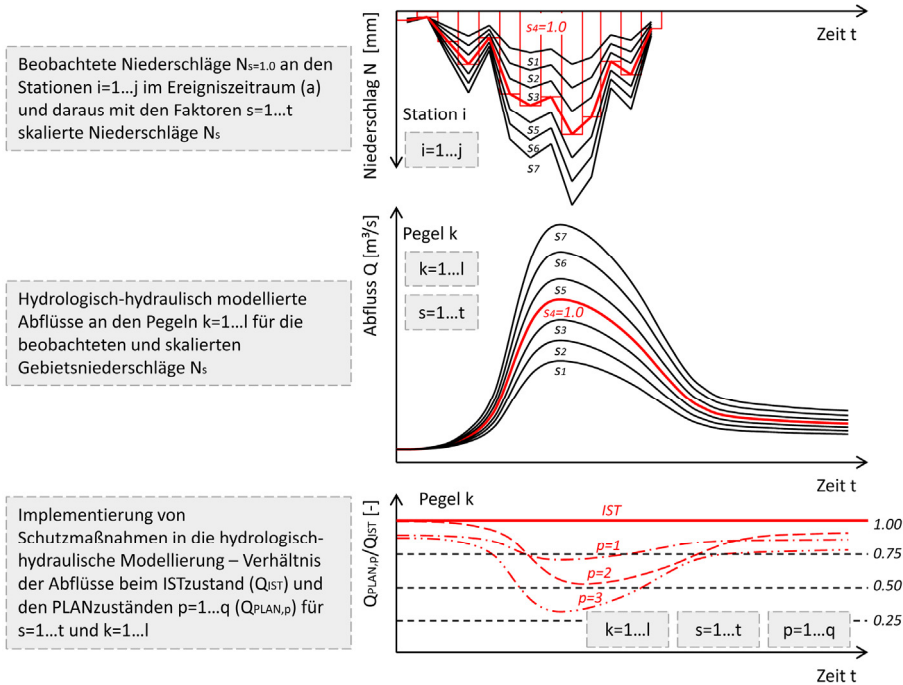
Schließlich erfolgt für sämtliche Szenarien  $a = 1 \dots b$  mit jeweils  $s = 1 \dots t$  die Betrachtung des ISTzustandes sowie der PLANzustände  $p = 1 \dots q$  (siehe Abb. 34, Bild unten). Die Implementierung von Retentionsmaßnahmen oder Bei- und Überleitungen in benachbarte Talschaften führt zu einer Verringerung der Abflüsse an den Unterliegern, unter anderem auch an den Abflusspegeln (Abb. 34, Bild unten).

Aus der Anzahl der betrachteten historischen Hochwasser  $b$ , der jeweils skalierten Niederschlagsintensitäten  $t$  sowie der implementierten

Hochwasserschutzmaßnahmen  $q$  ergeben sich  $\sum_{a=1}^b (t \cdot (q + 1))$  betrachtete Szenarien,

welche für die Bestimmung der kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{\text{ges}}$  innerhalb der Lebensdauer der Schutzmaßnahmen herangezogen werden (siehe Kapitel C.3.3).

#### Historisches Hochwasserereignis – Charakteristik (a)

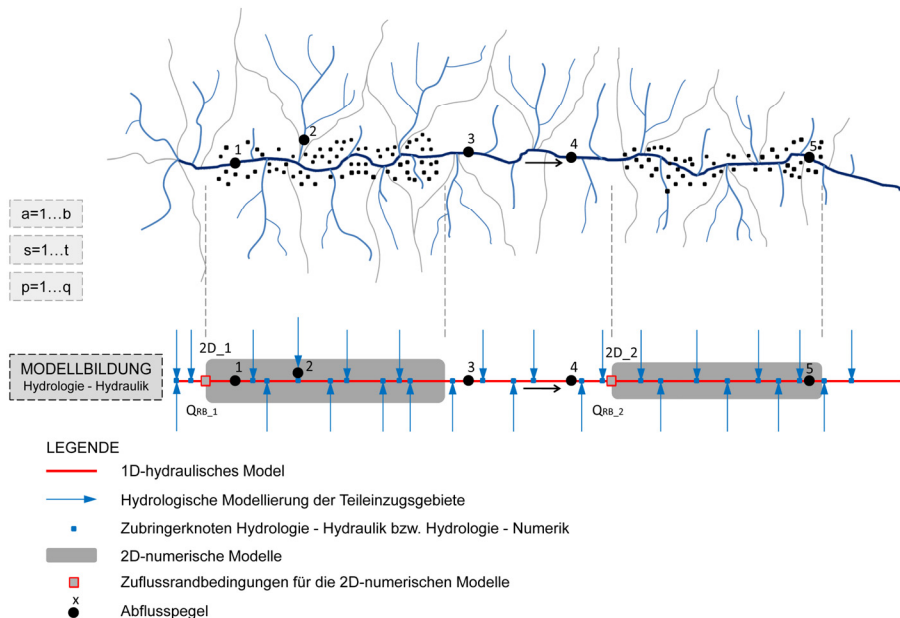


**Abb. 34:** Konzeptbedingte Definition von betrachteten Szenarien  $s$  und implementierten Hochwasserschutzmaßnahmen  $p$ , dargestellt für Hochwassercharakteristik (a)

### C.2.2 Gekoppelte hydrologisch-1D-hydraulische Modellierung

Abbildung 35 zeigt das Systemschema des hydrologisch-hydraulischen Modells. Die aus den Teileinzugsgebieten resultierenden Zuflüsse in den Vorfluter werden mit dem hydrologischen Modell ermittelt, die Abflussverhältnisse im Vorfluter mit einem 1D-hydraulischen Modell. Die Einteilung des Projektgebietes in Teileinzugsgebiete bzw. die weitere Untergliederung dieser auf Basis eines definierten Detailgrades entsprechen dabei den verfügbaren Kartenwerken und Plänen der zuständigen Behörden. Die Modelle beruhen auf der amtlich festgelegten Gewässereinteilung im Projektgebiet, entsprechend sind die Modellergebnisse auch für behördliche Planungskonzepte nutzbar.

Die Abflussberechnung erfolgt in Form einer kombinierten Anwendung des hydrologischen und 1D-hydraulischen Modells. Die Kalibrierung der Modelle geschieht anhand der Messdaten an den Abflusspegeln. Einwirkende Größe für die Abflussberechnung ist der Gebietsniederschlag im Projektgebiet. Mit dieser kombinierten Modellbetrachtung wird ein durchgängiger Zusammenhang der hydrologischen Verhältnisse in den Teileinzugsgebieten und der hydraulischen Charakteristik des Vorfluters geschaffen. Der eingangs erwähnten und insbesondere bei großen alpinen Einzugsgebieten charakteristischen räumlichen Variabilität der Niederschlagsintensitäten im Hochwasserfall wird mit diesem Modellkonzept Rechnung getragen.



**Abb. 35:** Systemschema des gekoppelten hydrologisch-1D-hydraulischen Modells



Die Bestimmung des ereignisspezifischen Gebietsniederschlags basiert auf der „Inverse-Distance-Squared-Methode“ (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2000). Jedes Teileinzugsgebiet wird dabei durch seinen Flächenschwerpunkt charakterisiert. Entsprechend ergibt sich innerhalb jeder Teilfläche im hydrologischen Modell zum Zeitpunkt  $i$  eine räumlich konstante Einwirkung. Zur Anwendung der „Inverse-Distance-Squared-Methode“ (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2000) liegen Niederschlagsmessdaten in hoher zeitlicher Auflösung (nach Möglichkeit im Stundenintervall) vor. Die Messstationen liegen dabei im bzw. in unmittelbarer Nähe zum Projektgebiet.

Mit der SCS-CN Methode (U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE (USDA), 1985), aus AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE) (1996), siehe Kapitel B.2.3.2) erfolgt die Berechnung des effektiven Niederschlages  $N_w$ . Zur Anwendung kommen Gleichung (B.21) für die Bestimmung des potentiell möglichen Speichervolumens  $SP$ , Gleichung (B.23) zur Abschätzung der Anfangsverluste  $A_v$  sowie Gleichung (B.20) zur Berechnung von  $N_w$  (bzw. Gleichung (B.24)). Die hierfür zu bestimmenden CN-Werte, welche das Versickerungsvermögen des Untergrundes widerspiegeln, werden in Anlehnung an die Einteilung gemäß Tab. 10 und Tab. 11 abgeschätzt. Diese Klassifikation beschreibt im Wesentlichen die Verhältnisse flacher, ländlicher Regionen. Die Vorgabe von CN-Werten bei alpinen Verhältnissen erfordert in dieser Hinsicht eine Anpassung der vorgegebenen Klassifikation in Abhängigkeit der geologischen Verhältnisse des Untergrundes sowie der Bodennutzungsverhältnisse. Eine Einteilung der Teileinzugsgebiete in die Bodenfeuchteklassen AMC I, AMC II und AMC III gemäß Tab. 12 erfolgt aus der Analyse der Niederschlagsintensitäten im maßgebenden Zeitraum vor dem betrachteten Ereignis.

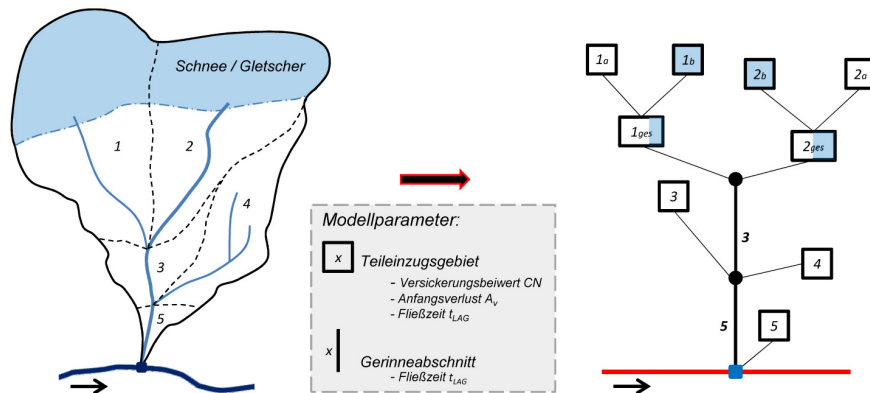
Für den Prozess der Abflusskonzentration in der Fläche werden das SCS-UH-Modell (U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE (USDA), 1985) bzw. die Gleichungen (B.26) - (B.30) angewendet. GIS-basierte Methoden werden hierbei zur Abschätzung der Parameter  $L_{max}$ ,  $I_{Lmax}$  und  $I_{EZG}$  in Gleichung (B.29) und zur Berechnung der Lag Time  $t_{LAG}$  herangezogen.

Für die Berechnung der Fließzeit im Gerinne wird bei Kenntnis der Gerinnelängen (GIS) der Ansatz nach RICKENMANN (1996) gemäß Gleichung (B.75) verwendet.

Mit den beschriebenen Modellansätzen werden ausschließlich niederschlagsinduzierte Abflussanteile an der Oberfläche erfasst. Sie werden mit einem konstanten Basisabfluss  $Q_B$  beaufschlagt. Die Prozesse der Abflusskonzentration werden im Sinne einfacher Translationsansätze dargestellt. Abflussanteile aus Schnee- und Gletscherschmelzprozessen werden nicht explizit berücksichtigt. Das Modellkonzept basiert auf einer eventbasierten Betrachtung. Für die Implementierung eines Schnee- und Gletschermodells in diese ereignisspezifische Modellierung wäre jeweils die Kenntnis entsprechender Rand- bzw. Anfangsbedingungen von Relevanz, welche wiederum auf Basis einer kontinuierlichen Modellierung zu bestimmen wäre. Der Einfluss von Gletscher- und Schneeschmelzprozessen auf den Hochwasserabfluss wird aus diesem Grund im Sinne einer pragmatischen Methodik erfasst. Für den Zeitraum unmittelbar vor dem jeweiligen Ereignis verfügbare Satellitenbilder des Projektgebietes werden zunächst hinsichtlich der Ausbreitung der Schnee- und Gletscherflächen ausgewertet. Auf Basis dieser Flächenverteilung wird jede der Teilflächen des hydrologischen Modells in der Folge in einen von Schnee oder Gletscher bedeckten Anteil und einen

unbedeckten Flächenanteil unterteilt. Für beide Teilflächen stehen damit voneinander unabhängige Modellparameter für die Bestimmung des effektiven Niederschlages (CN-Werte, Anfangsverluste  $A_v$ ) sowie für die Abflusskonzentration (Lag Time  $t_{LAG}$ ) zur Verfügung. Dies ermöglicht eine näherungsweise Berücksichtigung von stark verzögerten Abflussanteilen infolge einer erhöhten Rückhaltewirkung durch die Schneedecke oder einer raschen Abflussbildung bei bereits gesättigter Schneedecke oder ausgeaperten Gletscherflächen.

Sämtliche Modellparameter werden im Sinne einer Modellkalibrierung angepasst. Neben der grundsätzlichen Verfügbarkeit von Satellitenbildern im Zeitraum unmittelbar vor dem betrachteten Ereignis ist eine entsprechend geringe Wolkenbedeckung erforderlich. Die Systematik der hydrologischen Modellierung mit der Berücksichtigung kartierter Schnee- und Gletscherflächen ist in Abb. 36 dargestellt:



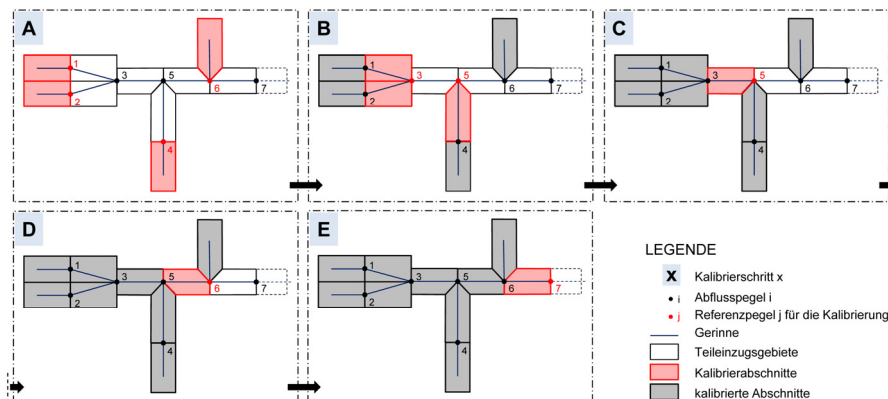
**Abb. 36:** Modellschema für die hydrologische Modellierung – Erfassung von Schnee- und Gletscherflächen auf Basis von Satellitenbildern

Ungeachtet der Thematik, welche hydrologischen Teilprozesse bei der Abflussbildung und -konzentration auf Basis empirischer oder physikalischer Modelle berücksichtigt bzw. vernachlässigt werden, können die gewählten Ansätze für die gebietsweise Berechnung des effektiven Niederschlages  $N_W$  und der Fließzeiten  $t_{LAG}$  als sehr starke Vereinfachung der realen Prozesse betrachtet werden. Der Grund für deren Anwendung erklärt sich durch die wesentliche Aufgabenstellung des Modellkonzeptes: Es sind vordringlich große alpine Einzugsgebiete zu betrachten, in denen für sämtliche abflussrelevanten Zubringer aus den Teil-einzugsgebieten die Abflüsse für eine Reihe historischer Hochwasser zu kalibrieren sind. Demgemäß ergibt sich für jedes Kompartiment im hydrologischen Modell eine von der Wahl des Modellansatzes abhängige Anzahl an Kalibrierparametern. Die gewählten Modelle stellen in dieser Hinsicht eine anwendbare und im Rahmen des Modellkonzeptes praktikable Methodik dar. Zudem sind vereinfachte Ansätze auf Basis des Einheitsganglinienverfahrens durchaus als gängige Methoden bei der Ermittlung von (Bemessungs)Hochwassern zu bewerten. Die Umsetzung der angeführten

hydrologischen Modellansätze erfolgt mit dem Softwarepaket HEC-HMS (v3.4) (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2008b).

Für die 1D-hydraulische Modellierung des Vorfluters wird das korrespondierende Softwareprodukt HEC-RAS (v4.1.0) (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2010) angewendet. Das Modell basiert auf einer instationären Reinwasserbetrachtung unter Zugrundelegung eines impliziten Finite-Differenzen-Schemas für die Lösung der eindimensionalen Saint-Venant-Gleichungen (siehe Kapitel B.2.3.4, Gleichungen (B.42) und (B.43)). Die Begründung, warum die 1D-hydraulische Berechnung auf Reinwasserbasis erfolgt bzw. warum die Geschiebemodellierung nicht in das 1D-hydraulische Modell integriert wird, ergibt sich aus der Betrachtung steiler Gerinne mit wechselnden bzw. schießenden Strömungszuständen. In Kapitel C.2.3 wird darauf näher eingegangen.

Im Rahmen der gekoppelten Modellbetrachtung von Hydrologie und 1D-Hydraulik definieren die Ergebnisse des hydrologischen Modells punktuelle Zuflüsse entlang des 1D-hydraulischen Modells. Lateral wirkende Zuflüsse werden dem Modell dabei näherungsweise auch knotenweise zugegeben. Hinsichtlich der zeitlichen Diskretisierung der Abflüsse wird in Analogie zu den Messdaten für den Niederschlag ein möglichst hoch aufgelöstes und einheitliches Ausgabeintervall verwendet, welches dem Zeitintervall der Abflussmessungen an den Pegeln entspricht. Zumal die Abflüsse der hydrologisch-1D-hydraulischen Modellierung ins Geschiebebilanzierungsschema eingehen, entspricht es auch jenem Zeitintervall, welches den Geschiebeberechnungen zugrunde liegt (vgl. Kapitel C.2.3). Infolge verhältnismäßig kurzer Bilanzierungsabschnitte (kurzen Fließzeiten durch den Abschnitt) ist die Anforderung hinsichtlich eines geringen Zeitintervalls in besonderem Maße gegeben. Die Kalibrierung erfolgt zunächst für die hydrologische-1D-hydraulische Modellierung. Die Vorgehensweise entspricht dem in Abb. 37 dargestellten Schema:



**Abb. 37:** Schema der gekoppelten Kalibrierung des hydrologisch-1D-hydraulischen Modells

Beide Modellkomponenten werden anhand der Abflüsse (aus den Wasserstandsmessungen) an den Pegeln kombiniert kalibriert. Die Vorgehensweise

erfolgt abschnittsweise von oberstrom in Richtung unterstrom, beginnend mit dem Einzugsgebiet des äußerst oberstrom gelegenen Pegels. Nach der Kalibrierung eines Abschnittes erfolgt die Betrachtung des unterstrom angrenzenden Abschnittes. Die bereits kalibrierten Modellparameter bleiben dabei fixiert. Die Abflusspegel können hierbei einerseits an den Gerinnen der Teileinzugsgebiete, d.h. im hydrologischen Modellbereich, und andererseits am Vorfluter situiert sein. Bei ersterem erfolgt die Kalibrierung ausschließlich anhand des Abflusses zu jedem Zeitschritt innerhalb des Ereigniszeitraumes. Bei den Pegeln entlang des Vorfluters erfolgt zudem die Kalibrierung des Wasserstandes.

Die Kalibrierparameter umfassen im Wesentlichen die Anfangsverluste  $A_v$ , die Versickerungsbeiwerte CN sowie die Fließzeiten  $t_{LAG}$  eines jeden Kompartimentes des hydrologischen Modells. Im 1D-hydraulischen Modell werden die Rauheitsparameter  $k_{SI}$  für den Sohl- und Böschungsbereich im Gerinne angepasst. Hierbei wird im Sinne abflussabhängiger Rauheitsparameter auf den mit zunehmendem Abfluss abnehmenden Einfluss der Rauheiten auf die Strömungsverhältnisse eingegangen.

Bewertungskriterien für die Güte der Kalibrierung sind der BIAS-Koeffizient BI der Abflussspitzen gemäß Gleichung (C.1) sowie der NASH-SUTCLIFFE-Koeffizient NS (NASH und SUTCLIFFE, 1970) nach Gleichung (C.2):

$$BI = \frac{C_{max}}{M_{max}} \quad (C.1)$$

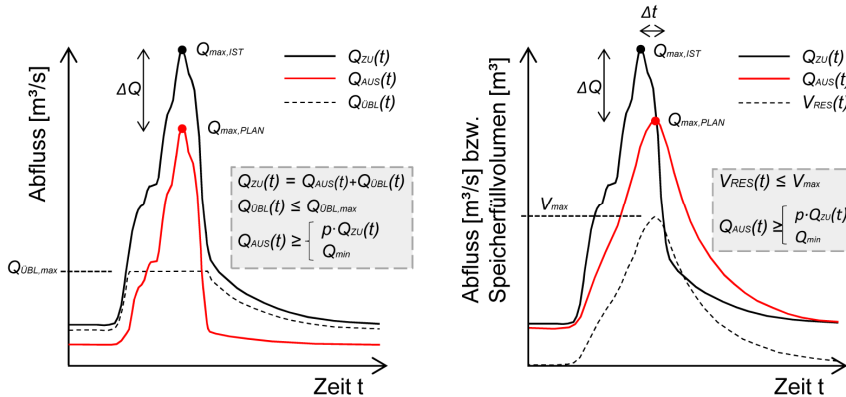
$$NS = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (M_i - C_i)^2}{\sum_{i=1}^N (M_i - M_{avg})^2} \quad (C.2)$$

$C_{max}$  entspricht darin der Abflussspitze der berechneten Hochwasserganglinie,  $M_{max}$  dem gemessenen Abflussmaximum. In Analogie dazu ist  $C_i$  der berechnete Abfluss bzw. die Wassertiefe zum Zeitschritt  $i$ ,  $M_i$  ist der korrespondierende Messwert. Der Parameter  $M_{avg}$  stellt den Mittelwert sämtlicher Messwerte  $M_i$  für Abfluss oder Wasserstand über alle  $n$  Zeitschritte dar.

Angesichts der Vielzahl an Modellparametern in den Kalibrierabschnitten ist als Ergebnis der Kalibrierung nicht zwangsläufig ein eindeutig definierter Parametersatz zu erwarten. Vermutlich ergeben sich mit verschiedenen Parametersätzen vergleichbare Kalibriergüten. Die Vorgehensweise erfolgt daher dahingehend, als dass die Modellparameter von Kompartimenten oder Gerinnen gleicher Charakteristik bei der Kalibrierung nach Möglichkeit pauschal angepasst werden.

Mit der Anwendung der 2D-numerischen Modelle für die Berechnung der Überflutungsflächen werden jene Flussabschnitte des Vorfluters neuerlich kalibriert (ohne Kopplung mit dem hydrologischen Modell). Der numerische Ansatz berücksichtigt Geschiebetransport im Sinne einer Einkornbetrachtung. Änderungen in den Sohllagen führen hierbei im Vergleich zur hydraulischen Reinwasserbetrachtung zu entsprechenden Änderungen in den Wasserspiegellagen und erfordern demnach eine Anpassung der Rauheitsparameter  $k_{ST}$ .

Unter dem Begriff „Schutzmaßnahmen“ für die Reduzierung der Hochwasserschäden werden im Rahmen des Modellkonzeptes jene baulichen Maßnahmen verstanden, bei denen durch konstruktive Maßnahmen am Gewässer eine Reduzierung der Abflüsse an den Unterliegern erzielt wird. Im Wesentlichen sind dies Ausleitungen aus dem Gewässer bzw. Speicher/Rückhaltebecken. Die Maßnahmen stellen gegebenenfalls Komponenten einer Kraftwerksanlage dar. Die Wirkungsweise von Gewässerausleitungen und Speichern ist in Abb. 38 ersichtlich.



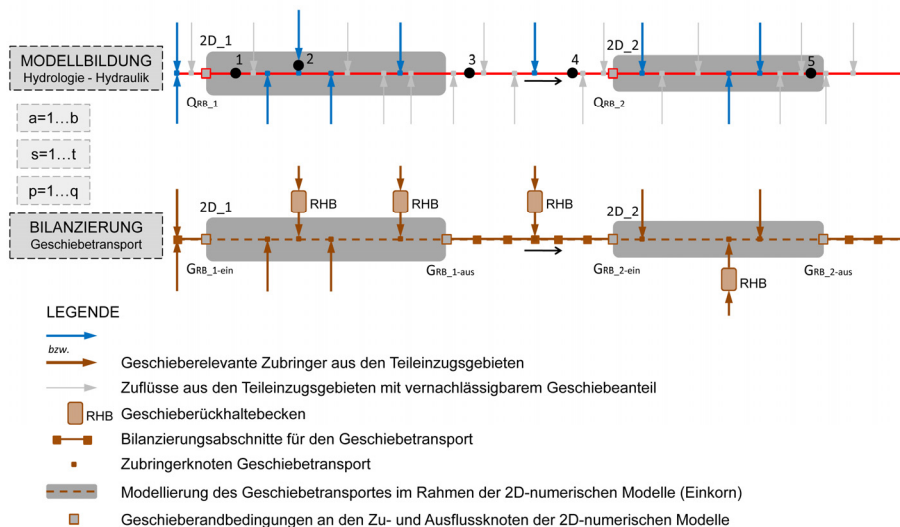
**Abb. 38:** Hochwasserschutzwirkung von Über- bzw. Beileitungen (links) bzw. Rückhaltebecken (rechts);  $Q_{ZU}(t)$  entspricht jeweils dem Zufluss zum Bauwerk,  $Q_{AUS}(t)$  dem Abfluss;  $Q_{ÜBL}(t)$  ist der ausgeleitete Abfluss,  $Q_{ÜBL,max}$  der Ausbauabfluss der Anlage (jeweils in m³/s);  $V_{RES}(t)$  ist das Speicherfüllvolumen,  $V_{max}$  das Fassungsvermögen des Rückhaltebeckens (jeweils in m³);  $Q_{min}$  ist der absolute untere Grenzwert für den erforderlichen Restwasserabfluss;  $p_{min}$  entspricht dem geforderten Mindestwert für das Verhältnis von Ausfluss  $Q_{AUS}(t)$  und Zufluss  $Q_{ZU}(t)$

Aus betrieblicher Sicht wird bei der Implementierung von Ausleitungen ein hochwassersicherer Betrieb angenommen. Der Ausfall der Anlagen bzw. die Einstellung des Betriebes bei Hochwassern bzw. Spülungen werden nicht berücksichtigt. Hochwasserrückhaltebecken werden im Sinne einer optimalen Schutzwirkung für jedes betrachtete Szenario gesteuert. Der Ausfluss  $Q_{AUS}(t)$  aus den Becken wird unter Einhaltung der vorgeschriebenen Restwasserabflüsse dahingehend modelliert, dass das verfügbare Rückhaltevolumen bei jedem Szenario nach Möglichkeit optimal genutzt wird. Anforderungen aus ökologischer Sicht betreffend geforderter Mindestrestwasserabflüsse werden in Form eines minimal zulässigen Abflusses  $Q_{min}$  bzw. eines prozentuellen Anteils  $p_{min}$  des Abflusses  $Q_{AUS}(t)$  am Zufluss  $Q_{ZU}(t)$  Rechnung getragen. Die Implementierung in die jeweilige Modellkomponente erfolgt je nach Situierung der Maßnahme, im Regelfall finden die Schutzmaßnahmen im hydrologischen Modell Berücksichtigung.

### C.2.3 Geschiebebilanzierung

Die Berechnung des Geschiebetransportes im Projektgebiet erfolgt zunächst durch Anwendung empirischer Ansätze im Rahmen eines Bilanzierungsschemas. Betrachtet werden hierbei sowohl die Prozesse in den Teileinzugsgebieten als auch der gesamte Gewässerabschnitt des Vorfluters. Der wesentliche Zweck der Geschiebebilanzierung besteht in Analogie zur hydrologisch-1D-hydraulischen Modellierung darin, die relevanten Geschiebeprozesse in der gesamten Talschaft durchgängig zu erfassen. Bei der 2D-numerischen Modellierung der Siedlungsgebiete zur Bestimmung der Überflutungsflächen wird der Transport von Geschiebe direkt berücksichtigt. Entsprechend ergeben sich aus dem Bilanzierungsschema die hierfür benötigten Randbedingungen (Geschiebeeinträge). Sowohl der empirische als auch der numerische Modellansatz basieren auf einer Einkornbetrachtung.

In Abb. 39 sind das Geschiebebilanzierungsschema sowie die Zusammenhänge zu den hydrologisch-1D-hydraulischen und 2D-numerischen Modellen schematisch dargestellt.



**Abb. 39:** Bilanzierung Geschiebetransport – Geschieberelevante Zubringer aus den Teileinzugsgebieten bzw. Geschiebebilanzierungsschema entlang des Vorfluters im Projektgebiet (die Bilanzierungsabschnitte in den Teileinzugsgebieten sind im dargestellten Schema nicht enthalten)

Der Geschiebeberechnung geht eine umfassende Datenerhebung, die Kartierung des Projektgebietes bzw. die Erhebung von Modellparametern voraus, im Zuge derer zunächst für sämtliche Zubringer aus den Teileinzugsgebieten eine Einschätzung über deren Abflusscharakter erfolgt. Jene Teileinzugsgebiete, bei welchen im Hochwasserfall eine relevante Geschiebefracht zu erwarten ist, finden im Bilanzierungsschema Berücksichtigung (die blau bzw. braun dargestellten Zubringer

in Abb. 39). Die übrigen Zubringer in den Vorfluter werden gemäß der Nomenklatur aus ONR 24800 (2009) und DIN 19663 (1985) als hochwasserführende Gewässer ohne relevanten Geschiebetransport betrachtet und dementsprechend in die Geschiebeberechnung nicht mit einbezogen (vgl. Tab. 1).

Das Bilanzierungsschema basiert grundsätzlich auf einer „Schlüsselstreckenbetrachtung“. Demgemäß definiert ein repräsentativer Teil eines Gerinneabschnittes mit definierter Querprofilstruktur und entsprechendem Längsgefälle die Transportverhältnisse des gesamten Abschnittes bzw. eines Teileinzugsgebietes. Bei der Betrachtung der Zubringer aus den Teileinzugsgebieten sind vorwiegend die Transportraten bzw. Geschiebefrachten am Schwemmkegel bzw. an den jeweiligen Gebietsauslässen zu bestimmen. Entsprechend stellen in den Teileinzugsgebieten jene Gerinneabschnitte die Schlüsselstrecken dar, die bezüglich der Frachten am Gebietsauslass transportlimitierend wirken (vgl. Kapitel B.1.2). Im Wesentlichen sind dies verhältnismäßig flache Gerinneabschnitte bzw. Umlagerungsstrecken mit großen Gerinnebreiten.

Entlang des Vorfluters liegt der Einteilung in Bilanzierungsabschnitte die Voraussetzung zugrunde, dass die Gewässerabschnitte im Hinblick auf die Querprofilstruktur, das Längsgefälle sowie die Beschaffenheit der Gerinnesohle nach Möglichkeit homogen sind.

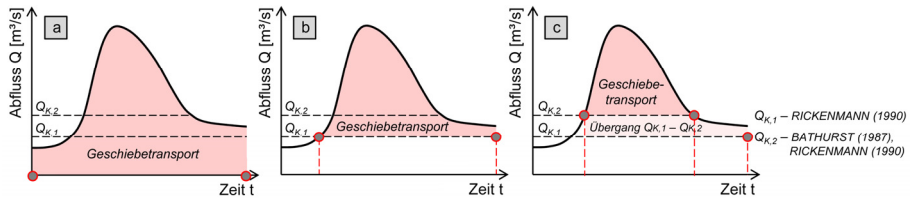
Im Zuge der Geschiebebilanzierung erfolgt für jede der definierten Schlüsselstrecken eine dynamische Berechnung der Transportraten basierend auf empirischen Gleichungen und den korrespondierenden Abflüssen aus dem hydrologischen und dem 1D-hydraulischen Modell. Die errechneten Transportkapazitäten  $G_{TK}$  werden mit den jeweils vom oberstrom gelegenen Abschnitt eingetragenen Geschiebemengen und der für den Transport verfügbaren Geschiebemenge (Geschiebepotential POT) im Abschnitt verglichen. Aus dieser Bilanz ergibt sich der Eintrag in den jeweils unterstrom gelegenen Bilanzierungsabschnitt.

Wesentliche Datengrundlage, welche es im Rahmen einer Geländekartierung zu erheben gilt, sind Linienzahlanalysen und Volumsproben in möglichst jedem Bilanzierungsabschnitt, die Bestimmung des jeweiligen Geschiebepotentials POT (aus der Sohle bzw. aus dem mit dem Bilanzierungsabschnitt korrespondierenden Teileinzugsgebiet) sowie jeweils Angaben zum Längsgefälle  $I_S$  und zur Gerinnebreite B.

Im Folgenden werden jene empirischen Ansätze beschrieben, welche die Grundlage des Bilanzierungsschemas bilden. Des Weiteren wird im Detail auf die Vorgehensweise bei der Bilanzierung eingegangen. Es folgen Erläuterungen zur Wahl der beschriebenen Berechnungsansätze sowie zur Kalibrierung bzw. Plausibilisierung der ermittelten Geschiebetransportraten. Auf die Geschiebetransportberechnungen im Kontext der 2D-numerischen Modellierung wird in Kapitel C.2.4 näher eingegangen.

Für die Berechnung der Transportkapazitäten  $G_{TK}$  der Zubringer aus den Teileinzugsgebieten wird der Ansatz nach RICKENMANN (2005) gemäß Gleichung (B.112) verwendet. Der Ansatz ergibt sich durch vereinfachende Annahmen für die Verhältnisse  $d_{90}/d_{30}$  und  $\rho_s/\rho_w$  aus Gleichung (B.111) und ist dementsprechend für den Gefällebereich  $0.04 \% \leq I_S \leq 20 \%$  anwendbar. RICKENMANN (2005) empfiehlt die Anwendung von Gleichung (B.112) bei fluviatilem Transportcharakter. Murartige Verhältnisse finden dementsprechend im Modellkonzept keine Berücksichtigung. Für

die Berechnung des kritischen Abflusses  $Q_K$  in Gleichung (B.112) kommen die Gleichungen (B.129) nach BATHURST (1987) bzw. RICKENMANN (1990) und (B.131) nach RICKENMANN (1990) zur Anwendung. Gleichung (B.129) spiegelt Sohlverhältnisse ohne ausgeprägte Deckschicht wider. Gleichung (B.131) basiert auf Versuchen an Blockrampen.  $Q_K$  aus (B.131) ist damit als jener Abfluss zu deuten, der zum Aufbruch der Deckschicht führt. Die Anwendung der beiden Ansätze erfolgt in Abhängigkeit der Sohlverhältnisse in den Bilanzierungsabschnitten gemäß den in Abb. 40 illustrierten Varianten [a], [b] und [c]:



**Abb. 40:** Modellannahmen [a], [b] und [c] für die Berechnung des kritischen Abflusses  $Q_K$  bei Transportbeginn; die Ermittlung von  $Q_{K,1}$  erfolgt nach Gleichung (B.129) nach BATHURST (1987) bzw. RICKENMANN (1990),  $Q_{K,2}$  wird mittels Gleichung (B.131) nach RICKENMANN (1990) berechnet

$Q_{K,1}$  bedeutet darin den kritischen Abfluss nach Gleichung (B.129),  $Q_{K,2}$  jenen nach Gleichung (B.131). Bei der Modellannahme [a] erfolgt der Geschiebetransport im gesamten Ereigniszeitraum des Hochwassers. Variante [b] mit  $Q_K = Q_{K,1}$  bedingt Geschiebetransport in jenem Zeitraum, innerhalb welchem der Abfluss den Wert  $Q_{K,1}$  überschreitet. Bei der Modellannahme [c] findet der Transportbeginn bei Überschreiten von  $Q_{K,2}$  statt. Ab diesem Zeitpunkt wird für  $Q_K$  in Gleichung (B.112) eine funktionale Annahme innerhalb des Bereiches zwischen  $Q_{K,1}$  und  $Q_{K,2}$  getroffen. Die Anwendung der Modellannahmen [a], [b] und [c] richtet sich in erster Linie nach den Sohlverhältnissen entlang der „Schlüsselstrecken“ sowie der Geschiebepotentiale POT in den Teileinzugsgebieten. Sohlverhältnisse ohne ausgeprägte Deckschicht mit verhältnismäßig feinem Material erlauben unter Umständen die Vernachlässigung von  $Q_K$ , insbesondere bei der Betrachtung hoher Abflüsse. Konträr dazu veranlassen Verhältnisse mit ausgeprägten Abfluss-Becken-Sequenzen, bei denen sehr raue Sohlelemente dominieren und nur geringfügig Sohlmaterial für den Transport zur Verfügung steht, zur Annahme höherer Werte für  $Q_K$ , etwa gemäß Modellannahme [c].

Die Ergebnisse der Geschiebebilanzierung sind als Abschätzung der zu erwartenden Transportraten bzw. Geschiebefrachten  $V_G$  zu interpretieren. Die in Abb. 40 illustrierten Modellannahmen für den kritischen Abfluss  $Q_K$  sind damit in gewisser Weise als Möglichkeit zur Kalibrierung der Modellrechnungen zu betrachten. Sie bedeuten hinsichtlich der Diskrepanz zwischen der theoretisch errechneten Transportkapazität  $G_{TK}$  und den infolge beschränkter Geschiebeverfügbarkeit in der Realität häufig geringeren Transportraten eine „Ersatzmaßnahme“ (insbesondere Modellannahme [c]), um die Berechnungsergebnisse den beobachteten Transportraten anzunähern.



Gleichung (B.112) nach RICKENMANN (2005) enthält als wesentlichen Modellparameter das Sohlgefälle  $I_s$ . Bei der Berechnung der Transportraten der Zubringer aus den Teileinzugsgebieten wird hierfür das maßgebende Gefälle der Schlüsselstrecke verwendet. Zudem werden Formverluste infolge Sohlstrukturen in Form einer Abminderung der Sohlgefälles  $I_s$  gemäß Gleichung (B.119) berücksichtigt. Die Bestimmung des Verhältnisses von Kornreibung  $n_r$  zum gesamten Fließwiderstand  $n_{ges}$  basiert auf den Gleichungen (B.121b) und (B.122). Der Koeffizient  $\alpha_1$  in Gleichung (B.119) ist wiederum als Kalibrierparameter zu betrachten und wird im Intervall  $[1, 2]$  angenommen.

Entlang der Bilanzierungsabschnitte des Vorfluters wird der Modellansatz nach SMART und JÄGGI (1983), (Gleichungen (B.104) - (B.109)) zur Berechnung der Transportkapazitäten  $G_{TK}$  angewendet. In Analogie zur Berechnungsmethode für die Zubringer werden wiederum Formverluste berücksichtigt, indem die Gleichungen (B.119) in Kombination mit Gleichung (B.121b) oder (B.122) in das Berechnungsschema nach SMART und JÄGGI (1983) eingebunden werden. Sowohl der Ansatz nach RICKENMANN (2005) für die Berechnung der Transportkapazität  $G_{TK}$  als auch die Gleichungen (B.121b), (B.122), (B.129) und (B.131) für den kritischen Abfluss  $Q_K$  bzw. zur Berücksichtigung von Formverlusten sind jeweils unabhängig von den abflussspezifischen hydraulischen Verhältnissen im Gerinne, d.h. für die Berechnung von  $G_{TK}$ ,  $Q_K$  und  $I_{s,red}$  ist ausschließlich die Kenntnis des Abflusses  $Q$  und der Kornparameter  $d_{xx}$  nötig. Im Modellschema nach SMART und JÄGGI (1983) hingegen sind als weitere wesentliche Parameter die Abflusstiefe  $h_{misch}$  des Wasser-Feststoff-Gemisches bzw. der hydraulische Radius  $R$  enthalten. Die Lösung des Gleichungssystems (B.104) - (B.109) nach  $h_{misch}$  erfolgt demgemäß auf iterativem Weg. Im Modellkonzept erfolgt dies unter Einbeziehung der Ergebnisse des 1D-hydraulischen Modells gemäß Gleichung (C.3) mit dem spezifischen Abfluss  $q$ , der spezifischen Geschiebetransportkapazität  $g^*$ , der Gerinnebreite  $B$  und dem Abfluss  $Q_{1D}$  aus der hydraulischen Modellierung:

$$\underbrace{q \cdot B}_{Q_{RW}} + \underbrace{q \cdot g^* \cdot B}_{G_{TK}} = Q_{1D} \quad (C.3)$$

$Q_{1D}$  wird darin dem Gesamtabfluss, bestehend aus dem Reinwasser- und Feststoffanteil, gleichgesetzt. Für den spezifischen Reinwasserabfluss  $q$  nach SMART und JÄGGI (1983) ergibt sich daraus folgende Gleichung:

$$q = \frac{Q_{1D}}{B \cdot (1 + g^*)} \quad (C.4)$$

Die Annahme, dass der Abfluss aus dem 1D-hydraulischen Modell dem Gesamtabfluss gleichgesetzt wird, ist insofern gerechtfertigt, als die für die Modellkalibrierung herangezogenen Wasserstandsmessungen an den Abflusspegeln ebenfalls auf den Gesamtabfluss bezogen sind. Voraussetzung für diese Annahme ist eine im Wesentlichen stabile Sohle im Pegelbereich.

Die angeführten Formelansätze liegen der Geschiebebilanzierung zugrunde. Diese erfolgt dynamisch bzw. im Sinne einer quasi-instationären Betrachtung unter Annahme eines konstanten Zeitschrittes  $\Delta t$ , der nach Möglichkeit dem für die Ausgabe der Ergebnisse gewählten Zeitschritt im hydrologischen bzw. 1D-hydraulischen Modell entspricht. Die Vorgehensweise basiert auf dem Formelschema (C.5). Dargelegt wird darin die Bilanzierung zum Zeitschritt  $i$  im Abschnitt  $j$ .

$$\begin{aligned}
 G_{TK,i} = 0 & \xrightarrow{ja} AUS_i = 0 \\
 \downarrow_{nein} \\
 G_{TK,i} \leq EIN_i & \xrightarrow{ja} AUS_i = G_{TK,i} \\
 \downarrow_{nein} \\
 (G_{TK,i} \cdot \Delta t) \leq (VOL_{i-1} + EIN_i \cdot \Delta t) & \xrightarrow{ja} AUS_i = G_{TK,i} \\
 \downarrow_{nein} \\
 (G_{TK,i} \cdot \Delta t) > (VOL_{i-1} + EIN_i \cdot \Delta t) & \rightarrow AUS_i = \frac{(VOL_{i-1} + EIN_i \cdot \Delta t)}{\Delta t}
 \end{aligned} \tag{C.5}$$

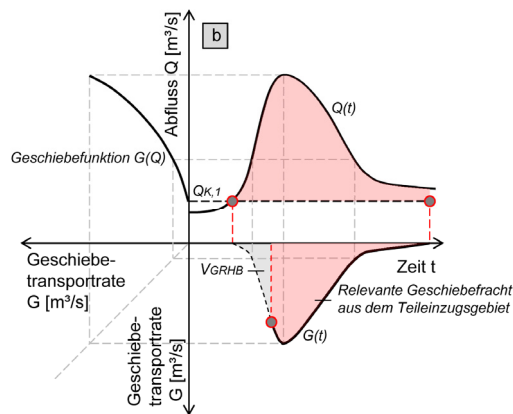
$G_{TK,i}$  entspricht darin der errechneten Transportkapazität gemäß den angeführten Ansätzen zum Zeitschritt  $i$ . Der Parameter  $AUS_i$  stellt die zum Zeitschritt  $t = i$  aus dem Abschnitt  $j$  austretende Geschieberate in  $m^3/s$  dar. In Analogie dazu ist  $EIN_i$  die einströmende Geschieberate.  $VOL_i$  ist das zum Zeitschritt  $t = i$  im Gerinne für den Transport verfügbare Material in  $m^3$ .  $VOL_i$  ergibt sich aus der Bilanz des am Beginn der Berechnung im Abschnitt verfügbaren Potentials  $POT$  ( $m^3$ ) und den gesamten bis zum Zeitschritt  $t = i$  zu- und ausgeströmten Geschiebemengen in  $m^3$  (Gleichung (C.6)).

$$VOL_i = POT + \sum_{t=1}^i ((EIN_t - AUS_t) \cdot \Delta t) \tag{C.6}$$

Zum Zeitschritt  $t = i$  wird im Abschnitt  $j$  die errechnete Transportkapazität  $G_{TK,i}$  mit dem vom Abschnitt  $(j - 1)$  oberstrom ankommenden Geschiebe  $EIN_i$  und dem im Abschnitt  $j$  zum Zeitschritt  $t = i$  verfügbaren Geschiebe  $VOL_i$  bilanziert. Daraus ergeben sich die zum Zeitschritt  $t = i$  ausströmende Geschiebemenge  $AUS_i$  bzw. nach Berechnung aller Zeitschritte die ausströmende Geschiebeganglinie aus Abschnitt  $j$ . Entsprechend der Transportkapazität  $G_{TK}$  und dem verfügbaren Material  $VOL$  stellt sich dabei im Abschnitt  $j$  die Ablagerung oder der Austrag von Geschiebe ein. Aufgrund der abschnittweisen Betrachtung sind diese Werte als Gesamtsummen für den Bilanzierungsabschnitt zu verstehen, die durchschnittliche Veränderung der Sohlage im Abschnitt folgt durch Division der Sohlfläche.

Gemäß dem Formelschema (C.5) finden im Geschiebebilanzierungsschema die Fließzeiten durch die Modellabschnitte keine explizite Berücksichtigung.

Wie in Abb. 39 ersichtlich ist, werden gegenwärtig im Projektgebiet bestehende Geschieberückhaltebecken GRHB ins Bilanzierungsschema integriert. Folgende vereinfachende Annahme liegt dabei der Berechnung zu Grunde: Ins Rückhaltebecken eingetragenes Geschiebe wird solange vollständig im Staubereich zurückgehalten, bis das abgelagerte Geschiebevolumen das Retentionsvolumen  $V_{GRHB}$  des Rückhaltebeckens übersteigt. Ab diesem Zeitpunkt wird das einströmende Geschiebe vollständig durch das Becken hindurch und in den nächstfolgenden Bilanzierungsabschnitt weitergeleitet. Abbildung 41 veranschaulicht diese Vorgehensweise. Für jene Teileinzugsgebiete, in denen am Gebietsauslass Rückhaltebecken situiert sind, erfolgt mit dem Formelschema (C.5) die Berechnung der ins Rückhaltebecken zuströmenden Geschiebemenge. Ausströmendes Geschiebe ergibt sich in der Folge wie beschrieben nach dem Schema in Abb. 41. Es stellt insofern eine vereinfachende Annahme dar, als Dosier- oder Sortiereffekte nicht berücksichtigt bzw. rechnerisch im Bilanzierungsschema erfasst werden. Das mögliche Rückhaltevolumen  $V_{GRHB}$  wird unmittelbar mit anlaufender Hochwasserwelle in Anspruch genommen, ein kontinuierlicher partieller Austrag feiner Kornfraktionen bzw. des im unmittelbaren Bereich der Auslässe abgelagerten Materials wird vernachlässigt.



**Abb. 41:** Modellhafte Abbildung von Rückhaltebecken GRHB bei der Geschiebebilanzierung in den Teileinzugsgebieten;  $V_{GRHB}$  entspricht dem Rückhaltepotential der Bauwerksstruktur in  $m^3$ ; das dargestellte Schema fundiert beispielhaft auf der Annahme für  $Q_K$  nach Abb. 40, Modellansatz (b)

Die empirischen Ansätze für die Berechnung der Geschiebetransportkapazitäten  $G_{TK}$  liefern im Allgemeinen deutliche Streubreiten in den Ergebnissen. Natürliche Ereignisse weichen häufig von den theoretisch ermittelten Werten ab, vielmals sind bei Naturereignissen ein nicht eindeutiger Zusammenhang von Abfluss und Geschiebetransport bzw. im Vergleich zu den theoretisch ermittelten Werten geringere Transportraten zu beobachten (vgl. Abb. 25 bzw. Abb. 26). Die Gründe hierfür sind sehr vielfältig und insbesondere individuell von der Einzugsgebiets- und Gerinnecharakteristik sowie der Ereignischarakteristik abhängig. RICKENMANN (z.B.

(2005), (2006)) bzw. PALT (2001) führen hierfür neben den erhöhten Fließwiderständen infolge Sohlstrukturen vor allen Dingen die für den Transport beschränkte Verfügbarkeit an. Im Hinblick auf die Aussagekraft von Geschiebetransportberechnungen ist aus diesem Grund nach Möglichkeit eine Plausibilisierung der Berechnungen durch Vergleiche mit beobachteten Naturereignissen im betrachteten Einzugsgebiet, in unmittelbar angrenzenden Einzugsgebieten oder Einzugsgebieten ähnlicher Charakteristik anzustreben. Zudem stellen Erfahrungswerte und die Kenntnis der Charakteristik ablaufender geschieberelevanter Prozesse seitens zuständiger Behörden wertvolle Informationen dar.

Die Plausibilisierung der Ergebnisse des Geschiebebilanzierungsschemas basiert auf diesen Informationsquellen. Zudem werden die Kartierung der Teileinzugsgebiete und hierbei insbesondere die Abschätzung des mobilisierbaren Geschiebepotentials POT sowie empirische Schätzformeln für die Abschätzung ereignisbezogener Geschiebefrachten herangezogen. Die Wahl des Ansatzes zur Bestimmung des kritischen Abflusses  $Q_K$  nach Abb. 40, die Berechnung des reduzierten Sohlgefälles nach den Gleichungen (B.121b) oder (B.122) sowie die Definition des Parameters  $\alpha_1$  in Gleichung (B.119) innerhalb des plausiblen Bereiches [1,2] stellen dabei jene Möglichkeiten dar, die Berechnungsergebnisse nach den Erkenntnissen der Plausibilisierung anzupassen.

Die wesentliche Begründung für die Geschiebetransportberechnung im Sinne des beschriebenen Bilanzierungsschemas ist die Notwendigkeit zur Erfassung des gesamten Untersuchungsgebietes mit sämtlichen geschieberelevanten Teileinzugsgebieten. Für sämtliche Zubringer in den Vorfluter werden die ereignisbezogenen Transportraten erfasst und dem Vorfluter zugeführt. Anhand der Bilanzierungsabschnitte entlang des Vorfluters (und anhand des 2D-numerischen Modells) erfolgt der räumliche und zeitliche Konnex. Gegenwärtig existieren für Geschiebetransportberechnungen in steilen Gerinnen numerische Modelle, deren Anwendung im Hinblick auf die Fokussierung alpiner Einzugsgebiete durchaus vorstellbar ist. SETRAC (RICKENMANN et al., 2006) bzw. PROMAB<sup>GIS</sup> (RINDERER et al., 2009) sind entsprechende Softwareprodukte. Die in Kapitel B.4.3.3 angeführten Transportansätze nach RICKENMANN ((1990), (1991), (2005), (2001)) (Gleichungen (B.111) - (B.115)) sowie die angeführten Ansätze für die Abschätzung des kritischen Abflusses  $Q_K$  und der Formverluste (Kapitel B.4.4 und B.4.5) sind darin implementiert. Ebenso ermöglicht die Software HEC-RAS (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2008a) die Berechnung des Geschiebetransportes, wenn auch nur für Gerinneneigungen bis maximal 2.3 %.

Auf die Verwendung dieser numerischen Modelle im Rahmen des Modellkonzeptes wird aus zwei Gründen verzichtet: Deren Anwendung erfordert jeweils die genaue Kenntnis der geometrischen Verhältnisse entlang der Gerinne, auch jener in den Schlüsselstreckenbereichen der Teileinzugsgebiete. Terrestrische Profilaufnahmen für sämtliche betrachtete Abschnitte sind in Anbetracht der Tatsache, dass das Modellkonzept insbesondere für große alpine Einzugsgebiete ( $\geq 1000 \text{ km}^2$ ) angewendet wird, dabei überaus aufwendig. Zudem ist die quasi-instationäre 1D-hydraulische Modellierung (HEC-RAS) bei der Berücksichtigung des Geschiebetransportes in steilen Gerinnen mit Instabilitäten bzw. Fehlern behaftet. Dies ist insbesondere bei wechselnden Fließzuständen und schießenden

Strömungsverhältnissen, welche in Gebirgsflüssen und Wildbächen naturgemäß auftreten, der Fall.

Aus den genannten Gründen wird für die Berechnung der Geschiebetransportraten in den Teileinzugsgebieten Gleichung (B.112) nach RICKENMANN (2005) angewendet. Die Bestimmung des Sohlgefälles  $I_s$  erfolgt mit GIS-basierten Methoden unter Zugrundlegung eines digitalen Geländemodelles auf Basis von Airborne Laserscandaten. Eine Abhängigkeit von  $G_{TK}$  von der mittleren Abflusstiefe  $h_m$  oder vom hydraulischen Radius  $R$  ist nicht gegeben, entsprechend ist eine detaillierte terrestrische Vermessung nicht erforderlich.

Für die 1D-hydraulische Modellierung hingegen ist eine terrestrische Flussprofilaufnahme des gesamten Vorfluters ohnehin erforderlich, die Anwendung des Ansatzes nach SMART und JÄGGI (1983) ist für diese Bilanzierungsabschnitte daher durchaus geeignet und praktikabel.

#### C.2.4 2D-numerische Modelle

Modellumgebung für die 2D-numerische Berechnung der Überflutungsflächen in den Siedlungsgebieten ist das Softwarepaket HYDRO\_GS-2D ((NUJIC, 2009a), (NUJIC, 2009b)). Das Berechnungsverfahren basiert auf den 2D-tiefengemittelten Erhaltungsgleichungen für Masse und Impuls. Die Diskretisierung erfolgt auf Basis eines Finite-Volumen-Schemas mit explizitem Zeitschrittverfahren. Der Transport von Geschiebe im Sinne einer Berechnung für einen repräsentativen Korndurchmesser basiert auf der erweiterten Transportformel nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949) (siehe Kapitel B.4.3.1) bzw. der Lösung der Exner-Gleichung für den Massenerhalt des in Bewegung befindlichen Sediments und jenem in der Sohle. Mit der Erweiterung der Transportformel nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949) werden der Einfluss von Flusskrümmungen auf den Geschiebetransport sowie jener von längs und quer zur Strömungsrichtung gerichteten Sohlneigungen berücksichtigt. Ersterer erfolgt durch die Erfassung der Richtungsabweichung der Sohlenschubspannung von der mittleren Strömungsrichtung in Abhängigkeit der Wassertiefe und des Krümmungsradius. Aus der Sohlneigung ergibt sich in Abhängigkeit der Sohlneigungswinkel längs und quer zur Strömungsrichtung eine Abweichung des kritischen SHIELDS-Parameters von jenem Wert für die horizontale Sohle. Zudem führt die Sohlneigung bzw. die Gravitation zu einer Änderung der Richtung des Geschiebetransportes (NUJIC, 2009b).

Den Berechnungen liegt ein Rechnetz für die Siedlungsgebiete auf Basis von terrestrischen Vermessungsarbeiten und Airborne Laserscandaten zugrunde. In Analogie zur hydrologisch-1D-hydraulischen Modellierung werden Abflussganglinien mit derselben zeitlichen Diskretisierung betrachtet.

Die konzeptbedingte Vorgehensweise, wonach die 2D-numerische Modellierung explizit für jene Bereiche durchgeführt wird, für welche die Überflutungsflächen zu ermitteln sind, begründet sich damit, dass die Modellierung des gesamten Vorfluters bei Berücksichtigung des Geschiebetransportes mit zu hohem Rechenaufwand verbunden ist. Der Prozess der kombinierten Kalibrierung von hydrologischem und hydraulischem Modell erfordert eine entsprechend hohe Zahl an Rechenläufen. Zudem ist im Modellkonzept die Simulation einer Vielzahl verschiedener Szenarien vorgesehen. Eine vollständige 2D-numerische Betrachtung des Vorfluters, bei

welcher die Anwendung des 1D-hydraulischen Modells nicht notwendig wäre, ist daher nicht praktikabel.

Die 2D-numerischen Modelle werden ausschließlich auf jene Gerinneabschnitte angewendet, welche in den Siedlungsgebieten liegen und daher entsprechend geringere Neigungsverhältnisse aufweisen. Instabilitäten und Fehler in den Berechnungen infolge der Berücksichtigung des Geschiebetransportes (vgl. Kapitel C.2.3) sind daher nicht zu erwarten. Zudem ist die Anwendung des Transportansatzes nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949), welche im Allgemeinen ausschließlich für Neigungsverhältnisse von  $0.04 \% \leq I_s \leq 2.3 \%$  anwendbar ist, gerechtfertigt.

Mit der Anwendung der Software HYDRO\_GS-2D (NUJIC, 2009b) ist die Problematik verbunden, dass eine abflussabhängige Eingabeform der Rauheitsparameter gegenwärtig nicht hinreichend möglich ist. Im Zuge der Kalibrierung der Wasserstände während der ablaufenden Hochwasserwelle wird deshalb das Augenmerk auf eine adäquate Abbildung der hohen Abflüsse, welche hinsichtlich der Ausuferungen maßgebend sind, gelegt. Modellbedingte Fehler infolge zu glatter Rauheitswerte bei geringen Abflüssen, insbesondere auch im Zusammenhang mit den Geschiebetransportkapazitäten  $G_{TK}$  und Änderungen der Sohlagen, werden hierbei vernachlässigt.

Aufgrund der eventbasierten Betrachtungsweise bei der Modellierung der Abfluss- und Geschiebeprozesse erfolgt keine Validierung der Modellkomponenten.



### C.3 Statistisch-stochastischer Ansatz zur Bewertung kumulativer Hochwasserschäden

#### C.3.1 Hochwasserstatistik

Die statistische Analyse von Jahreshöchstabflüssen bildet die Grundlage für das statistisch-stochastische Bewertungsmodell (siehe Kapitel C.3.3). Anhand der berechneten Verteilungsfunktion eines Pegels werden den betrachteten Szenarien – hierbei werden jeweils die Abflussspitzen  $Q_{\max}$  für die Analyse herangezogen – Jährlichkeiten  $T$  bzw. Unterschreitungswahrscheinlichkeiten  $U_Q$  zugeordnet. Dieser Zusammenhang wird an einem Abflusspegel im Projektgebiet, an dem nach Möglichkeit eine entsprechend lange Stichprobe  $n$  vorliegt, hergestellt. Der für das Bewertungsmodell erforderliche hydraulische Zusammenhang mit den Zuflüssen zu den 2D-numerischen Modellbereichen erfolgt über die hydrologisch-1D-hydraulische Modellierung.

Grundlage für die statistische Analyse innerhalb des in dieser Arbeit vorgestellten Modellkonzeptes ist das DVWK-Merkblatt 251/1999 „Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen“ (DVWK, 1999). Auf die im Merkblatt „DWA-M 552 - Ermittlung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten“ (DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT ABWASSER UND ABFALL E.V. (DWA), 2010) beschriebenen Richtlinien wird in dieser Arbeit nicht eingegangen, zumal sich diese Richtlinie noch in Bearbeitung befindet bzw. derzeit noch nicht veröffentlicht und damit zur Anwendung empfohlen ist. Mit dieser neuen Richtlinie einhergehend ist eine umfassende Erweiterung der Datengrundlage bzw. der Methoden bei der Bestimmung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten im Sinne einer kausalen, zeitlichen sowie räumlichen Informationserweiterung. Im Merkblatt werden diese Methoden unter dem Begriff „Extremwerthydrologie“ gefasst, die Methodik gemäß DVWK (1999) wird dabei als „Extremwertstatistik“ bezeichnet.

Gemäß den Richtlinien nach DVWK (1999) liefert die statistische Analyse von Hochwasserabflüssen einen zuverlässigen Extrapolationsbereich für Jährlichkeiten  $T$ , welche das  $(2+3)$ -fache der Stichprobenlänge  $n$  nicht überschreiten. Weiters sind für brauchbare statistische Aussagen Pegelbeobachtungsdauern von mindestens 20 Jahren erforderlich (DVWK, 1999). In Anbetracht des in Kapitel C.3.3 beschriebenen Bewertungsmodells und der darin durchgeführten Kategorisierung der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  in Form von Unterschreitungswahrscheinlichkeiten  $U_Q$  ist dieser Aspekt zu berücksichtigen. Streng genommen sind die betrachteten historischen Hochwasser  $a = 1 \dots b$  demgemäß in jenem Umfang skalierbar, bei welchem die sich im Bereich des Abflusspegels ergebenden Jährlichkeiten  $T$  der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  das  $(2+3)$ -fache der Stichprobenlänge  $n$  nicht überschreiten. Gemäß DVWK (1999) ergeben sich folgende weitere allgemeine Anforderungen an die Serie von Jahreshöchstabflüssen:

- Die Stichprobe ist von Fehlern in der Datenerfassung, usw. bereinigt.
- Sie besteht aus voneinander unabhängigen Elementen.
- Sie ist homogen, d.h. ihre Elemente sind nicht durch anthropogene Veränderungen im Gebiet beeinflusst.



- Die Stichprobe spiegelt das langfristige Abflussverhalten des Pegeleinzugsgebietes wider.

Die Durchführung der statistischen Analyse erfolgt mit der Software HQ-EX<sup>®</sup> 3.0 (DHI-WASY GMBH, 2007). Entsprechend werden die in Tab. 20 angeführten Verteilungsfunktionen berechnet. Die Bestimmung der Funktionsparameter basiert jeweils auf drei gängigen Methoden, der Momentenmethode (MM), der Maximum-Likelihood-Methode (MLM) sowie der Methode der wahrscheinlichkeitsgewichteten Momente (WGM). Für die Beurteilung der Anpassungsgüte der jeweiligen Funktionen werden die Anpassungsmaße nach den in Tab. 20 angeführten Methoden ermittelt (DVWK, 1999). Im Bewertungsmodell findet schließlich jene Verteilungsfunktion mit der besten Anpassungsgüte Verwendung.

**Tab. 20:** Verteilungsfunktionen und Methoden zur Bestimmung der Anpassungsgüte bei der statistischen Analyse von Jahreshöchstabflüssen

Verteilungsfunktion	Anpassungsgüte
GUMBEL (E1)	Anpassungsmaß nach KOLOMOGOROV
Allgemeine Extremwertverteilung (AEV)	$n \omega^2$ -Anpassungsmaß
ROSSI (ME)	Quantil-Korrelation $n_p$
Logarithmische Normalverteilung (LN 3)	
PEARSON-Typ 3 (P 3)	
PEARSON-Typ 3, logarithmisch (LP 3)	
WEIBULL (WB 3)	

### C.3.2 Schadenermittlung – Werteinventar, Schadenmodell

Im Rahmen der Schadenermittlung erfolgt die monetäre Bewertung von Hochwasserschäden infolge der berechneten ereignisspezifischen Überflutungsflächen.

Neben den Aspekten der hydrodynamischen Modellierung ist für diese Betrachtung zunächst die Kenntnis des bestehenden Werteinventars im betrachteten bzw. von Überflutungen betroffenen Projektgebiet von Relevanz. Unter dem Begriff des Werteinventars versteht sich dabei eine auf Objektbasis aufgebaute Geodatenbank der monetären Werte von verorteten Gebäudeobjekten und -inventar, Fahrzeugen, Nutzflächen, Infrastruktureinrichtungen (Brückenbauwerke, usw.) und auch Menschenleben. Der Gefährdung von Menschenleben bzw. die Bewertung von Verlusten an Menschenleben ist im Hinblick auf diese rein wirtschaftliche Betrachtung eine spezielle Bedeutung beizumessen, zumal ethische bzw. moralische Aspekte in dieser Hinsicht eine prioritäre Rolle spielen.

Mit der Kenntnis der objektbasierten Geodatenbank und der von Ausuferungen betroffenen Fläche (und dem jeweiligen Wasserstand) ergibt die GIS-basierte Überlagerung bzw. Verschneidung der Datensätze jene Objekte, die im Fall des betrachteten Szenarios Schaden nehmen. Um schließlich den Schaden an den Objekten in monetärer Form zu erhalten, werden entsprechende Schadenmodelle bzw. -funktionen angewendet, mit denen der Schadenanteil am Objektwert – beispielsweise in Abhängigkeit der Wassertiefe – bestimmt wird. Die Summe aller Schäden an Objekten ergibt schließlich den ereignisspezifischen Gesamtschaden S. Mit dieser Betrachtungsweise finden jene Objekte im Projektgebiet Berücksichtigung, welche im Rahmen der Verortung eindeutig zuordenbar sind bzw. deren Lage als

„punktuell“ zu beschreiben ist. In der Praxis sind dies in erster Linie Gebäude bzw. das korrespondierende Inventar sowie Fahrzeuge. Bei der Erfassung von Objekten größerer Ausdehnung, beispielsweise landwirtschaftlicher Nutzflächen oder Straßen- und Bahnabschnitten, führt eine punktuelle Objektverortung im Hinblick auf die Verschneidung mit wasserstandsabhängigen Überflutungsflächen zu Problemen (die Zuordnung von Wasserstand und Objekt erfolgt innerhalb des überfluteten Bereiches rasterbasiert). In diesem Fall wäre eine Aufgliederung der Objekte in Rasterzellen entsprechender Größe erforderlich. Des Weiteren ist im Hinblick auf die Schäden an Infrastruktureinrichtungen (Straßen- und Bahnabschnitte, Brückenbauwerke, usw.) festzuhalten, dass lediglich die direkten Schäden am Objekt erfasst werden können. Schäden bzw. die Zerstörung dieser Objekte sind allerdings auch mit lokalen Unterbrechungen oder Ausfällen von Verkehrsverbindungen verbunden, was insbesondere bei der Umsetzung von lokalen und temporären Schutzmaßnahmen im Rahmen von Evakuierungs- oder Aufräumarbeiten von Relevanz ist.

Die im gegenwärtigen Modellkonzept implementierte Systematik der Schadenermittlung berücksichtigt explizit objektbezogene Schäden an Gebäuden, zugehörigem Inventar sowie an Fahrzeugen. Der Verlust von Menschenleben sowie Schäden an Nutzflächen und Infrastruktureinrichtungen werden nicht erfasst.

***Im Hinblick auf die Anwendung des Modellkonzeptes auf das Einzugsgebiet des Ötztals (Kapitel D) sei in diesem Zusammenhang ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die Erhebung des Werteinventars im Ötztal, die Ableitung regionsspezifischer Schadenmodelle bzw. -funktionen sowie die GIS-basierte Auswertung der Schäden S nicht Gegenstand dieser Arbeit ist. Die Schadenermittlung erfolgt unter Verwendung der Ergebnisse der Modellierung durch HUTTENLAU et al. ((2008) bzw. (2010)).***

In einer detaillierten Analyse des Schadenpotentials infolge naturgefahreninduzierter Risiken – unter anderem auch Hochwasser – erarbeiteten HUTTENLAU et al. ((2008) bzw. (2010)) ein auf der Plattform einer umfassenden Geodatenbank basiertes Werteinventar für das Land Tirol. Diese objektbasierte Datenbank umfasst Gebäudeobjekte und -inventar, Fahrzeuge sowie Menschenleben.

Grundlagendaten für diese Geodatenbank sind zunächst Geodaten (Katasterpläne, Orthophotos, Landnutzungspläne, usw.) und statistische Daten (Bevölkerungszahl und -dichte, Gebäudetyp, objektbezogene Anzahl an Fahrzeugen, usw.). Zudem wurden Versicherungsdaten (Versicherungspolizzen für Leben, Haus, Auto, usw.) erhoben, regionalisiert und entsprechend bei der Ermittlung des Werteinventars berücksichtigt.

HUTTENLAU et al. ((2008) bzw. (2010)) verwenden drei unterschiedliche Schadenfunktionen für die Erfassung von Schäden an Gebäudeobjekten und -inventar. Mit dem „BWG-Modell“ wird dabei eine stufenförmige Abhängigkeit des absoluten Schadensanteils von der Wassertiefe angenommen, dabei erfolgt eine Einteilung in die drei Intensitätsklassen  $< 0.5$  m,  $0.5$  m -  $2.0$  m und  $> 2.0$  m. Im „MURL-Modell“ ist ein linearer Zusammenhang von relativem Schaden und Wasserstand implementiert. Hierbei werden verschiedene Funktionen für unterschiedliche Gebäudetypen, Inventar und auch Fahrzeugen verwendet. Das Modell „TYROL“ basiert auf einer Umfrageanalyse zum Hochwasser 2005. Es umfasst einen Zusammenhang zwischen absolutem Schaden  $S$  und Wasserstand  $h$

in der Form  $S = A_{\text{TYR}} \cdot h^{0.5}$  mit regions- und gebäudetypspezifischen Werten für den Parameter  $A_{\text{TYR}}$  (HUTTENLAU et al., 2010).

Hinsichtlich der Bewertung der Fahrzeuge werden in Ergänzung zum „MURL-Modell“ („VA1“) folgende weitere Ansätze entwickelt bzw. angewendet (HUTTENLAU et al., 2010):

**Tab. 21:** Schadenmodelle für Fahrzeuge nach HUTTENLAU et al. ((2008) bzw. (2010))

Modell	Wahrscheinlichkeit der Präsenz des Fahrzeuges	Schadenanteile in Abhängigkeit vom Wasserstand				
		< 0,5 m	0,5 - 1,0 m	1,0 - 1,5 m	1,5 - 2,0 m	> 2,0 m
„VA2“	30 %	0 %	20 %	40 %	50 %	60 %
„VA3“	10 % und 20 %	50 %				
„VA4“	10 %, 20 % und 30 %	ein vom Wasserstand unabhängiger mittlerer Schaden von 10384 €/Fahrzeug wird angesetzt				

Bei der Analyse hochwasserinduzierter Gefahren ermitteln HUTTENLAU et. al (2010) in Abhängigkeit der angewandten Schadenfunktionen entsprechende Streuungen in der Summe an zu erwartenden Schäden  $S$ . In diesem Zusammenhang wird seitens der Autoren darauf hingewiesen, dass einerseits die Erhebung des Werteinventars mit Unsicherheiten verbunden ist und andererseits die jeweiligen Schadenfunktionen lediglich eine Annäherung an die tatsächlichen Schadenverhältnisse darstellen. Entsprechend empfehlen sie die Anwendung mehrere Ansätze und in der Folge eine Angabe von Bandbreiten an zu erwartenden Schäden  $S$ .

Weitere Details zur Erhebung des Werteinventars und der Ableitung der Schadenfunktionen werden in diesem Zusammenhang (sowie in Kapitel D) nicht angeführt, sie sind HUTTENLAU und STÖTTER (2008) bzw. HUTTENLAU et al. (2010) zu entnehmen.

### C.3.3 Statistisch-stochastisches Bewertungsmodell

Bei der Bewertung der Wirksamkeit bzw. Wirtschaftlichkeit von Hochwasserschutzmaßnahmen stellt der Vergleich vermiedener Schäden  $VS$  (bzw.  $VS_{\text{ges}}$ ) mit den fixen und zeitlich veränderlichen Kosten der Maßnahme (Errichtung und Instandhaltung) eine zweckmäßige Methodik dar, wenngleich für die Bestimmung von ereignisspezifischen Überflutungsflächen sowie für die Kostenermittlung ein durchaus erheblicher Aufwand zu betreiben ist.

Im Allgemeinen und insbesondere bei der Anwendung dieser Methodik auf große Einzugsgebiete ergeben sich folgende Problemstellungen:

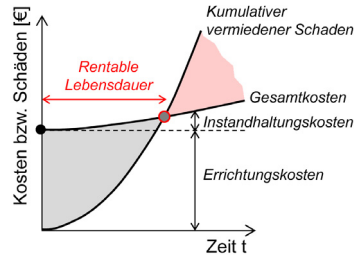
Mit zunehmender Einzugsgebietsgröße EZG nimmt die räumliche Variabilität der Niederschlagsverteilung im Einzugsgebiet sowie jene hydrologisch relevanter Größen (Vorfeuchte, Bodennutzungsverhältnisse, usw.) zu. Es ergeben sich flächenbezogene Abflüsse in den Teileinzugsgebieten mit ereignisspezifischen und räumlich variablen Intensitäten sowie in weiterer Folge eventuell markant unterschiedliche Wiederkehrintervalle  $T$  der Abflüsse  $Q_{\text{max}}$  in Abhängigkeit der Situierung innerhalb des Projektgebietes. Unter der Annahme, dass die Beurteilung einer Hochwasserschutzmaßnahme durch den Vergleich von dessen Kosten mit den vermiedenen Schäden  $VS$  eines Hochwassers definierter Jährlichkeit  $T$  geschieht, stellt sich die Frage, an welchem Pegel bzw. an welcher Stelle am Gewässer des betrachteten Gebietes die Bestimmung der Jährlichkeit  $T$  erfolgt.

Ein weiterer Aspekt betrifft den Vergleich vermiedener Schäden VS mit den Kosten für die Schutzmaßnahmen. Akkurater Weise sind dabei sämtliche infolge einer Schutzmaßnahme vermiedenen Schäden VS zu berücksichtigen, welche sich innerhalb des Zeitraumes von der Errichtung der Maßnahme bis zum gegenwärtigen Zeitpunkt ereignen. Für die Abschätzung der Wirtschaftlichkeit der Maßnahme in ihrer Projektierungsphase wird dieser Zeitraum mit der zu erwartenden Lebensdauer  $D$  gleichgesetzt. Hierbei gilt es nun zu bestimmen, welche und wie viele Ereignisse bestimmter Jährlichkeit  $T$  sich innerhalb dieses Zeitraumes  $D$  erwartungsgemäß ereignen. Von grundlegender Bedeutung ist hierbei noch, welches maximale Wiederkehrintervall  $T$  berücksichtigt wird (vgl. Kapitel C.3.2). Unter der Annahme einer Lebensdauer  $D = 100$  Jahre könnten beispielsweise ein 100-jährliches Hochwasserereignis, zwei 50-jährliche oder ebenso mehrere Ereignisse verschiedener Jährlichkeit in der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung erfasst werden. Die Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung unterscheiden sich aller Voraussicht nach erheblich voneinander.

Ungeachtet der beiden angeführten Problemstellungen stellt sich bei der Bewertung der Maßnahmen noch die Frage, wie groß der Unterliegerbereich definiert wird, innerhalb dessen die vermiedenen Schäden VS eruiert werden. Theoretisch ist hier von einer Ausdehnung auszugehen, mit der sämtliche Gebiete erfasst werden, in denen sich eine Reduktion des Hochwasserrisikos einstellt. In der Praxis gestaltet sich die gesamte Berücksichtigung des betroffenen Unterliegerbereiches hinsichtlich des Aufwandes der Modellierung und der erforderlichen Rechenkapazitäten als sehr schwierig, zumal sich damit sehr große Einzugsgebiete ergeben, für die anhand 2D-numerischer Modelle eine Berechnung der Überflutungsflächen zu erfolgen hat.

Im beschriebenen Modellkonzept, insbesondere im Bewertungsmodell, wird explizit auf die beschriebene Problematik bei der Bestimmung der Jährlichkeit  $T$  sowie die Frage der Gegenüberstellung der Maßnahmenkosten mit einer Anzahl an Hochwassern bestimmter Jährlichkeiten  $T$  eingegangen. Hinsichtlich der betrachteten Gebietsgröße im Unterliegerbereich erfolgt eine pragmatische Herangehensweise insofern, als eine im Hinblick auf den Zeitaufwand der Modellierung zweckmäßige Größe des Unterliegerbereiches definiert wird. Dem Bewertungsmodell liegen sämtliche Ergebnisse der Abfluss- und Geschiebmodellierung (siehe Kapitel C.2) zugrunde.

Die Methodik des Bewertungsmodells basiert auf der grundlegenden Gegenüberstellung der Schutzwirkung von Maßnahmen (vermiedene Schäden  $VS_{\text{ges}}$  aus Überflutungen) mit den Errichtungs- und Erhaltungskosten. Diese Bilanzierung ist in Abb. 42 skizziert.



**Abb. 42:** Bewertung der Wirksamkeit von Maßnahmen durch Vergleich des kumulativen vermiedenen Schadens und der Summe aus fixen und variablen Kosten für die Errichtung und Instandhaltung der Hochwasserschutzmaßnahme

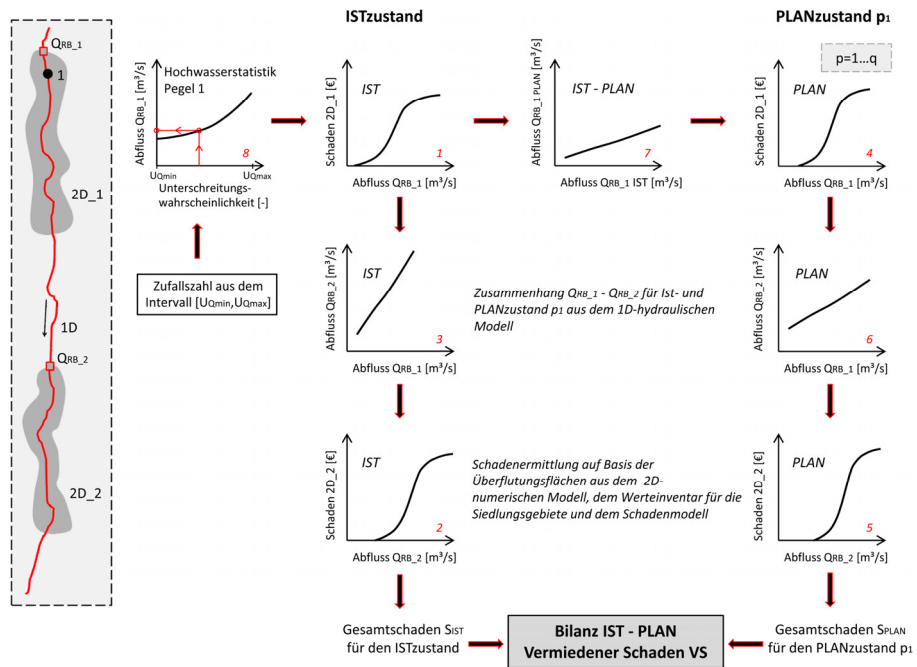
Im einleitenden Teil dieser Arbeit (Kapitel A.1) wurde bereits ausführlich die Schutzwirkung von Speicherkraftanlagen bzw. Anlagenteilen (Speicher oder Bei- und Überleitungen) beschrieben. Die angeführten Fallbeispiele zeigen die bei Hochwasser erzielbare Wirkung in Form abgeminderter Abflussspitzen  $Q_{\max}$  im Unterliegerbereich auf. Aussagen über zusätzliche Gewinne oder Einbußen bei der Energieerzeugung infolge einer entsprechend der Hochwassersituation angepassten Betriebsführung der Anlage werden nicht beschrieben. Die Auswirkungen sind im Allgemeinen vom Anlagenkonzept, dem Betriebszustand bei Ereignisbeginn und der Charakteristik des Hochwasserereignisses abhängig. Die Überleitung erhöhter Abflüsse aus benachbarten Talschaften bewirkt einen erhöhten Wassereinzug und damit einen Anstieg in der Energieproduktion. Die Entleerung von Speichern bei anlaufender Hochwasserwelle zur Schaffung von Retentionsvolumina verursacht Einbußen in der Erzeugung. Im gegenwärtigen Bewertungsmodell werden die angedeuteten Einflüsse auf die Energieerzeugung nicht betrachtet, ebenso wenig wird auf die Gefährdung von Menschenleben bzw. immaterielle Werte eingegangen.

Das grundlegende Konzept der Bewertung der Schutzmaßnahmen ist in Abb. 43 dargestellt. Das dargestellte Schema zeigt die Ermittlung von vermiedenen Schäden VS exemplarisch für ein historisches Hochwasser (a), einen definierten PLANzustand  $p_1$  und unter der Annahme, dass die Schadensbetrachtung kumulativ in zwei Siedlungsgebieten bzw. anhand zweier 2D-numerischer Modelle erfolgt. Bei der Betrachtung weiterer Schutzmaßnahmen oder weiterer Siedlungsbereiche ist das Schema entsprechend zu erweitern.

Bei der Anwendung des Schemas erfolgt zunächst die Betrachtung des ISTzustandes. Auf Basis der berechneten Überflutungsflächen in den Siedlungsgebieten werden vorerst die korrespondierenden Schäden  $S$  in Euro ermittelt. Der Zusammenhang zwischen den Abflussspitzen  $Q_{RB,i}$  am Zufluss des jeweiligen Siedlungsgebietes und den zugehörigen Schäden  $S$  ist in den Diagrammen 1 und 2 in Abb. 43 dargestellt. Das Abflussspektrum bei der Betrachtung einer spezifischen historischen Hochwassersituation ergibt sich aus der Skalierung der Gebietsniederschläge  $s = 1 \dots t$  (siehe Abb. 34).

Die Relation zwischen den Zuflüssen in die Siedlungsgebiete  $Q_{RB,i}$  basiert auf der hydrologisch-1D-hydraulischen Modellierung des gesamten Projektgebietes (siehe Diagramm 3 in Abb. 43). In Analogie dazu erfolgt die Bestimmung dieser

Zusammenhänge für den PLANzustand  $p_1$ . Die Diagramme 4 und 5 in Abb. 43 enthalten die Relationen von  $Q_{RB,i}$  und zugehörigen Schäden  $S$ , mit Diagramm 6 werden wiederum die Zuflüsse  $Q_{RB,1}$  und  $Q_{RB,2}$  aufeinander bezogen. Der Verknüpfung von ISTzustand und PLANzustand  $p_1$  erfolgt schließlich in Diagramm 7. Hier werden die Zuflüsse  $Q_{RB,i}$  in die Siedlungsgebiete für den IST- und PLANzustand aufeinander bezogen. Wie bereits für Diagramm 1 erwähnt, ergibt sich das Spektrum für  $Q_{RB,i}$  in sämtlichen Diagrammen 1 - 7 durch die Skalierung der Gebietsniederschläge  $s = 1 \dots t$ .



**Abb. 43:** Statistisch-stochastischer Ansatz zur Bestimmung der gesamten vermiedenen Hochwasserschäden  $VS_{ges}$  innerhalb der Lebensdauer  $D$  der Schutzmaßnahme – Modellschema zur Bestimmung ereignisbezogener vermiedener Schäden  $VS$

Bei der Betrachtung eines spezifischen Szenarios erfolgt anhand der Diagramme 1 und 2 zunächst die Bestimmung des Gesamtschadens  $S_{IST}$  für den ISTzustand bzw. anhand der Diagramme 4 und 5 die Ermittlung von  $S_{PLAN}$  für den korrespondierenden PLANzustand. Die Differenz  $(S_{IST} - S_{PLAN})$  stellt schließlich den vermiedenen Schaden  $VS$  für dieses Szenario dar.

Durch die Herstellung des Zusammenhanges der Zuflüsse  $Q_{RB,i}$  in die jeweiligen Siedlungsgebiete bzw. der 2D-numerischen Modelle auf Basis der hydrologisch-1D-hydraulischen Modellierung des gesamten Projektgebietes wird der oben angeführten Problematik, wonach ein Hochwasser in einem großen Einzugsgebiet im Allgemeinen nicht in jedem Teileinzugsgebiet dieselbe Jährlichkeit  $T$  aufweist,

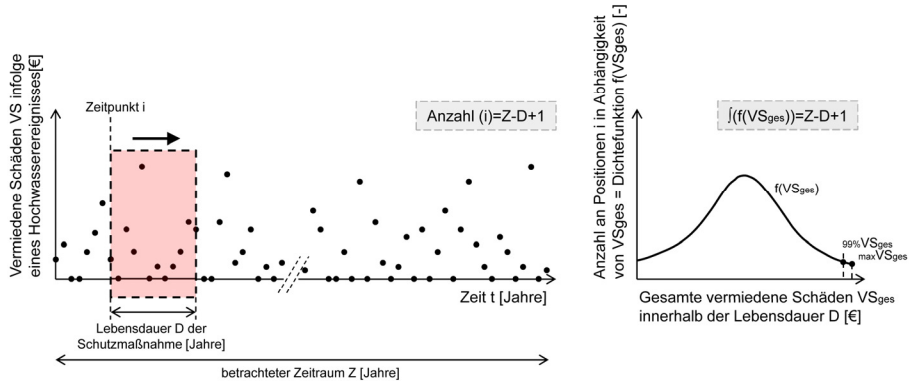
Rechnung getragen. Die Anwendung des Bewertungsmodells erfolgt für verschiedene historische Ereignisse  $a = 1 \dots b$ . Entsprechend der dabei jeweils vorherrschenden räumlichen Verteilung des Gebietsniederschlages und des hydrologischen Vorzustandes ergeben sich Unterschiede in den Relationen  $Q_{RB\_1} - Q_{RB\_2}$  (Diagramme 3 und 6, Abb. 43).

Für die Berücksichtigung einer bestimmten Anzahl an Szenarien, die sich innerhalb der Lebensdauer  $D$  der Schutzmaßnahme ereignen und die demgemäß den Kosten gegenüberzustellen sind, wird im Weiteren auf die Ergebnisse der statistischen Analyse am Abflusspegel zurückgegriffen (Diagramm 8, Abb. 43). Mit der gewählten Verteilungsfunktion wird der Zusammenhang zwischen dem Abfluss  $Q_{RB\_i}$  und der Unterschreitungswahrscheinlichkeit  $U_Q$  hergestellt. Das im Rahmen der Bewertung betrachtete Abflussspektrum – es richtet sich unter anderem nach der verfügbaren Stichprobenlänge  $n$  für die statistische Analyse (siehe Kapitel C.3.1) – umfasst jenen Bereich an Unterschreitungswahrscheinlichkeiten  $U_Q$  innerhalb des Intervalls  $[U_{Qmin}, U_{Qmax}]$ . Für dieses Intervall werden in der Folge eine Anzahl  $Z$  an gleichverteilten Zufallszahlen generiert und über die Verteilungsfunktion (Diagramm 8, Abb. 43) die zugehörigen Abflüsse  $Q_{max}$  am Pegel bestimmt. Sie entsprechen einer Serie an Jahreshöchstabflüssen im Zeitraum von  $Z$  Jahren. Die Verteilungsfunktion kennzeichnet sich durch einen mit zunehmenden Werten für  $U_Q$  zunehmend steileren Kurvenverlauf. Hochwasser mit großen Abflussspitzen  $Q_{max}$  liegen demnach innerhalb kleinerer Bereiche für  $U_Q$  als Hochwasser mit geringeren Abflussspitzen  $Q_{max}$ . Bei der Generierung von Zufallszahlen auf Basis einer Gleichverteilung im Intervall  $[U_{Qmin}, U_{Qmax}]$  nimmt demnach die Häufigkeit an generierten Abflussspitzen  $Q_{max}$  mit zunehmenden Werten für  $Q_{max}$  ab. Je nach Lage des Abflusspegels werden sie näherungsweise den Zuflüssen in das entsprechende 2D-numerische Modell gleichgesetzt oder mit Hilfe des hydrologisch-1D-hydraulischen Modells entsprechend auf  $Q_{RB\_i}$  umgerechnet.

Für jeden dieser Abflüsse erfolgt die Bestimmung des vermiedenen Schadens  $VS$  nach der zuvor beschriebenen Systematik bzw. den Diagrammen 1 - 7 in Abb. 43. Es ergibt sich eine Serie an vermiedenen Schäden  $VS$  über den betrachteten Zeitraum  $R$  gemäß dem in Abb. 44, links, dargestellten Schema:

Im Sinne einer Überblendung der Daten mit einem Zeitfenster, welches der Lebensdauer  $D$  der Schutzmaßnahme entspricht, sowie der Addition sämtlicher Datenpunkte innerhalb dieses Zeitfensters lässt sich der gesamte vermiedene Hochwasserschaden  $VS_{ges}$  bestimmen. Die Positionierung des Zeitfensters kann dabei an  $(Z - D + 1)$  Zeitpunkten  $i$  erfolgen, entsprechend ergeben sich für eine definierte Lebensdauer  $D$  und einen festgelegten Betrachtungszeitraum  $Z$  auch  $(Z - D + 1)$  Werte für  $VS_{ges}$ . Die Häufigkeitsverteilung dieser Werte  $VS_{ges,i}$  zeigt letztendlich den maximal zu erwartenden vermiedenen Gesamtschaden  $max VS_{ges}$  bzw. Fraktilwerte für  $VS_{ges}$  (Abb. 44, rechts).

Mit dieser stochastischen Betrachtungsweise, die auf der statistischen Hochwasseranalyse beruht, wird der eingangs beschriebenen Fragestellung nach der Anzahl an Ereignissen definierter Jährlichkeit  $T$ , die für die Ermittlung vermiedener Schäden  $VS$  herangezogen werden, Rechnung getragen.



**Abb. 44:** Stochastischer Ansatz zur Bestimmung der gesamten vermiedenen Hochwasserschäden  $VS_{ges}$  innerhalb der Lebensdauer D der Schutzmaßnahme – links: Darstellung der vermiedenen Schäden VS innerhalb des Betrachtungszeitraumes Z; rechts: Verteilung von  $VS_{ges}$  innerhalb der Lebensdauer D und in Abhängigkeit des Betrachtungszeitraumes Z





## C.4 Schwemmholzprozesse

Das in Kapitel C.3.3 beschriebene statistisch-stochastische Bewertungsmodell erlaubt den Vergleich kumulativer vermiedener Hochwasserschäden  $VS_{ges}$  mit fixen und variablen Kosten von Schutzmaßnahmen. Zentrales Element in dieser Betrachtung ist die statistische Analyse einer Stichprobe bestehend aus Hochwasserscheitelwerten (Jahreshöchstabflüsse) an einem Abflusspegel im unmittelbaren Bereich eines 2D-numerischen Modells (siehe Kapitel C.3.2).

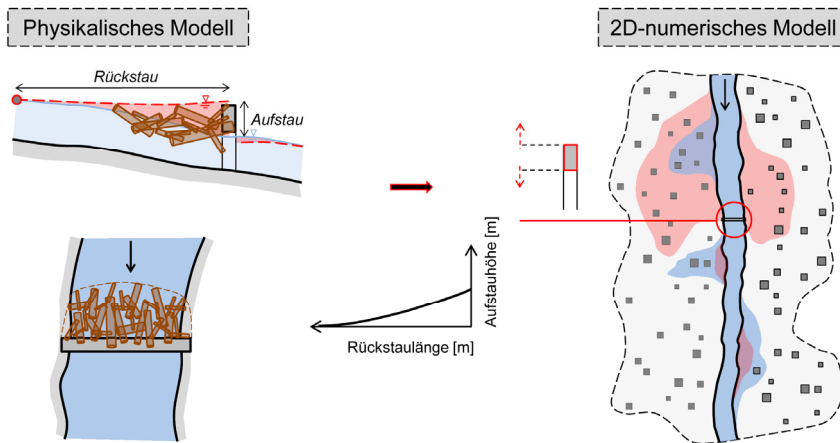
Bei der Betrachtung von Schwemmholzprozessen und hierbei insbesondere von Verklausungsvorgängen an Brücken ist die Anwendung statistischer Verfahren in der Form nicht praktikabel. Die relevanten Auswirkungen in Form eines Rück- bzw. Aufstaus und gegebenenfalls Ausuferungen in den angrenzenden Vorlandbereich ergeben sich neben der Abhängigkeit von den Abfluss- und Geschiebetransportverhältnissen aus der Menge und Zusammensetzung des Schwemmholzes, dem Lichtraumprofil im Bereich der Brücke, der baulichen Gestaltung der Brücke, usw.. GANTENBEIN (2001) untersucht im Rahmen systematischer Modellversuchsreihen die Verklausungswahrscheinlichkeiten einzelner Holzstämmen sowie schubweise zugegebener Holzmischungen für verschiedene geometrische Verhältnisse im Brückenbereich. Er liefert dabei grundlegende Erkenntnisse im Zusammenhang mit den Einflüssen oben genannter Faktoren. Ein direkter Zusammenhang dieser Verklausungswahrscheinlichkeiten mit erfassten Wasserspiegellagenänderungen wird allerdings nicht hergestellt. Zudem stellt sich die Frage, inwieweit es die Erkenntnisse physikalischer Modellversuche, welche für spezifische Gerinne- und Bauwerksgeometrien durchgeführt werden, erlauben, verallgemeinert oder auf andere Verhältnisse übertragen zu werden. Für die vollständige Berücksichtigung von Verklausungsprozessen an ausgewählten Brückenbauwerken im Projektgebiet im Sinne des statistisch-stochastischen Bewertungsmodells ist die Kenntnis zumindest folgender Sachverhalte nötig:

- Schwemmholzzufuhr zur Brücke (Menge und Zusammensetzung) in Abhängigkeit des Abflusses
- Wahrscheinlichkeit des Verklausens bzw. des Verklausungsgrades in Abhängigkeit von Schwemmholzmenge und -mischung und den Abflussverhältnissen
- Abweichungen der Wasserspiegellagen zwischen (teil)verklaustem und nicht verklaustem Zustand in Abhängigkeit des Verklausungsgrades bzw. der Schwemmholzmenge und -mischung und den Abflussverhältnissen
- Einfluss des Geschiebetransportes auf Verklausungswahrscheinlichkeiten, Rückstaulängen, usw.
- Ableitung verallgemeinerter Zusammenhänge zwischen den angeführten Parametern
- Unsicherheiten bzw. Sensitivitäten der angeführten Zusammenhänge

Für die Bestimmung der angeführten Zusammenhänge sind umfangreiche Untersuchungen am physikalischen Modell erforderlich. Im Rahmen dieser Arbeit werden ausschließlich exemplarische Untersuchungen an besonders gefährdeten Brückenbauwerken, welche infolge ihrer Situierung in den Siedlungsbereichen im Verklausungsfall ein erhöhtes Risiko bedeuten, durchgeführt. Hierfür erfolgt die Bestimmung der Rückstaulängen und Aufstauhöhen im Kontext systematischer

Versuchsreihen am physikalischen Modell. Die erfassten Wasserspiegellagen werden ins 2D-numerische Modell implementiert. Durch die vergleichende Betrachtung historischer Hochwasser mit und ohne Verklausung im Brückenbereich lassen sich jene verklausungsbedingten Unterschiede in den Ausuferungen und in weiterer Folge in den Hochwasserschäden ermitteln.

Die Beurteilung der Auswirkungen von Verklausungen erfolgt somit für einzelne Hochwasserereignisse. Für eine Eingliederung in das statistisch-stochastische Bewertungsmodell wären weiterführende Untersuchungen notwendig. Sowohl die physikalische als auch die 2D-numerische Modellierung erfolgt für ausgewählte Abflüsse und Schutzmaßnahmen und unter Vernachlässigung des Geschiebetransportes. Abbildung 45 veranschaulicht diesen lose gekoppelten hybriden Modellansatz:



**Abb. 45:** Betrachtung von Verklausungsszenarien in Form eines lose gekoppelten hybriden Modellansatzes

Im physikalischen Modell werden definierte Abflüsse aus dem Spektrum  $s = 1 \dots t$  unter der Annahme stationärer Verhältnisse betrachtet. Die Abschätzung der zugeführten Schwemmholzmenge erfolgt anhand der Gleichungen (B.133) und (B.137) - (B.141). Die empirischen Ansätze (B.134) und (B.135) werden aufgrund der stationären Betrachtung und der Vernachlässigung des Geschiebetransportes nicht in Betracht gezogen. Die Zusammensetzung der verwendeten Holzmischungen richtet sich an die in LANGE und BEZZOLA (2006) angeführten Schwemmholzklassen (siehe Tab. 19).

Für jeden der betrachteten Abflüsse werden sowohl die Wasserspiegellagen für den Reinwasserzustand als auch für den Zustand mit Holzzugabe und Verklausung in jenem Bereich erfasst, der unmittelbar von der Brücke beeinflusst wird bzw. wo sich markante Wasserspiegellagenänderungen aufgrund der Verklausung einstellen (sowohl unterstrom als auch oberstrom). Dem Modell werden ausschließlich Schwemmholzmischungen, bestehend aus Hölzern unterschiedlicher Länge  $L_H$ , unterschiedlichem Durchmesser  $d_H$  und Verästelungsgrad, zugegeben. Diese Zugabe erfolgt schubweise innerhalb eines definierten Zeitintervalls. Bei der

Festlegung dieses Zugabeintervalls gibt es keine entsprechenden Vorgaben oder Vorschläge in einschlägiger Literatur. Zudem ist bei Verkläusungsvorgängen in der Natur davon auszugehen, dass der Transport von Holz im Gerinne und damit auch die Anströmung von Holz auf Brücken ein überaus variabler Prozess ist. Demgemäß werden die Untersuchungen am physikalischen Modell für verschiedene Zugabeintervalle innerhalb eines plausibel erscheinenden Bereiches durchgeführt. Weiters erfolgen Sensitivitätsbetrachtungen hinsichtlich des Verästelungsgrades der Holzmischungen.

Wie in Abb. 45 illustriert, stellen die gemessenen Rückstaulängen als wesentliche Ergebnisse der Untersuchungen am physikalischen Modell jene Daten dar, die ins 2D-numerische Modell zu integrieren sind. Die praktische Umsetzung erfolgt hierfür insofern, als dass die gegebenen Konstruktionsober- und -unterkanten des Brückendeckwerks erhöht bzw. abgesenkt werden, bis die sich einstellenden Wasserspiegellagen den Messungen des Modellversuchs entsprechen. Der zum stationären Abfluss  $Q_{LAB}$  im physikalischen Modell korrespondierende Abfluss  $Q_{NUM,max}$  im 2D-numerischen Modell wird bei der Betrachtung verschiedener historischer Hochwasser  $a = 1 \dots b$  jeweils mit jener Skalierung  $s_x$ , deren Abflussspitze  $Q_{NUM,max}$  dem Abfluss  $Q_{LAB}$  entspricht, angenommen.



## C.5 Hinweise auf die Anwendung des Modellkonzeptes auf das Einzugsgebiet des Ötztals

Das dargelegte Modellkonzept wird in der Folge auf das Einzugsgebiet des Ötztals angewendet. Dabei wird unter der Betrachtung der Charakteristik zweier historischer Hochwasser die Schutzwirkung von Ausleitungen und Rückhaltebecken unterschiedlicher Größe im Einzugsgebiet bewertet. In den Kapiteln D.1 - D.3 erfolgt zunächst eine allgemeine Beschreibung des Projektgebietes. Hierbei werden unter anderem die topografischen, hydrologischen und geologischen Verhältnisse, die Verfügbarkeit von Abflusspegeln und Niederschlagsstationen, der gegenwärtige Bestand an Hochwasserschutzbauten bzw. die Charakteristik großer historischer Hochwasser beschrieben. Kapitel D.4 umfasst eine Beschreibung der hydrologischen, hydraulischen und geschiebespezifischen Modellkomponenten. Die Kapitel D.5 - D.7 enthalten die wesentlichen Ergebnisse der Kalibrierung, Szenariensimulation sowie der Anwendung des statistisch-stochastischen Bewertungsmodelles.

Aus den Abschnitten geht zunächst hervor, inwieweit in den Siedlungsgebieten der Talschaft unter Berücksichtigung der bestehenden Schutzverbauung Hochwasserschäden zu erwarten sind. Zudem erfolgt die bereits ausführlich beschriebene Wirtschaftlichkeitsbetrachtung von projektierten Schutzmaßnahmen im Sinne vermiedener Schäden  $VS_{ges}$ .

Die Bedeutung von Schwemmholtprozessen und insbesondere von Verklauungen im Hinblick auf die Hochwassersicherheit wird exemplarisch an einem Brückenbauwerk untersucht (Kapitel D.6).

Die in Kapitel D für das Ötztal ermittelten Ergebnisse bilden die Datengrundlage für die Betrachtung und Bewertung von Sensitivitätsaspekten in der Modellierung. Kapitel E.2 befasst sich mit der Relevanz der Wahl geeigneter hydrologischer Modellansätze im Rahmen einer eventbasierten Modellierung von Hochwassern. Des Weiteren wird die Anwendbarkeit von Literaturangaben für die Definition von hydrologischen Modellparametern bzw. deren Übertragbarkeit auf alpine Verhältnisse untersucht. Entsprechend den gewonnen Erkenntnissen wird auf die Notwendigkeit der Kalibrierung eventbasierter Modelle hingewiesen.

In Kapitel E.3 wird auf die Bedeutung der topografischen und sedimentologischen Modellparameter bei der Berechnung des Geschiebetransportes in steilen Gerinnen eingegangen. Im Sinne einer Betrachtung von Schwankungsbereichen für die ereignisspezifischen Geschiebefrachten  $V_G$  aus den Teileinzugsgebieten werden die anwendbaren empirischen Ansätze für die Berechnung der Transportkapazitäten  $G_{TK}$ , der Formverluste und der kritischen Abflüsse  $Q_K$  einander gegenübergestellt. Sowohl für die Abflussbestimmung als auch für die Geschiebetransportberechnung erfolgt ein Vergleich der Ergebnisse mit jenen empirischer Schätzformeln für die Abflussspitzen  $Q_{max}$  und Geschiebefrachten  $V_G$  gemäß den in den Kapiteln B.2.2 und B.4.2 angeführten Ansätzen (Kapitel E.4).

Seitens der Erfassung der Rückstauverhältnisse infolge von Verklauungsvorgängen an Brückenbauwerken wird auf die Einflüsse der angeströmten Schwemmholtmenge und -mischung, des Zeitpunktes der Mobilisierung bzw. der topografischen Verhältnisse im bauwerksnahen Gerinneabschnitt näher eingegangen (siehe Kapitel D.8)

Die Sensitivitätsbetrachtungen im Rahmen der Schadenermittlung umfassen im Wesentlichen die Wahl der Verteilungsfunktion im Rahmen der statistischen Analyse

sowie die Wahl der Schadenmodelle. In Analogie zur Geschiebetransportberechnung ist hier infolge der Unsicherheiten dieser Modelle wiederum die Angabe plausibler Bandbreiten an vermiedenen Schäden  $VS_{\text{ges}}$  eine sinnvolle Aussageform (Kapitel E.5).

## D MODELLANWENDUNG AUF DAS EINZUGSGEBIET DES ÖTZTALES

### D.1 Übersicht

Mit einer Länge von 67 km ist das Ötztal das längste Seitental des Inntales und zugleich das längste Quertal der Tiroler Ostalpen. Es erstreckt sich von der ausgedehnten Gletscherregion im Süden – die Wildspitze mit 3772 m.ü.A. Höhe als höchster Berg Nordtirols befindet sich hier – in Richtung Norden bis zur Mündung in den Inn 45 km westlich von Innsbruck auf etwa 674 m Seehöhe. Das Einzugsgebiet umfasst eine Fläche von 893 km<sup>2</sup>, Hauptfluss der Talschaft ist die 42 km lange Öztaler Ache. Das Haupttal endet am Beginn der Öztaler Ache in Zwieselstein, es gabelt sich hier in zwei Quelltäler, das Gurgler Tal und das Venter Tal. Die Öztaler Ache durchfließt auf ihrem Weg ins Tal fünf aus topografischer und klimatischer Sicht markante Stufen. Das zumeist enge Trogtal wird dabei von unterschiedlich ausgeprägten Talbecken in Zwieselstein, Sölden, Längenfeld, Umhausen und Ötz unterbrochen. Politisch umfasst das Ötztal mit Sautens, Ötz, Umhausen, Längenfeld und Sölden fünf Gemeinden und gehört zum Bezirk Imst (PINZER und PINZER, 2008).

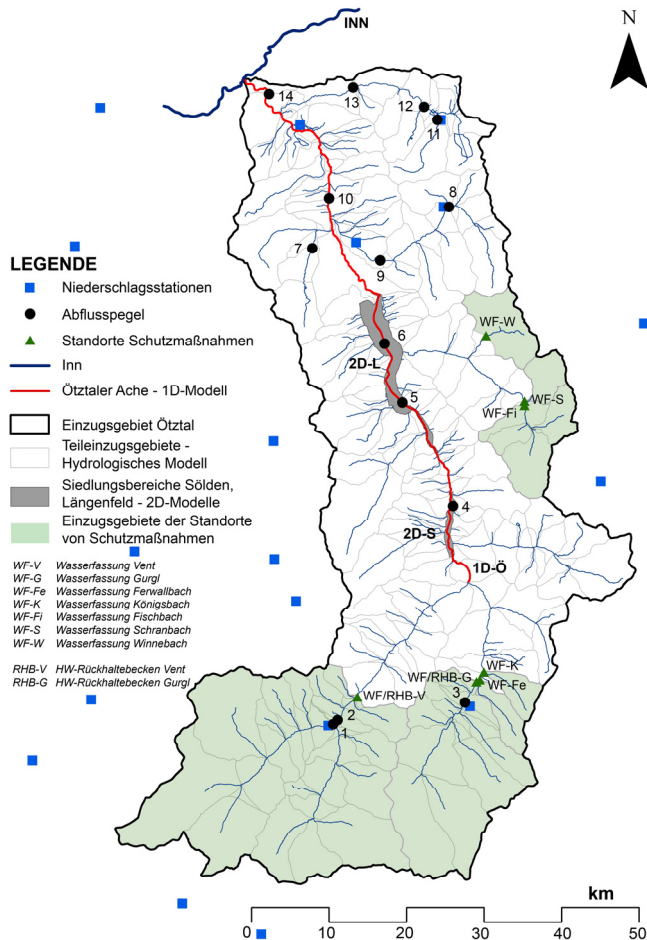
Mit Hochwasser einhergehende Gefahren sind für die Bevölkerung des Ötztales seit Jahrhunderten von zentraler Bedeutung. Die Talschaft war vermehrt von großen und schadenbringenden Ereignissen betroffen. Das einleitend beschriebene Hochwasser vom August 1987 ist das bis dato folgenschwerste (siehe Kapitel A). Gegenwärtig ist der Verbauungsgrad mit baulichen Anlagen zum Hochwasserschutz entlang der Öztaler Ache erheblich, insbesondere in den Siedlungsbereichen in den Talbecken. Zudem finden sich an gefahrenbringenden Wildbächen aus den Teileinzugsgebieten teils umfangreiche bauliche Schutzmaßnahmen und -strukturen (Retentionsbecken, Dosiersperren, Konsolidierungssperren, Staffellungen, usw.).

Hinsichtlich der Nutzung der Wasserkraft existieren an den Zubringern in die Öztaler Ache eine Reihe kleiner Anlagen, deren Einfluss auf den Hochwasserschutz als unbedeutend zu charakterisieren ist. Von wesentlicher Bedeutung ist hingegen der Einfluss der bestehenden Kraftwerksgruppe Sellrain-Silz der TIWAG - Tiroler Wasserkraft AG. Die Anlage umfasst unter anderem die beiden im Nedertal, einem 52 km<sup>2</sup> großen Seitental im Ötztal (Zubringer 51, siehe Tab. 22), situierten Speicher Finstertal und Längental mit einem gemeinsamen Nutzinhalt von 63 Mio. m<sup>3</sup>. Das natürliche Einzugsgebiet dieser beiden Speicher umfasst eine Fläche von etwa 28 km<sup>2</sup> im Nedertal. Zudem erfolgt aus dem Einzugsgebiet des Horlachbaches, dem zweitgrößten Zubringer der Öztaler Ache (EZG  $\approx$  67 km<sup>2</sup>, Zubringer 35, siehe Tab. 22), eine Überleitung in den Speicher Längental. Das natürliche Einzugsgebiet der Wasserfassung umfasst dabei 25,8 km<sup>2</sup>, der Ausbaubfluss  $Q_{WF,H}$  der Überleitung beträgt 5,1 m<sup>3</sup>/s (siehe Tab. 25 bzw. Abb. 60 und Abb. 61).

Abbildung 46 zeigt das Einzugsgebiet des Ötztales im Sinne einer Übersicht. Rot dargestellt ist die Öztaler Ache, beginnend im Süden beim Zusammenfluss von Venter Ache und Gurgler Ache bei Zwieselstein bis hin zur Mündung in den Inn. Die blau dargestellten Gewässer sind die Zubringer in die Öztaler Ache. Abflusspegel sind durch schwarze Punkte charakterisiert. Die angesprochene Wasserfassung am Horlachbach wird durch den Pegel 8 markiert. Der Nederbach repräsentiert den



letzten orografisch rechts situierten Zubringer vor der Mündung in den Inn (unmittelbar vor dem Pegel 14). Die grau schraffierten Flächen bedeuten die beiden Talbecken in Sölden und Längenfeld. Im Hinblick auf den Bebauungsgrad im unmittelbaren Nahbereich der Öztaler Ache sind diese beiden Siedlungsbereiche von jenen in den übrigen Becken hervorzuheben. Auf die in Abb. 46 weiters dargestellte Symbolik wird in den folgenden Kapiteln eingegangen.



**Abb. 46:** Einzugsgebiet des Ötztales; Modellbereiche für die hydrologische, 1D-hydraulische und 2D-numerische Modellierung; Messstationen für Niederschlag und Abfluss; Standorte von Schutzmaßnahmen (Ausleitungen bzw. Hochwasserrückhaltebecken)

## D.2 Charakteristik des Einzugsgebietes

### D.2.1 Klima und Vegetation, Geologie

Das Ötztal weist im Hinblick auf seine geographische Lage in den Ostalpen ein überaus mildes Klima auf. Es ist von Südwinden geprägt, die sich beim Überqueren des Alpenhauptkamms erwärmen. Infolge seiner Nord-Süd-Ausrichtung und des nordseitig vorgelagerten Tschirgantmassivs wird die Talschaft von kalten Nordwinden größtenteils geschützt und gehört aufgrund seiner Lage im Regenschatten zu den trockensten Tälern im Alpenraum (PINZER und PINZER, 2008).

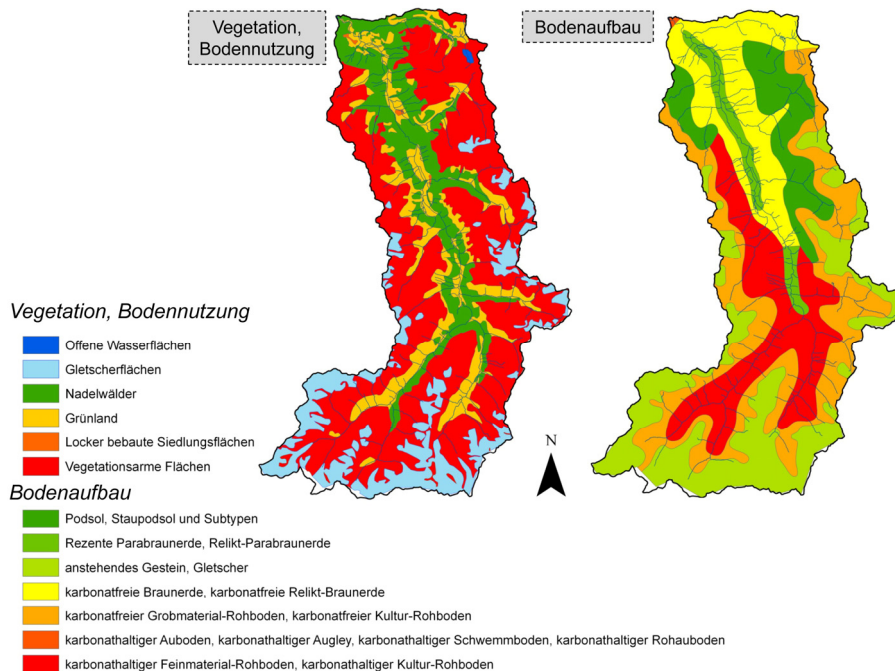
Die mittlere Jahresniederschlagshöhe erreicht in den höher gelegenen Regionen Werte bis 2000 mm, im Talbereich entlang der Ötztaler Ache beträgt sie etwa 850 mm. Die Angaben resultieren aus der Regionalisierung von Punktniederschlägen. Aus der Betrachtung der Wasserbilanz ergibt sich im hinteren Venter Tal (Einzugsgebiete der Pegel 1 und 2, siehe Abb. 46 bzw. Tab. 23) der höchste mittlere jährliche Gebietsniederschlag mit etwa 1750 mm. Vergleichbare Werte ergeben sich im Einzugsgebiet des Horlachbaches (Zubringer 35). In den übrigen Teileinzugsgebieten und im Talbereich resultieren aus der Wasserbilanz geringere Werte im Bereich zwischen 850 mm und 1500 mm. Der Anteil des Sommerniederschlages in den Monaten April bis September beträgt dabei zwischen 60 % und 70 % ((SKODA und LORENZ, 2007a), (KLING et al., 2007) und (SKODA und LORENZ, 2007b)).

Die Höhenunterschiede der fünf Talstufen prägen Klima und Vegetation. 14.8 % des Einzugsgebietes sind von Gletschern bedeckt, davon befinden sich 76.4 % im hinteren Ötztal im Venter und Gurgler Tal. Der Gepatschferner ist dabei der größte Gletscher der Ötztaler Alpen und nach der Pasterze am Großglockner der zweitgrößte Gletscher der Ostalpen. Weitere große Gletscher im Venter Tal sind der Hintereisferner, der Hochferner, der Vernagtferner bzw. der Mittelbergferner. Im Gurgler Tal nehmen der Gurgler Ferner, der Langtaler Ferner, der Rotmoosferner bzw. der Gaisbergferner einen Großteil der von Gletschern bedeckten Fläche ein. In den höheren Gebirgslagen (> 2200 m.ü.A.) liegt das Jahresmittel der Lufttemperatur im Bereich zwischen -2 °C und -8 °C. In den Talbecken betragen die mittleren Temperaturwerte zwischen 4 °C und 8 °C (BÖHM und POTZMANN, 2007). Mit der kontinuierlichen Abnahme der Höhenlage entlang der Ötztaler Ache von etwa 1450 m.ü.A. in Zwieselstein auf 674 m.ü.A. bei der Mündung in den Inn stellt sich dabei ein zunehmend milderer Klima ein (vgl. Abb. 50).

In Abb. 47, links, findet sich eine Klassifizierung der Vegetations- bzw. Bodennutzungsverhältnisse im Ötztal. Die Kartierung beruht auf der Gliederung des Einzugsgebietes in offene Wasserflächen, Gletscherflächen, Waldbestand, Grünland, bebaute Siedlungsflächen sowie vegetationsarme Flächen. Die bereits beschriebenen Gletscherflächen umfassen dabei 14.8 % der gesamten Einzugsgebietes, offene Wasserflächen hingegen nur 0.1 %. Nadelwälder und Grünland bedecken 16.8 % und 14.7 % des Einzugsgebietes, Siedlungsflächen wiederum nur 0.1 %. Der deutlich größte Anteil wird mit 53.5 % von vegetationsarmen Flächen eingenommen. Der Begriff „vegetationsarme Flächen“ fasst dabei im Wesentlichen Flächen mit spärlicher Vegetation, Felsflächen, Baustellen, Deponien und Abraumhalden sowie Abbauflächen zusammen (HAFNER und FÜRST, 2007). Entsprechend der vorgenommenen Klassifizierung bestehen

keine Bereiche mit dicht bebauter Siedlungsfläche, mit Laub- und Mischwäldern oder Ackerland. Grundlage dieser Klassifizierung ist der „CORINE Land Cover Datensatz“ auf Basis von Satellitendaten im Arbeitsmaßstab  $M = 1:100000$  (HAFNER und FÜRST, 2007). Veränderungen in der Ausdehnung der Bodenbedeckungskategorien seit der Veröffentlichung der CORINE Daten im Jahr 1998 umfassen vor allen Dingen den Rückgang der Gletscher.

Aus geologischer Sicht befindet sich das Ötztal im kristallinen Bereich. Der Gebirgsstock der Ötztaler Alpen besteht durchwegs aus Gneisgesteinen, südlich des Längenfelder Talbeckens dominieren Hornblendegestein und Glimmerschiefer. In den Bereichen mit hartem granitischem Gneis und Hornblendegestein bestehen markante Gipfelausprägungen und teils sehr steile Wände. Die schiefriigen Gesteinsformen in den südlichen Lagen werden hingegen von den Verwitterungsprozessen stärker geprägt. Bis in hohe Gebirgslagen bilden sie den Boden für Vegetation (PINZER und PINZER, 2008). Abbildung 47, rechts, enthält in Analogie zur Klassifizierung von Vegetation und Bodennutzung eine bodenkundliche Übersicht nach PETICZKA und KRIZ (2007). Die Daten basieren auf der „Bodenkarte Österreichs als Beitrag zur Europa-Bodenkarte“ im Maßstab  $M = 1:1000000$  von NESTROY (1999).



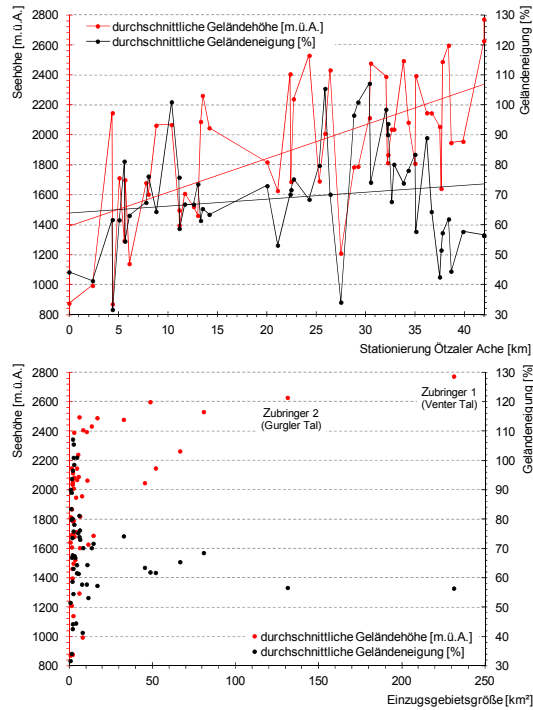
**Abb. 47:** Bodenbedeckung (links) und Bodenaufbau (rechts) im Ötztal auf Basis der Daten aus dem Hydrologischen Atlas Österreichs ((HAFNER und FÜRST, 2007), (PETICZKA und KRIZ, 2007))

Der mehrmalige Wechsel von steilen, engen Abschnitten und sehr breit geformten Talbecken im Längsverlauf der Talschaft liegt in den vorherrschenden geologischen Verhältnissen und eiszeitlichen Prozessen begründet. Die Eiszeitgletscher bedeckten ursprünglich den gesamten Talbereich bis zur Innmündung. Die Talsohle lag dabei deutlich höher und war nicht stufenförmig, sondern kontinuierlich geneigt. Die Abschnitte der heutigen Talbecken waren verhältnismäßig leichter verwitterungsfähig, das Gelände ließ sich infolge des Gletschervorstoßes leichter ausschürfen. Mit dem allmählichen Rückzug der Eiszeitgletscher bzw. dem vollständigen Abschmelzen verloren die beidseitig anstehenden Flanken ihre Widerlager. In jenen tief eingeschnittenen Abschnitten waren massive Bergstürze die Folge, die das Tal auf seiner gesamten Breite verlegten und einen Aufstau der Gewässer zur Folge hatten. Mit der Verlandung dieser Seen bildeten sich die Talbecken (PINZER und PINZER, 2008).

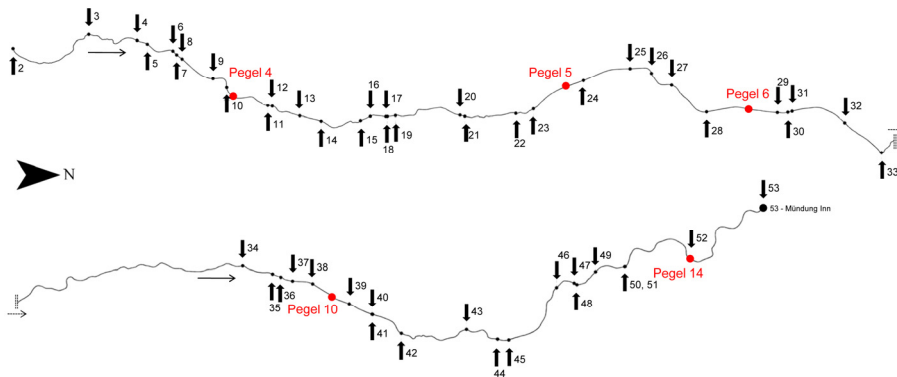
### D.2.2 Topografie und Gewässercharakteristik

In Abb. 3 (Kapitel B.1) ist die hypsografische Kurve für das Ötztal dargestellt. Die höchste Erhebung im Einzugsgebiet beträgt 3772 m.ü.A. (Wildspitze), die Mündung in den Inn liegt auf 674 m Seehöhe. 13.8 % der Gesamtfläche und damit 123.4 km<sup>2</sup> liegen über 3000 m Seehöhe, 77.9 % (695.9 km<sup>2</sup>) über 2000 m Seehöhe. Lediglich ein Flächenanteil von 1.2 % der Gesamtfläche liegt unter 1000 m Seehöhe. Die durchschnittliche Geländeneigung  $I_{EZG}$  beträgt 62.4 %. Eine differenzierte Betrachtung der Teileinzugsgebiete entsprechend der Gliederung nach Tab. 22 – jedem Zuflussknoten in die Ötztaler Ache wird darin das zugehörige Einzugsgebiet zugeordnet – zeigt die folgende Abb. 48. Die durchschnittliche Geländehöhe der Teileinzugsgebiete nimmt erwartungsgemäß mit zunehmender Stationierung, beginnend bei km 0.0 an der Innmündung, zu. Einen ähnlichen, allerdings deutlich schwächer ausgeprägten Verlauf zeigt die Abhängigkeit der mittleren Geländeneigung  $I_{EZG}$  von der Stationierung (Abb. 48, oben). Die jeweilige Abhängigkeit von der Einzugsgebietsgröße EZG (Abb. 48, unten) zeigt keinen derartigen Trend, für kleine Einzugsgebiete ist hierbei eine starke Streuung der mittleren Geländeneigung ersichtlich.

Abbildung 49 zeigt eine Übersicht der Ötztaler Ache von Fließkilometer km 41.99 bei Zwieselstein bis zur Mündung in den Inn. Entsprechend den in Abb. 46 dargestellten Gewässerachsen – deren Detailgrad entspricht den behördlich festgelegten Vorgaben – bestehen 53 Zuflussknoten aus den Teileinzugsgebieten. Die Einteilung basiert auf der Annahme, dass laterale Zuflüsse, die im Allgemeinen kleinen (untergeordneten) Teileinzugsgebieten entlang der Ötztaler Ache zuzuordnen sind, modellhaft dem unterstrom angrenzenden Zuflussknoten beaufschlagt werden. In Tab. 22 sind die Kilometrierung der Zuflussknoten sowie die topografischen Charakteristika der zugehörigen Teileinzugsgebiete dargestellt. Hinsichtlich deren Einzugsgebietsgröße EZG sind neben der Venter Ache (Zuflussknoten 1) und Gurgler Ache (Zuflussknoten 2) die Windache (Zuflussknoten 5), der Pollesbach (Zuflussknoten 20), der Fischbach (Zuflussknoten 28), der Leierstalbach (Zuflussknoten 34), der Horlachbach (Zuflussknoten 35) sowie der Nederbach (Zuflussknoten 51) von besonderer Relevanz. Sie umfassen zusammen 77 % des gesamten Einzugsgebietes.



**Abb. 48:** Durchschnittliche Geländehöhe und -neigung  $I_{EZG}$  in den Teileinzugsgebieten in Abhängigkeit der Stationierung des Zuflussknotens in die Ötztal Ache (oben) bzw. in Abhängigkeit der Einzugsgebietsgröße EZG (unten)



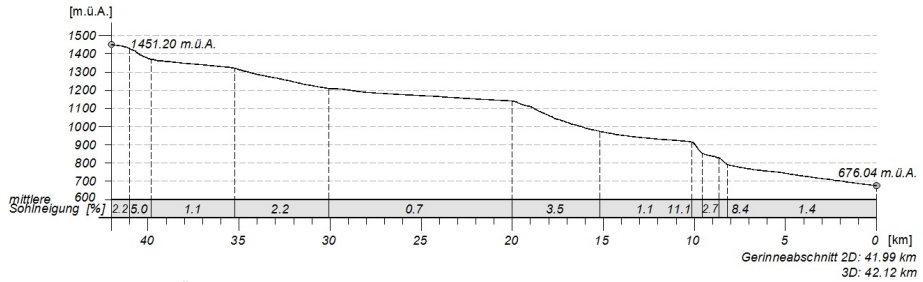
**Abb. 49:** Lageplan der Ötztal Ache (km 41.99 - km 0.00) und Zuflüsse aus den Teileinzugsgebieten

**Tab. 22:** Zuflüsse aus den Teileinzugsgebieten in die Ötztaler Ache – Kilometrierung der Zuflussknoten und Einzugsgebietscharakteristika

ID	Kilometrierung [km]	EZG [km²]	EZG Gletscher [km²]	EZG Wald [km²]	Topografie MIN – AVG – MAX [m.ü.A.]	I <sub>EZG</sub> [%]
1	41.99	231.27	0.31	0.05	1452 - 2773 - 3772	56.4
2	41.99	131.29	0.22	0.04	1452 - 2628 - 3511	56.6
3	39.88	7.56	-	0.57	1372 - 1957 - 3033	57.8
4	38.67	4.02	-	0.45	1354 - 1948 - 2876	44.5
5	38.42	48.70	0.14	0.09	1354 - 2598 - 3503	61.9
6	37.79	16.81	0.14	0.08	1347 - 2489 - 3361	57.3
7	37.67	0.61	-	0.72	1343 - 1642 - 2045	51.6
8	37.52	1.96	-	0.15	1337 - 2056 - 2856	42.6
9	36.68	4.53	-	0.19	1329 - 2146 - 2912	64.4
10	36.22	1.34	-	0.35	1331 - 2147 - 2967	89.1
11	35.12	10.41	0.18	0.20	1318 - 2395 - 3327	57.8
12	35.02	1.14	-	0.38	1296 - 1810 - 2628	83.5
13	34.34	2.96	-	0.39	1296 - 2084 - 2898	78.2
14	33.85	6.02	0.07	0.12	1285 - 2495 - 3357	73.9
15	32.89	1.87	-	0.42	1261 - 2038 - 2960	80.2
16	32.64	1.93	-	0.38	1261 - 2038 - 2796	67.8
17	32.29	1.51	-	0.56	1251 - 1868 - 2697	93.8
18	32.26	0.77	-	0.40	1252 - 1814 - 2701	90.1
19	32.08	2.85	0.00	0.14	1253 - 2390 - 3145	98.6
20	30.53	32.70	0.13	0.07	1219 - 2478 - 3356	74.2
21	30.42	2.12	-	0.29	1213 - 2114 - 3030	107.2
22	29.25	2.56	-	0.60	1197 - 1790 - 3037	101.0
23	28.83	2.10	-	0.63	1189 - 1786 - 2875	96.6
24	27.52	1.44	-	0.15	1180 - 1211 - 1748	34.2
25	26.44	13.40	-	0.06	1180 - 2433 - 3250	70.2
26	25.91	2.58	-	0.24	1175 - 2010 - 3032	105.5
27	25.34	1.28	-	0.33	1168 - 1692 - 2663	79.8
28	24.31	80.79	0.15	0.12	1167 - 2531 - 3495	68.5
29	22.72	5.29	0.06	0.07	1157 - 2240 - 3104	75.3
30	22.48	14.46	0.06	0.01	1157 - 1688 - 2822	71.7
31	22.39	8.29	-	0.78	1155 - 2407 - 3089	70.2
32	21.11	11.37	-	0.51	1148 - 1628 - 2846	53.2
33	20.05	6.45	-	0.49	1141 - 1819 - 2980	73.0
34	14.19	45.36	-	0.35	957 - 2047 - 3094	63.5
35	13.51	66.61	0.03	0.18	947 - 2263 - 3288	65.4
36	13.32	5.55	-	0.38	944 - 2089 - 3002	61.4
37	13.05	1.79	-	0.81	940 - 1462 - 2457	73.6
38	12.61	3.49	-	0.44	930 - 1522 - 2674	66.9
39	11.71	1.47	-	0.78	929 - 1609 - 2639	66.9
40	11.16	1.82	-	0.76	919 - 1397 - 2202	58.8
41	11.15	2.49	-	0.69	919 - 1498 - 2374	75.9
42	10.37	4.61	-	0.46	919 - 2068 - 2999	101.0
43	8.81	10.78	-	0.23	835 - 2064 - 2934	64.4
44	8.03	6.31	-	0.61	786 - 1604 - 2986	76.2
45	7.79	3.04	-	0.63	782 - 1681 - 2593	67.5
46	6.10	2.35	-	0.81	759 - 1141 - 2275	63.2
47	5.66	2.39	-	0.56	751 - 1700 - 2576	54.6
48	5.59	5.97	-	0.46	751 - 1295 - 2381	81.2
49	5.08	4.50	-	0.46	747 - 1713 - 2645	61.6
50	4.40	0.68	-	0.18	736 - 872 - 1136	31.7
51	4.39	51.92	-	0.23	736 - 2147 - 3021	61.7
52	2.39	7.95	-	0.74	706 - 995 - 2004	41.3
53	0.00	2.04	-	0.85	675 - 877 - 1584	44.3

Eine Übersicht der topografischen Ausprägung sowie der Abflusscharakteristik der Ötztaler Ache findet sich in Abb. 50. Das Längsprofil des Flusses (0) zeigt die eingangs erwähnte Abfolge von steilen Gerinneabschnitten und flachen Strecken in den Talbecken. Im Bereich unmittelbar nach dem Zusammenfluss von Venter und Gurgler Ache weist der Fluss ein mit durchschnittlich 2.2 % moderates Gefälle auf. Die Bilder (1) und (2) zeigen die Abflusssituation in diesem Abschnitt

(Aufnahmezeitpunkt der Fotos: Juli, 2009). Das Gerinne verläuft hier sehr gleichförmig, Böschungen und Uferbereiche sind zum Teil durch Steinsätze und Ufermauern gesichert. Diesem Abschnitt schließt eine Steilstrecke mit durchschnittlich 5 % Gefälle und in der Folge das Talbecken bei Sölden ( $I_s = 1.1 \%$ ) an. Im steilen Abschnitt (km 41.0 - km 40.0) ist das Gerinne durch die schluchtartige Topografie geprägt. Es verläuft sehr ungleichförmig und weist verhältnismäßig kleine Gerinnebreiten auf (siehe Abb. 51). Konträr sind die Verhältnisse im Bereich Sölden. Der Fluss ist hier durch hochwasserschutztechnische Maßnahmen reguliert. Bild (3) zeigt den Übergangsbereich von der Steilstrecke in das Talbecken. Bild (4) illustriert den gleichförmigen Gerinneverlauf zwischen Fließkilometer km 38.0 und km 35.5. Dem Talbecken von Sölden schließt ein Gerinneabschnitt mit einem durchschnittlichen Gefälle von  $I_s = 2.2 \%$  an (Bild (5)). Der schluchtartige Charakter ist nicht im selben Maß gegeben wie in der Steilstrecke oberstrom des Söldener Talbeckens. Die Gewässerbreiten sind hier deutlich größer. Unmittelbar vor dem Übergang in das Längenfelder Becken ( $I_s = 0.7 \%$ , Bild (7)) befindet sich ein sehr flacher Abschnitt (Fließkilometer km 30.1 - km 29.0). Der Fluss verläuft hier sehr breit, ausgeprägte Kiesbänke an der Gewässersohle bedingen eine stetige Verlagerung des Flusslaufes bzw. bei Niederwasserverhältnissen eine Aufteilung des Abflusses in mehrere Flussarme. Im Längenfelder Becken sind die Abflussverhältnisse durchwegs gleichförmig, beidseitig im Böschungsbereich sind Längsdeiche zum Schutz vor Ausuferungen errichtet. Dem Längenfelder Becken schließt wiederum ein steiler Gerinneabschnitt an. Das Gefälle beträgt im Durchschnitt 3.5 %, insbesondere im Bereich zwischen Fließkilometer km 20.0 und km 17.5 treten lokal größere Gefälle auf. Bild (8) zeigt den Gerinneverlauf bei Fließkilometer km 19.5. Zwischen Fließkilometer km 15.1 und km 10.1 durchfließt die Öztaler Ache das Umhausener Talbecken. Die Abflusscharakteristik ist mit jener im Bereich Sölden zu vergleichen, das Gefälle beträgt im Mittel 1.1 %. Der Gerinneverlauf ist hier zunächst naturbelassen. Im unterstromigen Bereich des Beckens nimmt der Verbauungsgrad entlang der Ache zu, der Fluss ist hier zum Schutz vor Ausuferungen ins Vorland mit Ufermauern bzw. Dämmen reguliert. Unmittelbar im Anschluss an das Talbecken bei Umhausen befindet sich der steilste Gerinneabschnitt der Öztaler Ache. Der Fluss durchströmt zunächst eine Steilstufe mit einem mittleren Gefälle von  $I_s = 11.1 \%$ , verläuft bis Fließkilometer km 8.5 etwas flacher ( $I_s = 2.7 \%$ ) und geht nach einem kurzen Abschnitt mit 8.4 % Gefälle bei km 7.1 in den kontinuierlich flacheren Abschnitt bis hin zur Mündung in den Inn über. Bild (10) zeigt den Gewässercharakter in der Steilstufe bei km 9.8, die Bilder (11) und (12) jenen bei km 1.5 und im Mündungsbereich.



(0) Längsschnitt der Ötztaler Ache – Abschnitt vom Zusammenfluss von Gurgler und Venter Ache bis zur Innmündung



(1) km 41.9 - (u)



(2) km 41.7 - (u)



(3) km 39.8 - (u)



(4) km 38.0 - (o)



(5) km 34.0 - (u)



(6) km 29.7 - (u)



(7) km 23.0 - (u)



(8) km 19.5 - (o)



(9) km 11.0 - (o)



(10) km 9.8 - (o)



(11) km 1.5 - (o)

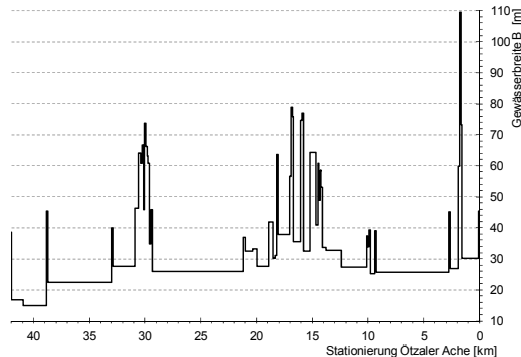


(12) km 0.1 - (u)

**Abb. 50:** (0): Längsschnitt der Ötztaler Ache, (1) - (12): Aufnahmen vom 12.07.2009 und 19.07.2009 mit Blickrichtung unterstrom (u) bzw. oberstrom (o)



Die Ötztaler Ache weist im gesamten Gerinneverlauf Gefälleverhältnisse zwischen 0.7 % und 11.1 % auf. Der Einteilung nach RICKENMANN et al. (2008) zufolge ist sie je nach Gerinneabschnitt als Gebirgsfluss oder Wildbach zu klassifizieren (vgl. Kapitel B.1.1). Sowohl unter Zugrundelegung der Einteilung nach SCHÄLCHLI (1991) als auch jener nach GRANT et al. (1990) weist die Sohlstruktur Abschnitte mit ausgeprägten „Riffle-Pool-Sequenzen“ und „Step-Pool-Sequenzen“ auf (vgl. Abb. 50, Bilder (5), (8) und (10); vgl. Kapitel B.3.1). Die Entwicklung der Gewässerbreite  $B$  entlang der Fließstrecke von km 0.0 - km 41.99 ist in Abb. 51 dargestellt.



**Abb. 51:** Entwicklung der Gewässerbreite  $B$  entlang der Ötztaler Ache

### D.2.3 Hydrographie, historische Hochwasser

Im Einzugsgebiet des Ötztals bestehen insgesamt 15 Pegelanlagen zur kontinuierlichen Wasserstandsaufzeichnung und Durchflussermittlung, welche aufgrund ihrer Messaufzeichnungen bei der Simulation historischer Hochwasser relevant sind. Die Pegel sind in Abb. 46 dargestellt bzw. in der folgenden Tab. 23 angeführt. Auf die Darstellung des Pegels am Vernagtbach im Venter Tal – sein Einzugsgebiet umfasst 11.4 km<sup>2</sup> größtenteils von Gletschern bedecktes Gebiet (73 %) – wird verzichtet, zumal er für die Anwendung des Modellkonzeptes nicht berücksichtigt wird.

An der Ötztaler Ache befinden sich 5 Anlagen zur Wasserstandsmessung. Pegel 4 ist am Ende des Söldener Talbeckens situiert, die Pegel 5 und 6 befinden sich im Längenfelder Becken. Pegel 10 liegt bei km 12.18 im Umhausener Becken, Pegel 14 2.39 km oberstrom der Mündung in den Inn. Die übrigen Anlagen befinden sich in den Teileinzugsgebieten (siehe Abb. 46), so auch die Pegel 8 und 12 bei den Wasserfassungen am Horlachbach und Mittertalbach. Sofern die Wasserfassungen in Betrieb sind, verringert sich das wirksame Einzugsgebiet am Pegel 10 auf 97 % des natürlichen Einzugsgebietes, am Pegel 14 auf 94 % bzw. an den Pegeln 9 und 13 auf 54 % und 34 %. Die Ausbauabflüsse betragen dabei  $Q_{WF,H} = 5.1 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_{WF,M} = 1.0 \text{ m}^3/\text{s}$  (vgl. Tab. 25). Aufgrund der Betriebserfahrungen der Kraftwerksgruppe Sellrain-Silz (TIWAG - Tiroler Wasserkraft AG) ist davon auszugehen, dass ein Anspringen der Hochwasserentlastungsanlage des Speichers Längental und damit ein stark erhöhter Abfluss im Nedertal (Zubringer 51) auch bei

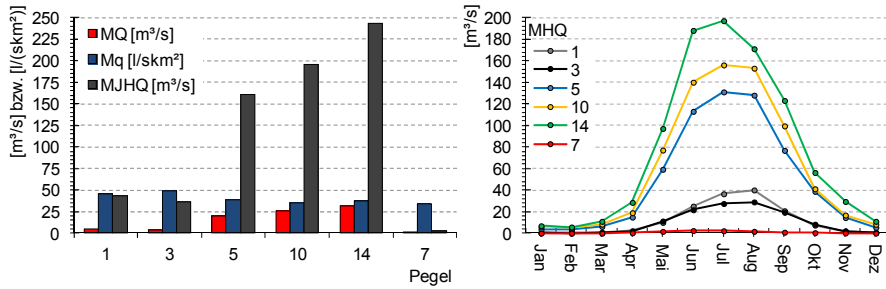
seltenen Ereignissen nicht erfolgt. Die Messzeiträume der Abflusspegel sind in Tab. 23 angeführt.

**Tab. 23:** Abflusspegel im Projektgebiet

Nr.	Bezeichnung	Kilometrierung [km]	EZG <sub>natürlich</sub> [km <sup>2</sup> ]	EZG <sub>wirksam</sub> / EZG <sub>natürlich</sub> [-]	Messzeitraum
<u>Ötztaler Ache</u>					
4	Sölden	35.96	448.7	1.00	1991 - ...
5	Huben	27.89	517.2	1.00	1976 - ...
6	Oberried	23.42	623.0	1.00	1977 - 2003
10	Tumpen	12.18	785.5	0.97	1951 - ...
14	Brunau	2.39	890.0	0.94	1991 - ...
<u>Zubringer aus den Teileinzugsgebieten</u>					
1	Vent / oberh. Niedertalbach	-	98.1	1.00	1967 - ...
2	Vent / unterh. Niedertalbach	-	164.7	1.00	1951 - ...
3	Obergurgl	-	72.5	1.00	1966 - ...
7	Fundusbach	-	13.1	1.00	1984 - ...
8	Wasserfassung Horlachbach	-	25.8	1.00	1981 - ...
9	Niederthai	-	56.0	0.54	1981 - ...
11	Längentalbach	-	9.1	1.00	1981 - ...
12	Wasserfassung Mitteltalbach	-	5.4	1.00	1981 - ...
13	Ochsengarten	-	43.0	0.34	1981 - ...

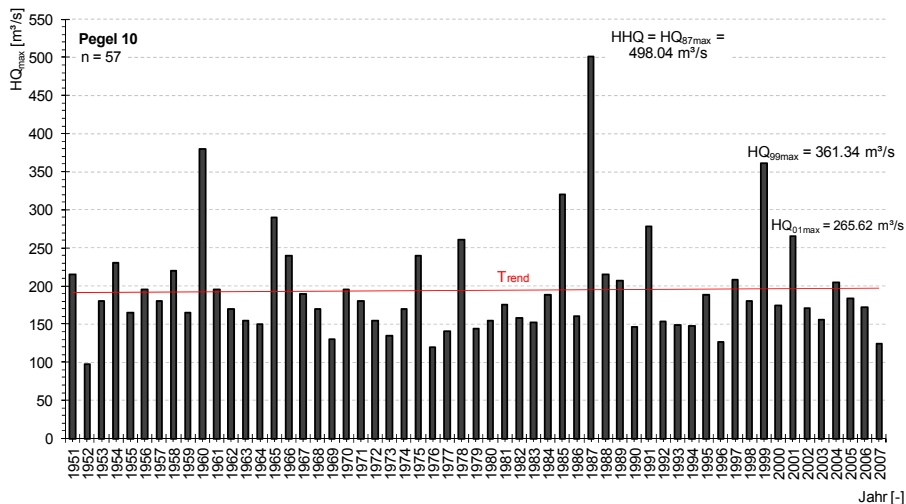
In Abb. 52, links, sind der mittlere Abfluss MQ, der spezifische mittlere Abfluss  $M_q$  sowie das mittlere jährliche Hochwasser MJHQ an den Pegeln 1 und 3 an der Venter und Gurgler Ache, an den Pegeln 5, 10 und 14 an der Ötztaler Ache sowie am Pegel 7 im Teileinzugsgebiet 34 (siehe Tab. 24) dargestellt. Die Werte für  $M_q$  spiegeln den Einfluss der Gletscher und der topografischen Verhältnisse auf das Abflussgeschehen wider. Im Venter und Gurgler Tal beträgt  $M_q$  bei Gletscheranteilen von 31 % und 22 % 46.7 l/(s·km<sup>2</sup>) bzw. 49.1 l/(s·km<sup>2</sup>). An den übrigen Pegeln liegen die Werte im Bereich zwischen 34 l/(s·km<sup>2</sup>) und 38 l/(s·km<sup>2</sup>). Hinsichtlich der jahreszeitlichen Schwankung ist im Ötztal eine deutliche Zunahme des Abflusses in den Monaten Mai und Juni zu beobachten. Es folgt eine kurze Phase mit erhöhter Abflusstätigkeit im Hochsommer (Juli, August), bevor der Abfluss mit beginnendem Herbst wiederum deutlich abnimmt. Das mittlere Jahreshochwasser MJHQ beträgt am Pegel 1 44 m<sup>3</sup>/s und am Pegel 2 36 m<sup>3</sup>/s. Beim Pegel 5 im Längenfelder Becken ergibt sich für MJHQ ein Wert von 161 m<sup>3</sup>/s, bis zur Mündung in den Inn (Pegel 14) erhöht sich dieser Wert auf 243 m<sup>3</sup>/s.

Abbildung 52, rechts, zeigt die jahreszeitliche Entwicklung der mittleren Hochwasser, wiederum an den Pegeln 1, 3, 5, 10, 14 und 7. Die größten Werte für MJHQ ergeben sich je nach Pegel für die Monate Juli und August. Die Daten aus Abb. 52 fundieren auf dem jeweiligen Beobachtungszeitraum von Aufzeichnungsbeginn bis einschließlich zum Jahr 2006 und sind HYDROGRAPHISCHER DIENST IN ÖSTERREICH (2007) entnommen.



**Abb. 52:** Links: mittlerer Abfluss MQ [ $\text{m}^3/\text{s}$ ], spezifischer mittlerer Abfluss Mq [ $\text{l}/(\text{s}\cdot\text{km}^2)$ ] und mittleres Jahreshochwasser MJHQ [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] an den Pegeln 1, 3, 5, 10, 14 und 7; rechts: monatspezifische mittlere Hochwasser MHQ [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] an den Pegeln 1, 3, 5, 10, 14 und 7

In Abb. 53 sind die maximalen jährlichen Hochwasser  $HQ_{\max}$  im Zeitraum 1951 - 2007 für den Pegel 10 im Umhausener Becken dargestellt.



**Abb. 53:** Jahreshöchstabflüsse  $HQ_{\max}$  im Zeitraum 1951 - 2007 am Pegel 10

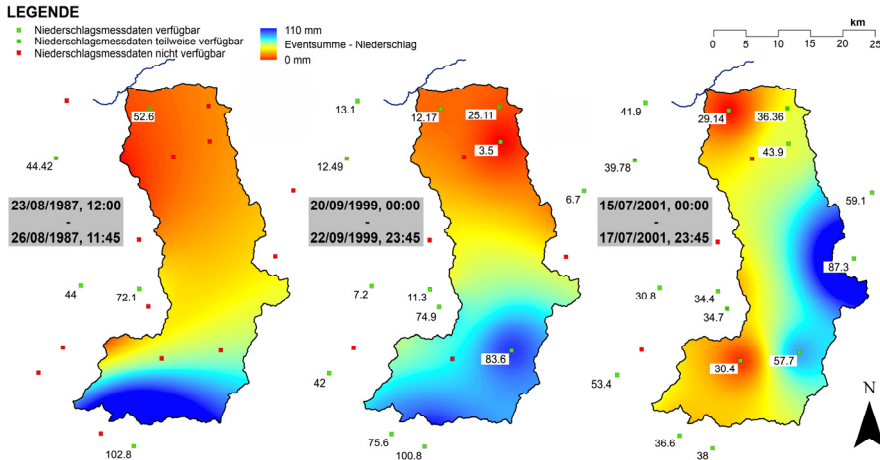
Das bis dato größte Ereignis ist das Hochwasser vom August 1987, bei dem im Ötztal 14 Todesopfer zu beklagen waren (siehe Kapitel A.1). Weitere große Hochwasser, die teilweise mit erheblichen Schäden an Hab und Gut verbunden sind, ereigneten sich in den 60er Jahren bzw. im August 1985, im September 1999 und Juli 2001.

Aufgrund der Größe des Einzugsgebietes und dessen alpiner Charakteristik sind die Abflussverhältnisse im Ötztal von einer hohen räumlichen und zeitlichen Variabilität geprägt. Die Intensitäten der Hochwasser bzw. die Jährlichkeiten an den Pegeln sind in der Regel nicht über das Einzugsgebiet gleich verteilt. Abbildung 54 zeigt die

Niederschlagsmuster, die jeweils im Zeitraum der Hochwasser vom August 1987, vom September 1999 bzw. vom Juli 2001 beobachtet wurden. Die Darstellung repräsentiert die Niederschlagssummen während der Ereignisse und basiert auf den an 18 Messstationen erfassten Niederschlagssummen im 1h-Intervall. Die Regionalisierung der Messdaten erfolgt auf Basis der „Inverse-Distance-Squared-Methode“ (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2000). Anhand der Bilder ist ersichtlich, dass bei den Hochwassern in den Jahren 1987 und 1999 die Niederschläge vor allem im hinteren Teil des Einzugsgebietes konzentriert waren. Beim Hochwasser vom Juli 2001 waren die intensiven Niederschläge schwerpunktmäßig in den östlich gelegenen Teileinzugsgebieten zu beobachten. Die jeweiligen Niederschlagsmengen – bei allen drei Hochwassern wurde über einen Zeitraum von 72 Stunden summiert (vgl. Abb. 55) – betrugen maximal 100 mm/Ereignis. Die maximalen Intensitäten lagen dabei mit Werten zwischen 10 mm/h - 12.5 mm/h durchwegs nicht im Starkregenbereich. Hinsichtlich der Bedeutung für die Intensität der Hochwasser und damit verbundenen Schäden sind die Niederschläge jeweils im Kontext sämtlicher hochwasserauslösender bzw. -fördernder Faktoren zu betrachten (vgl. Kapitel B.1.2).

Bei der Regionalisierung gemäß Abb. 54 bilden die Messdaten ausschließlich jener Stationen die Datengrundlage, für welche im jeweiligen Betrachtungszeitraum eine vollständige (lückenlose) Niederschlagszeitreihe vorliegt. Von den insgesamt 18 Messanlagen im Ötztal bzw. in dessen unmittelbaren Umgebung blieben beim Hochwasser 08/1987 lediglich 4 Stationen funktionstüchtig. Bei den Ereignissen 09/1999 bzw. 07/2001 verbleiben 11 bzw. 12 Stationen für die Regionalisierung (und die hydrologisch-1D-hydraulische Modellierung). Die grün markierten Punkte in Abb. 54 stellen die Stationen mit vollständig verfügbarer Messzeitreihe dar, grün-rot hinterlegte Punkte sind Stationen mit teilweise verfügbaren Niederschlagsdaten. Die roten Punkte sind jene Messstationen, bei denen im Betrachtungszeitraum keine Messung vorliegt.

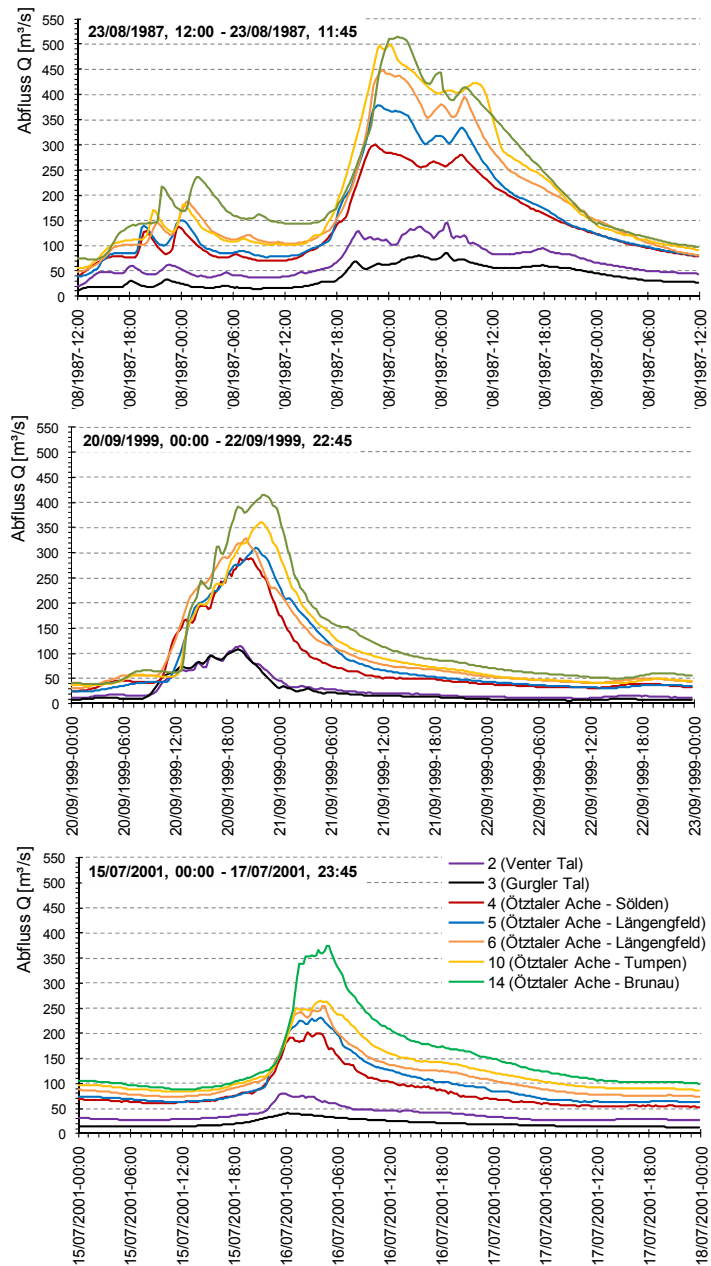
Die angeführten Hochwasser ergeben sich aus der ausschließlichen Betrachtung historischer Ereignisse an der Ötztaler Ache. Darüber hinaus führten Murgangereignisse in den Wildbacheinzugsgebieten zum Teil zu verheerenden Schäden. Für die Gefahrenzonenplanung und Planung baulicher Maßnahmen zum Schutz vor Wildbachgefahren sind sie im Ötztal auch gegenwärtig von zentraler Bedeutung. Zumal im Rahmen der Anwendung des Modellkonzeptes ausschließlich fluviale Transportzustände in den Teileinzugsgebieten behandelt werden, wird hier auf bedeutende historische Schadensereignisse infolge murgangartiger Hochwasser und Murgänge in den Wildbacheinzugsgebieten nicht weiter eingegangen.



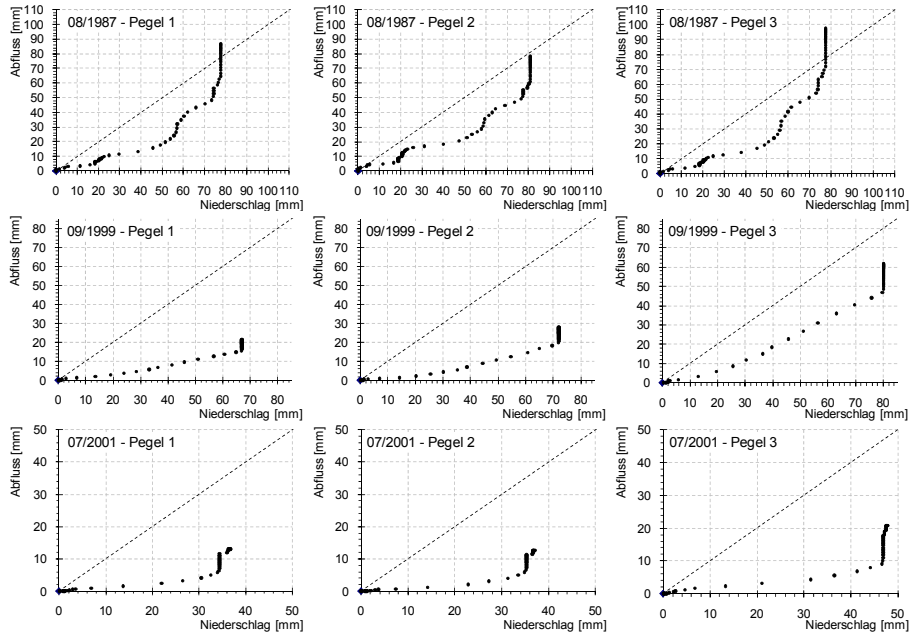
**Abb. 54:** Räumliche und zeitliche Variabilität der Niederschlagssummen – GIS-basierte Darstellung der Verteilung der Niederschlagssummen im Zeitraum der drei betrachteten Hochwasserereignisse; Anwendung der „Inverse-Distance-Squared-Methode“ (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2000) unter Verwendung lückenlos verfügbarer Niederschlagsdaten im 1h-Intervall

In Abb. 55 sind die Abflussganglinien der drei betrachteten Hochwasser an den Pegeln 2, 3, 4, 5, 6, 10 und 14 dargestellt.

Abbildung 56 enthält eine Bilanzierung von Abfluss und Niederschlag im Sinne einer Doppelsummenanalyse für die drei Hochwasser jeweils an den Pegeln 1 und 2 im Venter Tal bzw. am Pegel 3 im Gurgler Tal. Hinsichtlich der Prozesscharakteristik ist das Ereignis vom September 1999 dementsprechend als überwiegend vom Niederschlag induziertes Hochwasserereignis zu beschreiben. Der Einfluss von Schmelzprozessen ist zum Zeitpunkt des Ereignisses im September gering, verhältnismäßig gering sind auch die Basisabflüsse  $Q_B$ . Wesentlich höher ist der Basisabfluss  $Q_B$  beim Hochwasser vom Juli 2001, insbesondere in den Einzugsgebieten der Pegel 1, 2 und 3. Abbildung 57 verdeutlicht diese markant unterschiedliche Relevanz der Schnee- und Gletscherschmelzprozesse für das Abflussverhalten. Die beiden Bilder zeigen die von Schnee bzw. Gletschern bedeckten Flächen im Ötztal jeweils unmittelbar vor dem Hochwasserereignis (13/09/1999 und 30/06/2001). Die Daten basieren auf der Analyse panchromatischer Landsat 7 - Datensätze. Anhand der Isohypsen ist ersichtlich, dass der Unterschied in der Ausbreitung der ausgeparteten Flächen zu den beiden Zeitpunkten etwa 500 m beträgt.



**Abb. 55:** Abflussmessungen an den Pegeln 2, 3, 4, 5, 6, 10 und 14 im Zeitraum der drei betrachteten Hochwasserereignisse 08/1987, 09/1999 und 07/2001



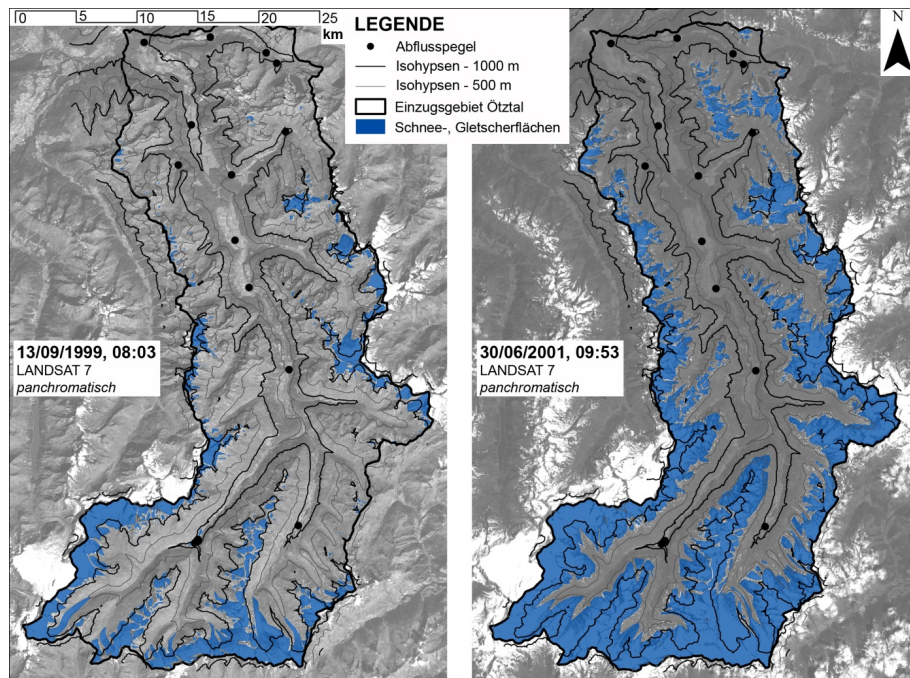
**Abb. 56:** Doppelsummenanalyse an den Pegeln 1, 2 und 3 für die Zeiträume 23/08/1987, 12:00 - 26/08/1987, 11:45 bzw. 20/09/1999, 00:00 - 22/09/1999, 23:45 bzw. 15/07/2001, 00:00 - 17/07/2001, 23:45

Ein im Vergleich zum Ereignis 09/1999 ähnliches Niederschlagsmuster war beim Hochwasser im August 1987 zu beobachten (hierbei gilt es allerdings die Verfügbarkeit von Niederschlagsdaten im Zeitraum 23/08/1987, 12:00 - 26/08/1987, 11:45 an lediglich 4 Stationen zu beachten). Die Abflussspitzen sind im August 1987 allerdings markant höher, insbesondere im Venter Tal sowie im vorderen Ötztal. Wie auch aus der Doppelsummenanalyse in Abb. 56 hervorgeht, ist dieses Ereignis aus der Überlagerung mehrerer gleichzeitig ablaufender Prozesse entstanden. Die Verhältnisse von kumulativem Abfluss zu kumulativem Niederschlag sind an den drei betrachteten Pegeln wesentlich höher als bei den anderen beiden Hochwassern und teilweise größer als eins. BRAUN und WEBER (2002) bzw. STEINACKER (1988) rekonstruieren diese Prozesse und damit die Ursachen für dieses Ereignis wie folgt:

Ausschlaggebend für die Niederschläge war eine Großwetterlage, bei der sehr warme und feuchte Luftmassen von Süden aus dem Mittelmeerraum kommend über den Alpenraum verfrachtet wurden. Im Bereich des Alpenhauptkamms trafen diese auf kalte Luftmassen und wurden entsprechend in höhere Lagen gehoben. Je nach Labilität der Luftschichten bildeten sich orografisch bedingte konvektive Niederschlagszellen, die zum Teil über einen längeren Zeitraum stationär wirkten. Im hinteren Teil des Ötztals (Venter und Gurgler Tal) wurden Niederschläge beobachtet, die durch vergleichsweise moderate Intensitäten mit 6 mm/h - 8 mm/h und sehr langen Zeitdauern (bis zu 60 h) gekennzeichnet waren. Infolge einer nur

langsam absinkenden Nullgradgrenze zeigte der in Kapitel B.1.2 bereits beschriebene Selbstsicherungsprozess (STEINACKER, 1988) nur begrenzt Wirkung. Im Venter Tal wurde der niederschlagsinduzierte Abflussanteil zudem von einer „Tauflut“ überlagert, bei der die wassergesättigte Schneedecke über den Gletscherflächen regelrecht abgewaschen und geschmolzen wurde (BRAUN und WEBER, 2002).

Das Hochwasser vom August 1987 ist das bis dato größte bekannte Hochwasser im Ötztal, die Abflussspitzen  $Q_{\max}$  an den Pegeln der Venter und Gurgler Ache sowie an der Öztaler Ache sind als historisch höchste Hochwasserabflüsse zu charakterisieren.



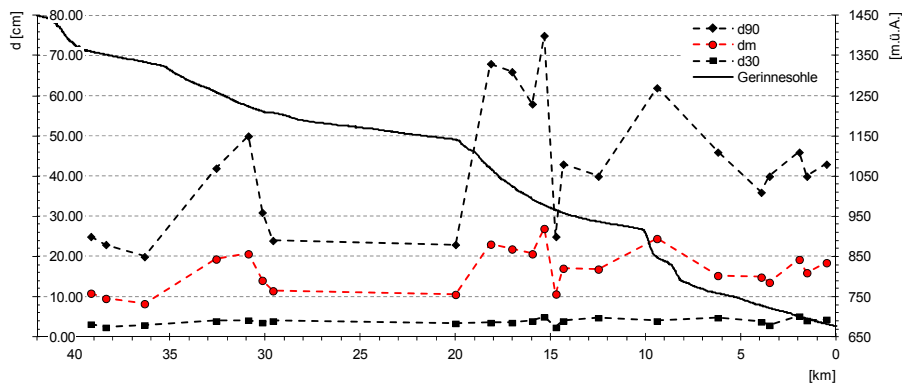
**Abb. 57:** Auswertung von Luftbildern (Landsat 7, panchromatisch) zur Bestimmung der Verteilung von Schnee- und Gletscherflächen am 13/09/1999 und 30/06/2001

#### D.2.4 Charakteristik des Sohlmaterials

Die Erhebung der Korngrößenverteilung des Sohlmaterials basiert auf einer umfangreichen Begehung, Kartierung und stellenweise Beprobung des gesamten Projektgebietes. Durchgeführt wurden diese Geländeaufnahme und damit die Probennahme und Analyse von KLENKHART & PARTNER CONSULTING (2011). Die folgenden Angaben für die charakteristischen Korndurchmesser  $d_{xx}$  entstammen dieser Kartierung.



Abbildung 59 enthält die Auswertung jener Linienzahlanalysen, die an den Gewässern in den Teileinzugsgebieten durchgeführt wurden. Der Datensatz umfasst 78 Linienzahlanalysen, davon 25 im Venter Tal, 20 im Gurgler Tal und 33 in den Einzugsgebieten der Zubringer 5, 6, 11, 15, 19, 20, 28, 34, 35, 36, 42 und 44. Die mittleren Werte für  $d_{30}$  liegen im Bereich zwischen 1.1 cm und 3.8 cm. In den Teileinzugsgebieten 15 - 36 liegen die Werte für  $d_{30}$  an der unteren Grenze dieses Bereiches, in den übrigen Teileinzugsgebieten sind die Sohlverhältnisse entsprechend rauer. Ähnlich ist die Verteilung der Kornparameter  $d_m$ ,  $d_{90}$  bzw.  $d_{max}$ .  $d_m$  beträgt im Mittel zwischen 4.6 cm und 17.2 cm,  $d_{90}$  zwischen 11.3 cm und 38 cm bzw.  $d_{max}$  zwischen 47.5 cm und 132.5 cm. Insbesondere die Kornparameter in den Einzugsgebieten der Venter und Gurgler Ache (Zubringer 1 und 2) weisen unter anderem auch aufgrund der hohen Zahl an durchgeführten Linienzahlanalysen eine markante Streuung auf.



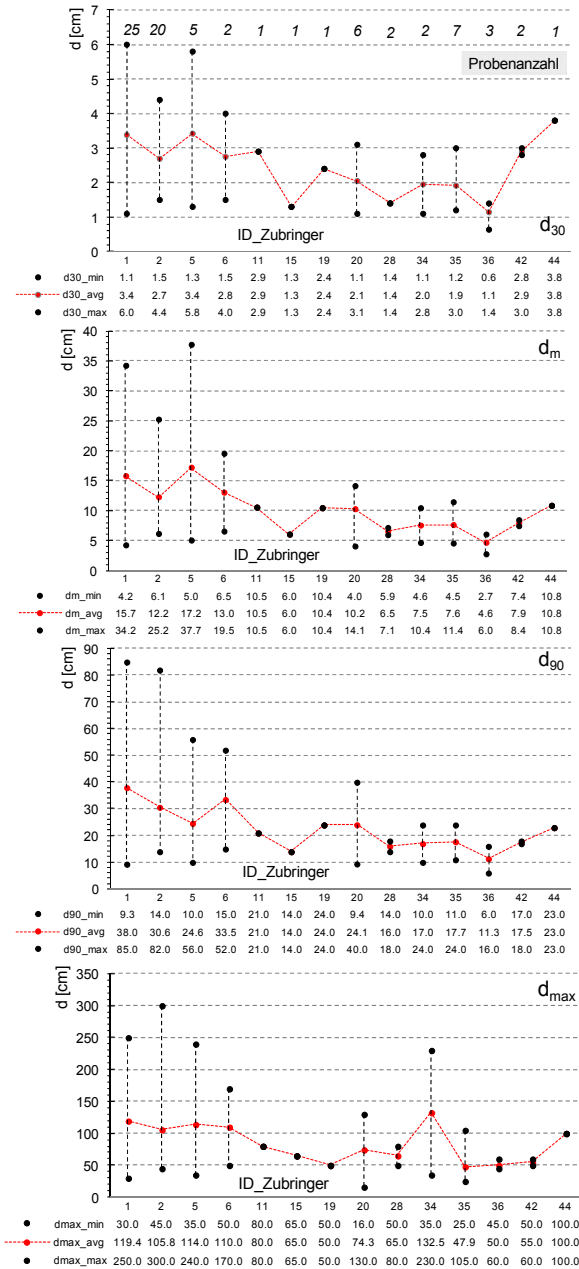
**Abb. 58:** Charakteristik des Sohlmaterials an der Ötztaler Ache – Ergebnisse der Linienzahlanalysen (Probennahme und Analyse der Daten durch KLENKHART & PARTNER CONSULTING (2011))

In Abb. 58 sind die Ergebnisse jener Linienzahlanalysen dargestellt, die unmittelbar an der Ötztaler Ache erhoben wurden. Im Bereich des Überganges der Steilstrecke oberstrom von Sölden in das Söldener Talbecken betragen die Werte für  $d_{30}$  circa 3.5 cm, für  $d_m$  etwa 11 cm und für  $d_{90}$  25 cm. Im Beckenbereich ist eine geringfügige Abnahme der Korngrößen zu vermerken. Im anschließenden steileren Abschnitt sind deutlich größere Kornparameter vorzufinden, die Werte für  $d_m$  und  $d_{90}$  betragen hier im Maximum 21 cm und 50 cm. Im Längenfelder Becken sind an der Gerinnesohle ähnliche Verhältnisse vorzufinden wie im Talbecken von Sölden, die Linienzahlanalysen am Eingang in das Becken und vor dem Übergang in die folgende Steilstufe sind ident. In Analogie zum bereits beschriebenen Verlauf nehmen die Werte für die Kornparameter  $d_{30}$ ,  $d_m$  und  $d_{90}$  in den folgenden Steilabschnitten wiederum zu. Die Maxima erreichen Werte um 37 cm für  $d_m$  bzw. 75 cm für  $d_{90}$ . Bis zur Mündung der Ötztaler Ache in den Inn nehmen die Werte nochmals auf etwa 20 cm bzw. 43 cm ab.

Die Längsentwicklung der Korngrößen in der Flusssohle der Ötztaler Ache zeigt erwartungsgemäß eine markante Abhängigkeit vom Fließgefälle  $I_s$ : Mit zunehmendem Gerinnegefälle  $I_s$  nimmt die Größe des Sohlmaterials infolge der

zunehmenden wirksamen Schubspannung  $\tau_w$  zu, die Rauheit und in der Folge der Fließwiderstand steigen.

Hinsichtlich der Probennahme und Analyse der Korngrößenverteilung sei festgehalten, dass die Durchführung der Linienzahlanalysen sowie die Ergänzung der Feinanteile mittels Fullerkurven und Umrechnung in die Korngrößenverteilung der Unterschicht auf der Anleitung von FEHR (1987) basiert. Um nähere Aufschlüsse über die feinen Kornfraktionen zu erhalten, erfolgten zudem an einigen Probenstandorten kübelweise Entnahmen des Materials der Unterschicht.



**Abb. 59:** Charakteristik des Sohlmaterials in den Teilezugsgebieten – Ergebnisse der Linienzahlanalysen (Probennahme und Analyse der Daten durch KLENKHART & PARTNER CONSULTING (2011))

### D.3 Szenarien, Schutzmaßnahmen für ISTzustand und PLANzustände

Im Rahmen der Anwendung des in Kapitel C beschriebenen Modellkonzeptes zur Evaluierung der Wirksamkeit von Hochwasserschutzmaßnahmen werden für das Einzugsgebiet des Ötztals die historischen Hochwasser vom September 1999 (a) und Juli 2001 (b) betrachtet. Sie stellen wie in Abb. 54 bereits beschrieben zwei Ereignisse mit unterschiedlicher räumlicher und zeitlicher Ausprägung der einwirkenden Niederschläge und damit des Abflusses dar. Die Szenariobildung erfolgt mit den Faktoren  $0.5 \leq (a) - s \leq 1.4$  und  $0.5 \leq (b) - s \leq 1.9$ . Hinsichtlich der Schutzmaßnahmen werden drei PLANzustände  $p = 1, 2, 3$  modelliert (Tab. 24). Sie sind in Abb. 46 dargestellt bzw. werden gemeinsam mit den bereits bestehenden Maßnahmen (ISTzustand) in der Folge beschrieben. Mit der Definition der Parameter  $s$  innerhalb der angegebenen Grenzen werden durchaus extreme, aber noch realistische Abflussverhältnisse modelliert und ins stochastische Bewertungsmodell mit einbezogen.

**Tab. 24:** Betrachtete Hochwasserszenarien (a) und (b)

Historische Hochwasser	Zeitraum	Szenarien	Schutzmaßnahmen
(a) - 09/1999	20/09/1999, 00:00 - 22/09/1999, 23:45	(a) - $s = [0.5, 1.4]$	$p = 1, 2, 3$
(b) - 07/2001	15/07/2001, 00:00 - 17/07/2001, 23:45	(b) - $s = [0.5, 1.9]$	

Das Hochwasser vom August 1987 wird aus folgenden Gründen nicht betrachtet: Zunächst stehen für die Berechnung des Gebietsniederschlags lediglich 4 Niederschlagsstationen mit kontinuierlich vorhandenen Messdaten zur Verfügung (siehe Abb. 54). Die Ableitung des Gebietsniederschlags, der die realen Verhältnisse in der erforderlichen Güte repräsentiert, ist dadurch nicht umsetzbar. Des Weiteren steht Pegel 4 im Talbecken von Sölden nicht für die Modellkalibrierung zur Verfügung. Bei der Kalibrierung an den Pegeln entlang der Ötztaler Ache ergibt sich zudem die Problematik, dass infolge der massiven Schäden entlang der gesamten Ötztaler Ache nach dem Hochwasser umfangreiche Sanierungsmaßnahmen aber auch Schutzmaßnahmen getroffen wurden. Die Sohllagen sowie die Uferverbauungen betreffend ist der derzeitige Verlauf der Ötztaler Ache damit nicht mit der Situation unmittelbar beim Ereignis vergleichbar. Entsprechend wäre bei gleichen Abflussverhältnissen ein durchaus konträres Bild an Überflutungsflächen zu erwarten. Im Hinblick auf die hydrologische Modellierung und die vereinfachte Berücksichtigung der Schnee- und Gletscherschmelzprozesse (siehe Kapitel C.2.2) ist des Weiteren ein Satellitenbild von ausreichender Qualität (mit geringem Bewölkungsgrad) nicht verfügbar. Eine adäquate Modellierung der zuvor beschriebenen komplexen Prozesse der Schneedeckensättigung bzw. des Abwaschens und Schmelzens von Teilen der Schneedecke mit den gewählten (einfachen) Modellen ist ohnehin nicht umzusetzen. Aus Gründen des großen Einflusses dieser Prozesse, der unzureichenden Datenbasis für den Niederschlag sowie der Problematik bei der Modellkalibrierung wird das Hochwasser vom August 1987 nicht in die Modellierung mit einbezogen.

Tabelle 25 enthält einen Überblick über die baulichen Anlagen, welche im Sinne eines Retentionseffektes bzw. einer Abflussreduktion die Hochwassergefahr im Ötztal gegenwärtig mindern bzw. im Rahmen der Modellanwendung auf deren

Wirksamkeit überprüft werden. Entsprechend werden für den ISTzustand die eingangs in Kapitel D.1 angeführten Wasserfassungen am Horlachbach und am Mittertalbach (WF-H und WF-M) mit den jeweiligen Ausbauabflüssen und der Annahme, dass das ökologisch bedingte Restwasser  $Q_{ÜW,i}$  mindestens 20 % des Zuflusses zur Fassung betragen muss, berücksichtigt. Beide Fassungen entsprechen dem Prinzip eines Tiroler Wehres (vgl. Kapitel A.1). Die beiden Speicher Längental und Finstertal (SP-L) werden unter der Annahme, dass kein Abfluss über die Hochwasserentlastungsanlage des Speichers Längental abgeführt wird, in die Modelle implementiert.

**Tab. 25:** Schutzmaßnahmen für den ISTzustand bzw. für die PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$ ,  $p = 3$

Schutzmaßnahmen ISTzustand		Ausbauabfluss / Fassungsvermögen	Restwasser	EZG <sub>gefasst</sub> [km <sup>2</sup> ]	Pegel
Wasserfassung Horlachbach	WF-H	$Q_{WF,H} = 5.1 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_{ÜW,B} \geq 0.2 \cdot Q_{WF,H}$	25.8	8
Wasserfassung Mittertalbach	WF-M	$Q_{WF,M} = 1.0 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_{ÜW,M} \geq 0.2 \cdot Q_{WF,M}$	5.4	12
Speicher Längental, Finstertal	SP-L	$V_{SP,L} = 63 \text{ Mio. m}^3$	-	22.6	-

Schutzmaßnahmen PLANzustand $p = 1$					
Wasserfassung Venter Ache	WF-V	$Q_{WF,V} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_{ÜW,V} \geq 0.2 \cdot Q_{WF,V}$	180.0	4
Wasserfassung Gurgler Ache	WF-G	$Q_{WF,G} = 29 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_{ÜW,G} \geq 0.2 \cdot Q_{WF,G}$	79.7	4
Wasserfassung Ferwallbach	WF-Fe	$Q_{WF,Fe} = 1.3 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_{ÜW,Fe} \geq 0.2 \cdot Q_{WF,Fe}$	6.4	4
Wasserfassung Königsbach	WF-K	$Q_{WF,K} = 1.1 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_{ÜW,K} \geq 0.2 \cdot Q_{WF,K}$	5.7	4
Wasserfassung Fischbach	WF-Fi	$Q_{WF,Fi} = 4.8 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_{ÜW,F} \geq 0.2 \cdot Q_{WF,Fi}$	23.6	6
Wasserfassung Schranbach	WF-S	$Q_{WF,S} = 1.2 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_{ÜW,S} \geq 0.2 \cdot Q_{WF,S}$	6.4	6
Wasserfassung Winnebach	WF-W	$Q_{WF,W} = 2.7 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_{ÜW,W} \geq 0.2 \cdot Q_{WF,W}$	13.8	6

Schutzmaßnahmen PLANzustand $p = 2$					
Rückhaltebecken Venter Ache	HRB-V2	$V_{HRB,V} = 2 \text{ Mio. m}^3$	$Q_{AUS,V} \geq \text{Basisabfluss}$	180.0	4
Rückhaltebecken Gurgler Ache	HRB-G2	$V_{HRB,G} = 2 \text{ Mio. m}^3$	$Q_{AUS,G} \geq \text{Basisabfluss}$	79.7	4

Schutzmaßnahmen PLANzustand $p = 3$					
Rückhaltebecken Venter Ache	HRB-V3	$V_{HRB,V} = 1 \text{ Mio. m}^3$	$Q_{AUS,V} \geq \text{Basisabfluss}$	180.0	4
Rückhaltebecken Gurgler Ache	HRB-G3	$V_{HRB,G} = 1 \text{ Mio. m}^3$	$Q_{AUS,G} \geq \text{Basisabfluss}$	79.7	4

Des Weiteren werden drei PLANzustände betrachtet, bei denen jeweils zusätzlich zu den bestehenden baulichen Anlagen WF-H, WF-M und SP-L weitere Maßnahmen im Projektgebiet gesetzt werden. PLANzustand  $p = 1$  umfasst insgesamt 7 weitere Wasserfassungen im Projektgebiet. Deren Lage und natürliche Einzugsgebiete

EZG<sub>natürlich</sub> sind in Abb. 46 dargestellt (grüne Dreiecke bzw. grün schraffierte Flächen). Die Fassung WF-V (Seitenentnahme) mit dem Ausbauabfluss entsprechend Tab. 25 befindet sich unmittelbar unterstrom des Pegels 2 im Venter Tal, die Fassungen WF-G, WF-Fe und WF-K sind unterstrom des Pegels 3 im Gurgler Tal situiert. WF-Fe und WF-K sind nach dem Schema eines Tiroler Wehres so konzipiert, dass die ausgeleiteten Abflüsse in den Fassungsbereich der Anlage WF-G, welche in Form eines kleinen Speichers mit seitlicher Entnahme projektiert ist, geleitet werden. Die Wasserfassungen WF-Fi, WF-S und WF-W entsprechen ebenfalls dem Schema eines Tiroler Wehres, sie befinden sich im Einzugsgebiet des Zubringers 28 (siehe Abb. 46). In Analogie zu den bestehenden Anlagen liegt sämtlichen projektierten Fassungen die Annahme  $Q_{\text{ÜW},i} \geq 0.2 \cdot Q_{\text{WF},i}$  zugrunde. Bei der Modellierung der Wasserfassungen wird jeweils hochwassersicherer Betrieb angenommen (vgl. Kapitel C.2.2).

Mit den beiden PLANzuständen  $p = 2$  und  $p = 3$  werden die Schutzwirkungen von Hochwasserrückhaltebecken betrachtet (vgl. Kapitel A.1). Bei  $p = 2$  werden im Venter und Gurgler Tal jeweils ein Rückhaltebecken projektiert. Die Standorte entsprechen jenen von WF-V bzw. WF-G (siehe Abb. 46), deren Fassungsvermögen beträgt jeweils  $V_{\text{HRB},i} = 2 \text{ Mio. m}^3$ . Das Betriebsschema der beiden Hochwasserrückhaltebecken basiert wiederum auf derselben Anforderung für den geforderten Mindestabfluss  $Q_{\text{AUS},i}$  sowie auf der Annahme, dass das Fassungsvermögen unabhängig von Abflussspitze und -volumen der Zuflussganglinie nach Möglichkeit maximal ausgenutzt wird (vgl. Abb. 38, rechts).

In PLANzustand  $p = 3$  werden in Analogie zu  $p = 2$  die beiden Rückhaltebecken HRB-V3 und HRB-G3 modelliert, deren Fassungsvermögen beträgt mit  $V_{\text{HRB},i} = 1 \text{ Mio. m}^3$  allerdings nur 50 % der Speichergröße von HRB-V2 und HRB-G2. Stauraumverlandungen bzw. Spülungen werden bei der Modellierung der Hochwasserrückhaltebecken nicht betrachtet (vgl. Kapitel C.2.2).

Neben den angeführten baulichen Anlagen werden die bestehenden Hochwasserschutzanlagen entlang der Ötztaler Ache – im Wesentlichen sind dies Ufermauern und -dämme in den Talbecken – in die Modellierung implementiert. Hinsichtlich der Wirkung bestehender Schutzbauwerke gegen Wildbachgefahren wird folgende Vorgehensweise gewählt: Berücksichtigung finden ausschließlich Strukturen zum Rückhalt von Feststoffen. Zumal im Modellkonzept das Augenmerk auf die Hochwassergefahr infolge Ausuferungen der Ötztaler Ache gelegt wird, werden in der Geschiebemodellierung ausschließlich jene relevanten Wildbacheinzugsgebiete erfasst, bei denen ein Eintrag in die Ötztaler Ache zu erwarten ist. Entsprechend werden Teileinzugsgebiete mit ausreichend dimensionierten Geschieberückhaltebecken nicht in die Geschiebemodellierung mit einbezogen. Die Modellierung erfolgt nach der in Abb. 41 dargestellten Methodik. Teileinzugsgebiete mit erwartungsgemäß zu geringem Fassungsvermögen der Geschieberückhaltestrukturen bzw. ohne Rückhaltebauwerke finden im Geschiebebilanzierungsschema Berücksichtigung. Das unter diesen Annahmen resultierende Geschiebebilanzierungsschema ist in Abb. 62 dargestellt. Die Zubringer 6, 8, 20, 36, 45 und 49 stellen darin geschieberelevante Zubringer mit Rückhaltebecken am Gebietsauslass bzw. in seitlichen Zuflüssen dar. Weitere Erläuterungen zur Geschiebebilanzierung finden sich in Kapitel D.4.2.



## D.4 Modellkomponenten

### D.4.1 Gekoppelte hydrologisch-1D-hydraulische Modellierung

Die Abbildungen 60 und 61 enthalten das Fließschema des Projektgebietes auf Basis der Einteilung des Ötztals in Teileinzugsgebiete. Die Talschaft ist entsprechend in 239 Teileinzugsgebiete gegliedert. Gemäß Abb. 49 bzw. Tab. 22 münden sie an 53 Zuflussknoten in die Ötztaler Ache. Jede der dargestellten Teilflächen stellt im hydrologischen Modell ein Kompartiment dar, dem individuell Modellparameter (Curve Number CN, Anfangsverlust  $A_V$ , Lag Time  $t_{LAG}$ ) zugewiesen sind. Hinsichtlich der Bestimmung der Startwerte für die Versickerungsbeiwerte CN – diese Werte werden im Zuge der Modellkalibrierung unter anderem adaptiert – werden die Kartierung der Vegetation und Bodennutzung bzw. des Bodenaufbaus gemäß Abb. 47 auf die Gliederung nach Tab. 11 und Tab. 10 wie folgt umgelegt:

**Tab. 26:** Zuordnung der Klassifizierung von Vegetation, Bodennutzung und Bodenaufbau gemäß HAFNER und FÜRST (2007) und PETICZKA und KRIZ (2007) zur Einteilung von Bodentyp und Bodennutzung für die Anwendung der SCS-CN Methode (Tab. 11 und Tab. 10)

Vegetation / Bodennutzung (Abb. 45)	Zuordnung Zeile (Tab. 11)
Offene Wasserflächen	11
Gletscherflächen	11
Nadelwälder	9
Grünland	5
Locker bebaute Siedlungsflächen	5
Vegetationsarme Flächen	1
Bodenaufbau (Abb. 45)	Zuordnung Bodentyp (Tab. 10)
Podsol, Staupodsol und Subtypen	C
Rezente Parabraunerde, Relikt-Parabraunerde	C
Anstehendes Gestein, Gletscher	D
Karbonatfreie Braunerde, karbonatfreie Relikt-Braunerde	C
Karbonatfreier Grobmaterial-Rohboden, karbonatfreier Kultur-Rohboden	B
Karbonathaltiger Auboden, karbonathaltiger Augley, karbonathaltiger Schwemmboden, karbonathaltiger Rohauboden	C
Karbonathaltiger Feinmaterial-Rohboden, karbonathaltiger Kultur-Rohboden	B

Die Modellierung erfolgt entsprechend den Erläuterungen in Kapitel C.2.2 bzw. gemäß Abb. 36. Die weitere Gliederung der Teileinzugsgebiete infolge der Bedeckung mit Schnee bzw. Gletschern richtet sich nach der Satellitenbildanalyse gemäß Abb. 57. Den Schnee- bzw. Gletscherflächen wird in der Folge auch der (konstant angenommene) Basisabfluss  $Q_B$  zugewiesen. Diese Zuordnung erfolgt flächengewichtet.

Für die Modellierung wird in Analogie zur Auflösung der verfügbaren Messdaten an den Abflusspegeln ein einheitlicher Zeitschritt von  $\Delta t = 15$  min gewählt. Beide Ereignisse (a) und (b) werden damit durch 288 Zeitschritte charakterisiert (siehe Tab. 24).

Die Zuflüsse ins 1D-hydraulische Modell entsprechen den Ergebnissen der hydrologischen Modellierung an den Ausflussknoten 1 - 53. Die Modellbetrachtung



ist instationär, die zeitliche Diskretisierung der Zuflüsse entspricht wiederum dem Zeitintervall  $\Delta t = 15 \text{ min}$ . Geometrische Datengrundlage des hydraulischen Modells sind zunächst terrestrische Profilaufnahmen entlang des gesamten Flussschlauchs (circa 250 Querprofile). Die Daten werden im abflussrelevanten Vorlandbereich mittels Airborne Laserscanning und punktueller terrestrischer Vermessung ergänzt. Des Weiteren werden Lage und Geometrie sämtlicher Brückenbauwerke erhoben – entlang der Fließstrecke von km 41.99 - km 0.0 sind 37 Brückenbauwerke situiert. Unter Berücksichtigung sämtlicher Daten wird in der Folge ein digitales Geländemodell erstellt (ArcGIS, SMS). Die geometrischen Daten für das hydraulische Modell ergeben sich schließlich durch Anwendung des GIS-basierten Tools HEC-GeoRas auf das erzeugte Geländemodell. Die für 1D-hydraulische Berechnungen erforderlichen Querprofile werden dabei im Sinne von Schnitten aus dem Geländemodell errechnet und inklusive sämtlicher Informationen hinsichtlich ihrer geometrischen Lage (Profilabstände), der Rauheiten, der Lage von Dämmen usw. in das entsprechende Datenformat für den Import in HEC-Ras gespeichert. Die Abbildung der Ötztaler Ache erfolgt auf diesem Wege mit insgesamt 574 Querprofilen. Der Profilabstand beträgt im Mittel 25 m und richtet sich unter zusätzlicher Berücksichtigung des gewählten Berechnungszeitschrittes (im Bereich zwischen 3 und 60 Sekunden) nach dem Kriterium nach COURANT et al. (aus U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE) (2000)) gemäß Gleichung (B.48). Zudem befinden sich an jedem Zubringerknoten ein entsprechendes Querprofil bzw. im Nahbereich von Brücken Profile mit geringerem Abstand, um eine adäquate Modellierung der Strömungssituation im Brückenbereich und insbesondere der Verluste infolge Einschnürung, Pfeilerumströmung, Aufweitung, usw. zu gewährleisten.

Mit der beschriebenen Methodik zur Erzeugung der Geometriedaten ergibt sich der Vorteil, beliebig viele Profile an von der terrestrischen Vermessung unter Umständen nicht erfassten Knoten in die Modellierung mit einzubeziehen. Die softwareseitig integrierte Möglichkeit zur automatisierten Interpolation von Querprofilen führt in dieser Hinsicht insbesondere bei stark ungleichförmigem Gerinneverlauf mit großen Gefälle- und Breitengradienten zu Ungenauigkeiten in der Abbildung der realen geometrischen Verhältnisse.

Die Lösung der dynamischen Wellenapproximation nach Saint-Venant (vgl. Kapitel B.2.3.4, Abb. 17) basiert auf der Anwendung eines impliziten zentralen Finite-Differenzen-Schemas. Aufgrund der Charakteristik des Längsprofils der Ötztaler Ache mit zum Teil großen und vor allen Dingen variierenden Gefällegradienten ist dabei die Definition des globalen Berechnungszeitschrittes von besonderer Relevanz, zumal mit einer ungünstigen Annahme Instabilitäten im Lösungsalgorithmus verbunden sind.

#### D.4.2 Geschiebebilanzierung

Abbildung 62 enthält eine Systemskizze des Bilanzierungsschemas für die geschieberelevanten Zubringer sowie eine Übersicht im Sinne eines Längenschnittes. Die Bilanzierung erfolgt nach der in Kapitel C.2.3 beschriebenen Methodik. Die Berechnung der Transportkapazitäten  $G_{TK}$  in den Teileinzugsgebieten basiert dabei auf dem Ansatz nach RICKENMANN (2005), entlang der Ötztaler Ache wird der Ansatz nach SMART und JÄGGI (1983) angewendet. In den Teileinzugsgebieten stammt der zum jeweiligen Bilanzierungsabschnitt

korrespondierende Abfluss aus dem hydrologischen Modell (HEC-HMS), entlang der Ötztaler Ache resultiert er aus dem 1D-hydraulischen Modell (HEC-Ras). Geschieberückhaltebecken GRHB sind an den Zubringern 6, 8, 28, 36, 45 und 49 situiert. Sie werden entsprechend ihren in Tab. 27 angeführten Fassungsvermögen  $V_{GRHB}$  nach der Systematik gemäß Abb. 41 im Rechenschema berücksichtigt. Der gewählte Zeitschritt für die Bilanzierung entspricht dem Diskretisierungsintervall  $\Delta t$  des Abflusses.

**Tab. 27:** Geschieberückhaltebecken GRHB in den geschieberelevanten Teileinzugsgebieten und deren Fassungsvermögen  $V_{GRHB}$

HZB-Code	Zubringer	Fassungsvermögen $V_{GRHB}$ [m³]
92-36-2	6	2000
92-37a	8	5500
92-54-12	28	20000
92-54-15	28	150000
92-70	36	80000
92-78	45	6000
92-84	49	7500

Wie in Kapitel D.4.3 erläutert, besteht für die Geschiebeberechnungen im Ötztal aufgrund nicht verfügbarer Messungen bzw. Beobachtungen keine Möglichkeit zur Kalibrierung. Die Vorgehensweise wird aus diesem Grund dahingehend gewählt, als die berechneten Geschiebetransportraten in den Teileinzugsgebieten mit relevantem Geschiebepotential (siehe Abb. 62, Legende) im Wesentlichen den theoretischen Transportkapazitäten  $G_{TK}$  entsprechen. In den Transportabschnitten der Teileinzugsgebiete (siehe Abb. 62, Legende) wird angenommen, dass zusätzlich zum von oberstrom eingetragenen Geschiebe kein weiteres Material im Abschnitt mobilisiert wird. Die Berechnung des reduzierten Gefälles  $I_{s,red}$  erfolgt jeweils mit Gleichung (B.121b). Der Modellkoeffizient  $\alpha_1$  wird pauschal für alle Bilanzierungsabschnitte zu 1.5 gesetzt. Die Berechnung des kritischen Abflusses  $Q_K$  entspricht Bild (b) in Abb. 40.

Im Zuge der Kartierung des Projektgebietes werden im Weiteren jene Bilanzierungsabschnitte definiert, bei denen die Berechnung nach der oben beschriebenen Methodik zu unrealistisch hohen Geschiebetransportraten führt bzw. wo entlang der Transportabschnitte zusätzlich mobilisierbares Material zu erwarten ist (Umlagerungsstrecken, siehe Abb. 62, Legende). Für diese Gebiete werden einerseits Vorgaben für das Geschiebepotential POT gemacht bzw. das Schema gemäß Bild (c) in Abb. 40 für die Berechnung von  $Q_K$  angewendet. Im Falle einer Limitierung des Geschiebeaufkommens durch Vorgabe des Geschiebepotentials erfolgt der Transport entsprechend der theoretischen Transportkapazitäten  $G_{TK}$  so lange, bis das im Abschnitt erodierte Material in der Summe dem Potential POT entspricht. Ab diesem Zeitpunkt wird im betrachteten Abschnitt kein weiteres Material mehr mobilisiert. Tabelle 28 enthält einen Überblick über jene Bilanzierungsabschnitte, bei welchen aufgrund der Erkenntnisse der Geländekartierung das allgemeine Berechnungsschema adaptiert wird.

Sowohl die für jeden Bilanzierungsabschnitt erforderlichen Angaben für  $I_s$ ,  $B$ ,  $d_{30}$ ,  $d_{50}$ ,  $d_m$  und  $d_{90}$  als auch die Vorgabe für POT und die Wahl der jeweiligen

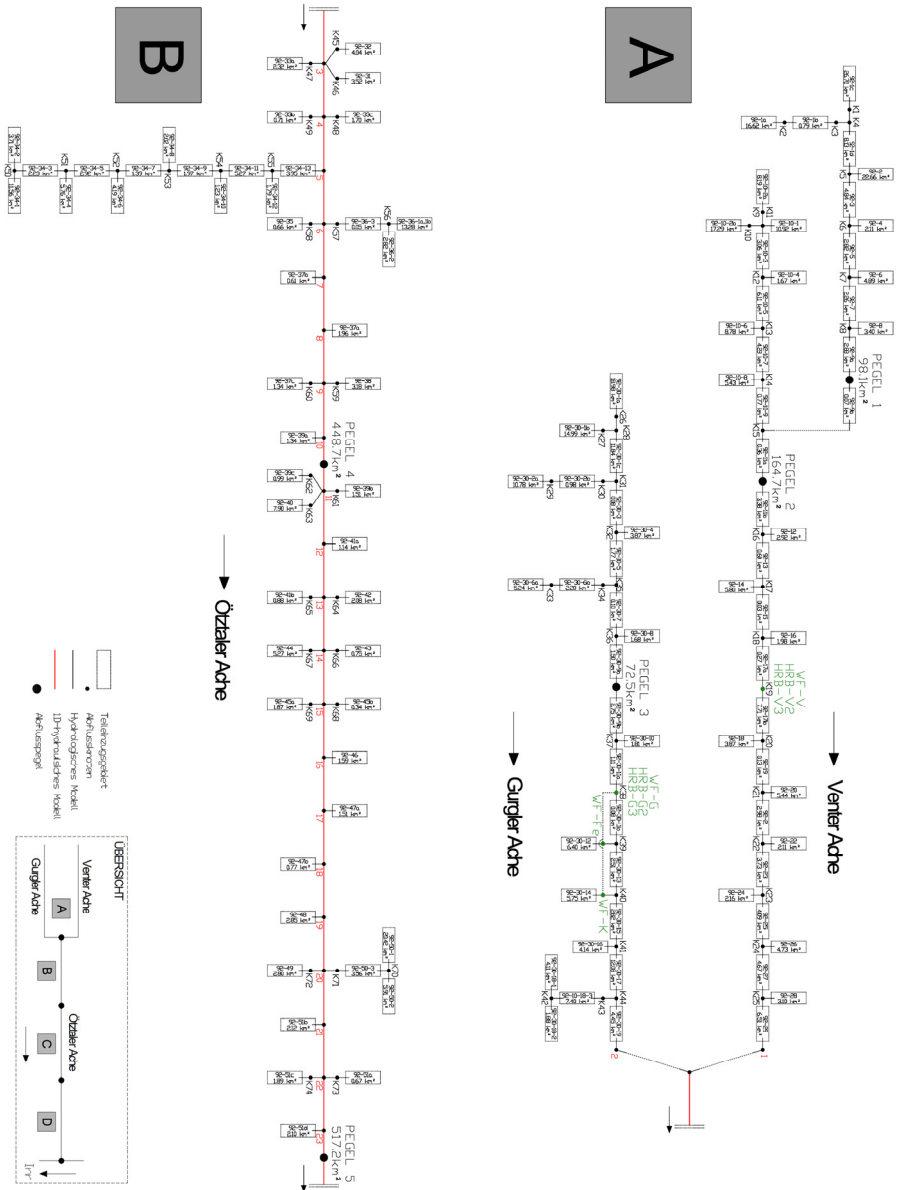
Berechnungsansätze erfolgen einheitlich für sämtliche betrachteten Szenarien (vgl. Kapitel D.3).

**Tab. 28:** Geschiebepotential POT [ $\text{m}^3$ ] in den Bilanzierungsabschnitten, bei denen eine Adaptierung der allgemein gewählten Berechnungsmethodik erfolgt, und Schema zur Berechnung von  $Q_K$  nach Abb. 40 (die Angaben für POT basieren auf den Kartierungsarbeiten von KLENKHART & PARTNER CONSULTING (2011))

HZB-Code	Zubringer	Geschiebepotential POT [ $\text{m}^3$ ]	Berechnungsansatz $Q_K$ (Abb. 40)
92-1d	1	10700	(b)
92-4	1	4000	(c)
92-5	1	4000	(b)
92-16	1	2400	(c)
92-26	1	lt. $G_{TK}$	(c)
92-28	1	lt. $G_{TK}$	(c)
92-30-1a	2	6000	(c)
92-30-1c	2	4000	(b)
92-30-4	2	1100	(c)
92-30-6b	2	1200	(b)

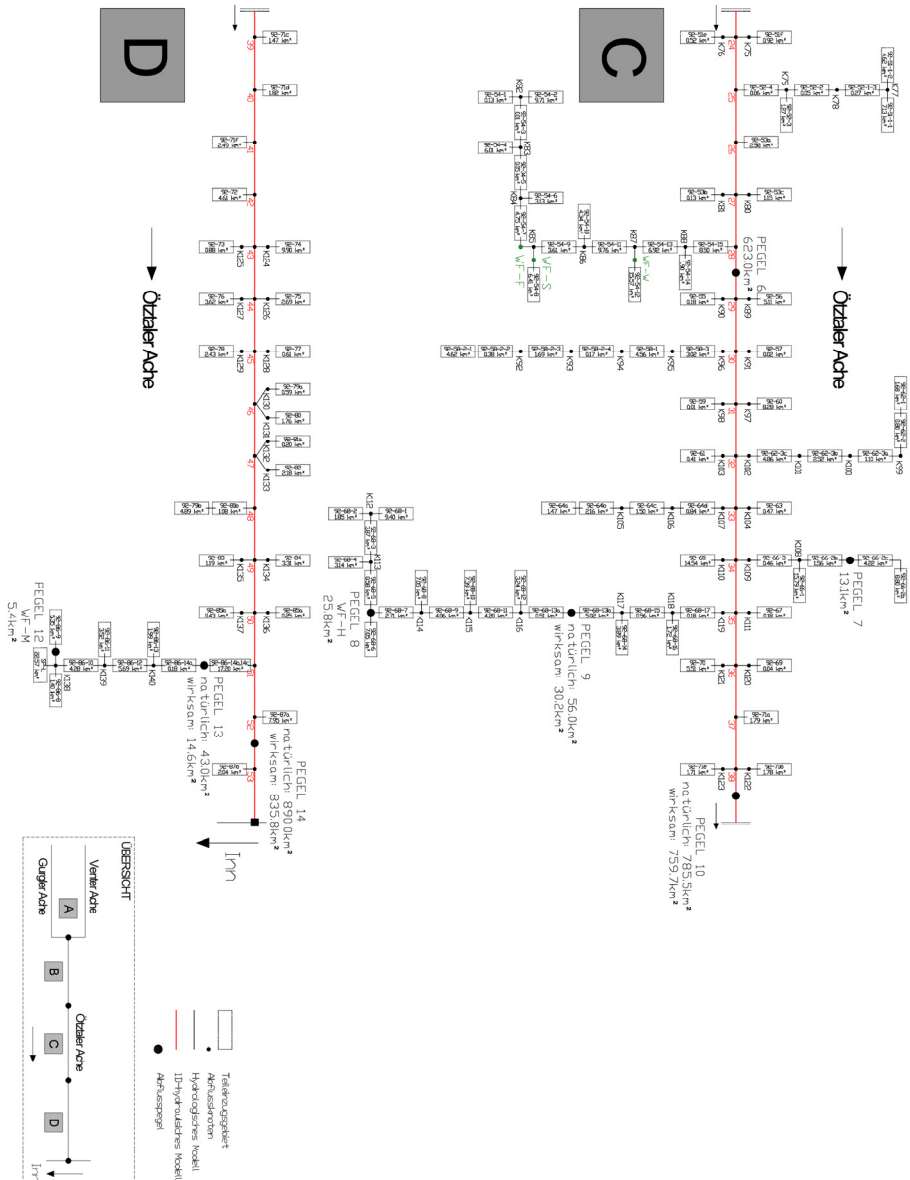
Geschiebebilanzierung und numerische Betrachtung des Geschiebetransportes in den Talbecken von Sölden und Längenfeld werden kombiniert angewendet. Aus dem Bilanzierungsschema ergibt sich der Geschiebeeintrag an der Ötztaler Ache und aus den Zubringern ins 2D-Modell von Sölden. Die Transportraten am unterstromigen Ende des numerischen Modells werden wiederum ins Bilanzierungsschema implementiert. Die kombinierte Anwendung im Abschnitt des Längenfelder Beckens erfolgt analog.

In den Abbildungen 60 - 62 ist die Situierung der projektierten Schutzmaßnahmen ersichtlich. Im Hinblick auf die Geschiebeberechnungen werden dabei für den Transport im Bereich der Fassungen bzw. der Hochwasserrückhaltebecken folgende Vereinfachungen angenommen: An den Wasserfassungen WF-H, WF-M, WF-Fe, WF-K, WF-Fi, WF-S und WF-W (ISTzustand und PLANzustand, vgl. Tab. 25) wird das Geschiebe vollständig durch transportiert, es stellt sich keine Rückhaltewirkung ein. Diese Vereinfachung ist unter der Annahme, dass die Wasserfassung (in der Regel eine Tiroler Wehr mit anschließender Entsanderkammer) im Hochwasserfall gespült wird, näherungsweise gerechtfertigt. Bei den projektierten Hochwasserrückhaltebecken (HRB-V2, HRB-G2, HRB-V3 und HRB-G3) sowie bei den Fassungen WF-V und WF-G, welche in Form kleiner Speicher mit seitlicher Entnahme projektiert sind, wird der vollständige Rückhalt des ankommenden Geschiebes angenommen.



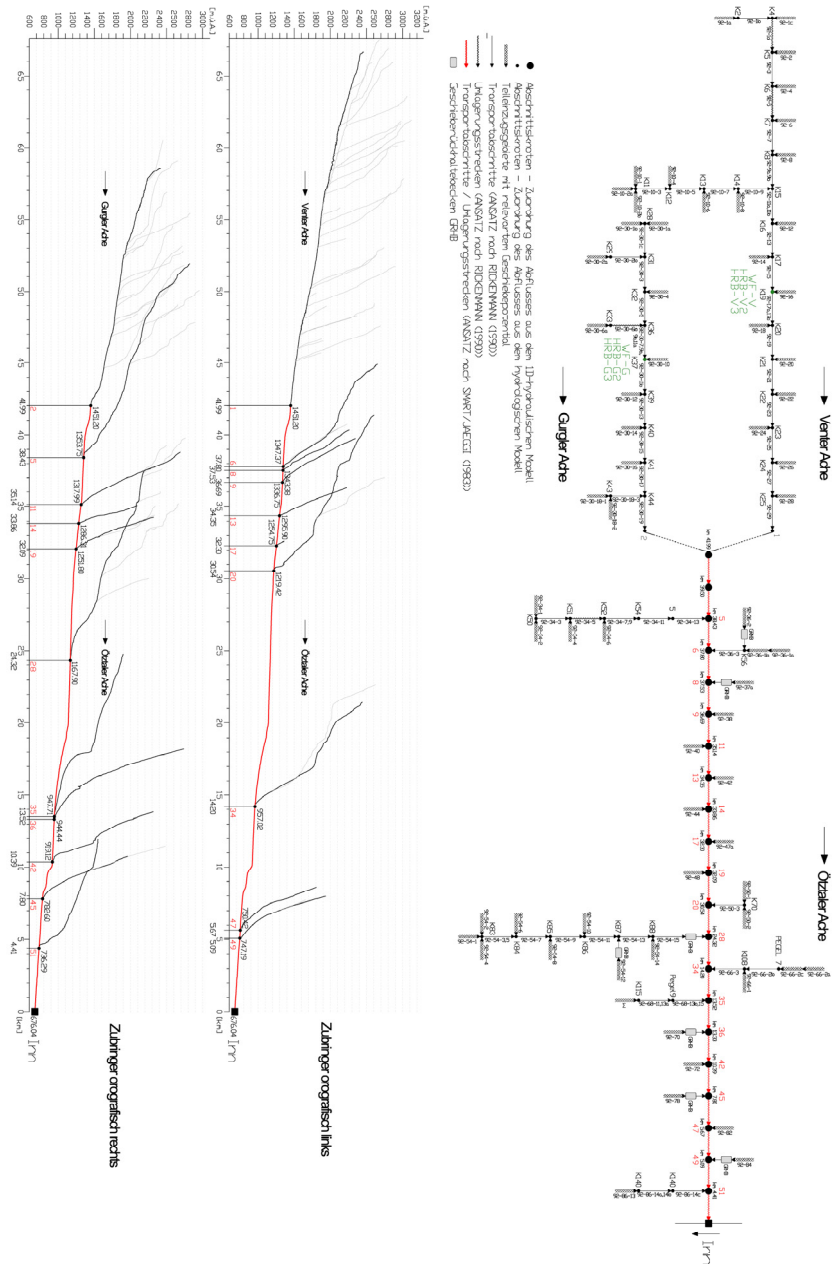
**Abb. 60:** Fließschema für die hydrologisch-1D-hydraulische Modellierung – Abschnitte A und B  
 (Die digitale Version der Dissertation, in der diese Abbildung in höherer Auflösung ersichtlich ist, ist auf [www.uibk.ac.at/wasserbau](http://www.uibk.ac.at/wasserbau) zu finden.)





**Abb. 61:** Fließschema für die hydrologisch-1D-hydraulische Modellierung – Abschnitte C und D  
(Die digitale Version der Dissertation, in der diese Abbildung in höherer Auflösung ersichtlich ist, ist auf [www.uibk.ac.at/wasserbau](http://www.uibk.ac.at/wasserbau) zu finden.)





**Abb. 62:** Oben: Systemskizze für die Geschiebebilanzierung; unten: Längsschnitte der Ötztal Achse und der geschieberelevanten Zubringer  
(Die digitale Version der Dissertation, in der diese Abbildung in höherer Auflösung ersichtlich ist, ist auf [www.uibk.ac.at/wasserbau](http://www.uibk.ac.at/wasserbau) zu finden.)



### D.4.3 2D-numerische Modelle

Mit den beiden in Abb. 46 bereits dargestellten 2D-numerischen Modellen für die Talbecken in Sölden und Längenfeld werden die Überflutungsflächen in diesen Siedlungsbereichen ermittelt. Die beiden Modelle erfassen die Gewässerabschnitte von km 39.50 - km 35.03 ( $1.56 \text{ km}^2$ ) bzw. von km 32.07 - km 19.50 ( $9.34 \text{ km}^2$ ). Aus den Teileinzugsgebieten münden gemäß der hydrologischen Modellierung die Zubringer 4 - 11 im Talbecken von Sölden sowie die Zubringer 19 - 33 im Längenfelder Becken (vgl. Tab. 22). Die Zuflüsse der Ötztaler Ache bei km 39.50 und km 32.07 resultieren aus dem 1D-hydraulischen Modell. Aus der Geschiebebilanzierung stellen in Sölden neben dem oberstromigen Einstoss an der Ötztaler Ache die Windache (Zuflussknoten 5), der Rettenbach (Zuflussknoten 6), der Haimbach (Zuflussknoten 8), der Wütenbach (Zuflussknoten 9) sowie der Atterbach (Zuflussknoten 11) Geschiebeeinträge ins numerische Modell dar (siehe Abb. 62). Ins Modell für Längenfeld münden die seitlichen Zubringer Murkarchbach (Zuflussknoten 19), Pollesbach (Zuflussknoten 20) und Fischbach (Zuflussknoten 28). Relevante Geschieberückhaltebecken befinden sich dabei am Rettenbach ( $V_{\text{GRHB}} = 2000 \text{ m}^3$ ), am Haimbach ( $V_{\text{GRHB}} = 5500 \text{ m}^3$ ) sowie am Fischbach ( $V_{\text{GRHB},1} = 20000 \text{ m}^3$ ,  $V_{\text{GRHB},2} = 150000 \text{ m}^3$ ). Die Modellierung erfolgt in der Softwareumgebung HYDRO\_GS-2D bzw. SMS. Die Rechnernetze in den beiden Bereichen entsprechen dem Geländemodell für die 1D-hydraulische Modellierung. Das 2D-Modell in Sölden besteht dabei aus circa 66500 Netzelementen, jenes für das Längenfelder Becken aus 285000 Elementen. In Analogie zu den anderen Modellkomponenten wird für die zeitliche Diskretisierung der Zuflüsse und Geschiebeeinträge das Zeitintervall mit  $\Delta t = 15 \text{ min}$  angenommen. Die Modellkalibrierung erfolgt in Analogie zum 1D-hydraulischen Modell im Sinne einer Anpassung der gewählten Rauheiten für die Sohl- und Böschungsbereiche entlang der Ötztaler Ache. Relevante Abflusspegel sind hierbei der Pegel 4 in Sölden bzw. die Pegel 5 und 6 in Längenfeld.

Hinsichtlich der naturgetreuen Nachbildung der Geschiebetransportprozesse bei den beiden betrachteten Hochwassern besteht die Problematik, dass weder Informationen über transportierte Mengen in der Ötztaler Ache noch Profilvermessungen vor oder nach den historischen Ereignissen vorhanden sind. Entsprechend erlauben die verfügbaren Beobachtungen und Erkenntnisse ausschließlich die Aussage über Intensität und zeitlichen Verlauf des Wasser-Feststoff-Gemisches an den Pegeln, keineswegs jedoch Angaben über markante Sohlveränderungen im Ablauf der Ereignisse. Angesichts der fehlenden Aufzeichnungen für die Kalibrierung der Geschiebetransportprozesse erfolgt die Modellierung dahingehend, als für die Parameter  $d_m$  Werte entsprechend der durchgeführten Linienzahlanalysen angenommen und im Zuge der Modellkalibrierung nicht adaptiert werden. Ebenso stellt die kritische Sohl Schubspannung  $\tau_{\text{krit}}$  keinen Kalibrierparameter dar. Mit den angenommenen Werten für diese Geschiebeparameter stellen sich „plausible“ Transportverhältnisse mit Sohlveränderungen, welche tendenziell zu erwarten sind und deren Ausprägungen im realistischen Rahmen bleiben, ein. Im Zuge einer Vorstudie werden entsprechend bei beiden numerischen Modellen  $d_m = 0.115 \text{ m}$  (vgl. Abb. 58)

und  $\tau_{\text{krit}} = 0.05 \text{ kN/m}^2$  gesetzt. Die zulässige Erosion wird abschnittsweise in Abhängigkeit der Sohlstruktur definiert und im Sinne einer maximal zulässigen Eintiefung auf 2 m beschränkt. Die Definition dieses Wertes basiert auf einer Einschätzung der Sohlstrukturen an der Ötztaler Ache bzw. ebenfalls auf der Bedingung, dass sich bei der numerischen Berechnung „plausible“ Sohlveränderungen einstellen. Die Vorgabe der maximal zulässigen Eintiefung spielt für die Geschiebebilanzierung entlang der Ötztaler Ache eine wichtige Rolle. Bei der Definition erodierbarer Gewässerabschnitte mit verhältnismäßig großem Gefälle, wie es beispielsweise die Steilstrecken an den unterstromigen Modellrändern sind, werden erhebliche (vermutlich die maximal zulässigen) Eintiefungen stattfinden und damit große Geschiebefrachten aus diesen Gerinneabschnitten mobilisiert. Der Einfluss dieses Modellparameters ist bei der Beurteilung der Ergebnisse in Betracht zu ziehen.

#### D.4.4 Statistisch-stochastisches Bewertungsmodell

Mit dem statistisch-stochastischen Bewertungsmodell werden die innerhalb der Lebensdauer  $D$  der geplanten Schutzmaßnahme(n) zu erwartenden Schäden in den Talbecken von Sölden und Längenfeld erfasst. Die Methodik entspricht der in den Kapiteln C.3 bzw. C.3.3 sowie Abb. 43 dargelegten Vorgehensweise.

Die Abflüsse  $Q_{RB1}$  und  $Q_{RB2}$  gemäß Abb. 43 entsprechen den Zuflüssen in die 2D-numerischen Modelle bzw. den Abflüssen im 1D-hydraulischen Modell an den Flusskilometern km 39.50 und km 32.07. Die Hochwasserstatistik wird am Pegel 5 durchgeführt. Mit dem Messzeitraum seit 1976 ergibt sich mit den aktuell verfügbaren Pegeldata eine Stichprobe bestehend aus  $n = 32$  Jahreshöchstabflüssen. Die Hochwasserstatistik erfolgt gemäß DVWK (1999) mit den Abflussdaten am Pegel 5, zumal er im betrachteten Siedlungsraum situiert ist und diesbezüglich der Pegel mit der längsten Stichprobe ist. Auf die Anwendung des Merkblattes „DWA-M 552 - Ermittlung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten“ (DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT ABWASSER UND ABFALL E.V. (DWA), 2010) wird aufgrund der Tatsache, dass sich das Merkblatt noch in Bearbeitung befindet bzw. noch nicht veröffentlicht wurde, verzichtet.

Mit den in Kapitel D.3 angeführten Szenarien umfasst das Bewertungsmodell wie in Abb. 43 exemplarisch dargestellt zwei Siedlungsbereiche. Für die beiden Hochwasserereignisse bzw. den PLANzuständen  $p = 1, 2$  und 3 erfolgt jeweils ein Vergleich der Hochwasserschäden mit dem ISTzustand. Entsprechend den beiden Parametern (a) -  $s = [0.5, 1.4]$  und (b) -  $s = [0.5, 1.9]$  ergeben sich die in Abb. 43 dargestellten analytischen Zusammenhänge aus 10 bzw. 15 Stützstellen.

#### D.4.5 Schwemmhholzprozesse

Der Auswirkungen von Verklauungsprozessen auf die Hochwasserschäden werden im Sinne des lose gekoppelten hybriden Modellansatzes gemäß Kapitel C.4 exemplarisch für ein ausgewähltes Brückenbauwerk im Talbecken von Sölden untersucht. Es stellt hinsichtlich der Bauwerksstruktur mit einem Lichtraumprofil von verhältnismäßig geringer Höhe sowie der potentiell zuströmenden Schwemmholzmenge ein neuralgisches Bauwerk im Projektgebiet dar. Zudem ist es im Siedlungsbereich von Sölden situiert, wodurch sich im Schadenfall eine

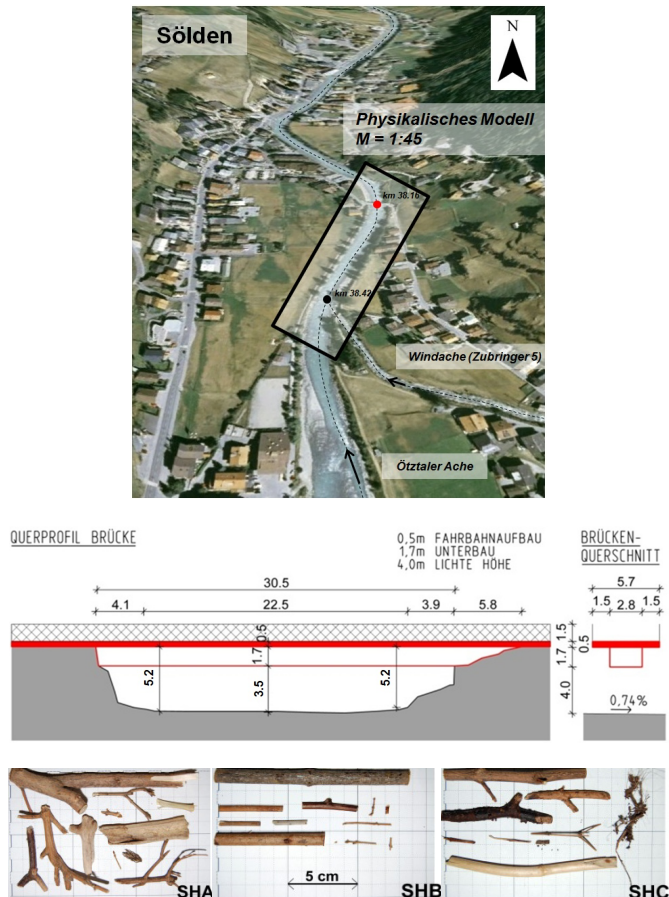
entsprechend große Zahl betroffener Bauwerke und Infrastrukturobjekte ergibt. Das Brückenbauwerk sowie der im physikalischen Modell abgebildete Bereich sind in Abb. 63, Mitte bzw. oben, dargestellt. Die Brücke befindet sich bei Flusskilometer km 38.16. Das Einzugsgebiet umfasst 423 km<sup>2</sup>, circa 30 % dieser Fläche sind bewaldet. Im physikalischen Modell werden der Gerinneabschnitt bis oberstrom der Mündung der Windache (Zuflussknoten 5) bei Fließkilometer km 38.42 sowie ein entsprechender Unterwasserbereich, mit dem sich keine Störeinflüsse infolge der unterstromigen Modellberandung einstellen, betrachtet. Der Modellmaßstab beträgt  $M = 1:45$ .

Die Brückenstruktur besteht aus einem Stahlträger mit darüber liegender Fahrbahn aus Stahlbeton. Unter Einbeziehung des Geländers, deren Struktur als nicht schwemmholzdurchgängig einzustufen ist, ergibt sich eine Höhe von 3.7 m. Die lichte Höhe unter der Brücke beträgt etwa 4.0 m. Eine seitliche Einschnürung der Strömung infolge von Brückenwiderlagern ist nicht gegeben. Das durchschnittliche Gefälle  $I_s$  im betrachteten Gerinneabschnitt beträgt 0.74 %.

Die systematischen Versuchsreihen am physikalischen Modell basieren auf einer stationären Betrachtung. Dabei werden Abflussverhältnisse zwischen  $HQ_{10}$  und  $HQ_{200}$  untersucht ( $Q_{LAB,1} = HQ_{10} = 163 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $Q_{LAB,2} = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $Q_{LAB,3} = 360 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $Q_{LAB,4} = 435 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $Q_{LAB,5} = HQ_{200} = 523 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Die Zugabe des Schwemmholzes erfolgt dabei schubartig. Die Abschätzung der Schwemmholzmenge basiert auf den Gleichungen (B.133) und (B.140) (siehe Kapitel B.5.3). Mit der Anwendung beider Ansätze ergibt sich ein Mittelwert von  $V_{H,locker} = 2565 \text{ m}^3$  Holz. Unter der Annahme von  $\rho_{H,roh} = 500 \text{ kg/m}^3$  und einem Auflockerungsfaktor  $a_{if} = 3.5$  ergibt sich mit  $M = 1:45$  im Modell ein Holzeintrag von 4.02 kg/Hochwasserereignis. Vorweg ist hierbei kritisch anzumerken, dass die abgeschätzte Menge an Schwemmholz unabhängig von der Charakteristik der Hochwasserwelle (Abflussspitze  $Q_{max}$  oder Abflussfracht  $V_G$ ) einen konstanten Wert darstellt. Die Dimensionen (Stammlänge  $L_H$  und Stammdurchmesser  $d_H$ ) des Holzes entsprechen der Einteilung gemäß Tab. 19 (siehe Kapitel B.5.4) nach LANGE und BEZZOLA (2006). Die Versuchsdurchführung erfolgt schließlich mit drei verschiedenen Holzmischungen. Die Holzmenge und deren Abmessungen entsprechen jeweils den angeführten Werten, sie unterscheiden sich im Wesentlichen hinsichtlich des Verästelungsgrades voneinander. Abbildung 63, unten, zeigt die drei Mischungen SHA, SHB und SHC. SHB besteht im Wesentlichen aus glatten Stämmen, die Mischung SHA weist einen markant hohen Verästelungsgrad auf. Mischung SHC stellt in dieser Hinsicht eine Mischung aus SHB und SHA dar. Die Holzmischungen umfassen ausschließlich Stämme mit verschiedenen Längen  $L_H$ , Durchmessern  $d_H$  und Verästelungsgraden. Kleinere Äste, Grünzeug, Abfall bzw. andere Schwimmstoffe, welche den Verdichtungsgrad des Verkläusungskörpers im Brückenbereich erhöhen können, werden nicht berücksichtigt.

Im physikalischen Modell werden für jeden verklausten Abflusszustand bzw. den entsprechenden Reinwasserzustand punktuell die Wasserspiegel im Ober- und Unterwasserbereich mittels Stechpegelmessungen erfasst. Die Versuchsdurchführung erfolgt ohne Berücksichtigung von Geschiebetransportprozessen, was bedeutet, dass das Modell mit einer festen Gerinnesohle ausgeführt ist und kein Geschiebeeintrag von oberstrom bzw. seitlich über den Zubringer erfolgt.

Details zur Planung und Durchführung des physikalischen Modellversuch bzw. sämtliche Ergebnisse finden sich in SENDLHOFFER (2010). Die Implementierung der gemessenen Wasserspiegellagen erfolgt gemäß der in Kapitel C.4 bzw. Abb. 45 beschriebenen Methodik. Die Zuordnung zwischen (stationärer) Hochwasserwelle im numerischen Modell und stationärem Abflusszustand im physikalischen Modell basiert hierbei auf der Zuordnung der Abflussspitze  $Q_{\text{NUM,max}}$  zum stationären Abfluss  $Q_{\text{LAB}}$ . Die Ergebnisse der exemplarischen Modellierung von Verklausungsprozessen für das in Abb. 63 dargestellte Brückenbauwerk finden sich in Kapitel D.8.



**Abb. 63:** Oben: topografische Übersicht des mit dem physikalischen Modell abgebildeten Gerinneabschnittes; Mitte: Querschnitt des Brückenbauwerks bei Flusskilometer km 38.16 (Dimensionen in Naturmaße [m]); unten: im physikalischen Modell verwendete Holzmischungen SHA, SHB und SHC (Dimensionen im Modellmaß  $M = 1:45$ ) ((SENDLHOFFER, 2010), adaptiert)



## D.5 Modellkalibrierung

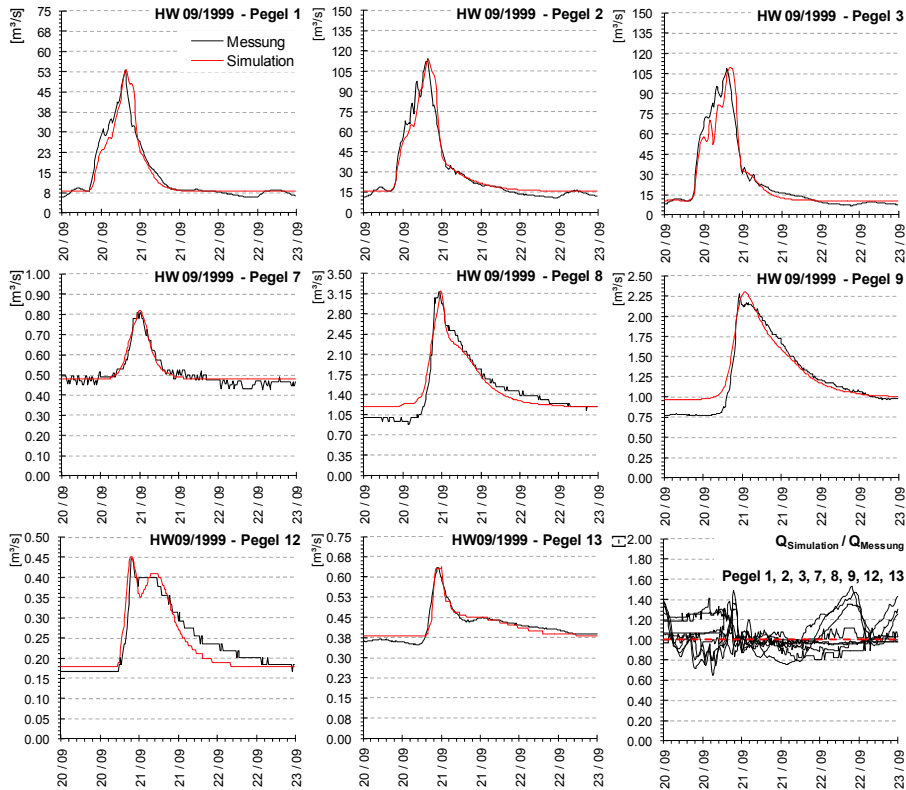
### D.5.1 Hydrologisch-1D-hydraulische Modellierung

Tabelle 29 illustriert die Güte der Kalibrierung der hydrologisch-1D-hydraulischen Modellierung. Darin sind die BIAS-Koeffizienten BI und NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS aus den Abflussganglinien gemäß den Gleichungen (C.1) und (C.2) jeweils für die Hochwasser (a) und (b) an den Pegeln 1 - 14 angeführt. Die korrespondierenden Ganglinien finden sich in Abb. 64 und Abb. 65 bzw. Abb. 68 und Abb. 69. Hierbei sind in Abb. 64 und Abb. 68 jene Pegel angeführt, welche sich in den Teileinzugsgebieten befinden. Entsprechend basieren diese Modellergebnisse ausschließlich auf der hydrologischen Modellkomponente. Die Abbildungen 65 und 69 zeigen die Ergebnisse der Modellkalibrierung an den Pegeln 4, 5, 6, 10 und 14 entlang der Ötztaler Ache. Die Diagramme links und in der Mitte enthalten darin jeweils den Vergleich von gemessener und modellierter Abflussganglinie. Die Diagramme rechts zeigen die korrespondierenden Wasserstandsganglinien. In sämtlichen Abbildungen repräsentiert die schwarze Linie die Referenzganglinie, die Ergebnisse der Modellierung sind rot dargestellt.

**Tab. 29:** Kalibriergüte der hydrologisch-1D-hydraulischen Modellierung für die Hochwasser (a) und (b) an den Abflusspegeln 1 - 14 – BIAS-Koeffizienten BI und NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS (NASH und SUTCLIFFE, 1970)

Pegel	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	13	14	
(a)	BI [-]	1.010	0.996	1.007	1.002	0.993	0.995	1.014	1.006	1.009	1.017	1.007	1.006	0.998
	NS [-]	0.929	0.953	0.933	0.901	0.795	0.802	0.926	0.911	0.920	0.871	0.873	0.913	0.801
(b)	BI [-]	1.023	1.003	1.013	1.005	0.993	0.998	1.012	1.007	1.017	1.213	1.013	1.008	0.999
	NS [-]	0.873	0.915	0.921	0.908	0.944	0.952	0.667	0.925	0.809	0.879	0.955	0.951	0.959

Betrachtet man zunächst die Ergebnisse der Modellkalibrierung für Hochwasser (a), so ergeben sich Koeffizienten BI an den Pegeln 1 - 14 im Bereich zwischen 0.993 und 1.017. Die NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS betragen zwischen 0.795 für die schlechteste Anpassung am Pegel 5 und 0.953 für die beste Kalibriergüte am Pegel 2 (Tab. 29). Die modellierten Ganglinien zeigen eine im Allgemeinen sehr gute Anpassung an die Referenzganglinien für Wasserstand und Abfluss, insbesondere an den Pegeln 1, 2, 3, 7, 12 und 13. Hinsichtlich der Güte der BIAS-Koeffizienten BI ist anzumerken, dass die Modellkalibrierung mit der Prämisse, die Abflussspitzen  $Q_{\max}$  bzw. deren zeitliches Auftreten adäquat abzubilden, durchgeführt wurde. Bei der Berechnung von Überflutungsflächen wird dieser Aspekt als ausschlaggebend erachtet, wobei eine adäquate Abbildung der Abflussfrachten  $V_G$  und damit auch der Nieder- und Mittelwasserverhältnisse hinsichtlich der Geschiebetransportvorgänge und der Wirkung von Geschieberückhaltebecken ebenfalls von Bedeutung ist.



**Abb. 64:** Kalibrierung des hydrologischen Modells – Vergleich der Referenzganglinien (schwarz) mit der Modellierung (rot) an den Pegeln 1, 2, 3, 7, 8, 9, 12 und 13 für Hochwasser (a)

Die Kalibrierung der Abflüsse und der Zeitpunkte der Abflussspitzen  $Q_{max}$  erfolgt im Rahmen der gekoppelten Modellkalibrierung (vgl. Abb. 37) überwiegend anhand der hydrologischen Modellparameter (siehe Abb. 36). Die gewählten Rauheiten im 1D-hydraulischen Modell sind hierfür insofern von Bedeutung, als sie verhältnismäßig geringe Veränderungen in der Fließzeit entlang der Ötztaler Ache bewirken. Bei der durchgeführten Modellkalibrierung ergeben sich durch die Variation der STRICKLER-Beiwerte  $k_{St}$  entlang der Gerinneabschnitte von km 41.99 bis Pegel 4 bzw. zwischen den übrigen Pegeln an der Ötztaler Ache maximale Unterschiede in der Fließzeit im Bereich eines Diskretisierungszeitschritts  $\Delta t$ . Maßgebend sind die Rauheiten im 1D-hydraulischen Modell naturgemäß für die Kalibrierung der Wasserstände. Mit der Annahme sehr rauer Verhältnisse sind hierbei unter Umständen auch Ausuferungen verbunden, welche für die adäquate Abbildung der Abflussspitzen  $Q_{max}$  unterstrom relevant sind.

Die berechneten Abflussganglinien an den Pegeln 8 und 9 (Abb. 64) differieren im Zeitraum vor dem Beginn der eigentlichen Hochwasserwelle von der beobachteten

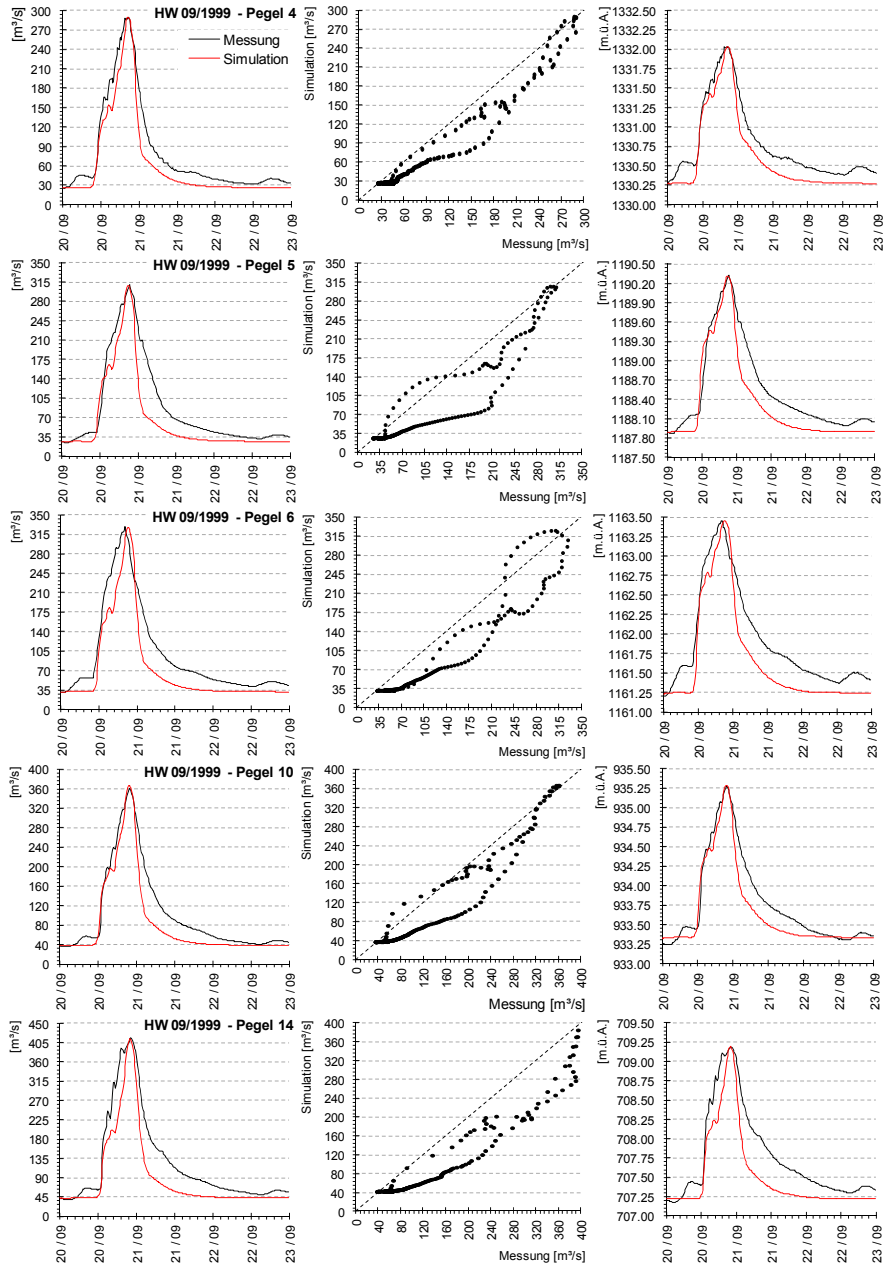
Ganglinie. Die Ursache hierfür liegt in der Modellwahl begründet: Der Basisabfluss  $Q_B$  wird ausgehend vom (mittleren) Abflusszustand an den Pegeln vor Ereignisbeginn flächengewichtet auf die mit Schnee bzw. Gletschern bedeckten Teileinzugsgebiete aufgeteilt und über den gesamten Ereigniszeitraum als konstant angenommen. Ausgehend von diesem Abflussniveau erfolgt die Anpassung der Versickerungsbeiwerte  $CN$ , der Anfangsverluste  $A_V$  und der Fließzeiten  $t_{LAG}$ . Stark verzögerte Abflusskomponenten, die einen im Vergleich zum Zeitraum vor Ereignisbeginn erhöhten Abfluss bedingen, führen somit bei der Modellierung zu Abweichungen von der gemessenen Ganglinie. Dies trifft insbesondere bei jenen Pegeln mit entsprechend großen Einzugsgebieten und einer großen Zahl an Kompartimenten bzw. Modellparametern zu, zumal die jeweiligen Werte für  $CN$ ,  $A_V$  und  $t_{LAG}$  in den Kalibrierabschnitten im Wesentlichen pauschal angepasst werden.

In Analogie dazu sind bei den berechneten Abflussganglinien an den Pegeln entlang der Ötztaler Ache Abweichungen im abfallenden Ast der Ganglinie festzustellen. Die modellierten Abflussspitzen  $Q_{max}$  und deren zeitliches Auftreten bzw. die Abflussganglinien im Allgemeinen entsprechen den Referenzganglinien an den Pegeln 1, 2 und 3 sehr gut, es sind keine erheblichen Abweichungen festzustellen. Es ist zu vermuten, dass sich die Dämpfung im abfallenden Ast der Abflussganglinie am Pegel 4 und in der Folge an den übrigen Pegeln entlang der Ötztaler Ache in der Überlagerung mit stark verzögerten (unterirdischen) Abflusskomponenten aus den seitlichen Zubringern bzw. in den einhergehenden Geschiebetransportprozessen (Geschiebeanteil am Wasser-Feststoff-Gemisch, Veränderungen der Sohlage) begründet.

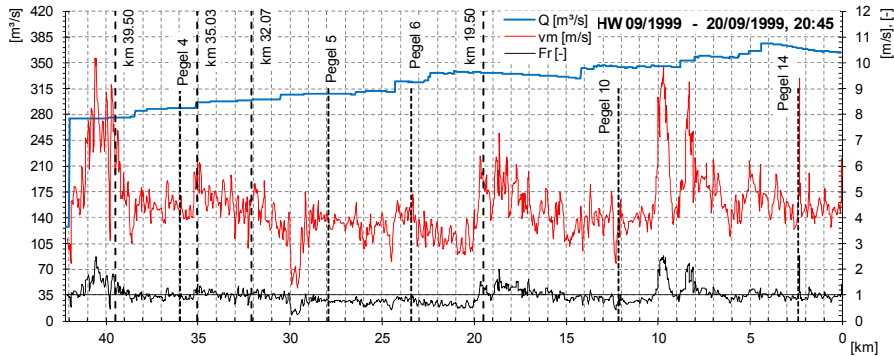
Hinsichtlich der Kalibrierung des hydrologischen Modells am Pegel 8 – er entspricht der bestehenden Wasserfassung WF-H im Teileinzugsgebiet 35 – sei angemerkt, dass die in Abb. 64 schwarz dargestellte Referenzganglinie dem Zufluss zur Wasserfassung entspricht. Die Beaufschlagung für den unterstrom gelegenen Gerinneabschnitt des Teileinzugsgebietes, in dem auch der Pegel 9 situiert ist, erfolgt entsprechend der Betriebsführung während des Hochwasserereignisses aus der Differenz von Zufluss und übergeleitetem Abfluss.

Abbildung 66 zeigt im Sinne eines Längenschnittes die Abflusscharakteristik aus dem 1D-hydraulischen Modell zum Zeitpunkt „20/09/1999 - 20:45“. Es ergibt sich ein maximaler Abfluss von etwa  $Q_{max} = 380 \text{ m}^3/\text{s}$ , in den relevanten Beckenstrecken in Sölden und Längenfeld betragen die maximalen Abflüsse etwa  $Q_{max,S} = 290 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_{max,L} = 340 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die maximalen Fließgeschwindigkeiten  $v_{max}$  liegen im Bereich zwischen 1.3 m/s und 10.2 m/s, insbesondere in den steilen Gewässerabschnitten km 41.0 - km 40.0, km 20.0 - km 18.0, km 10.0 - km 8.0 und am Pegel 14 bei km 2.39 (Schwelle) stellen sich schießende Strömungszustände ein. Die Froude-Zahlen  $Fr$  im Söldener Becken liegen generell im Bereich um 1.0, jene im Längenfelder Becken im Bereich 0.7 - 1.0.



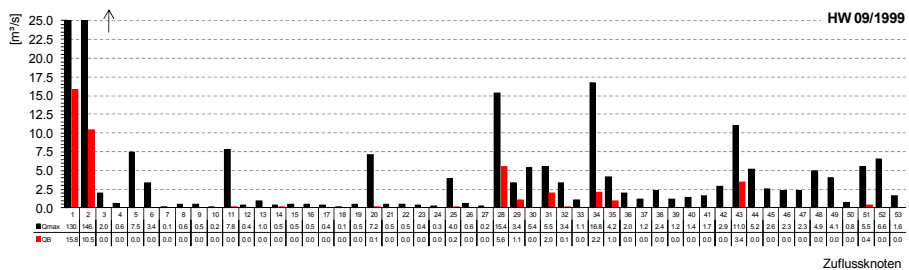


**Abb. 65:** Kalibrierung des hydrologisch-1D-hydraulischen Modells – Vergleich der Referenzganglinien für Abfluss und Wasserstand (schwarz) mit der Modellierung (rot) an den Pegeln 4, 5, 6, 10 und 14 für Hochwasser (a)



**Abb. 66:** Abflussverhältnisse entsprechend dem 1D-hydraulischen Modell beim Hochwasser (a) – hydraulischer Längenschnitt, querschnittsgemittelte Fließgeschwindigkeiten  $v_m$  und Froude-Zahlen  $Fr$  zum Zeitpunkt „20/09/1999, 20:45“

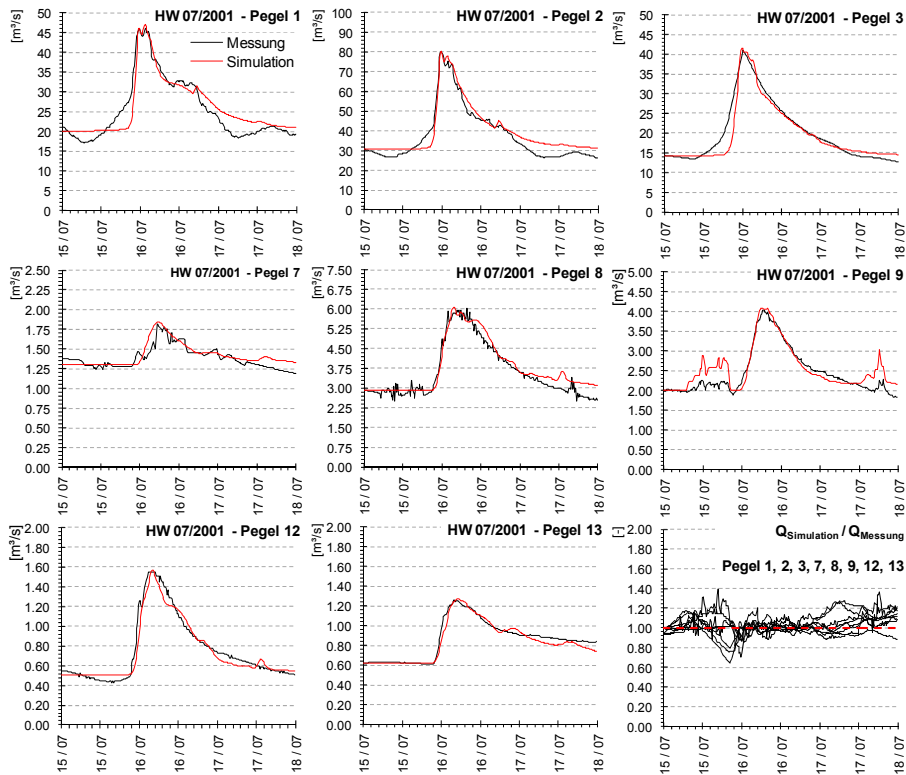
In Abb. 67 sind die Abflussspitzen  $Q_{\max}$  und Basisabflüsse  $Q_B$  aus dem hydrologischen Modell an den Zubringerknoten 1 - 53 angeführt. Aus den Teileinzugsgebieten des Venter und Gurgler Tales (Zubringerknoten 1 und 2) ergeben sich mit  $Q_{\max} = 130 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_{\max} = 146 \text{ m}^3/\text{s}$  aufgrund der Einzugsgebietsgröße die höchsten Abflussspitzen. Deren Summe entspricht etwa 73 % des maximalen Abflusses an der Öztaler Ache. Weitere Zubringer mit bedeutenden Abflussanteilen resultieren aus den Zubringern 5, 11, 20, 38, 43 und 52. Die flächengewichtete Aufteilung des Basisabflusses  $Q_B$  erfolgt anhand der satellitenbildbasierten Kartierung der Schnee- und Gletscherflächen gemäß Abb. 57. Entsprechend ergeben sich nennenswerte Basisabflüsse in den Teileinzugsgebieten 1, 2, 28, 29, 31, 43, 44 und 45:



**Abb. 67:** Abflussspitzen  $Q_{\max}$  und Basisabflüsse  $Q_B$  in den Teileinzugsgebieten 1 - 53 beim Hochwasser (a)

Die Güte der Modellkalibrierung für das Hochwasserereignis (b) entspricht im Wesentlichen jener für Ereignis (a). Die BIAS-Koeffizienten  $BI$  aus den Abflussganglinien an den Pegeln 1 - 14 liegen im Bereich zwischen 0.993 und 1.213. Die NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten  $NS$  betragen 0.667 für die schlechteste Anpassung am Pegel 7 und 0.959 für die beste Anpassung am Pegel 14.

In Abb. 68 sind die Ergebnisse an den Pegeln 1, 2, 3, 7, 8, 9, 12 und 13 dargestellt. Es ist im Allgemeinen bei allen Pegeln eine sehr gute Anpassung der Modellergebnisse an die Referenzganglinien ersichtlich. Die Diskrepanz zwischen berechneter und beobachteter Abflussganglinie am Pegel 9 – er ist wenige Fließkilometer unterstrom der Wasserefassung WF-H (Pegel 8) situiert – lässt eine fehlerhafte Erfassung bzw. Angabe des Überwassers oder Restwassers an der Fassung vermuten: Mit der vorgegebenen Restwasser- bzw. Überwasserganglinie ergibt sich am Pegel 9 eine Abflussganglinie, die in ihrer Form und zeitlichen Charakteristik der Referenzganglinie entspricht, unmittelbar vor und nach der Hochwasserwelle aber deutliche höhere Abflüsse aufweist. Eine derartige Dämpfung des Abflusses auf diesem Gerinneabschnitt – die Fließzeit beträgt weniger als der mit  $\Delta t = 15$  min definierte Diskretisierungszeitschritt – ist nicht anzunehmen. Die Zuflüsse aus dem dazwischen liegenden Einzugsgebiet sind unerheblich gering.



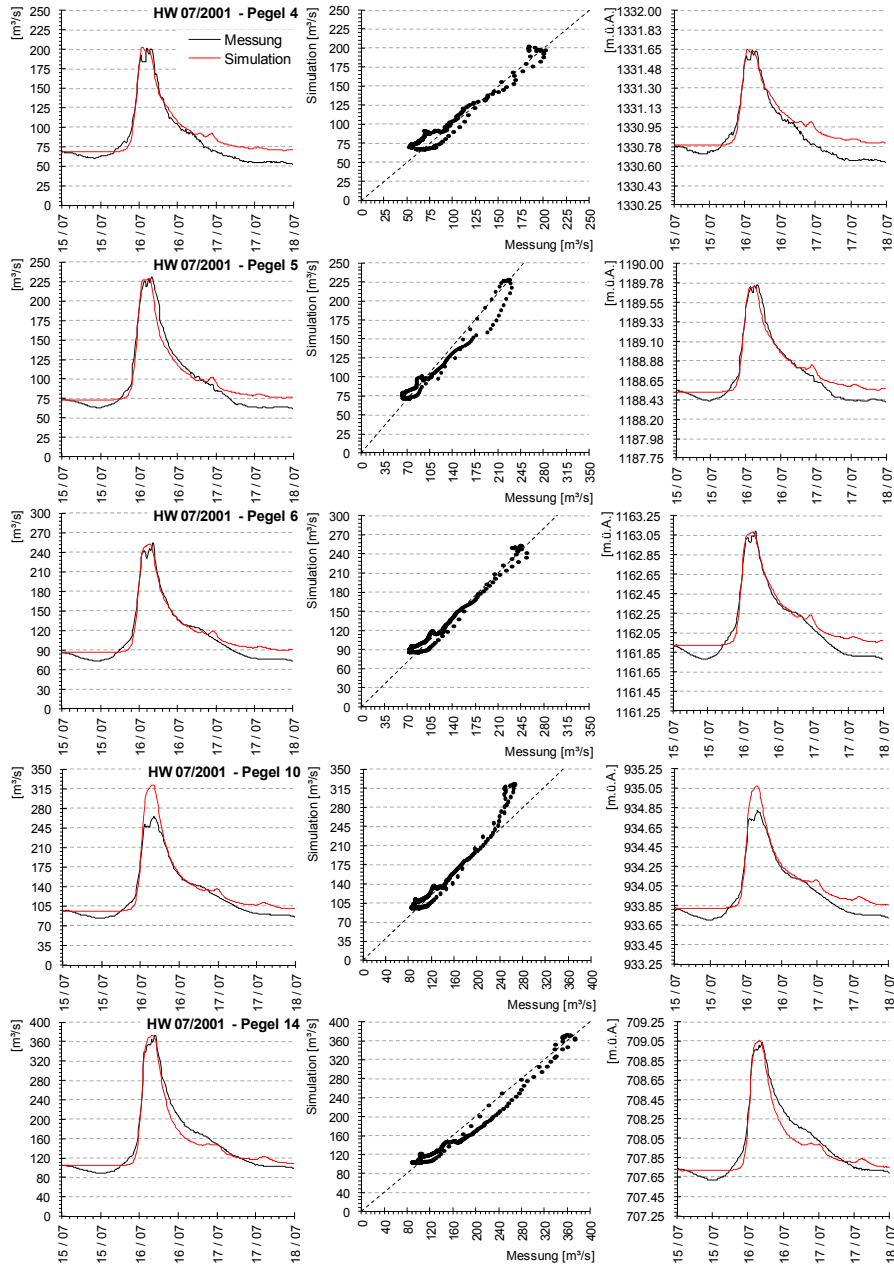
**Abb. 68:** Kalibrierung des hydrologischen Modells – Vergleich der Referenzganglinien (schwarz) mit der Modellierung (rot) an den Pegeln 1, 2, 3, 7, 8, 9, 12 und 13 für Hochwasser (b)

In Analogie zu Abb. 65 enthält Abb. 69 die Ergebnisse der Modellkalibrierung für das Hochwasser (b) an den Pegeln 4, 5, 6, 10 und 14. Die Anpassung an die

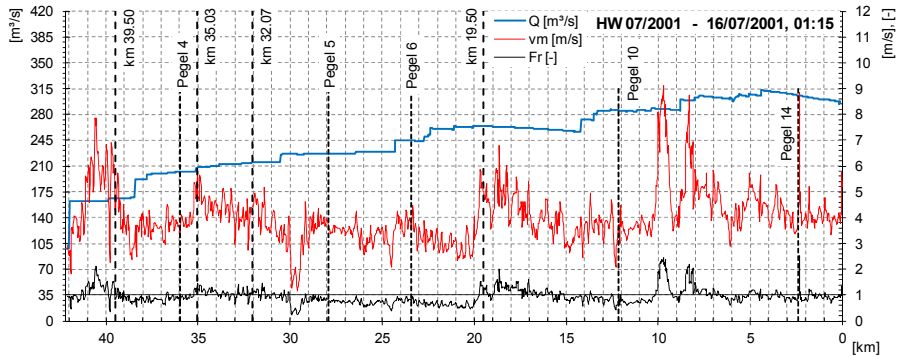
Referenzganglinien an den Pegeln 4, 5, 6 und 14 ist sehr gut, vor allen Dingen im Zeitraum während der ablaufenden Hochwasserwelle. Im Nachlauf der Welle ergeben sich modellbedingt wiederum Abweichungen zur Messung. Am Pegel 10 liefert die Modellierung einen markant höheren Abfluss und in der Folge auch einen zu hohen Wasserstand. Die Referenzganglinien für Ereignis (b) lassen an diesem Pegel wie schon an der Wasserefassung WF-H eine fehlerhafte Aufzeichnung bzw. Auswertung des Wasserstandes vermuten: An den Pegeln 6 und 14 betragen die Abflussspitzen  $Q_{\max} = 255 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_{\max} = 375 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die Aufzeichnung am Pegel 10 ergibt einen maximalen Abfluss  $Q_{\max} = 265 \text{ m}^3/\text{s}$ . Der Wert ist nur unwesentlich größer als jener am Pegel 6 und markant geringer als das Maximum am Pegel 14. Aus der Lage des Pegels 10 – 61 % des Zwischeneinzugsgebietes zwischen den Pegeln 6 und 14 werden dem Pegel 10 beaufschlagt, 39 % werden unterstrom von Pegel 10 in die Ötztaler Ache entwässert – wäre hingegen ein deutlich höherer Abfluss zu erwarten. Die Ergebnisse der hydrologisch-1D-hydraulischen Modellierung sind bei der Betrachtung des Hochwasserereignisses (b) am Pegel 10 aus diesem Grund plausibler. Der Umstand, dass die Abflussdifferenz zwischen den Pegeln 10 und 14 ( $\Delta Q_{\max} = 375 - 265 = 110 \text{ m}^3/\text{s}$ ) im Modell mit den gegebenen Niederschlagsdaten selbst unter der Annahme, dass der gesamte einwirkende Niederschlag im Zwischeneinzugsgebiet unmittelbar abflusswirksam wird, nicht erreicht wird, bestätigt dies. Eine Modellanpassung an die vorgegebene Referenzganglinie wird hier nicht vorgenommen.

In Abb. 70 sind die Abflussverhältnisse, repräsentiert durch den Abfluss  $Q$ , die mittlere Fließgeschwindigkeit  $v_m$  und die Froude-Zahl  $Fr$ , zum Zeitpunkt „10/07/2001 - 01:15“ im Längenschnitt dargestellt. Der maximale Abfluss an der Ötztaler Ache beträgt etwa  $Q_{\max} = 315 \text{ m}^3/\text{s}$ , in den 2D-numerischen Modellen „Sölden“ und „Längelfeld“ machen die Abflussspitzen  $Q_{\max,S} = 205 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_{\max,L} = 265 \text{ m}^3/\text{s}$  aus. Entsprechend den im Vergleich zu Ereignis (a) etwas geringeren Abflüssen verhalten sich auch die Geschwindigkeitsverhältnisse. Die maximalen Fließgeschwindigkeiten und in der Folge auch Strömungszustände im deutlich schießenden Bereich treten an den bereits angeführten Steilstrecken auf. Die Werte für  $v_{\max}$  betragen hier um  $9 \text{ m/s}$  und sind vergleichsweise etwas geringer. In den beiden Beckenabschnitten, insbesondere im Längelfelder Becken, stellt sich ein durchwegs strömender Fließzustand ein.

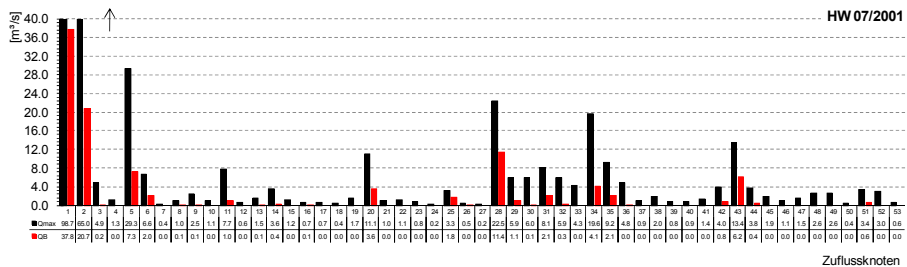
Ein Vergleich von Abb. 66 und Abb. 70 bzw. Abb. 67 und Abb. 71 verdeutlicht die durchaus unterschiedliche Charakteristik der beiden Hochwasserereignisse: Die Abflussspitzen  $Q_{\max}$  an den Zubringerknoten 1 und 2 sind beim Ereignis (b) erheblich geringer. An den bedeutenden Zubringern weiter unterstrom ergeben sich hingegen höhere Abflussmaxima  $Q_{\max}$ . Die Basisabflüsse  $Q_B$  in den Teileinzugsgebieten sind beim Ereignis (b) erwartungsgemäß höher (vgl. Abb. 57). Die Abflusscharakteristik beider Hochwasser in der Talschaft, im speziellen das räumliche Muster der Abflüsse in den Teileinzugsgebieten, spiegelt die jeweils beobachteten Niederschlagssummen und deren räumliche Verteilung wider. Wie bereits in Kapitel D.2.3 beschrieben, war das Hochwasserereignis vom September 1999 von hohen Niederschlagssummen im hinteren Ötztal induziert, während die Niederschlagsmengen in Richtung talauswärts kontinuierlich abnahmen. Bei Ereignis (b) waren die Niederschlagsmengen im Venter und Gurgler Tal erheblich geringer, im vorderen Ötztal und insbesondere in den orografisch rechts einmündenden Teileinzugsgebieten zwischen den Zuflussknoten 5 und 28 hingegen erheblich höher (vgl. Abb. 54).



**Abb. 69:** Kalibrierung des hydrologisch-1D-hydraulischen Modells – Vergleich der Referenzganglinien für Abfluss und Wasserstand (schwarz) mit der Modellierung (rot) an den Pegeln 4, 5, 6, 10 und 14 für Hochwasser (b)



**Abb. 70:** Abflussverhältnisse entsprechend dem 1D-hydraulischen Modell beim Hochwasser (b) – hydraulischer Längenschnitt, querschnittsgemittelte Fließgeschwindigkeiten  $v_m$  und Froude-Zahlen  $Fr$  zum Zeitpunkt „16/07/2001, 01:15“



**Abb. 71:** Abflussspitzen  $Q_{\max}$  und Basisabflüsse  $Q_B$  in den Teileinzugsgebieten 1 - 53 beim Hochwasser (b)

Die in Abb. 66 und Abb. 70 dargestellten Strömungszustände stellen eine Momentaufnahme der Ötztaler Ache zum jeweiligen Zeitpunkt dar. Die 1D-hydraulische Modellierung erfolgt instationär, d.h. die Maximalwerte der Abflüsse treten im gesamten System nicht zum gleichen Zeitpunkt auf. Mit dem Fortschreiten der Hochwasserwelle in Richtung unterstrom erklärt sich die stellenweise Abnahme der Abflüsse in Richtung unterstrom zu den beiden Zeitpunkten (vor allen Dingen im Abschnitt km 4.3 - km 0.0).

In den folgenden Abbildungen 72 und 73 sind die kalibrierten Werte der Modellparameter  $CN$  und  $t_{LAG}$  aus dem hydrologischen Modell sowie der STRICKLER-Beiwerte  $k_{St}$  aus dem 1D-hydraulischen Modell dargestellt. Aus dem Vergleich der  $CN$ -Werte für die beiden Hochwasser ist wiederum eine gewisse Ähnlichkeit in der räumlichen Verteilung mit der Niederschlagsverteilung ersichtlich. Die  $CN$ -Werte sowohl für die mit Schnee- und Gletschern bedeckten Flächen als auch für die schneefreien Teilflächen sind im hinteren Ötztal (bis zum Pegel 4) für das Ereignis (a) durchwegs höher, was mit einem höheren Anteil des effektiven Niederschlages  $N_W$  am gesamten einwirkenden Niederschlag  $N$  einhergeht (siehe Kapitel B.2.3.2). In den Einzugsgebieten unterstrom des Pegels 5 hingegen sind die

CN-Werte für Ereignis (b) höher. Die hohen CN-Werte lassen in diesen Teileinzugsgebieten einen bei Ereignisbeginn bereits entsprechend vorgesättigten Bodenzustand vermuten. Bei beiden Ereignissen ergibt sich infolge der näherungsweise Berücksichtigung der Schnee- und Gletscherflächen (vgl. Kapitel C.2.2 bzw. Abb. 36) ein gewisser Rückhalt des Abflusses bzw. eine zeitliche Verzögerung in der Abflusskonzentration. Diese Teilflächen weisen durchwegs geringere CN-Werte als die angrenzenden nicht mit Schnee oder Gletschern bedeckten Teilflächen auf (siehe Abb. 72, links). Die Werte für  $t_{LAG}$  sind hingegen markant höher, insbesondere beim Ereignis (b) (siehe Abb. 72, rechts). Die Fließzeiten  $t_{LAG}$  in den übrigen Teileinzugsgebieten sind im Allgemeinen relativ gering. Die Darstellung in Abb. 72, rechts, zeigt hier geringere Werte für  $t_{LAG}$  beim Ereignis (a), was einen entsprechend rascher ablaufenden Prozess der Abflusskonzentration vermuten lässt.

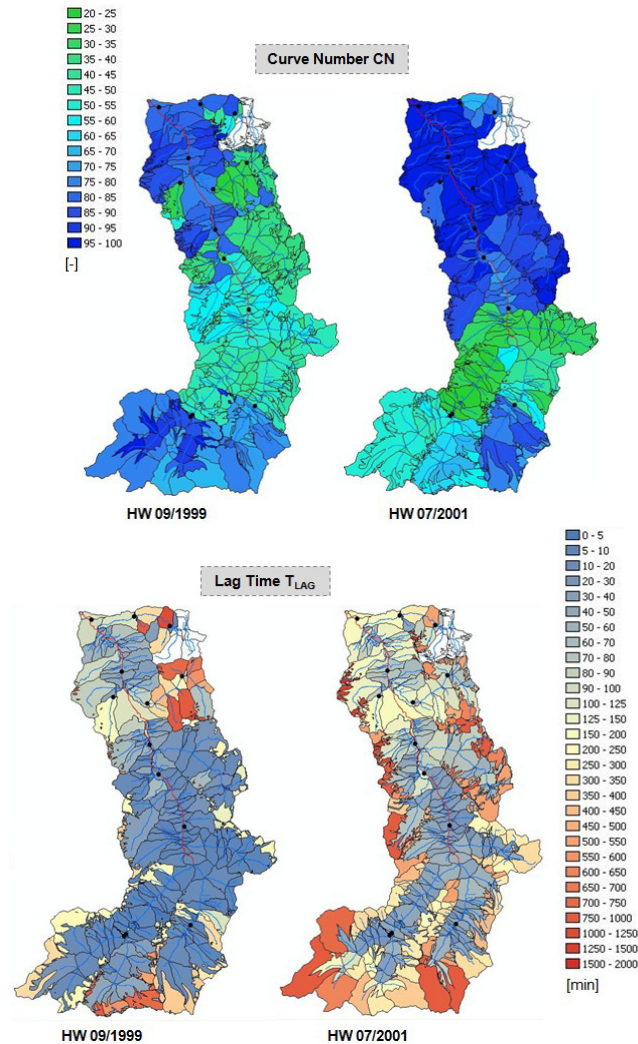
Bei der Betrachtung der kalibrierten CN-Werte in Abb. 72, links, ist mitunter der sprunghafte Übergang in den Werten ersichtlich. Dieser Umstand ergibt sich aus der abschnittswisen Modellkalibrierung und der Vorgehensweise, dass die Anpassung der Kalibrierparameter im jeweiligen Kalibrierabschnitt nach Möglichkeit pauschal erfolgt (vgl. Kapitel C.2.2). Es ist anzunehmen, dass die tatsächlichen (natürlichen) Verhältnisse in den Teileinzugsgebieten insofern vom kalibrierten Zustand abweichen, als ein stetiger Übergang der Parameter zwischen den jeweiligen Kalibrierabschnitten besteht. In Anbetracht der detaillierten Gliederung des Projektgebietes in Teileinzugsgebiete, was in einer Vielzahl an Kalibrierparametern und in Folge in einem erheblichen Aufwand bei der Modellkalibrierung resultiert, wird dieser Aspekt bei der Kalibrierung nicht berücksichtigt, zumal mit der angeführten Methodik sehr gute Anpassungen an die Referenzganglinien erzielt werden.

Die in Abb. 73 dargestellten STRICKLER-Beiwerte  $k_{St}$  zeigen zunächst bei beiden betrachteten Hochwasserereignissen einen ähnlichen Verlauf. Die Definition der Werte erfolgt jeweils abschnittsweise und abflussabhängig. Im Zuge der Kalibrierung des Hochwassers (a) ergeben sich Werte im Bereich zwischen 13.6 und 30.9, beim Hochwasser (b) ist der Bereich mit Werten zwischen 16.0 und 29.8 sehr ähnlich.

Für den Gewässerabschnitt km 41.99 - km 23.41 nehmen die Rauheiten mit zunehmendem Abfluss zu. Die Werte für Hochwasser (a) sind hier geringfügig niedriger. Die Zunahme der STRICKLER-Beiwerte  $k_{St}$  spiegelt den mit zunehmendem hydraulischem Radius abnehmenden Einfluss der Sohl- und Böschungsrauheit auf die Strömung im Gerinne wider. Im Gerinneabschnitt von km 23.41 bis km 14.20 ergibt sich angesichts des beschriebenen Zusammenhangs eine unvermutete Abhängigkeit der Rauheiten vom Abfluss. Die Beiwerte nehmen für den Nieder- und Mittelwasserbereich leicht ab und bleiben schließlich bis in den Hochwasserbereich konstant. Ebenfalls abflussunabhängige Werte für  $k_{St}$  ergeben sich im verbleibenden Gerinneabschnitt von km 14.20 bis km 0.00. Wiederum sind die  $k_{St}$ -Werte für Hochwasser (a) in diesem Bereich etwas geringer als für Hochwasser (b).

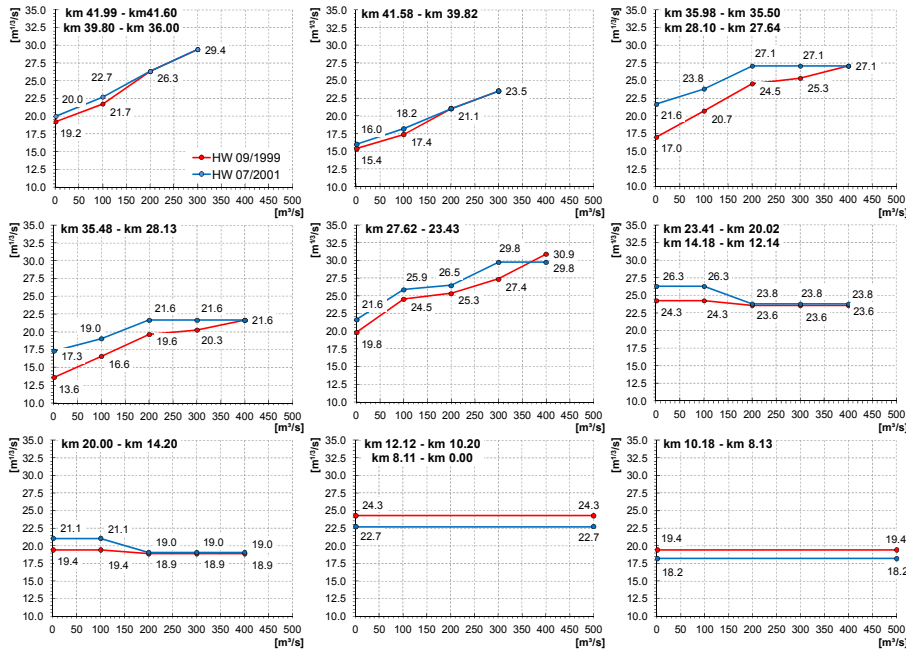
Aus der Zusammenschau sämtlicher Werte für den Rauheitsparameter  $k_{St}$  zeigt sich kein Zusammenhang zwischen der Gerinnerrauheit bzw. der Kornverteilung der Sohle und der Lauflänge des Gerinnes. Mit zunehmender Lauflänge ergeben sich zunehmend glattere Verhältnisse an der Ötztaler Ache insofern nicht, zumal die Gewässerstrecke von mehreren markanten Gefällewechseln geprägt ist und entlang der Strecke vermehrt stark geschiebeführende Wildbäche münden. Hingegen ist eine

deutliche Abhängigkeit der Rauheitsbeiwerte von den Gefälleverhältnissen gegeben: In den Gerinneabschnitten im Bereich der Beckenstrecken (unter anderem km 41.99 - km 41.60, km 39.80 - km 35.50, km 28.10 - km 23.43) sind die Verhältnisse im Gerinne wesentlich glatter als in den Steilstrecken.



**Abb. 72:** Kalibrierte Modellparameter CN und  $t_{LAG}$  aus dem hydrologischen Modell für die Hochwasser (a) und (b)





**Abb. 73:** Kalibrierte Modellparameter  $k_{St}$  aus der 1D-hydraulischen Modellierung der Hochwasser (a) und (b)

## D.5.2 2D-numerische Modellierung und Geschiebemodellierung

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Kalibrierung beider 2D-numerischer Modelle erläutert. Tabelle 30 enthält in Analogie zu Tab. 29 die BIAS-Koeffizienten BI sowie die NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS aus der Modellierung und den Referenzganglinien an den Pegeln 4, 5 und 6, wiederum für die beiden betrachteten Hochwasser. Die entsprechenden Abfluss- und Wasserstandsganglinien finden sich in den Abbildungen 74 und 75.

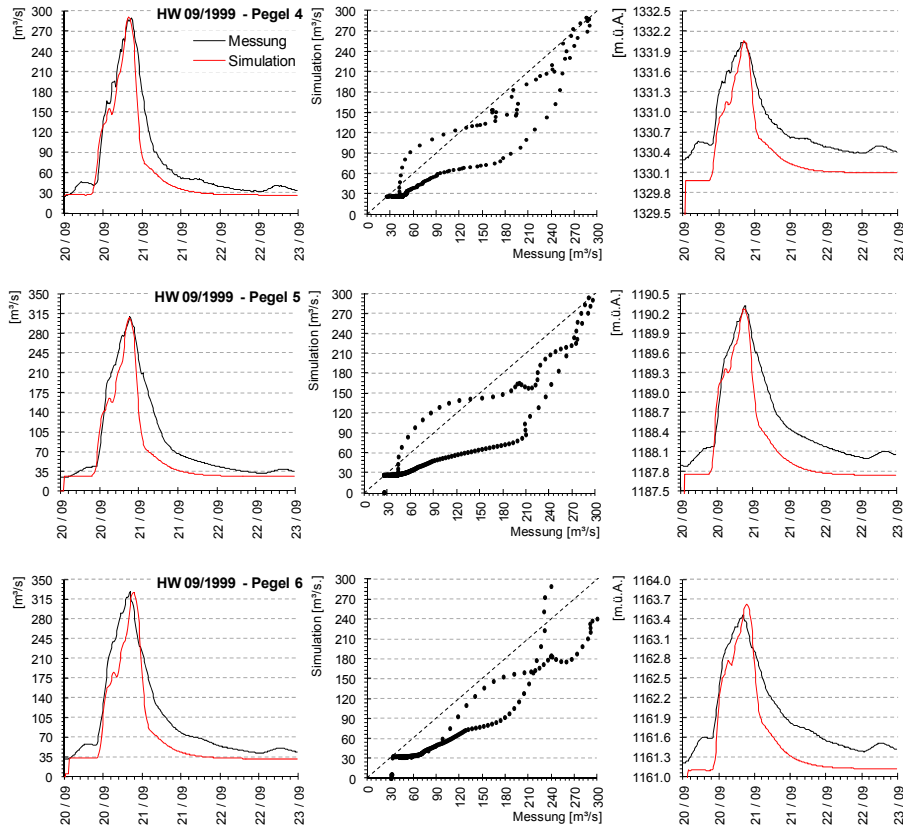
Die BIAS-Koeffizienten BI zeigen mit Werten im Bereich zwischen 0.992 und 1.006 wie bereits bei der hydrologisch-1D-hydraulischen Modellierung eine sehr gute Anpassung, während hingegen die NS-Werte mit Werten im Bereich zwischen 0.772 und 0.947 etwas schlechter ausfallen. Die Differenzen zwischen den berechneten Abflussganglinien und den jeweiligen Referenzganglinien bestätigen dies (Abb. 74 und Abb. 75). Aus den Wasserstandsganglinien zeigt sich, dass bei sehr guter Anpassung der Wasserstandsganglinie im Bereich der Abflussspitzen  $Q_{max}$  teilweise erheblich zu niedrige Wasserstände im Nieder- und Mittelwasserbereich berechnet werden. Dieser Umstand begründet sich darauf, dass die verwendete Software keine abflussabhängige Definition der Rauheitswerte erlaubt. Es ergeben sich je nach Definition der STRICKLER-Beiwerte  $k_{St}$  zu glatte Verhältnisse für das Abflussspektrum bis in den Mittelwasserbereich oder zu raue Verhältnisse für die Hochwasserabflüsse. Im Hinblick auf die Relevanz einer adäquaten Abbildung der Hochwasserverhältnisse bei der Berechnung von Überflutungsflächen werden  $k_{St}$ -

Werte definiert, die bei geringen Abflüssen zur Unterschätzung des Wasserstandes führen.

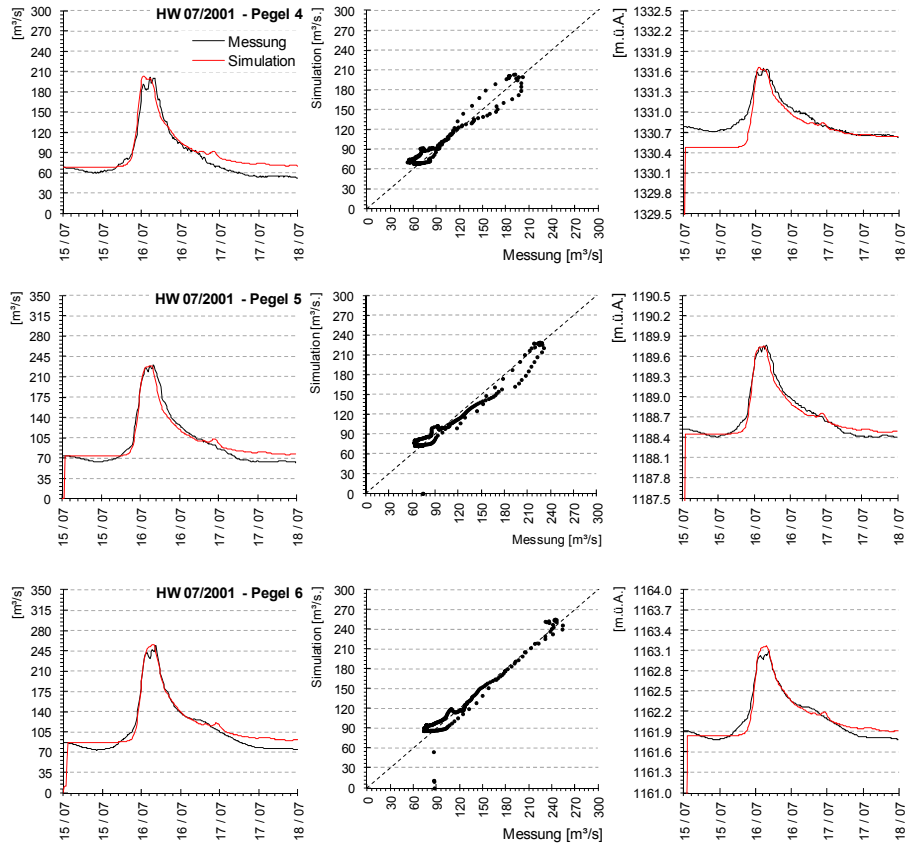
**Tab. 30:** Kalibriergrüte der 2D-numerischen Modellierung für die Hochwasser (a) und (b) an den Abflusspegeln 4, 5 und 6 – BIAS-Koeffizienten BI und NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS (NASH und SUTCLIFFE, 1970)

Pegel		4	5	6
09/19	BI [-]	1.004	0.992	0.996
	NS [-]	0.867	0.794	0.772
07/20	BI [-]	1.008	0.992	1.006
	NS [-]	0.896	0.947	0.943

In den Abbildungen 74 und 75 sind des Weiteren die markanten Anstiege in den berechneten Ganglinien zu Beginn der betrachteten Hochwasserereignisse auffällig. Die Ursache hierfür liegt in der Modellierung begründet: Anfangsbedingung bei den beiden 2D-numerischen Modellen stellt jeweils ein „trockener“ Zustand im Gerinne dar. Entsprechend der benötigten Fließzeit vom oberstromigen Modellrand bis zum jeweiligen Querschnitt im Modell stellt sich der Abfluss dort zeitverzögert ein. Für die Modellierung der Ausuferungen in das angrenzende Vorland ist dieser anfängliche Füllvorgang des Modellsystems nicht von Bedeutung.



**Abb. 74:** Kalibrierung der 2D-numerischen Modelle – Vergleich der Referenzganglinien für Wasserstand und Abfluss (schwarz) mit den Ergebnissen der Modellierung (rot) an den Pegeln 4, 5 und 6 für Hochwasser (a)



**Abb. 75:** Kalibrierung der 2D-numerischen Modelle – Vergleich der Referenzganglinien für Wasserstand und Abfluss (schwarz) mit den Ergebnissen der Modellierung (rot) an den Pegeln 4, 5 und 6 für Hochwasser (b)

In der folgenden Tab. 31 sind die in der 2D-Modellierung verwendeten Rauheitstypen und jeweils zugeordneten Werte für  $k_{\text{St,GESAMT}}$  und  $k_{\text{St,SOHLANTEIL}}$  sowohl für die Ötztaler Ache als auch für den relevanten Vorlandbereich angeführt. Zudem ist ersichtlich, welchen prozentuellen Flächenanteil die jeweiligen Rauheitsstrukturen im Vorlandbereich ausmachen bzw. welchen Sohltypen die definierten Gerinneabschnitte zugeordnet sind. Sämtliche Werte für den Vorlandbereich sowie für die Böschungen und Ufer der Ötztaler Ache sind nicht Gegenstand der Modellkalibrierung und entsprechend für beide Hochwasserereignisse ident. Die Kalibrierung erfolgt ausschließlich anhand der Werte für  $k_{\text{St,GESAMT}}$  und  $k_{\text{St,SOHLANTEIL}}$  für die verschiedenen Sohltypen.

**Tab. 31:** Kalibrierte Modellparameter  $k_{St}$  in den 2D-numerischen Modellen „Sölden“ und „Längenfeld“ für die Hochwasser (a) und (b)

Rauheitsstrukturen	$k_{St,GESAMT}$ bzw. $k_{St,GESAMT} / k_{St,SOHLANTEIL}$ [m <sup>1/3</sup> /s]	Sölden - Flächenanteil [%]	Längenfeld - Flächenanteil [%]
<b>Vorland</b>			
Baufläche - begrünt	15.0	9.37	6.70
Baufläche - befestigt	25.0	8.15	1.37
Gebäude	5.0	9.47	3.42
Schotterweg	40.0	0.96	0.28
Sträucher	17.5	4.58	1.60
Verkehrsfläche	70.0	7.27	4.49
Wald	11.0	7.24	11.97
Werksgelände	20.0	0.25	1.38
Wiese	30.0	40.93	60.15
Zubringer	Sohle glatt	35.0 / 40.0	0.03
	Sohle normal	25.0 / 35.0	0.16
	Sohle rau	15.0 / 25.0	0.20
	Ufer glatt	40.0	0.10
	Ufer normal	30.0	0.11
	Ufer rau	15.0	-

#### Öztaler Ache - Böschung, Uferbereich

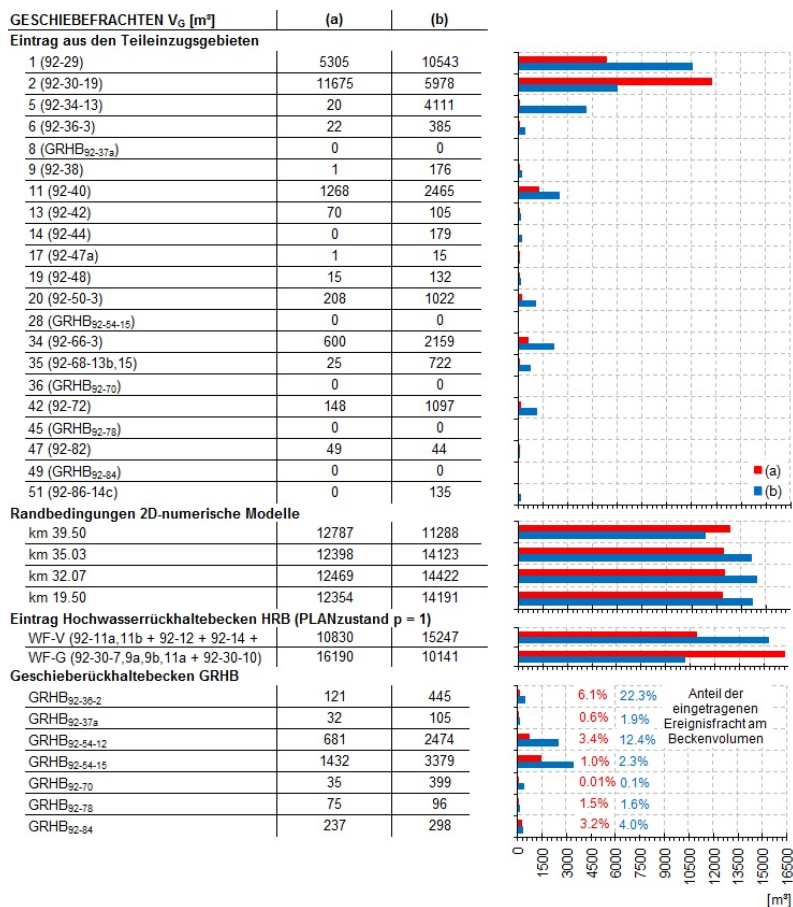
Disabled (Brückenpfeiler und -widerlager)		-	0.02	0.02
Böschung	keine Vegetation, Blockwurf	27.0	-	0.12
	keine Vegetation, reguliert	30.0	-	0.08
	lockerer Busch-, Baumbestand, Blockwurf	24.5	-	0.00
	lockerer Busch-, Baumbestand, reguliert	25.5	0.89	0.96
	lockerer Busch-, Baumbestand, unverbaut	20.0	1.11	0.22
	mittlerer bis dichter Busch-, Baumbestand, Bühnen	20.0	-	0.15
	mittlerer bis dichter Busch-, Baumbestand, reguliert	22.5	-	0.25
	mittlerer bis dichter Busch-, Baumbestand, unverbaut	17.5	-	0.02
	Schlucht	15.0	0.45	-
	verkrautet, Blockwurf	24.0	0.04	-
	verkrautet, reguliert	25.0	1.81	0.02
	verkrautet, unverbaut	27.5	-	0.12
Kiesban	keine Vegetation	35.0	0.60	0.25
	lockerer Busch-, Baumbestand	20.0	-	0.02
	verkrautet	22.5	-	0.27
Ufermauer		68.5	0.12	-

#### Öztaler Ache - Sohle

	Sölden		Längenfeld		Sölden - Flächenanteil [%], Flusskilometer [km - km]	Längenfeld - Flächenanteil [%], Flusskilometer [km - km]
	09/1999	07/2001	09/1999	07/2001		
Typ 1	13.0 / 27.0	11.7 / 24.3	13.0 / 27.0	13.0 / 27.0	0.15, 39.50 - 39.35	0.12, 19.92 - 19.50
Typ 2	15.0 / 30.0	13.5 / 27.0	15.0 / 30.0	15.0 / 30.0	1.26, 39.35 - 38.18	0.20, 32.09 - 31.19
Typ 3	18.0 / 34.5	16.2 / 31.1	19.0 / 37.0	20.0 / 38.0	1.53, 35.91 - 35.03	1.24, 20.75 - 19.92
Typ 4	32.0 / 43.0	32.0 / 43.0	23.0 / 30.0	24.0 / 32.0	3.20, 38.18 - 35.91	0.92, 23.55 - 20.75
Typ 5	-	-	31.0 / 40.0	31.0 / 40.0	-	1.07, 31.19 - 23.55

Aus der Kalibrierung ergeben sich durchwegs hohe Rauheitsbeiwerte: Im Söldener Becken liegen die Werte für  $k_{SI, \text{GESAMT}}$  zwischen  $27 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  und  $43 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  für Hochwasser (a) bzw. zwischen  $24.3 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  und  $43 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  für Ereignis (b). Die Verhältnisse im Längenfelder Becken sind bei beiden Ereignissen nahezu ident, die Werte betragen zwischen  $27 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  und  $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ . Beim Vergleich mit den kalibrierten Rauheiten aus der 1D-hydraulischen Modellierung (vgl. Abb. 73) aber auch bei einer allgemeinen Einschätzung typischer Rauheitswerte für Gebirgsflüsse und Wildbäche erscheinen diese Werte durchaus als hoch bzw. die Gerinneverhältnisse als sehr glatt.

Die wesentlichen Ergebnisse der Geschiebebilanzierung und -modellierung für den ISTzustand beider Hochwasserereignisse sind in der folgenden Abb. 76 zusammengefasst:



**Abb. 76:** Geschiebefrachten aus dem Bilanzierungsschema bzw. den 2D-numerischen Modellen für die Hochwasser (a) und (b)

Angeführt sind zunächst die bilanzierten Geschiebefrachten  $V_G$  aus den Teileinzugsgebieten, welche jeweils am entsprechenden Zuflussknoten in die Öztaler Ache münden. Bei beiden Ereignissen ergeben sich erwartungsgemäß die deutlich höchsten Geschiebeeinstöße aus dem Venter und Gurgler Tal (Zuflussknoten 1 und 2). Die bilanzierten Frachten  $V_G$  belaufen sich auf etwa 5300 m<sup>3</sup> und 10600 m<sup>3</sup> aus dem Venter Tal bzw. etwa 11700 m<sup>3</sup> und 6000 m<sup>3</sup> aus dem Gurgler Tal. Weitere relevante Geschiebeeinstöße ergeben sich beim Hochwasser (a) am Zuflussknoten 11 mit etwa 1270 m<sup>3</sup> und am Knoten 34 mit 600 m<sup>3</sup>. Die Geschiebefrachten beim Hochwasser (b) sind vergleichsweise höher. Relevante Geschiebeeinstöße finden hier an den Zuflussknoten 5 ( $V_G = 4111$  m<sup>3</sup>), 11 ( $V_G = 2465$  m<sup>3</sup>), 20 ( $V_G = 1022$  m<sup>3</sup>), 34 ( $V_G = 2159$  m<sup>3</sup>), 35 ( $V_G = 722$  m<sup>3</sup>) und 42 ( $V_G = 1097$  m<sup>3</sup>) statt. Bei der reinen Betrachtung der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  ist das Hochwasser vom September 1999 jenes Ereignis mit der größeren Jährlichkeit  $T$ . Die Erwartung, dass entsprechend auch bei diesem Ereignis mit den höheren Geschiebefrachten zu rechnen ist, trifft aus dem folgenden Grund nicht zu: Bei Ereignis (b) besteht in den Teileinzugsgebieten jahreszeitlich bedingt noch eine erheblich größere Schneebedeckung. In der Folge herrschen auch markant höhere Basisabflüsse  $Q_B$  in den Teileinzugsgebieten vor (siehe Abbildungen 67 und 71). In der Folge findet beim Ereignis vom Juli 2001 auch im niederschlagsfreien Zeitraum unmittelbar vor und nach der eigentlichen Hochwasserwelle Geschiebetransport statt. Die berechneten Transportkapazitäten  $G_{TK}$  und bilanzierten Geschiebefrachten  $V_G$  korrelieren zwangsläufig mit den Abflussverhältnissen, werden dabei allerdings nicht ausschließlich von den Abflussspitzen  $Q_{\max}$ , sondern auch von den nicht niederschlagsinduzierten Verhältnissen maßgeblich beeinflusst. An den Zuflussknoten 8, 28, 36, 45 und 49 ergeben sich bei beiden Hochwassern keine Geschiebeeinstöße in die Öztaler Ache. Die Geschiebefrachten werden an den bestehenden Geschieberückhaltebecken GRHB zurückgehalten. Die in die Rückhaltebecken eingetragenen Frachten  $V_G$  und jeweils auch die Relation zu deren Fassungsvermögen  $V_{GRHB}$  sind in Abb. 76, unten, angeführt. Die maximale Auslastung der Fassungsvermögen beträgt beim Hochwasser (a) 6.1 % bzw. 22.3 % beim Ereignis (b). Angesichts häufig auftretender schadenbringender Murgangereignisse im Projektgebiet sind diese Werte als sehr niedrig zu bewerten. Mit der generellen Betrachtung fluvialer Transportprozesse und potentieller Hochwasserschäden infolge Ausuferungen entlang der Öztaler Ache lassen sich diese aber durchaus begründen.

Abbildung 76 enthält des Weiteren die bilanzierten Geschiebefrachten an den oberstromigen Modellrändern der beiden 2D-numerischen Modelle (km 39.50 und km 32.07) sowie die an den Standorten der bei den PLANZuständen  $p = 2$  und  $p = 3$  projektierten Hochwasserrückhaltebecken WF-V und WF-G zu erwartenden Frachten  $V_G$ . Die Werte repräsentieren die Geschiebeeinträge in die Hochwasserrückhaltebecken für die Szenarien (a) -  $s = 1.0$  und (b) -  $s = 1.0$ . Die angeführten Werte bei Fließkilometer km 35.03 und km 19.50 sind jene aus den 2D-numerischen Modellen ausgetragenen Geschiebefrachten  $V_G$ .

Der Geschiebeeinstoss bei km 39.50 (2D-numerisches Modell „Sölden“) entspricht beim Hochwasser (a) im Wesentlichen dem Modellaustrag. Aus der Betrachtung der Sohlveränderungen entlang der Beckenstrecke zeigt sich, dass bis zum Zuflussknoten 5 ein gewisser Überschuss an Geschiebe vorhanden ist und sich

folglich Ablagerungen einstellen (modellbedingte Ablagerungen unmittelbar unterstrom der Zuflussrandbedingung sind hierbei nicht mit einbezogen). Im Abschnitt zwischen dem Zuflussknoten 5 und dem Pegel 4 stellen sich nur geringfügige Veränderungen der Sohlagen ein. Lediglich im Bereich um Zuflussknoten 6 ergeben sich eine starke Eintiefung auf der Bogenaußenseite im Gerinne bzw. die Anlandung von Geschiebe auf der Bogeninnenseite. Eine markante Eintiefung bis hin zur maximal vorgegebene Erosionstiefe von 2 m zeigt sich am unterstromigen Modellrand zwischen km 35.60 und km 35.30.

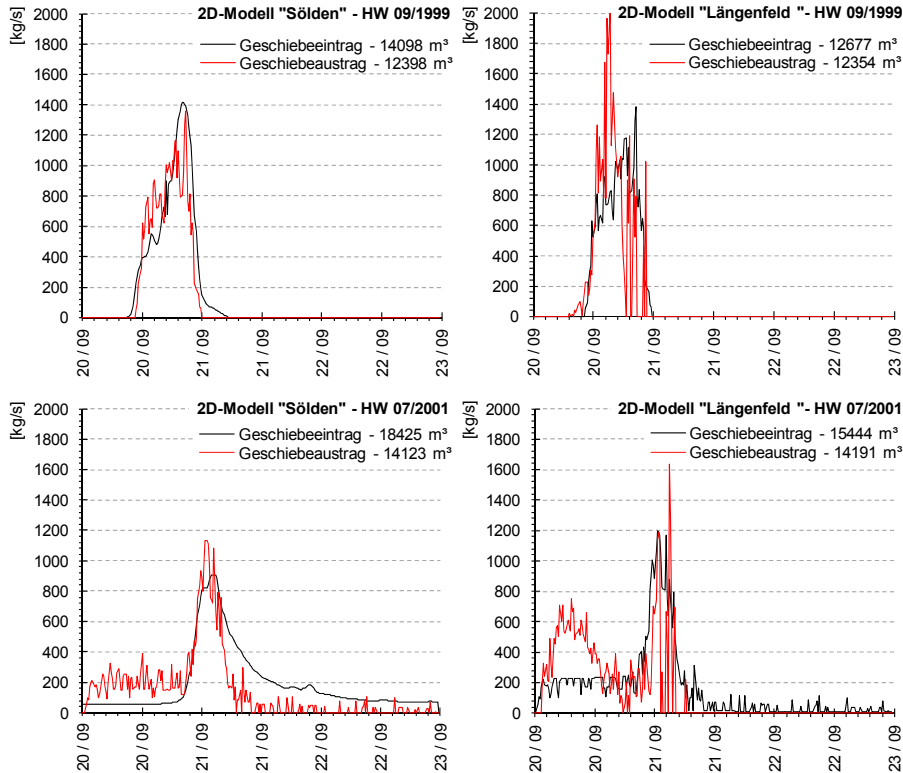
Die Verhältnisse beim Hochwasser (b) sind im Söldener Becken im Wesentlichen sehr ähnlich. Der oberstromige Geschiebeeinstoss ins Modell ist geringfügig niedriger, hingegen sind die Einträge aus den seitlichen Zubringern entsprechend höher. Aus der Modellierung ergibt sich ein leichtes Geschiebedefizit im Modell. Vergleichsweise größere Ablagerungen ergeben sich im Unterlauf der Windache (Zubringer 5) und im Mündungsbereich bei Zuflussknoten 6. Die höhere Geschiebefracht aus diesem Teileinzugsgebiet vermag von der Öztaler Ache nicht transportiert zu werden und wird hier unmittelbar abgelagert. Aufgrund der etwas höheren Geschiebefracht bei Zubringer 6 erfolgt im Bereich um Knoten 6 keine nennenswerte Eintiefung auf der Bogenaußenseite. Auf dem folgenden Gerinneabschnitt bis Pegel 4 sind wiederum nur geringfügige Sohlveränderungen zu beobachten. Die Eintiefung im Abschnitt km 35.60 - km 35.03 gestaltet sich analog zu den Verhältnissen bei Hochwasser (a).

Aus der numerischen Modellierung des Längenfelder Beckens ergibt sich bei beiden Hochwasserereignissen ein Geschiebeaustrag, der im Wesentlichen dem oberstromigen Eintrag entspricht. Die Geschiebefrachten sind dabei für Hochwasser (b) um etwa 15 % höher als jene für Hochwasser (a). Bei beiden Ereignissen stellen sich teilweise markante Sohländerungen ein, bereichsweise sowohl Eintiefungen in den steileren bzw. weniger breiten Bereichen als auch Anlandungen im Aufweitungsbereich mit geringem Gerinnegefälle um Fließkilometer km 30.0. Unmittelbar im Längenfelder Becken ist im Abschnitt zwischen Zuflussknoten 38 und dem Beginn der Steilstrecke bei Fließkilometer km 20.0 eine leichte Anlandungstendenz zu beobachten. Im verbleibenden Gewässerabschnitt unmittelbar im Talbecken sind die Sohländerungen infolge der Geschiebetransportprozesse als unwesentlich zu charakterisieren. Die unterstromige Berandung befindet sich beim 2D-numerischen Modell „Längenfeld“ in Analogie zum Modell für das Söldener Talbecken am Beginn der anschließenden Steilstrecke. Die im Söldener Talbecken beobachtete erhöhte Erosion von Sohlmaterial im bereits steileren Gerinneabschnitt stellt sich auch im Längenfelder Becken ein.

In Abb. 77 sind für beide 2D-numerischen Modelle und jeweils beide betrachteten Hochwasserereignisse die an der Öztaler Ache ein- und ausgetragenen Geschiebeganglinien dargestellt. Beim Verlauf der Geschiebeausträge (rot dargestellte Linien) ist der erhöhte Austrag zu Beginn des Modellierungszeitraumes auffällig, insbesondere beim 2D-Modell „Längenfeld“. Dieser erhöhte Austrag umfasst überwiegend das zuvor beschriebene erodierte Sohlmaterial am unterstromigen Modellrand. Es ist anzunehmen, dass die massiven Eintiefungen modellbedingt überschätzt werden. Die Modellierung fundiert auf einer Einkornbetrachtung, fraktionierter Transport bzw. damit einhergehende Sortierprozesse in der Sohle (Deckschichtbildung) werden nicht erfasst. Die auf Basis eines Mehrkornmodells berechneten Geschiebetransportraten und Sohländerungen würden insbesondere in



jenen Abschnitten mit sehr hohen Sohlschubspannungen (Steilstrecken) vermutlich geringer ausfallen (vgl. Kapitel B.1.2).



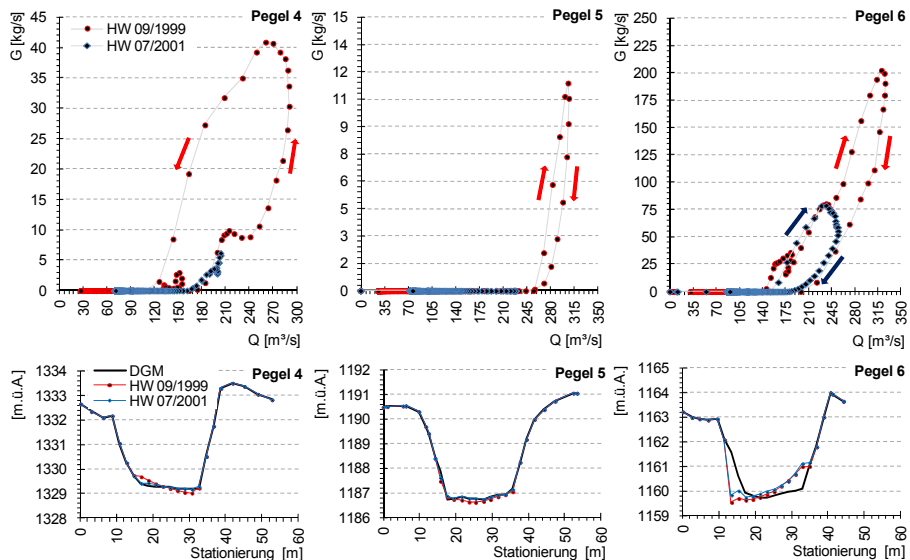
**Abb. 77:** Geschiebeeintrag (Summe aus allen Zubringern) in die und Geschiebeaustrag aus den 2D-numerischen Modellen bei den Hochwassern (a) und (b)

Abbildung 78, oben, zeigt den Zusammenhang zwischen Abfluss und transportierter Geschiebemenge an den Pegeln 4, 5 und 6, wiederum für beide Hochwasserereignisse. Im Wesentlichen fallen die teilweise erheblich geringeren Transportraten beim Hochwasser (b) auf. Am Pegel 5 im Längenfelder Becken findet dabei kein Transport statt (das von oberstrom in das Talbecken eingetragene Geschiebe lagert sich auf den ersten 500 m noch oberstrom des Pegels zur Gänze ab). Der Zusammenhang zwischen Abfluss und Geschiebetransportraten charakterisiert sich hier dahingehend, als die Transportraten im absteigenden Ast der Hochwasserwelle markant höher sind. An den beiden Pegeln 5 und 6 im Längenfelder Becken ist dieser Zusammenhang umgekehrt, hier sind die Transportraten im ansteigenden Ast der Welle höher.

Eine kritische Betrachtung der Ergebnisse in Abb. 78, oben, lässt vermuten, dass sich der nicht vorhandene Geschiebetransport im Bereich des Pegels 5 für Ereignis

(b) auch auf das Transportmodell bei der 2D-numerischen Modellierung zurückführen lässt: Bei einer Betrachtung im Sinne eines fraktionierten Transportmodells ist mit dem Transport von Kornfraktionen mit geringeren charakteristischen Korngrößen  $d_{xx}$  zu rechnen.

Die Veränderungen in der Profilgeometrie an den Standorten der Pegel 4, 5 und 6 sind jeweils für beide Hochwasser in Abb. 78, unten, dargestellt. Wie bereits beschrieben, führen die vorherrschenden Geschiebetransportprozesse zu geringfügigen Änderungen der Sohlagen an den Pegeln 4 im Söldener Talbecken bzw. 5 im Längenfelder Becken. Am Pegel 6 (km 23.42) erfolgen auf der orografisch linken Gewässerseite die Eintiefung der Sohle bzw. der Anbruch der Böschung. Orografisch rechts stellen sich durchaus erheblich Geschiebeanlandungen ein. Die Änderung der Sohlagen bzw. der Profilgeometrie am Pegel 6 resultiert aus dem Gerinneverlauf bzw. der leichten Einschnürung des Gerinnes infolge der Brücke unmittelbar oberstrom des Pegelquerschnittes: Die Öztaler Ache verläuft im Pegelbereich in einer leichten Rechtskurve, auf der orografisch linken Seite wird in der Folge Geschiebe aus der Sohle bzw. der Böschung erodiert. Im Bereich des Brückenquerschnittes oberstrom des Pegels tieft sich die Sohle ebenfalls ein (auch auf der orografisch rechten Seite des Gerinnes). Dieses Geschiebe wird unmittelbar im Anschluss an die Brücke (im Bereich des Pegelquerschnittes) infolge der Aufweitung wieder abgelagert. Die räumliche Ausbreitung dieser Anlandungen beschränkt sich auf den Bereich des Pegelquerschnittes.



**Abb. 78:** Oben: Zusammenhang zwischen Abfluss- und Geschiebeganglinie in den 2D-numerischen Modellen an den Pegeln 4, 5 und 6 bei den Hochwassern (a) und (b); unten: Veränderungen der Sohlagen an den Pegeln 4, 5 und 6 bei beiden betrachteten Hochwassern

Die Plausibilisierung der in diesem Kapitel angeführten Ergebnisse aus der Geschiebebilanzierung gemäß dem Modellkonzept nach Kapitel C.2.3 und der 2D-numerischen Modellierung beruhen auf einer umfassenden Plausibilisierung (KLENKHART & PARTNER CONSULTING ZT GMBH et al., 2011) (siehe Kapitel D.4.2), nicht aber auf einer Kalibrierung der Modelle. Beobachtungen von Ereignismengen aus den Teileinzugsgebieten bzw. Profilaufnahmen in den Zeiträumen jeweils vor und nach den betrachteten Hochwassern vom September 1999 und Juli 2001 stehen nicht zur Verfügung und ermöglichen keine Kalibrierung der Geschiebetransportberechnungen.

## D.6 Ergebnisse der Modellierung

In Abb. 79, links, sind exemplarisch für sämtliche betrachteten Szenarien auf Grundlage des Hochwasserereignisses (a) die Ergebnisse der Szenarien (a) -  $s = 1.0$  für den ISTzustand sowie (a) -  $s = 1.4$  für den ISTzustand und die drei PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  (siehe Kapitel D.3 bzw. Tab. 25 und Abb. 46) für das Talbecken von Sölden dargestellt. In Analogie dazu finden sich die Ergebnisse für Ereignis (b) in Abb. 79, rechts.

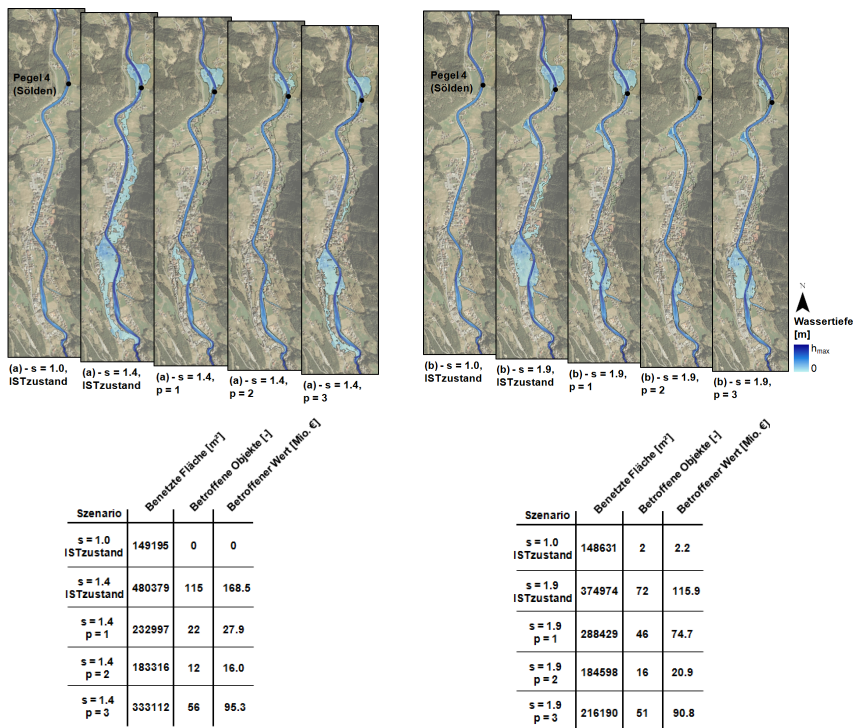
Die dargestellten Überflutungskarten zeigen für  $s = 1.0$  (ISTzustand) keine nennenswerten Ausuferungen in den besiedelten Vorlandbereich. Für (a) -  $s = 1.4$  (ISTzustand) bzw. (b) -  $s = 1.9$  stellen sich bei beiden Hochwassercharakteristika erhebliche Ausuferungen ein. Beim Hochwasser (a) ist der Beckenabschnitt orografisch links oberstrom des Zuflussknotens 6 sowie der orografisch rechts unterstrom gelegene Vorlandbereich bis hin zum Zuflussknoten 9 betroffen. Unmittelbar unterstrom des Pegels 4 (vgl. Abb. 46) bilden sich beidseitig erhebliche Ausuferungsbereiche. Aus der Betrachtung der PLANzustände zeigt sich bei (a) -  $s = 1.4$ , dass sämtliche projektierten Schutzmaßnahmen eine deutliche Reduktion der Ausuferungsflächen verursachen. PLANzustand  $p = 2$  ist dabei am wirkungsvollsten. Aus dem Vergleich geht hervor, dass die Wirkung der projektierten Ausleitungen ( $p = 1$ ) vergleichbar ist mit der Umsetzung von 2 Hochwasserrückhaltebecken mit Fassungsvermögen jeweils zwischen 1 Mio. m<sup>3</sup> und 2 Mio. m<sup>3</sup> ( $p = 2$  und  $p = 3$ ).

Die von Ausuferungen im Vorland betroffenen Gebäudeobjekte betragen anteilig am ISTzustand (115 betroffene Objekte) für  $p = 1$  etwa 19 %, für  $p = 2$  10 % bzw. für  $p = 3$  etwa 49 %. Die Ausuferungen für (b) -  $s = 1.9$  (ISTzustand) sind im Vergleich zu (a) -  $s = 1.4$  (ISTzustand) geringer. Markante Überflutungsbereiche stellen sich im Bereich zwischen den Zuflussknoten 5 und 6 sowie wiederum beidseitig unterstrom des Pegels 4 ein. Auch hier ergibt sich beim PLANzustand  $p = 2$  die beste Schutzwirkung. Die Anzahl der für (b) -  $s = 1.9$  (ISTzustand) betroffenen Objekte beträgt 72. Für  $p = 1$  beträgt der Anteil davon 64 %, für  $p = 2$  22 % und für  $p = 3$  71 %.

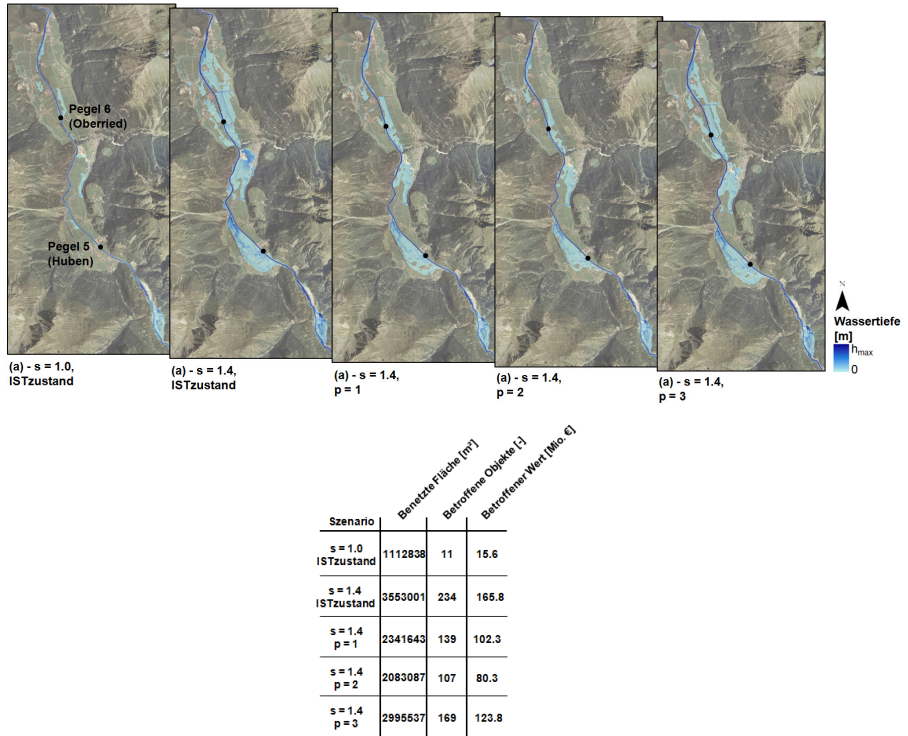
In Analogie zu den in Abb. 79 dargestellten Ergebnissen für das Söldener Talbecken finden sich die Ergebnisse aus der Modellierung des Längenfelder Beckens in den Abbildungen 80 und 81. Für (a) -  $s = 1.0$  (ISTzustand) stellen sich vor dem Eingang in das Längenfelder Becken am oberstromigen Modellrand Ausuferungen ein. Im Talbecken ergeben sich geringfügige Überflutungen an den seitlichen Zubringern vor Zuflussknoten 28 auf der orografisch rechten Seite. Die Ötztaler Ache ufert punktuell unterstrom des Pegels 5 orografisch links sowie unterstrom des Pegels 6 orografisch rechts geringfügig aus. Für (b) -  $s = 1.0$  (ISTzustand) ist die Situation ähnlich. Die Ausbreitung der Überflutungsflächen im Vorland fällt etwas geringer aus. Für (a) -  $s = 1.4$  und (b) -  $s = 1.9$  (ISTzustand) zeigen sich bei beiden Hochwassercharakteristika massive Ausuferungen im Längenfelder Becken. Die Anzahl der betroffenen Gebäudeobjekte beträgt 342 ((a)) bzw. 357 ((b)). Für Hochwasser (b) ist der betroffene Bereich insofern größer als bei (a), als die Zubringer aufgrund des erhöhten Basisabflussniveaus und der entsprechenden räumlichen Verteilung der Niederschläge mit höheren Abflussspitzen beaufschlagt sind und sich entsprechend auch Ausuferungen aus den Zubringern ergeben. Der orografisch rechte Vorlandbereich unterstrom des Zuflussknotens 28 ist überwiegend von Ausuferungen aus den Zubringern betroffen.

Aus der Betrachtung der Überflutungsflächen für (a) -  $s = 1.4$  und (b) -  $s = 1.9$  (ISTzustand und PLANzustände) bzw. der Analyse der jeweils betroffenen Objekte zeigt sich, dass wiederum der PLANzustand  $p = 2$  die beste Schutzwirkung aufweist. Der Anteil der betroffenen Objekte beträgt im Vergleich zum ISTzustand 46 % für (a) bzw. 38 % für (b). Für den PLANzustand  $p = 1$  betragen die Anteile 59 % und 52 %, für  $p = 3$  72 % und 57 %.

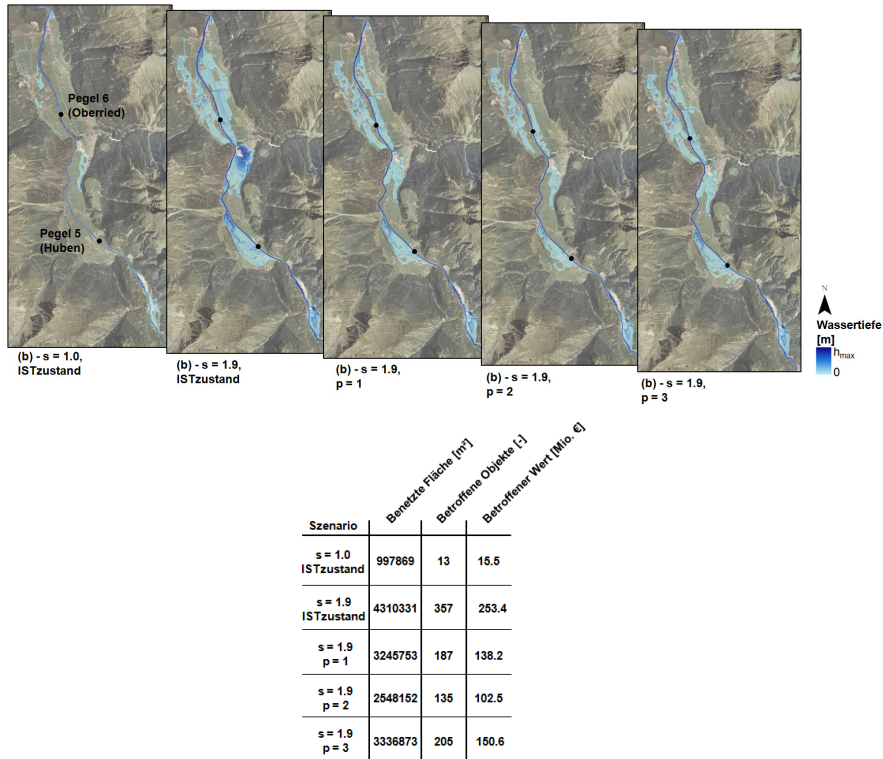
Das gesamte von Hochwasserschäden betroffene objektbezogene Werteinventar beläuft sich im Maximum ((a) -  $s = 1.4$ , (b) -  $s = 1.9$  (ISTzustand)) auf 168.5 Mio. € ((a)) und 115.9 Mio. € ((b)) in Sölden bzw. auf 165.8 Mio. € ((a)) und 253.4 Mio. € ((b)) in Längenfeld (siehe Abbildungen 79, 80 und 81).



**Abb. 79:** Ergebnisse der 2D-numerischen Modellierung für den Siedlungsbereich von Sölden – Überflutungsflächen für die Szenarien  $s = 1.0$  - ISTzustand,  $s = 1.4$  - ISTzustand,  $s = 1.4$  -  $p = 1$ ,  $s = 1.4$  -  $p = 2$ ,  $s = 1.4$  -  $p = 3$  für beide Hochwasser (a) und (b); zugehörige Angaben zur benetzten Fläche, der Anzahl an betroffenen Werteobjekten bzw. dem betroffenen Werteinventar  
(Die digitale Version der Dissertation, in der diese Abbildung in höherer Auflösung ersichtlich ist, ist auf [www.uibk.ac.at/wasserbau](http://www.uibk.ac.at/wasserbau) zu finden.)



**Abb. 80:** Ergebnisse der 2D-numerischen Modellierung für den Siedlungsbereich von Längenfeld – Überflutungsflächen für die Szenarien (a) - s = 1.0 - ISTzustand, (a) - s = 1.4 - ISTzustand, (a) - s = 1.4 - p = 1, (a) - s = 1.4 - p = 2, (a) - s = 1.4 - p = 3; zugehörige Angaben zur benetzten Fläche, der Anzahl an betroffenen Werteobjekten bzw. dem betroffenen Werteinventar  
(Die digitale Version der Dissertation, in der diese Abbildung in höherer Auflösung ersichtlich ist, ist auf [www.uibk.ac.at/wasserbau](http://www.uibk.ac.at/wasserbau) zu finden.)

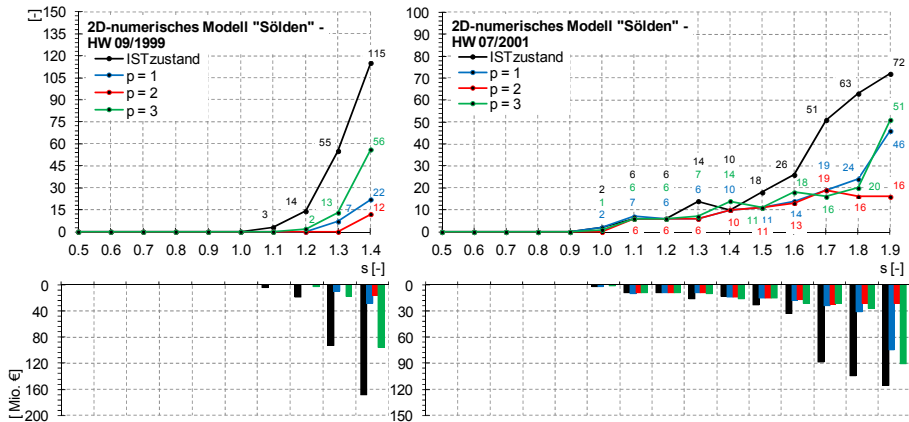


**Abb. 81:** Ergebnisse der 2D-numerischen Modellierung für den Siedlungsbereich von Längenfeld – Überflutungsflächen für die Szenarien (b) - s = 1.0 - ISTzustand, (b) - s = 1.4 - ISTzustand, (b) - s = 1.4 - p = 1, (b) - s = 1.4 - p = 2, (b) - s = 1.4 - p = 3; zugehörige Angaben zur benetzten Fläche, der Anzahl an betroffenen Werteobjekten bzw. dem betroffenen Werteinventar

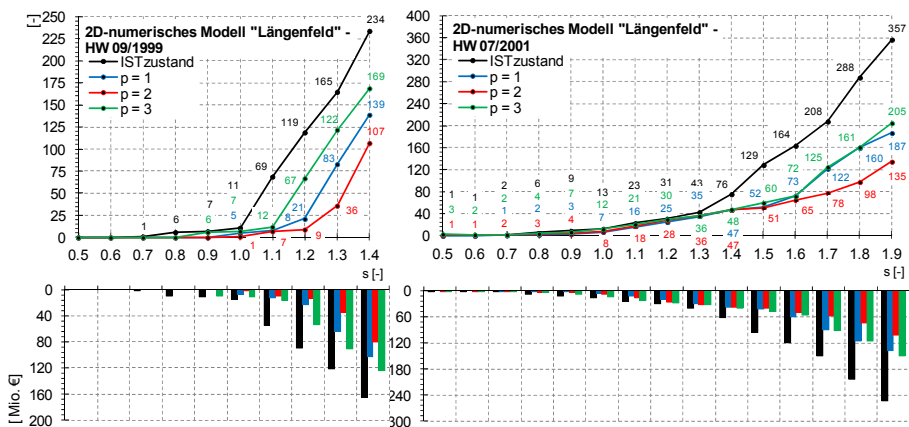
(Die digitale Version der Dissertation, in der diese Abbildung in höherer Auflösung ersichtlich ist, ist auf [www.uibk.ac.at/wasserbau](http://www.uibk.ac.at/wasserbau) zu finden.)

In den folgenden Abbildungen 82 und 83 sind die Anzahl der betroffenen Werteobjekte bzw. das korrespondierende Werteinventar für sämtliche Szenarien zusammengefasst. Ein relevantes Schadensausmaß stellt sich im Söldener Becken bei (a) - s  $\geq$  1.1 bzw. bei (b) - s  $\geq$  1.0 ein. In Längenfeld ergeben sich auch bei Szenarien s < 1.0 betroffene Gebäudeobjekte. Wie bereits für (a) - s = 1.4 und (b) - s = 1.9 beschrieben (Abbildungen 80 und 81), stellt sich bei PLANzustand p = 2 im Allgemeinen die beste Hochwasserschutzwirkung ein. Für Szenario (b) ist die Schutzwirkung bei p = 1 und p = 3 in beiden Talbecken etwa gleich, für Szenario (a) ergibt sich bei p = 3 jeweils die geringste Reduktion an betroffenen Werteobjekten. Die Analyse der dargestellten Ergebnisse zeigt eine deutliche Abhängigkeit der Schutzwirkung vom Verhältnis von beeinflusstem Einzugsgebiet  $EZG_{BEEINFLUSST}$  zu gesamtem natürlichem Einzugsgebiet  $EZG$ . Auf dieses Einzugsgebietsverhältnis wird

auch in den Untersuchungen zur Wirkung von Speichereinrichtungen auf den Hochwasserschutz vermehrt hingewiesen (vgl. Kapitel A.1).



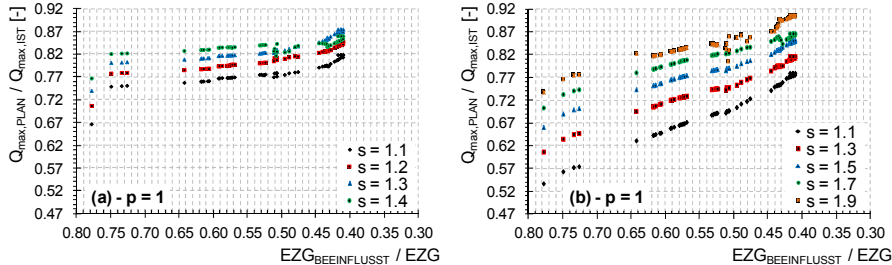
**Abb. 82:** Betroffene Werteobjekte und korrespondierendes Werteinventar bei den betrachteten Szenarien im Siedlungsbereich von Sölden; links bzw. rechts oben: Anzahl der betroffenen Werteobjekte in Abhängigkeit des Skalierfaktors  $s$  und der Variable  $p$  für die Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts); links bzw. rechts unten: von Hochwasser betroffenes, kumulatives Werteinventar



**Abb. 83:** Betroffene Werteobjekte und korrespondierendes Werteinventar bei den betrachteten Szenarien im Siedlungsbereich von Längenfeld; links bzw. rechts oben: Anzahl der betroffenen Werteobjekte in Abhängigkeit des Skalierfaktors  $s$  und der Variable  $p$  für die Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts); links bzw. rechts unten: von Hochwasser betroffenes, kumulatives Werteinventar



Abbildung 84 enthält für beide betrachteten Hochwasserereignisse bzw. für die Szenarien (a) -  $s = [1.1, 1.2, 1.3, 1.4]$  und (b) -  $s = [1.1, 1.3, 1.5, 1.7, 1.9]$  das Verhältnis der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  für PLANzustand  $p = 1$  und ISTzustand in Abhängigkeit vom beschriebenen Einzugsgebietsverhältnis  $EZG_{\text{BEEINFLUSST}}/EZG$ :



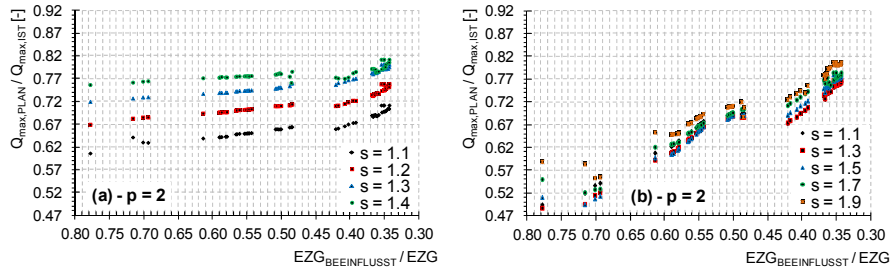
**Abb. 84:** Verhältnis der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  für PLANzustand  $p = 1$  und ISTzustand in Abhängigkeit des Verhältnisses von beeinflusstem zu natürlichem Einzugsgebiet für die Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)

Das Verhältnis  $Q_{\max, \text{PLAN}}/Q_{\max, \text{IST}}$  nimmt mit abnehmendem Verhältnis  $EZG_{\text{BEEINFLUSST}}/EZG$  erwartungsgemäß zu. Die Diskontinuitäten in dieser Abhängigkeit erklären sich aus der punktuellen Beaufschlagung der Teileinzugsgebiete entlang der Öztaler Ache an den jeweiligen Zuflussknoten. Mit der Hochwassercharakteristik (a) ergeben sich für die angeführten Szenarien Verhältnisse  $Q_{\max, \text{PLAN}}/Q_{\max, \text{IST}}$  im Bereich zwischen 0.75 und 0.82 unmittelbar nach dem Zusammenfluss der Venter und Gurgler Ache. Bis zur Mündung in den Inn nehmen diese Werte auf 0.82 bzw. 0.87 zu. Für das Hochwasser (b) ist die Abhängigkeit des Verhältnisses  $Q_{\max, \text{PLAN}}/Q_{\max, \text{IST}}$  vom Einzugsgebietsverhältnis deutlich stärker geprägt: Die projektierten Ausleitungen WF-V, WF-G, WF-K und WF-Fe im Venter und Gurgler Tal reduzieren die Abflussspitzen  $Q_{\max}$  an der Öztaler Ache in Zwieselstein auf Werte im Bereich zwischen 0.49 und 0.58. In Richtung unterstrom nehmen die Werte kontinuierlich zu, an der Mündung in den Inn liegt das Abflussspitzenverhältnis im Bereich zwischen 0.78 und 0.91. Die Wirkung der projektierten Ausleitungen WF-Fi, WF-S und WF-W zeigt sich in den Diagrammen dahingehend, als im Bereich  $0.485 < EZG_{\text{BEEINFLUSST}}/EZG < 0.42$  eine leichte Abnahme des Verhältnisses  $Q_{\max, \text{PLAN}}/Q_{\max, \text{IST}}$  festzustellen ist.

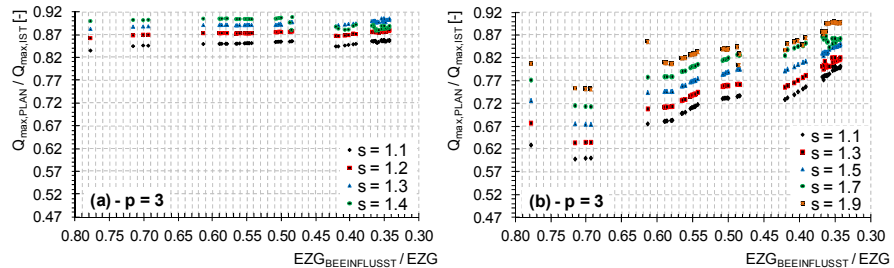
In der Charakteristik der Abhängigkeit des Verhältnisses  $Q_{\max, \text{PLAN}}/Q_{\max, \text{IST}}$  vom Einzugsgebietsverhältnis  $EZG_{\text{BEEINFLUSST}}/EZG$  spiegelt sich die regionale Ausprägung der Ereignisniederschläge wider (siehe Abb. 54 und Kapitel D.2.3): Die Niederschläge im September 1999 waren verstärkt im hinteren Teil des Ötztals konzentriert. Die Anteile der (konstant) abgeführten Ausbauabflüsse am Gesamtabfluss fallen bei den vergleichsweise höheren Abflussspitzen  $Q_{\max}$  geringer aus. Das Niederschlagsmuster im Juli 2001 mit geringeren Niederschlagssummen im hinteren Ötztal und höheren Summen im Bereich der Teileinzugsgebiete 5 - 28 bedingt zunächst geringere Werte für  $Q_{\max, \text{PLAN}}/Q_{\max, \text{IST}}$  im hinteren Ötztal und einen vergleichsweise rascheren Anstieg der Werte in Richtung unterstrom.

In den Abbildungen 85 und 86 sind in Analogie zu Abb. 84 die Ergebnisse für die PLANzustände  $p = 2$  und  $p = 3$  dargestellt. Ein Vergleich der Ergebnisse der drei

PLANzustände bestätigt die zuvor aus den Überflutungsflächen abgeleiteten Aussagen über deren Schutzwirkung. Für  $p = 2$  ergeben sich bei beiden Hochwassern im gesamten Gewässerabschnitt der Öztaler Ache die geringsten Werte für  $Q_{\max, \text{PLAN}}/Q_{\max, \text{IST}}$ . Aus PLANzustand  $p = 3$  resultiert die geringste Schutzwirkung.

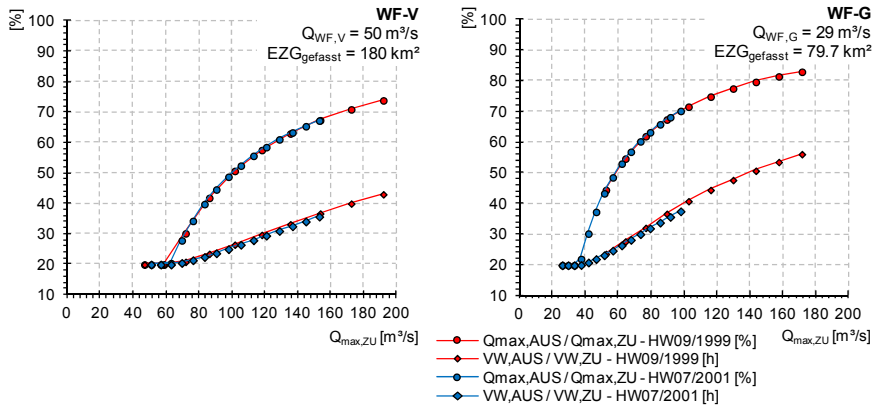


**Abb. 85:** Verhältnis der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  für PLANzustand  $p = 2$  und ISTzustand in Abhängigkeit des Verhältnisses von beeinflusstem zu natürlichem Einzugsgebiet für die Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)

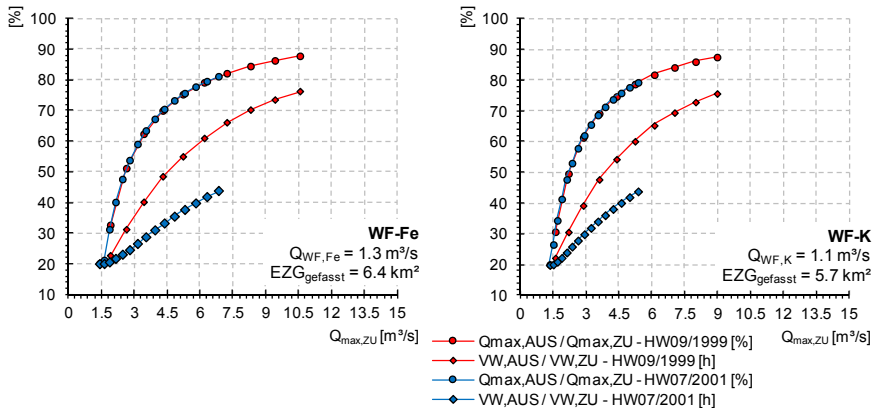


**Abb. 86:** Verhältnis der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  für PLANzustand  $p = 3$  und ISTzustand in Abhängigkeit des Verhältnisses von beeinflusstem zu natürlichem Einzugsgebiet für die Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)

Aus der Analyse der maximalen Zuflüsse  $Q_{\max, \text{ZU}}$  zu den projizierten Wasserfassungen (PLANzustand  $p = 1$ ), der ausgeleiteten Abflüsse  $Q_{\text{ÜBL}}$  sowie der maximalen Ausflüsse  $Q_{\max, \text{AUS}}$  (Rest- bzw. Überwasser) ergibt sich ein Zusammenhang gemäß den Abbildungen 87, 88 und 89. Dargestellt sind das Verhältnis von maximalem Ausfluss  $Q_{\max, \text{AUS}}$  zu maximalem Zufluss  $Q_{\max, \text{ZU}}$  bzw. das Verhältnis von Ausflusswasserfracht  $V_{\text{W, AUS}}$  zu Zuflusswasserfracht  $V_{\text{W, ZU}}$  jeweils in Abhängigkeit des maximalen Zuflusses  $Q_{\max, \text{ZU}}$  an der betrachteten Fassung. Jeder Datenpunkt in den Diagrammen entspricht dem Ergebnis eines Szenarios ( $0.5 \leq (a) - s \leq 1.4$ ,  $0.5 \leq (b) - s \leq 1.9$ ). Die blau dargestellten Linien entsprechen dabei den Ergebnissen für Ereignis (a), die roten jenen für Ereignis (b).



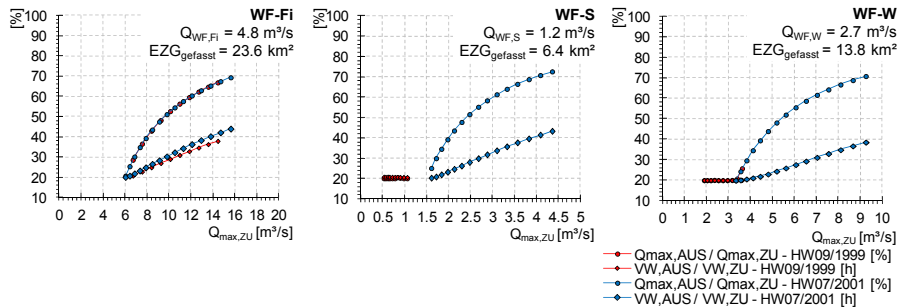
**Abb. 87:** Abminderung von Abflussspitze  $Q_{\max}$  und -fracht  $V_Q$  infolge der Betriebsführung an den Fassungen WF-V (links) und WF-G (rechts) für die Hochwasser (a) (rot) und (b) (blau)



**Abb. 88:** Abminderung von Abflussspitze  $Q_{\max}$  und -fracht  $V_Q$  infolge der Betriebsführung an den Fassungen WF-Fe (links) und WF-K (rechts) für die Hochwasser (a) (rot) und (b) (blau)

Bei sämtlichen Fassungen zeigt sich, dass die Reduktion der Wasserfracht prozentuell deutlicher ausfällt als die Dämpfung der Abflussspitze. Beide Wirkungslinien beginnen erwartungsgemäß bei einem Wert von 20 % - dieser Wert entspricht der vorgegebenen Mindestanforderung an die Restwasserabflüsse (vgl. Tab. 25). An den Fassungen WF-V, WF-G, WF-Fe und WF-K umfassen die Ergebnisse für Ereignis (a) einen größeren Abflussbereich, umgekehrt verhalten sich die Ergebnisse für beide Hochwasser an den Fassungen WF-Fi, WF-S und WF-W. Ursache hierfür ist wiederum die Charakteristik der Hochwasser bzw. die räumliche Verteilung der hochwasserauslösenden Niederschläge (siehe Abb. 54 und Kapitel D.2.3).

Für WF-V liegen die Werte für das Verhältnis  $Q_{\max,AUS}/Q_{\max,ZU}$  im Bereich zwischen 20 % und 74 %. An der Fassung WF-G im Gurgler Tal ergeben sich höhere Werte bis 83 %. An den Fassungen WF-Fe und WF-K ist der Verlauf der Wirkungslinien für die Dämpfung der Abflussspitze sehr ähnlich,  $Q_{\max,AUS}/Q_{\max,ZU}$  erreicht hier Werte bis 88 %. An den Fassungen WF-Fi, WF-S und WF-W erreichen die Werte bei Ereignis (b) im Maximum 73 %, aufgrund der geringen Zuflüsse zu den Fassungen WF-S und WF-W beim Hochwasser (a) betragen hier sämtliche Werte 20 %.

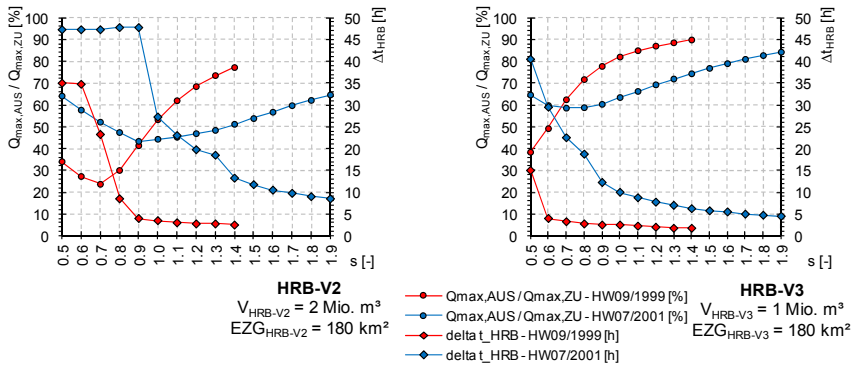


**Abb. 89:** Abminderung von Abflussspitze  $Q_{\max}$  und -fracht  $V_Q$  infolge der Betriebsführung an den Fassungen WF-Fi (links), WF-S (Mitte) und WF-W (rechts) für die Hochwasser (a) (rot) und (b) (blau)

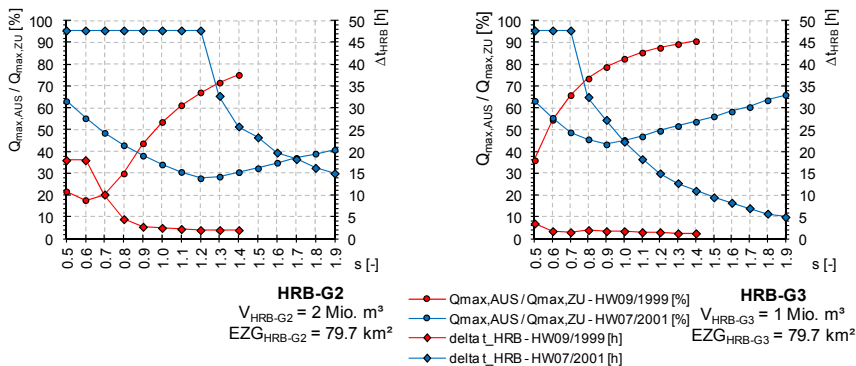
Die Wirkungslinien für  $Q_{\max,AUS}/Q_{\max,ZU}$  weisen bei beiden Hochwassern naturgemäß denselben Verlauf auf, teilweise sehr unterschiedlich ist hingegen der Verlauf der Wirkungslinien für das Verhältnis  $V_{W,ZU}/V_{W,AUS}$ . Der Grund hierfür ist die Charakteristik der Abflussganglinien. Der Zufluss zu den Fassungen WF-Fe und WF-K beispielsweise ist im Juli 2001 von einem deutlich höheren Basisabflussniveau gekennzeichnet. Infolge des definierten Zeitraumes von 72 Stunden (siehe Abb. 24) und einer deutlich kürzeren Zeitdauer für das Auftreten der Hochwasserwelle in diesem Zeitraum ergibt sich bei Ereignis (b) eine markant höhere Zuflusswasserfracht. Der Unterschied in den Ausflussfrachten ist hingegen vergleichsweise gering (die höheren Ausflüsse im Zeitraum vor und nach der eigentlichen Hochwasserwelle bei Ereignis (b) werden durch die höheren Abflüsse bei Hochwasser (a) während der Hochwasserwelle kompensiert). Bei WF-V und WF-G fallen die Unterschiede in den Wirkungslinien deutlich geringer aus, da die Unterschiede in der Abflusscharakteristik vor und nach den Hochwasserwellen nicht im demselben Maß gegeben sind. Bei WF-V liegen die Werte der Wirkungslinien zwischen 20 % und 44 %, für WF-G zwischen 20 % und 57 %. Für Hochwasser (a) erreichen die Werte bei WF-Fe und WF-K im Maximum 77 %, für Ereignis (b) 44 %. Bei WF-Fi ist der Verlauf beider Wirkungslinien wiederum sehr ähnlich (Wertebereich von 20 % bis 44 %). Bei WF-S und WF-W betragen die Maxima für Hochwasser (b) 44 % und 39 %, während sämtliche Werte für Ereignis (a) bei 20 % liegen.

Die Wirkungslinien der Hochwasserrückhaltebecken HRB-V2 und HRB-V3 im Venter Tal bzw. HRB-G2 und HRB-G3 im Gurgler Tal sind in den Abbildungen 90 und 91 dargestellt. Zudem ist für sämtliche Szenarien die dämpfende Wirkung der Rückhaltebecken in Form des zeitlichen Versatzes  $\Delta t_{HRB}$  der Abflussspitzen  $Q_{\max,AUS}$

im Vergleich zum jeweiligen ISTzustand angeführt. In Rot sind die Ergebnisse für die Hochwassercharakteristik gemäß Ereignis (a) dargestellt, blau sind die Ergebnisse für Hochwasser (b).



**Abb. 90:** Rückhalt der Hochwasserwelle in Form einer Dämpfung der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  und einer zeitlichen Verzögerung an den Hochwasserrückhaltebecken HRB-V2 ( $p = 2$ ) und HRB-V3 ( $p = 3$ ) für die Hochwasser (a) (rot) und (b) (blau)



**Abb. 91:** Rückhalt der Hochwasserwelle in Form einer Dämpfung der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  und einer zeitlichen Verzögerung an den Hochwasserrückhaltebecken HRB-G2 ( $p = 2$ ) und HRB-G3 ( $p = 3$ ) für die Hochwasser (a) (rot) und (b) (blau)

Aus den Ergebnissen für HRB-V2 (Speicherinhalt = 2 Mio.  $\text{m}^3$ ) zeigt sich zunächst, dass das Verhältnis  $Q_{\max, \text{AUS}} / Q_{\max, \text{ZU}}$  für Ereignis (a) bis  $s = 0.7$  und für (b) bis  $s = 0.9$  abnimmt und im Weiteren kontinuierlich zunimmt. Die Werte für  $Q_{\max, \text{AUS}} / Q_{\max, \text{ZU}}$  liegen für Ereignis (a) im Bereich zwischen 23 % und 78 % bzw. für (b) zwischen 43 % und 65 %. Der zeitliche Versatz zwischen den Abflussspitzen  $Q_{\max, \text{AUS}}$  verläuft zunächst konstant und nimmt schließlich für (a) -  $s = 1.4$  auf 2.5 h und für (b) -  $s = 1.9$  auf 8.5 h ab (Abb. 90, links). Die Ursache im abnehmenden Verlauf von

$Q_{\max, \text{AUS}}/Q_{\max, \text{ZU}}$  ergibt sich bei HRB-V2 (und auch bei den übrigen Hochwasserrückhaltebecken) aus der Implementierung im hydrologischen Modell bzw. dem verfügbaren Speichervolumen: Der minimale Ausfluss aus den Hochwasserrückhaltebecken ist mit dem jeweiligen Basisabfluss  $Q_B$  der Zuflussganglinie gleichgesetzt. Die Vorgehensweise bei der Modellierung der Rückhaltebecken richtet sich im Allgemeinen daran, stets mindestens den Basisabfluss  $Q_B$  auszuleiten und gleichzeitig den größtmöglichen Rückhalteeffekt zu erzielen (vgl. Kapitel C.2.2). Bei den kleineren Ereignissen erreicht das Speichervolumen nicht die maximal vorgegebene Kapazität, obwohl im gesamten Zeitraum der Ausfluss im Bereich des Basisabflusses  $Q_B$  liegt. Die Wirkungslinie für  $Q_{\max, \text{AUS}}/Q_{\max, \text{ZU}}$  nimmt entsprechend bis zu jenem Szenario ab, bei dem das vorgegebene Speichervolumen erstmalig voll in Anspruch genommen wird. Mit dieser Vorgehensweise erklären sich auch die bei den kleineren Ereignissen sehr hohen und zunächst konstant verlaufenden Werte für  $\Delta t_{\text{HRB}}$ .

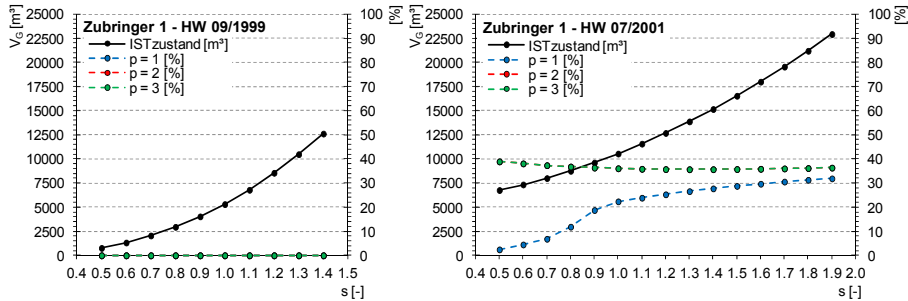
Für HRB-V3 (Speicherinhalt = 1 Mio. m<sup>3</sup>) sind die Werte für  $Q_{\max, \text{AUS}}/Q_{\max, \text{ZU}}$  aufgrund des geringeren Speichervolumens mit Werten zwischen 38 % und 89 % für Ereignis (a) bzw. 59 % und 84 % für (b) erwartungsgemäß geringer. Der zeitliche Versatz in den Abflussspitzen  $Q_{\max, \text{AUS}}$  für IST- und PLANzustand beträgt im Minimum 2 h bzw. 4.5 h (Abb. 90, rechts).

Die Schutzwirkung infolge der projektierten Hochwasserrückhaltebecken HRB-G2 und HRB-G3 im Gurgler Tal ist im Vergleich zu HRB-V2 und HRB-V3 geringfügig höher. Bei HRB-G2 liegt das Verhältnis  $Q_{\max, \text{AUS}}/Q_{\max, \text{ZU}}$  im Bereich zwischen 18 % und 75 % für (a) bzw. zwischen 29 % und 63 % für (b), bei HRB-G3 zwischen 36 % und 90 % bzw. 42 % und 67 %. Die minimalen Werte für  $\Delta t_{\text{HRB}}$  betragen bei HRB-G2 2 h und 15 h bzw. bei HRB-G3 1.5 h und 5 h.

Im Folgenden werden einige wesentliche Ergebnisse der Geschiebmodellierung angeführt. Abbildung 92 enthält den Geschiebeaustrag aus dem Venter Tal am Zuflussknoten 1 für beide betrachteten Hochwasserereignisse (a) und (b) bzw. für sämtliche Szenarien s. Die Ergebnisse basieren auf dem Geschiebebilanzierungsschema (vgl. Kapitel D.4.2). Für den ISTzustand sind jeweils die Geschiebefrachten in Absolutwerten angeführt, die Ergebnisse der drei PLANzustände sind wiederum ins Verhältnis zur korrespondierenden Geschiebefracht des ISTzustandes gesetzt. Für (a) - s = 1.0 und (b) - s = 1.0 betragen die Geschiebefrachten etwa 5300 m<sup>3</sup> bzw. 10550 m<sup>3</sup> (vgl. Abb. 76). Diese Ergebnisse entsprechen den im Rahmen der Kartierungsarbeiten plausibilisierten Werten (KLENKHART & PARTNER CONSULTING ZT GMBH et al., 2011). Für (a) - s = 1.4 und (b) - s = 1.9 sind deutlich größere Frachten um 12500 m<sup>3</sup> und 22600 m<sup>3</sup> zu erwarten. Für die Hochwassercharakteristik (a) ergibt sich bei den drei PLANzuständen jeweils kein Geschiebeaustrag aus dem Venter Tal. Für (b) stellen sich für p = 2 und p = 3 Geschiebeausträge aus dem Teileinzugsgebiet ein, die zwischen 35 % und 40 % der Werte für den ISTzustand ausmachen. Für p = 1 liegen die Werte zwischen 3 % und 32 %.

Hinsichtlich der Geschiebefrachten bei den PLANzuständen sei an dieser Stelle nochmals auf die Annahmen bei der Modellierung hingewiesen (vgl. Kapitel D.4.2): An den Wasserfassungen WF-H, WF-M, WF-Fe, WF-K, WF-Fi, WF-S und WF-W wird der vollständige Weitertransport des ankommenden Geschiebes angenommen. Bei den Hochwasserrückhaltebecken HRB sowie den Wasserfassungen WF-V und WF-G hingegen wird vollständiger Rückhalt angesetzt. Im Venter und Gurgler Tal ergibt sich die Reduktion der Geschiebefrachten  $V_G$  am jeweiligen Gebietsauslass

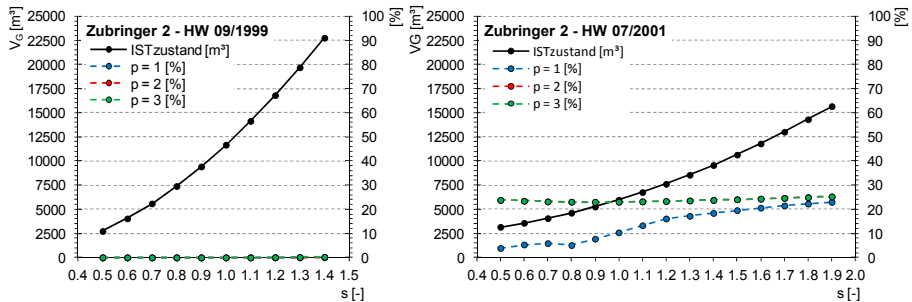
(Zuflussknoten 1 und 2) damit sowohl durch die Abnahme der Abflüsse unterstrom der Fassungsstandorte (Reduktion der wirksamen Schleppkraft im Gewässer) als auch durch den verminderten Eintrag im Bereich der Fassungen bzw. Rückhaltebecken.



**Abb. 92:** Geschiebefrachten  $V_G$  am Zuflussknoten 1 in Absolutwerten für den ISTzustand und jeweils in prozentuellen Anteilen am ISTzustand für die drei PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$ , und  $p = 3$  für sämtliche Szenarien  $s$  der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)

Die Ergebnisse der Geschiebebilanzierung für das Gurgler Tal (Zuflussknoten 2) stellen ein ähnliches Bild dar (Abb. 93). Die maximal zu erwartenden Geschiebefrachten betragen etwa 23000 m³ für (a) und 16750 m³ für (b). Für (a) erfolgt bei den drei PLANzuständen kein Geschiebeaustrag aus dem Gurgler Tal. Für (b) hingegen betragen die Anteile am ISTzustand konstant 25 % ( $p = 2$ ,  $p = 3$ ) bzw. zwischen 5 % und 22 % ( $p = 1$ ). Der prozentuellen Anteile der Geschiebefrachten  $V_G$  für  $p = 2$  und  $p = 3$  an jenen für den ISTzustand sind aufgrund der Steuerung der Hochwasserrückhaltebecken ident: Aus den Hochwasserrückhaltebecken wird permanent ein definierter Mindestausfluss abgeführt (siehe Abb. 38). Die sich jeweils ergebenden Transportkapazitäten  $G_{TK}$  unterstrom der Hochwasserrückhaltebecken sind damit aufgrund der hohen Basisabflussverhältnisse bei Ereignis (b) groß genug, um den gesamten Geschiebeeintrag aus den seitlichen Zubringern bis zu den Gebietsauslässen (Knoten 1 und 2) zu transportieren.

Abminderungen der Geschiebetransportraten bzw. -frachten aufgrund der integrierten Hochwasserschutzmaßnahmen stellen sich neben den angeführten Frachten  $V_G$  an den Zuflussknoten 1 und 2 auch am Zuflussknoten 28 ein. Die im hinteren Teil des Teileinzugsgebietes situierten Wasserfassungen WF-Fi, WF-S und WF-W (siehe Abb. 46, Tab. 25) ergeben zunächst für sämtliche Szenarien (a) -  $s$  und (b) -  $s$  geringere Abflüsse im Vorfluter unterstrom der Fassungen. Entsprechend werden aufgrund der geringeren Schleppspannungsverhältnisse geringere Geschiebemengen in die Geschieberückhaltebecken im Teileinzugsgebiet „92-54-12“ ( $V_{GRHB} = 20000 \text{ m}^3$ ) und am Gebietsauslass „92-54-25“ ( $V_{GRHB} = 150000 \text{ m}^3$ ) eingetragen (vgl. Tab. 27). Das Fassungsvermögen der Becken ist allerdings für alle Szenarien ausreichend dimensioniert, sodass aus dem Teileinzugsgebiet 28 kein Geschiebe in die Öztaler Ache eingetragen wird.



**Abb. 93:** Geschiebefrachten  $V_G$  am Zuflussknoten 2 in Absolutwerten für den ISTzustand und jeweils in prozentuellen Anteilen am ISTzustand für die drei PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  für sämtliche Szenarien  $s$  der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)

Die übrigen bestehenden Geschieberückhaltebecken – sie befinden sich jeweils am Gebietsauslass der Teileinzugsgebiete 6, 8, 36, 45 und 49 – sind ebenfalls für alle betrachteten Szenarien ausreichend dimensioniert. Aus diesen Teileinzugsgebieten erfolgt ebenfalls kein Eintrag in die Ötztaler Ache. Dieser Umstand ist angesichts der Modellannahmen, worin ausschließlich fluviale Transportprozesse betrachtet werden und kleinräumige, murgangartige Prozesse mit erwartungsgemäß massiv höheren Geschiebefrachten hingegen im Modellkonzept nicht berücksichtigt werden, zu erwarten.

In Analogie zu den Geschiebefrachten an den Zuflussknoten 1 und 2 (Abbildungen 92 und 93) sind in den Abbildungen 94 und 95 die Geschiebefrachten an den Modellrändern der 2D-numerischen Modelle „Sölden“ (Abb. 94) und „Längenfeld“ (Abb. 95) dargestellt.

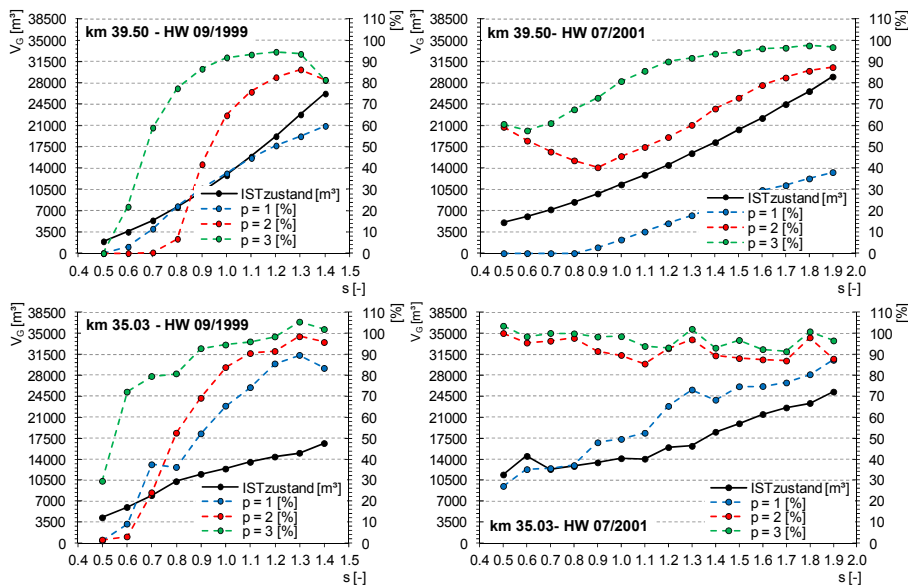
Der Geschiebeeintrag bei km 39.50 ergibt sich dabei ausschließlich aus dem Geschiebebilanzierungsschema. Der Geschiebeaustrag (km 35.03) aus dem 2D-numerischen Modell „Sölden“ und in der Folge auch die Geschiebefrachten bei km 32.07 und km 19.50 schließen die Ergebnisse der 2D-numerischen Modellierung mit ein (vgl. Kapitel D.4.2).

Im Gewässerabschnitt der Ötztaler Ache unmittelbar nach dem Zusammenfluss von Venter und Gurgler Ache (Zwieselstein) schließt ein verhältnismäßig flacher Abschnitt an, in dem ein Teil des ankommenden Geschiebes von oberstrom abgelagert wird. Der Geschiebetransport in der folgenden Steilstrecke (km 41.00 - km 39.50) und damit auch der Eintrag ins Söldener Talbecken ist demgemäß etwas geringer als die Summe der Geschiebefrachten an den Zuflussknoten 1 und 2. Die bei km 39.50 eingetragenen Frachten  $V_G$  liegen im Bereich zwischen 2500  $m^3$  und 26000  $m^3$  für (a) bzw. zwischen 5000  $m^3$  und 28500  $m^3$  für (b). Aus den Ergebnissen der PLANzustände ist ersichtlich, dass für  $p = 1$  die größte Abnahme der Geschiebefrachten erfolgt. Der Geschiebeaustrag aus dem 2D-numerischen Modell „Sölden“ liegt bei den kleineren Hochwassern im Bereich der Geschiebeeinträge. Bei den übrigen Szenarien fallen die Geschiebeausträge etwas geringer aus. Für Ereignis (a) ergibt sich bei den PLANzuständen wiederum nur bei den kleineren Hochwassern eine erhebliche Abnahme der ausgetragenen Geschiebefracht. Die

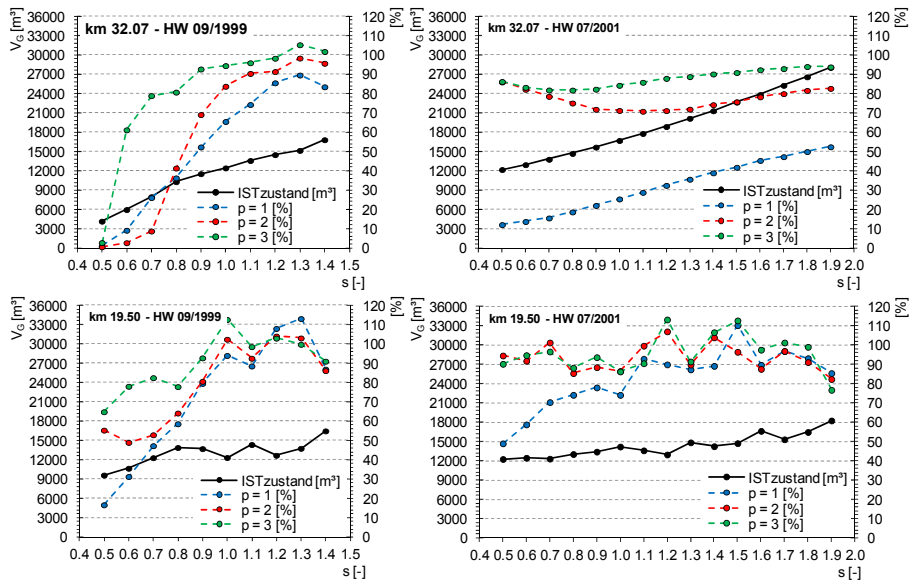


Frachten sind ansonsten mit jenen für den ISTzustand zu vergleichen, insbesondere für (b) -  $p = 2$  und (b) -  $p = 3$ .

Die Ergebnisse der Geschiebemodellierung auf Basis der Einkornbetrachtung (vgl. Kapitel C.2.4) für das Söldener Talbecken zeigen, dass die Geschiebeausträge am unterstromigen Modellrand sehr stark von der Menge des mobilisierbaren Materials entlang der Sohle – insbesondere im steileren Bereich am unterstromigen Modellrand – bestimmt werden. Das eingetragene Material wird am Eingang des Beckens unmittelbar oberstrom des Zuflussknotens 5 teilweise abgelagert. Die Sohländerungen sind in der Folge verhältnismäßig gering. Ein erheblicher Anteil an der ausgetragenen Fracht  $V_G$  resultiert aus der Eintiefung am unterstromigen Modellende. Diese Eintiefung ist im Sinne einer Modellannahme auf 2 m beschränkt, entsprechend ergibt sich für die Ereignischarakteristik (a) ein abnehmender Anstieg der ereignisspezifischen Geschiebefrachten  $V_G$  in Abhängigkeit von  $s$ . Für Ereignis (b) wird aufgrund der deutlich höheren Basisabflussverhältnisse mehr Material durch das Becken transportiert. Mit der zusätzlichen Mobilisierung ergeben sich entsprechend höhere Geschiebefrachten  $V_G$ . Durch die Wahl eines Einkornmodells für den Geschiebetransport ist davon auszugehen, dass die in den steileren Gerinneabschnitten auftretenden Eintiefungen tendenziell überschätzt werden, zumal bei Sohlverhältnissen mit ausgebildeter Deckschicht zunächst höhere Sohlbeanspruchungen für den Aufbruch der Deckschicht erforderlich sind (siehe Kapitel C.2.3., vgl. Kapitel B.1.2).



**Abb. 94:** Geschiebefrachten  $V_G$  an den Modellrändern des 2D-numerischen Modells „Sölden“ in Absolutwerten für den ISTzustand und jeweils prozentuellen Anteilen am ISTzustand für die drei PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  für sämtliche Szenarien  $s$  der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)



**Abb. 95:** Geschiebefrachten  $V_G$  an den Modellrändern des 2D-numerischen Modells „Längenfeld“ in Absolutwerten für den ISTzustand und jeweils prozentuellen Anteilen am ISTzustand für die drei PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  für sämtliche Szenarien  $s$  der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)

Die Geschiebeeinträge ins 2D-numerische Modell „Längenfeld“ fallen bei (a) mit Werten zwischen  $4000 \text{ m}^3$  und  $17000 \text{ m}^3$  ähnlich aus wie jene aus dem Söldener Talbecken ausgetragenen Geschiebefrachten  $V_G$ . Bei Ereignis (b) stellt sich die Situation ähnlich dar ( $12500 \text{ m}^3$  -  $28000 \text{ m}^3$ ). Im flacheren Abschnitt um km 30.00 vor dem Eingang ins Längenfelder Becken lagert sich ein erheblicher Teil dieser Geschieberaten ab. Im Längenfelder Becken hingegen sind die Transportraten und damit auch die Tendenzen zur Veränderung der Sohlage gering (vgl. Abb. 78). Der Austrag aus dem Talbecken resultiert wiederum zu einem erheblichen Anteil aus der Eintiefung des teilweise noch im Modell abgebildeten Steilabschnitts. Aus dem Vergleich der drei betrachteten PLANzustände mit dem ISTzustand geht hervor, dass die größte Abnahme der Geschiebefrachten  $V_G$  bei  $p = 1$  erfolgt. Für  $p = 3$  entsprechen die Transportverhältnisse am ehesten jenen des ISTzustandes.

Bei den Ergebnissen an beiden unterstromigen Modellrändern zeigt sich des Weiteren, dass sich bei den PLANzuständen  $p = 1$  und  $p = 3$  bei mehreren Szenarien Geschiebeausträge aus dem Modell ergeben, welche die korrespondierenden Frachten  $V_G$  für den ISTzustand übersteigen.

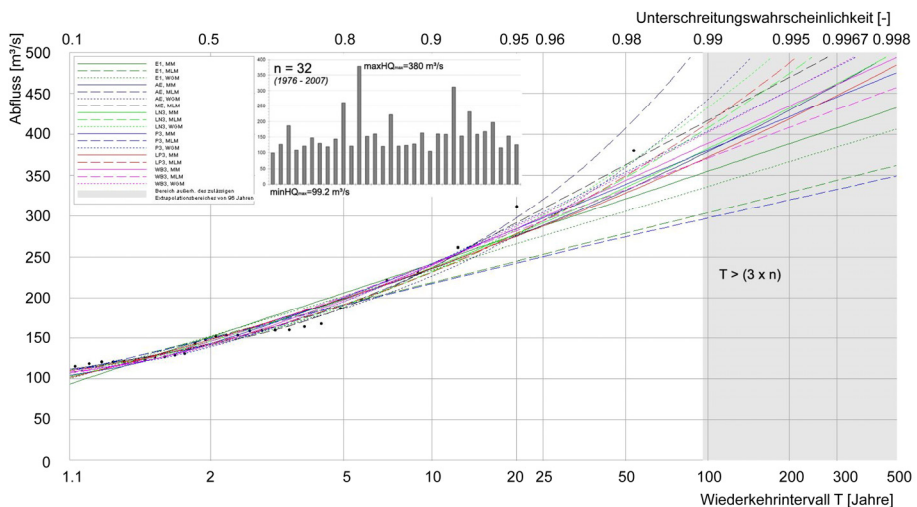
Der Einfluss der Geschiebetransportprozesse auf die ereignisspezifische Ausbreitung der Überflutungsflächen in den Siedlungsbereichen bzw. auf die Hochwasserschäden ist komplexer als die Abhängigkeit von den Abflussverhältnissen. Ausuferungen in den Vorlandbereich nehmen in der Regel mit zunehmendem Abfluss am oberstromigen Eingang in den Siedlungsbereich zu.

Anlandungen im Vorfluter infolge geringer Schleppspannungsverhältnisse bedingen eine geringere Abflusskapazität im Gerinne. In den eingetieften Gerinneabschnitten hingegen steigt die Abflusskapazität, Ausuferungen erfolgen in geringerem Ausmaß bzw. erst bei höheren Abflüssen. Mit der Berücksichtigung des Geschiebetransportes und der damit verbundenen dynamischen Entwicklung der Gerinnesohle treten in Teilabschnitten im Gerinne sowohl Verlandungsbereiche als auch Eintiefungen auf. Im Hinblick auf die Ausuferungen in den Vorlandbereich können diese Prozesse räumlich sehr begrenzt auftreten bzw. sich gegenseitig beeinflussen. Mit der Darstellung der ereignisspezifischen Geschiebefrachten  $V_G$  aus den Teileinzugsgebieten und an den Modellrändern der 2D-numerischen Modelle ist daher in diesem Zusammenhang keine Wertung verbunden, dass beispielsweise geringere Geschiebefrachten  $V_G$  das Hochwasserrisiko in den Siedlungsgebieten reduzieren. Die Auswirkungen ergeben sich im Sinne einer ganzheitlichen Betrachtung der Abfluss- und Geschiebetransportverhältnisse aus den berechneten Überflutungsflächen (vgl. Abbildungen 79, 80 und 81).

## D.7 Statistisch-stochastische Bewertung der projizierten Hochwasserschutzmaßnahmen

### D.7.1 Hochwasserstatistik

Abbildung 96 enthält die Ergebnisse der statistischen Analyse der Serie an Jahreshöchstabflüssen am Pegel 5. Die Serie umfasst  $n = 32$  Stichprobenelemente im Zeitraum 1976 - 2007 mit Werten zwischen  $\max HQ_{\max} = HHQ = 380 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $\min HQ_{\max} = 99.2 \text{ m}^3/\text{s}$  (vgl. Kapitel D.2.3). Unter Anwendung der in Tab. 20 angeführten Verteilungsfunktionen und der Bestimmung der Momente mittels der Momentenmethode (MM), der Maximum-Likelihood-Methode (MLM) sowie der Methode der wahrscheinlichkeitsgewichteten Momente (WGM) ergeben sich 18 Verteilungsfunktionen gemäß Abb. 96:



**Abb. 96:** Verteilungsfunktionen für den Pegel 5 auf Basis einer Stichprobe mit  $n = 32$  Jahreshöchstabflüssen im Zeitraum 1976 - 2007 (Software HQ-EX® 3.0, (DHI-WASY GMBH, 2007)); E1...Gumbelverteilung; AE...Allgemeine Extremwertverteilung, ME...Verteilung nach Rossi, LN3...Log-Normal-Verteilung, P3...Pearson-Verteilung, LP3...Log-Pearson-Verteilung, WB3...Weibullverteilung; MM...Momentenmethode, MLM...Maximum-Likelihood-Methode, WGM...Methode der wahrscheinlichkeitsgewichteten Momente

Die Stichprobe ist homogen und unabhängig, sie zeigt keinen signifikanten Trend und enthält keine Ausreißer. Der Verlauf der Funktionen ist für Wiederkehrintervalle  $T < 10$  ähnlich, für  $T > 10$  ergibt sich eine erhebliche bzw. mit zunehmenden Wiederkehrintervall  $T$  zunehmende Streuung in der Kurvenschar. Der grau schraffierte Bereich im Diagramm weist jenen Extrapolationszeitraum aus, der das Dreifache der Stichprobenlänge überschreitet und für welchen gemäß DVWK (1999)

die statistische Analyse keine zuverlässigen Angaben für  $T$  mehr erlaubt. Die folgende Tab. 32 enthält die statistischen Parameter sämtlicher Verteilungsfunktionen sowie die Ergebnisse der Anpassungstests (vgl. Tab. 20). Bei Betrachtung der Koeffizientensummen aus den Anpassungstests erweist sich die Allgemeine Extremwertverteilung (AEV) mit Bestimmung der Parameter auf Basis der Maximum-Likelihood-Methode (MLM) als jene Verteilungsfunktion mit der besten Anpassungsgüte. Für das im Folgenden beschriebene statistisch-stochastische Bewertungsmodell wird diese Funktion innerhalb der Grenzen  $Q_{RB\_2\_IST,min} = 116.3 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_{RB\_2\_IST,max} = 483.6 \text{ m}^3/\text{s}$  (Abflussspektrum am oberstromigen Modellrand des 2D-numerischen Modells „Längenfeld“ aus der Betrachtung aller Szenarien  $s$  für den ISTzustand) angewendet (vgl. Abb. 97). Für  $Q_{RB\_2\_IST,min}$  gilt für die korrespondierende Jährlichkeit  $T_{RB\_2\_IST,min} = 1$  Jahr,  $Q_{RB\_2\_IST,max}$  entspricht einer Jährlichkeit von  $T_{RB\_2\_IST,max} = 80$  Jahren. Bezüglich des Wertes für  $T_{RB\_2\_IST,max}$  sei angemerkt, dass sich bei Anwendung der anderen Verteilungsfunktionen, deren Anpassungsgüte zum Teil nahezu identisch mit jener von AEV-MLM sind, deutlich höhere Werte ergeben. Die mit der statistischen Analyse verbundenen Unsicherheiten sind ebenso wie die mit der Prozessmodellierung einhergehenden Unsicherheiten bei der Beurteilung und Interpretation der Modellergebnisse mit einzubeziehen.

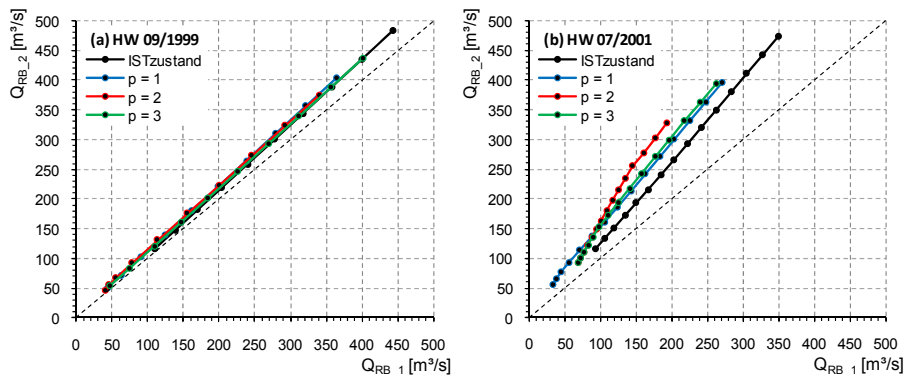
**Tab. 32:** Verteilungsfunktionen für den Pegel 5; Funktionsparameter und Ergebnisse der Anpassungstests

Verteilungsfunktion		Parameter						Anpassung		
		c	d	a	e	c <sub>2</sub>	d <sub>2</sub>	Kolmogorov	nω <sup>2</sup>	Quantil-Korr. r <sub>p</sub> <sup>2</sup>
Gumbel (E1)	MM	133.758	48.057					0.173	0.204	0.911
	MLM	137.267	36.233					0.138	0.132	0.911
	WGM	136.413	43.457					0.169	0.178	0.911
Allg. Extremwertvert. (AEV)	MM	133.175	39.595	-0.124				0.138	0.115	0.954
	MLM	132.024	28.434	-0.412				0.089	0.056	0.983
	WGM	131.182	28.491	-0.334				0.094	0.055	0.986
Rossi (ME)	MM	121.924	17.811			63.346	76.773	0.106	0.060	0.993
Log-Normal (LN3)	MM	64.794	0.584		4.401			0.129	0.100	0.962
	MLM	90.862	0.773		3.960			0.094	0.055	0.985
	WGM	95.564	0.860		3.819			0.098	0.057	0.989
Pearson (P3)	MM	96.445	58.398	1.114				0.142	0.110	0.967
	MLM	83.710	26.420	2.814				0.134	0.115	0.918
	WGM	109.277	77.170	0.677				0.129	0.097	0.983
Log-Pearson (LP3)	MM	3.700	0.083	15.911				0.141	0.120	0.950
	MLM	4.555	0.201	2.362				0.094	0.056	0.985
Weibull (WB3)	MM	103.160	56.915	0.947				0.129	0.085	0.978
	MLM	98.985	66.007	1.079				0.135	0.094	0.964
	WGM	106.570	51.273	0.872				0.123	0.082	0.984

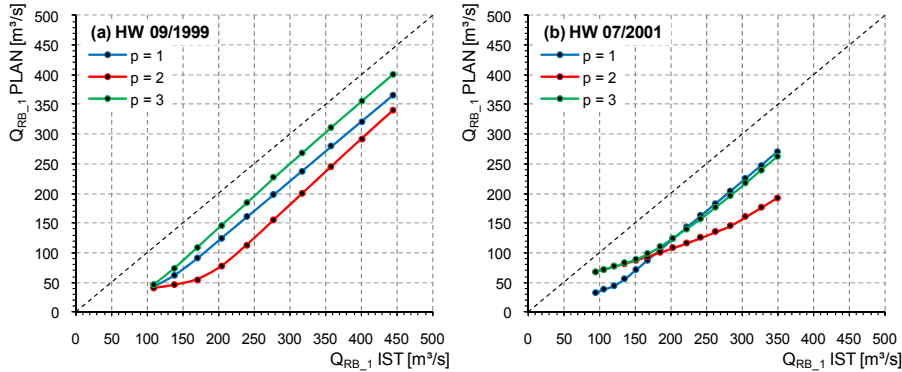
## D.7.2 Statistisch-stochastisches Bewertungsmodell

Die statistisch-stochastische Bewertung der Hochwasserschäden erfolgt entsprechend dem in Kapitel C.3.3 beschriebenen Konzept für die beiden Siedlungsbereiche in den Talbecken von Sölden und Längenfeld (siehe auch Kapitel D.4.4). Die konzeptuelle Vorgehensweise entspricht im Wesentlichen dem in Abb. 43 dargestellten Modellschema: Es werden zwei relevante Siedlungsbereiche und drei PLANzustände  $p$  betrachtet. Der Referenzpegel 5 für die statistische Kategorisierung der Abflussverhältnisse wird mit dem Abfluss  $Q_{RB\_2}$  gleichgesetzt.

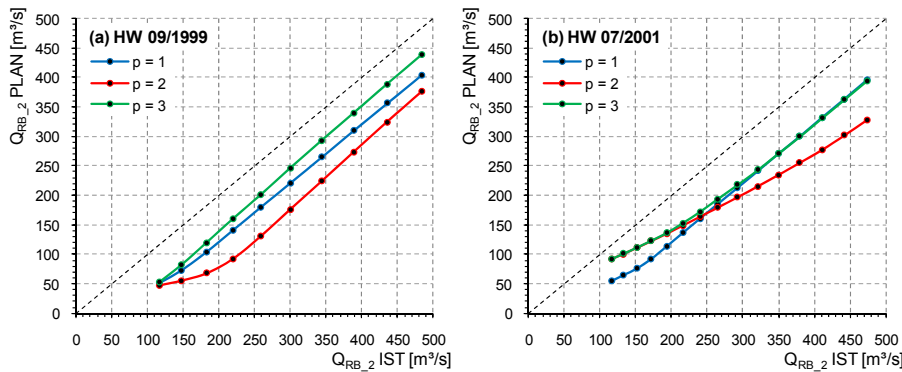
Aus der hydrologischen, 1D-hydraulischen bzw. 2D-numerischen Modellierung ergeben sich die Abbildungen 97, 98 und 99 für das Bewertungsmodell. Abbildung 97 enthält den Zusammenhang zwischen  $Q_{RB\_1}$  und  $Q_{RB\_2}$  für den ISTzustand und die drei PLANzustände jeweils für die Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts). Die Zusammenhänge entsprechen den Diagrammen 3 und 6 in Abb. 43. Das im Sinne der statistisch-stochastischen Bewertung betrachtete Abflussspektrum ergibt sich aus sämtlichen Szenarien zu  $93.9 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q_{RB\_1} \leq 444.0 \text{ m}^3/\text{s}$  bzw. zu  $116.3 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q_{RB\_2} \leq 483.6 \text{ m}^3/\text{s}$ . Abbildung 98 enthält die Zusammenhänge der Abflüsse am Modellrand des 2D-numerischen Modells „Sölden“ für den ISTzustand ( $Q_{RB\_1\_IST}$ ) und für die drei PLANzustände ( $Q_{RB\_1\_PLAN}$ ), wiederum für beide Hochwasserszenarien. In Abb. 99 sind die korrespondierenden Zusammenhänge für den Abfluss  $Q_{RB\_2}$  am oberstromigen Modellrand des 2D-numerischen Modells „Längenfeld“ dargestellt. Die Abbildungen 98 und 99 entsprechen Diagramm 7 in Abb. 43.



**Abb. 97:** Hydraulischer Zusammenhang zwischen  $Q_{RB\_1}$  und  $Q_{RB\_2}$  gemäß Bild 3 und Bild 6 in Abb. 43 für den ISTzustand und die betrachteten PLANzustände der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)



**Abb. 98:** Hydraulischer Zusammenhang zwischen  $Q_{RB\_1\_IST}$  und  $Q_{RB\_1\_PLAN}$  gemäß Bild 7 in Abb. 43 für die betrachteten PLANzustände der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)



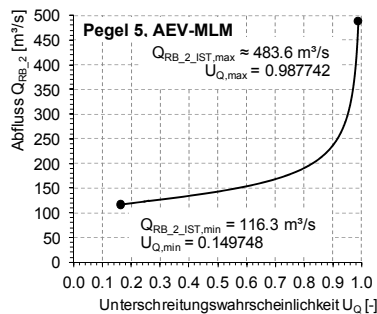
**Abb. 99:** Hydraulischer Zusammenhang zwischen  $Q_{RB\_2\_IST}$  und  $Q_{RB\_2\_PLAN}$  gemäß Bild 7 in Abb. 43 für die betrachteten PLANzustände der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)

Wie bereits die angeführten Modellergebnisse in den Kapiteln D.5 und D.6 zeigen auch die beiden Diagramme in Abb. 97 die unterschiedliche räumliche Charakteristik der beiden betrachteten Hochwasserereignisse. Für Ereignis (a) ist der Verlauf der Zusammenhänge zwischen  $Q_{RB\_1}$  und  $Q_{RB\_2}$  für den ISTzustand und für die PLANzustände nahezu ident. Die Zunahme des Abflusses zwischen dem Talbecken von Sölden und Längenfeld ist verhältnismäßig gering. Für Ereignis (b) zeigt sich zunächst ein steilerer Verlauf des Zusammenhanges zwischen  $Q_{RB\_1}$  und  $Q_{RB\_2}$ , die Zuflüsse in die Ötztaler Ache zwischen den beiden Talbecken sind erheblich größer (vgl. Abb. 54). Die Zusammenhänge für ISTzustand und PLANzustände differieren zudem voneinander.

In den Abbildungen 98 und 99 ergeben sich durch die Verringerung der Abflüsse bei den PLANzuständen erwartungsgemäß Kurvenscharen unterhalb der

Symmetrielinien. Auch hier zeigt sich, dass sich mit PLANzustand  $p = 2$  insbesondere bei den größeren Hochwassern sowohl im Längenfelder Becken als auch im Talbecken von Söden die beste Schutzwirkung ergibt.

In Abb. 100 ist der statistische Zusammenhang zwischen der Unterschreitungswahrscheinlichkeit  $U_Q$  und dem Abfluss  $Q_{RB,2}$  gemäß AEV-MLM dargestellt (vgl. Kapitel D.7.1). Er entspricht Diagramm 8 in Abb. 43 und stellt die statistische Grundlage für die stochastische Generierung von Hochwasserereignissen innerhalb des betrachteten Zeitraumes  $Z$  dar (vgl. Abb. 44).  $U_{Q,min}$  ergibt sich darin aus  $Q_{RB,2,IST,min}$  und beträgt 0.149748,  $U_{Q,max}$  ergibt sich aus  $Q_{RB,2,IST,max}$  zu 0.987742. Die zufallsbasierte Generierung von Unterschreitungswahrscheinlichkeiten erfolgt für das Intervall  $[0, 1]$ . Für generierte Werte, welche  $U_{Q,min}$  unterschreiten, werden die korrespondierenden Abflüsse zu  $Q_{RB,2,IST,min}$  gesetzt. Ebenso wird für  $U > U_{Q,max}$  der Abfluss  $Q_{RB,2,IST,max}$  angesetzt (siehe Abbildungen 107 und 108). Mit der Annahme, dass lediglich Abflüsse aus dem Spektrum der betrachteten Szenarien verwendet werden, wird bei der Ereignisgenerierung die Anzahl sehr kleiner bzw. sehr großer Ereignisse unterschätzt. Die Unterschätzung sehr kleiner Hochwasser spielt bei der Ermittlung kumulativer Schäden keine Rolle, mit der Begrenzung großer Hochwasser auf  $Q_{RB,2,IST,max}$  hingegen werden die ermittelten Schäden tendenziell unterschätzt.



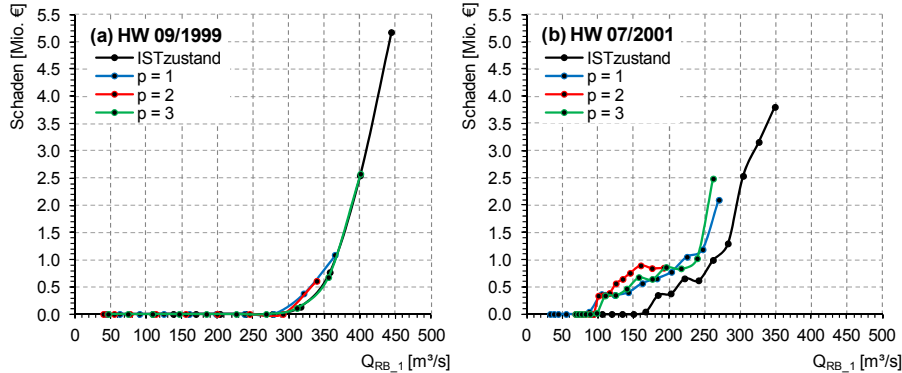
**Abb. 100:** Statistischer Zusammenhang zwischen Unterschreitungswahrscheinlichkeit  $U_Q$  und Abfluss  $Q_{RB,2}$  am Pegel 5 auf Basis der Allgemeinen Extremwertverteilung (AEV) und der Maximum-Likelihood-Methode (MLM) für die Bestimmung der Momente

In Abb. 101 ist die Abhängigkeit der Hochwasserschäden  $S$  an Gebäuden und Gebäudeinventar im Talbecken von Söden vom Abfluss  $Q_{RB,1}$  sowohl für den ISTzustand als auch für die drei betrachteten PLANzustände dargestellt. Die Ergebnisse im linken Diagramm fundieren auf Hochwassercharakteristik (a), jene im rechten Diagramm auf (b). Abbildung 101 entspricht den Diagrammen 2 und 5 in Abb. 43. In Analogie finden sich die Zusammenhänge zwischen den Schäden  $S$  und den Abflüssen  $Q_{RB,2}$  für das Längenfelder Becken in Abb. 102.

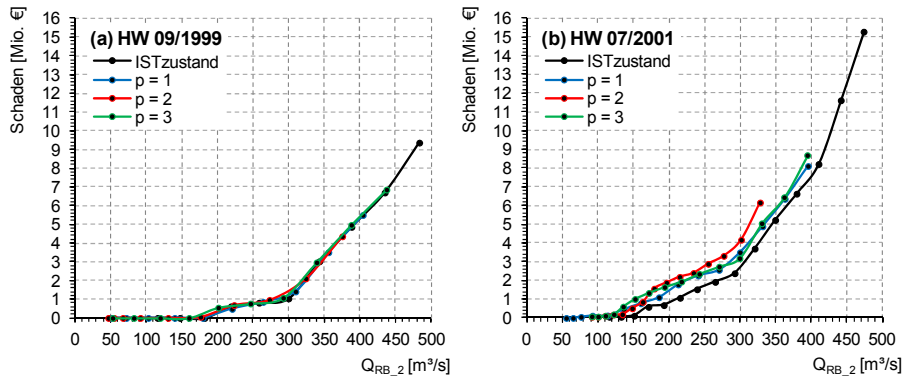
In den Abbildungen 103 und 104 sind die ereignisspezifischen Schäden  $S$  aus Überflutungen in Abhängigkeit der Szenarioparameter  $s$  und  $p$  dargestellt (wiederum für die beiden Hochwasser (a) und (b)). Die Werte für den ISTzustand bedeuten darin die Summen der absoluten Schadenssummen an sämtlichen Werteobjekten. Die



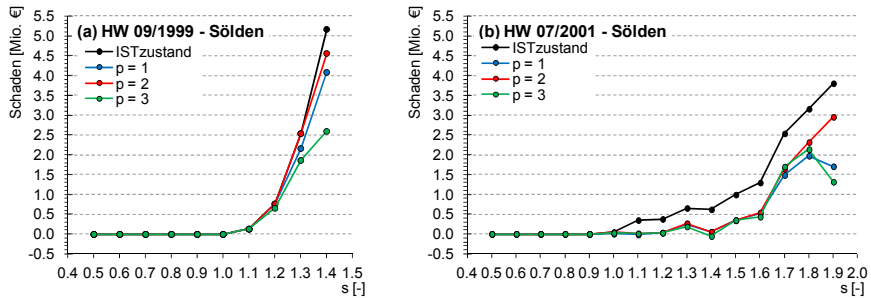
Angaben für die drei PLANzustände hingegen entsprechen den jeweiligen Schadensdifferenzen VS in Bezug auf den ISTzustand. Die angeführten Schadenssummen basieren auf der Anwendung des „MURL-Modells“ (siehe Kapitel C.3.2).



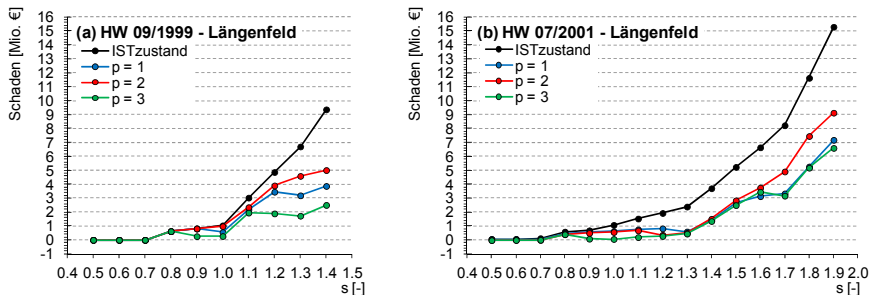
**Abb. 101:** Gesamter Hochwasserschaden  $S$  an Gebäuden und Gebäudeinventar im Söldener Becken in Abhängigkeit des Abflusses  $Q_{RB\_1}$  für den ISTzustand und die betrachteten PLANzustände der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts); die Diagramme entsprechen den Diagrammen 2 und 5 in Abb. 43



**Abb. 102:** Gesamter Hochwasserschaden  $S$  an Gebäuden und Gebäudeinventar im Längenfelder Becken in Abhängigkeit des Abflusses  $Q_{RB\_2}$  für den ISTzustand und die betrachteten PLANzustände der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts); die Diagramme entsprechen den Diagrammen 2 und 5 in Abb. 43



**Abb. 103:** Gesamter szenariospezifischer Hochwasserschaden  $S$  an Gebäuden und Gebäudeinventar im Söldener Becken in Abhängigkeit des Szenarios  $s$  für den ISTzustand und Schadensdifferenzen VS aus PLANzuständen und ISTzustand der die Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)



**Abb. 104:** Gesamter szenariospezifischer Hochwasserschaden  $S$  an Gebäuden und Gebäudeinventar im Längenfelder Becken in Abhängigkeit des Szenarios  $s$  für den ISTzustand und Schadensdifferenzen VS aus PLANzuständen und ISTzustand der die Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)

Aus den Ergebnissen lassen sich folgende Aussagen ableiten: Die maximal zu erwartende Schadenssumme  $S$  im Talbecken von Sölden beträgt etwa 5.0 Mio. € und ereignet sich bei der Hochwasserscharakteristik (a). Für (b) fallen die maximalen Schäden  $S$  mit Werten um 3.8 Mio. € geringer aus. Im Längenfelder Becken sind die zu erwartenden Schäden  $S$  mit Werten bis 9.5 Mio. € für (a) -  $s = 1.4$  bzw. bis 15.3 Mio. € für (b) -  $s = 1.9$  erwartungsgemäß höher. Die Ergebnisse spiegeln die in den Abbildungen 82 und 83 angeführte Anzahl an betroffenen Werteobjekten wider. Aus den Abbildungen 103 und 104 ist wiederum ersichtlich, dass sich für den PLANzustand  $p=2$  die beste Schutzwirkung in den betrachteten Talbecken von Sölden und Längenfeld einstellt.

Die Schadenssummen sind im Vergleich zum ISTzustand für die drei PLANzustände durchwegs niedriger. Im Talbecken von Sölden führen die Szenarien (b) -  $s = 1.1$  bei  $p=3$  sowie (b) -  $s = 1.4$  bei  $p=3$  zu geringfügig höheren Schadenssummen als beim ISTzustand. Im Längenfelder Becken ist dieser Effekt bei den Szenarien (b) -  $s = 0.5$

und (b) -  $s = 0.6$  jeweils bei  $p = 2$  und  $p = 3$  zu beobachten. Die Differenzen in den Schadenssummen für IST- und PLANzustand sind hierbei verhältnismäßig gering, entsprechend fallen diese negativen Werte für die vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  im Rahmen der stochastischen Bewertung nicht ins Gewicht. Die Begründung für die Verschlechterung der Schutzwirkung infolge der Implementierung von Hochwasserschutzmaßnahmen bei diesen Szenarien lässt sich aus den Geschiebetransportverhältnissen bzw. aus dem Modellkonzept schließen: Infolge der Projektierung der Schutzmaßnahmen reduziert sich in den Zubringern 1 und 2 bzw. im Zubringer 28 der Abfluss. An den oberstromigen Modellrändern der 2D-numerischen Modelle (an der Ötztaler Ache) führt dies bei den PLANzuständen zu entsprechend geringeren Abflüssen. Jene Abflüsse aus den übrigen Zubringern zur Ötztaler Ache bleiben hingegen unverändert in Bezug auf den Abfluss und den Geschiebeeintrag. Beide numerischen Modelle beginnen oberstromseitig am Übergang einer Steilstrecke in den flacheren Abschnitt im jeweiligen Talbecken. Die Transportkapazitäten  $G_{TK}$  sind in den steilen Bereichen verhältnismäßig hoch, entsprechend wird auch bei geringeren Abflüssen im PLANzustand eine ähnliche Menge an Geschiebe in die 2D-numerischen Modelle eingetragen. In den Talbecken wirkt sich in der Folge die Reduzierung des Abflusses dahingehend aus, als stellenweise und ereignisspezifisch das ankommende bzw. von der Seite eingetragene Material nicht mehr in der gleichen Quantität transportiert wird und im Gerinne verlandet. Mit der Erhöhung der Gerinnesohle fallen die Ausuferungen lokal geringfügig größer aus als beim korrespondierenden ISTzustand. Im 2D-numerischen Modell „Sölden“ zeigt sich dieser Effekt im Bereich unterstrom des Zuflussknotens 5 auf der orografisch rechten Seite sowie orografisch links unmittelbar vor dem Zuflussknoten 6. Aus der Modellierung für das Längenfelder Becken ergeben sich bei den oben angeführten PLANzuständen im Bereich um Fließkilometer 30.0 vor dem Eingang in das Talbecken geringfügig größere Ausuferungen.

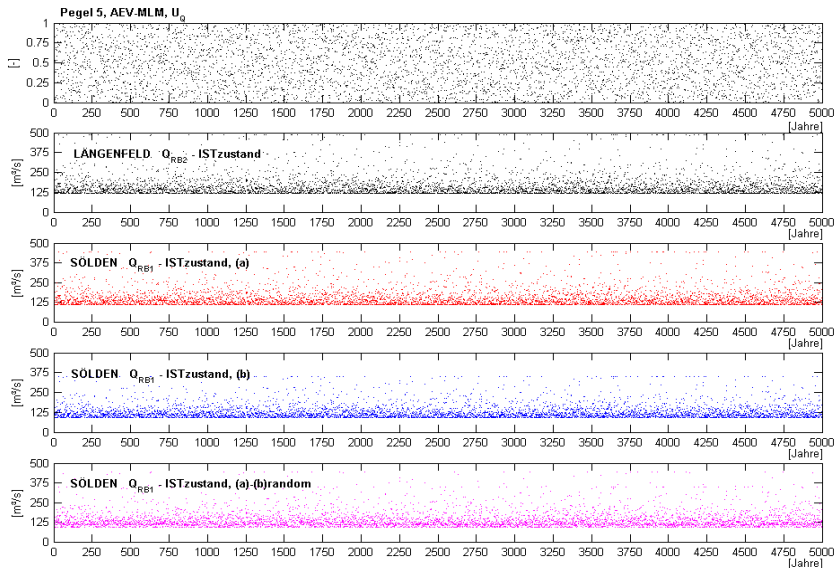
Die maximalen Werte der Schadensdifferenzen  $VS$  betragen in Sölden je nach PLANzustand zwischen 2.6 Mio. € und 4.6 Mio. € für Hochwasser (a) bzw. zwischen 1.3 Mio. € und 3.0 Mio. € für Ereignis (b). Für das Talbecken von Längenfeld ergeben sich aus der Modellierung Schadensdifferenzen  $VS$  zwischen 2.6 Mio. € und 5.0 Mio. € für (a) bzw. zwischen 6.5 Mio. € und 9.0 Mio. € für (b).

Hinsichtlich der Vergleichbarkeit der Schadenssummen für IST- und PLANzustand bei bestimmten Szenarien ist bei der Betrachtung der Ergebnisse in den Abbildungen 103 und 104 zu bedenken, dass für IST- und PLANzustand verschiedene Abflüsse  $Q_{RB,1}$  und  $Q_{RB,2}$  an den Modellrändern vorherrschen. Die Zuordnung der Abflüsse gleicher Szenarien ergibt sich unter Einbeziehung der Zusammenhänge gemäß den Abbildungen 97 und 98. Mit den unterschiedlichen Abflüssen bei IST- und PLANzustand erklärt sich der Umstand, dass in den Abbildungen 101 und 102 die Zusammenhänge zwischen Abfluss  $Q$  und Schaden  $S$  für die PLANzustände einen steileren Anstieg aufweisen als jene für den ISTzustand.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der statistisch-stochastischen Bewertung der betrachteten Hochwasserschutzmaßnahmen dargestellt. Die Anwendung des Bewertungsmodells basiert auf der Definition des Parameters  $Z$  – er entspricht dem Betrachtungszeitraum für die statistisch-stochastische Generierung von Schadensereignissen und wird zu  $Z = 5000$  Jahren definiert. Für die Lebensdauer  $D$

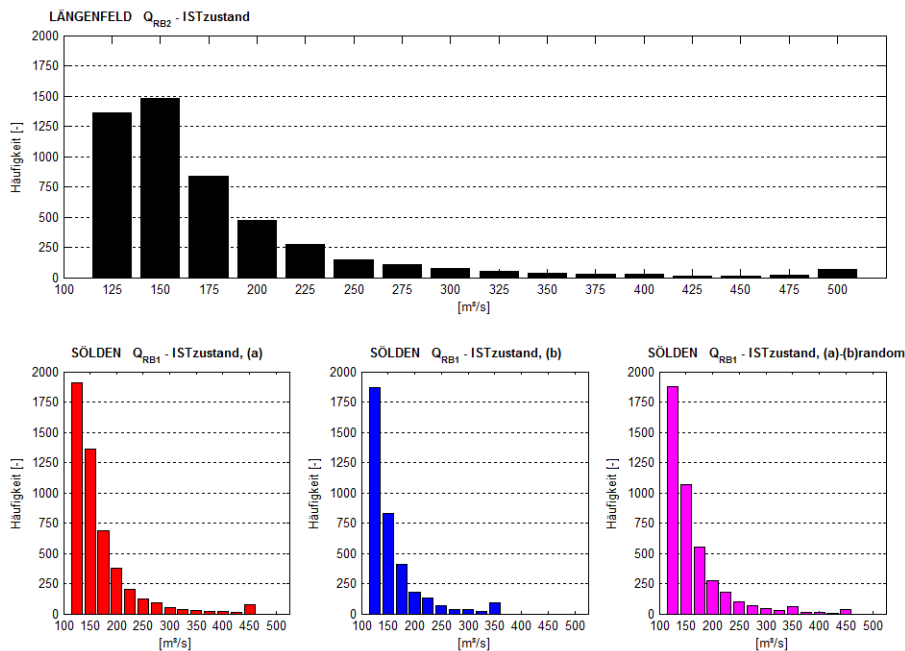
der Hochwasserschutzmaßnahmen werden die Zeiträume von 20, 30, 50 und 100 Jahren betrachtet (vgl. Abb. 44). Die erforderlichen Zusammenhänge zwischen den Abflüssen  $Q_{RB\_1}$  und  $Q_{RB\_2}$  für den ISTzustand und die PLANzustände, zwischen den Abflüssen  $Q_{RB\_1}$  und  $Q_{RB\_2}$  und den Schäden  $S$  sowie der Zusammenhang zwischen Abfluss  $Q_{RB\_2}$  und Unterschreitungswahrscheinlichkeit  $U_Q$  (AEV-MLM, Pegel 5) entstammen den Abbildungen 97 - 102. Die Ermittlung der Schäden  $S$  in Abhängigkeit der Ausuferungen und der Wasserstände im Vorlandbereich basiert dabei auf dem „MURL-Modell“ (siehe Kapitel C.3.2).

Hinsichtlich der Hochwasserscharakteristik werden bei der Bewertung der Hochwasserschutzmaßnahmen drei Varianten betrachtet: Zunächst erfolgt die Zuordnung der 5000 generierten Abflüsse  $Q_{RB\_1}$  und  $Q_{RB\_2}$  jeweils ausschließlich nach den Hochwassercharakteristika (a) und (b). Variante 3 – in weiterer Folge mit „(a)-(b)random“ bezeichnet – beruht auf der zufallsbasierten Auswahl von Hochwassercharakteristika (a) oder (b) für jedes der  $Z = 5000$  generierten Ereignisse. Abbildung 105 enthält die generierten Unterschreitungswahrscheinlichkeiten  $U_Q$ , die gemäß Abb. 100 zugeordneten Abflüsse  $Q_{RB\_2}$  IST sowie die sich entsprechend den Charakteristika (a), (b) und (a)-(b)random ergebenden Abflüsse  $Q_{RB\_1}$  IST. Die Zuordnung der Abflüsse an den Modellrändern der 2D-numerischen Modelle basiert auf den Zusammenhängen gemäß Abb. 97. Die Werte für  $Q_{RB\_1}$  IST und  $Q_{RB\_2}$  IST variieren dabei jeweils innerhalb der Grenzen  $93.9 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q_{RB\_1} \leq 444.0 \text{ m}^3/\text{s}$  bzw.  $116.3 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q_{RB\_2} \leq 483.6 \text{ m}^3/\text{s}$ , entsprechend der statistischen Verteilungsfunktion nimmt die Ereignishäufigkeit mit zunehmenden Werten für  $Q_{RB\_2}$  ab.



**Abb. 105:** Generierte Unterschreitungswahrscheinlichkeiten  $U_Q$  am Pegel 5 unter Anwendung der Verteilungsfunktion „AEV-MLM“ (vgl. Abb. 96, Tab. 32) und korrespondierende Abflüsse  $Q_{RB\_2}$  und  $Q_{RB\_1}$  (ISTzustand) auf Basis der Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random; die Zusammenhänge zwischen  $Q_{RB\_2}$  und  $Q_{RB\_1}$  basieren auf Abb. 97

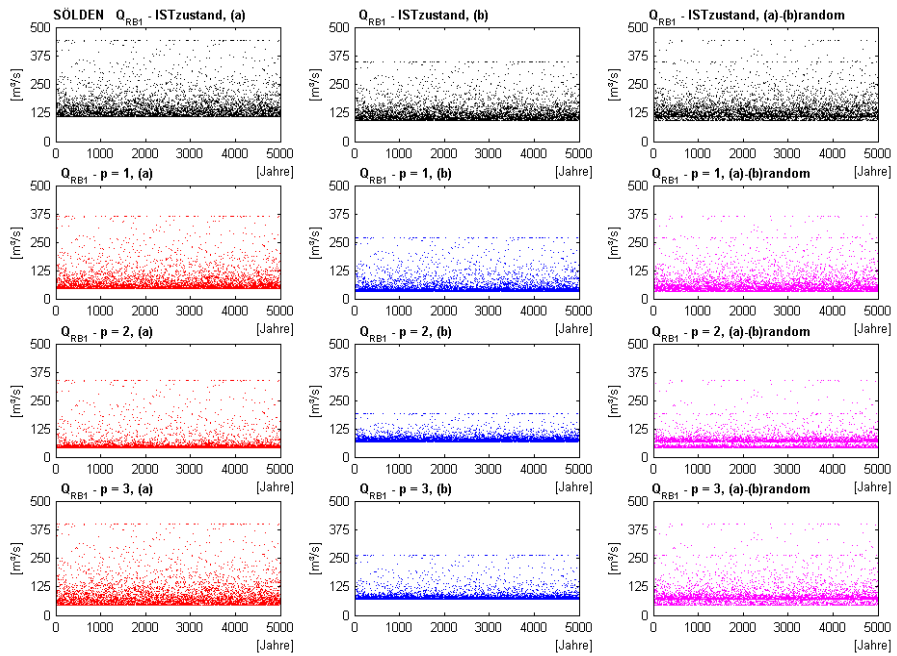
Abbildung 106 zeigt die Häufigkeitsverteilungen der generierten Abflüsse  $Q_{RB,1\ IST}$  und  $Q_{RB,2\ IST}$ . Für die dargestellten Abflussklassen sind jeweils die Anzahl an Ereignissen dargestellt, für welche gilt:  $Q_{i-1} < Q(i) \leq Q_i$ . Im jeweils letzten Abflussintervall zeigt sich hierbei eine Unregelmäßigkeit in der Häufigkeitsverteilung: Die Anzahl an Ereignissen im letzten relevanten Zeitintervall fällt aufgrund des Umstandes, dass sämtlichen Unterschreitungswahrscheinlichkeiten  $U_Q > U_{Q,max}$  die Abflüsse  $Q_{RB,1\ IST,max}$  bzw.  $Q_{RB,2\ IST,max}$  zugewiesen werden, größer aus. Die Schäden aus Ereignissen mit  $T > 1/U_{Q,max}$  – unter der Annahme von  $Z = 5000$  – ergeben sich bei der zufallsbasierten Generierung der Unterschreitungswahrscheinlichkeiten  $U_Q$  62 Werte, welche dieser Bedingung genügen – werden entsprechend mit der Modellannahme unterschätzt. Bezüglich der Definition der Szenarien  $s$  bzw. der maximal betrachteten Szenarien (a) -  $s_{max}$  und (b) -  $s_{max}$  sei auf die Kapitel C.2.1 und D.3 verwiesen.



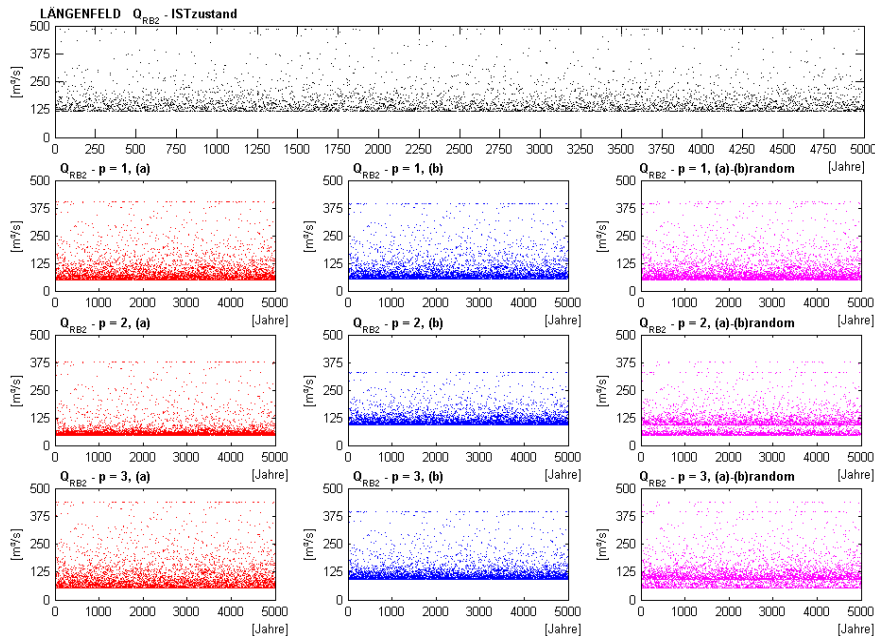
**Abb. 106:** Häufigkeitsverteilungen der generierten Abflüsse  $Q_{RB,2\ IST}$  und  $Q_{RB,1\ IST}$

In den Abbildungen 107 und 108 sind in Abhängigkeit der Abflüsse  $Q_{RB,1\ IST}$  und  $Q_{RB,2\ IST}$  die korrespondierenden Abflüsse  $Q_{RB,1\ PLAN}$  und  $Q_{RB,2\ PLAN}$  für die drei PLANzustände, wiederum für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random, dargestellt. Die Abflusszuordnung erfolgt entsprechend den Abbildungen 98 und 99. Sowohl für  $Q_{RB,1\ PLAN}$  als auch für  $Q_{RB,2\ PLAN}$  fallen die oberen und unteren Schranken im Abflussspektrum für die Hochwassercharakteristika (a) und (b) durchwegs unterschiedlich aus. Entsprechend zeichnen sich bei der zufallsbasierten

Zuordnung der Hochwassercharakteristik (a)-(b)random sowohl bei den kleinsten Hochwassern als auch bei den maximalen Abflüssen zwei ausgeprägte Niveaus ab.



**Abb. 107:** Abflüsse  $Q_{RB,1}$  für ISTzustand und PLANzustände für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random; die Zusammenhänge zwischen  $Q_{RB,1\_IST}$  und  $Q_{RB,1\_PLAN}$  basieren auf Abb. 98

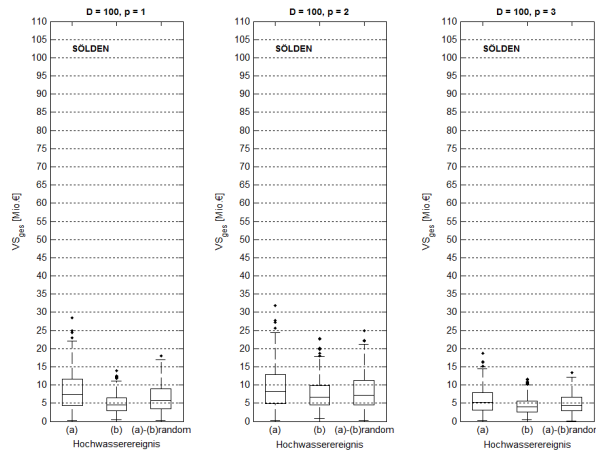


**Abb. 108:** Abflüsse  $Q_{RB,2}$  für ISTzustand und PLANzustände für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random; die Zusammenhänge zwischen  $Q_{RB,2\_IST}$  und  $Q_{RB,2\_PLAN}$  basieren auf Abb. 99

In den folgenden Abbildungen 109 und 110 sind jeweils für die drei PLANzustände p bzw. für die drei Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random die kumulierten vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  sämtlicher Ereignisse innerhalb der Maßnahmenlebensdauer D dargestellt (vgl. Abb. 44). Die Diagramme stellen Boxplots dar, die blaue Box kennzeichnet darin jeweils sämtliche gesamten vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  innerhalb der 25%- und 75%-Quantile. Die rote Markierung repräsentiert den Median aller  $(Z - D + 1)$  vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  (vgl. Abb. 44). Die punktuell dargestellten Werte für  $VS_{ges}$  liegen außerhalb des interquartilen Abstandes (Differenz der 25%- und 75%-Quantilwerte) – gemessen vom jeweiligen Quantilwert – und repräsentieren entsprechend dieser Definition Ausreißer („whisker-Parameter“ = 1.5). Die Ergebnisse fundieren auf einer Bauwerkslebensdauer von  $D = 100$  Jahren.

Eine Zusammenschau der Ergebnisse für das Talbecken von Sölden zeigt, dass die zu erwartenden vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  innerhalb einer 100-jährigen Bauwerkslebensdauer D im Mittel zwischen 5.0 Mio. € und 7.5 Mio. € betragen. Bei der Hochwassercharakteristika (a) fallen die vermiedenen Schäden am größten aus, auch die Varianz in den Daten ist hierbei am größten. Für (a)-(b)random liegen die Werte für  $VS_{ges}$  erwartungsgemäß zwischen jenen von (a) und (b). Aus dem

Vergleich der drei PLANzustände ergibt sich wiederum die beste Schutzwirkung für  $p = 2$ .

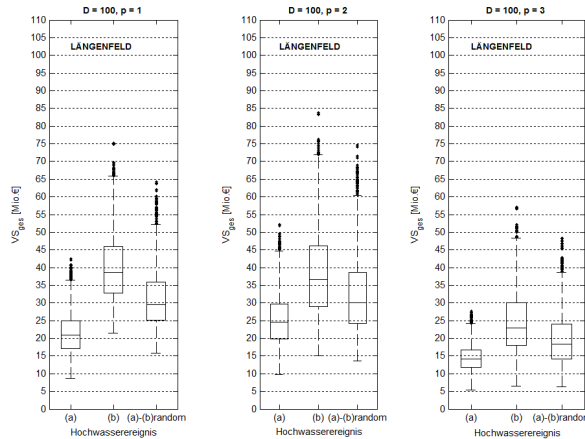


**Abb. 109:** Boxplots für die kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random bzw. für die betrachteten PLANzustände; die Lebensdauer  $D$  entspricht 100 Jahren; die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquartilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)

Im Längenfelder Becken fallen die vermiedenen Schäden deutlich höher aus. Für  $p = 1$  liegen die Mittelwerte im Bereich zwischen 21.0 Mio. € und 39.0 Mio. €, für  $p = 2$  betragen die vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  im Mittel zwischen 25.0 Mio. € und 35.0 Mio. €. Für  $p = 3$  ergibt sich mit 14.0 Mio. € <  $VS_{ges}$  < 23.5 Mio. € die geringste Schutzwirkung. Im Gegensatz zur Situation im Söldener Talbecken ergeben sich in Längenfeld für (b) die höchsten Werte für  $VS_{ges}$ . Die PLANzustände  $p = 1$  und  $p = 2$  sind hier hinsichtlich ihrer Wirkung als gleichwertig zu beurteilen.

Aus der Summe der vermiedenen Schäden in den Talbecken von Sölden und Längenfeld ergeben sich im Weiteren jene gesamten vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  innerhalb der Bauwerksdauer  $D$ , welche im Rahmen der Modellanwendung den Errichtungs- und Instandhaltungskosten der Schutzmaßnahmen gegenüberzustellen sind (vgl. Abb. 42). Diese Ergebnisse sind in der folgenden Abb. 111 angeführt. Unter der Annahme von  $D = 100$  Jahren steht den Gesamtkosten der Schutzmaßnahmen ein im Mittel zu erwartender vermiedener Schaden im Bereich zwischen 28.0 Mio. € und 43.5 Mio. € für  $p = 1$ , zwischen 32.0 Mio. € und 43.5 Mio. € für  $p = 2$  bzw. zwischen 19.5 Mio. € und 22.0 Mio. € für  $p = 3$  gegenüber. Für die Hochwassercharakteristik (b) fallen die Werte für  $VS_{ges}$  dabei am größten aus. Bei Betrachtung der 25%- und 75%-Quantile beträgt die Varianz in den Datensätzen zwischen -24.0 % und +33.3 %.

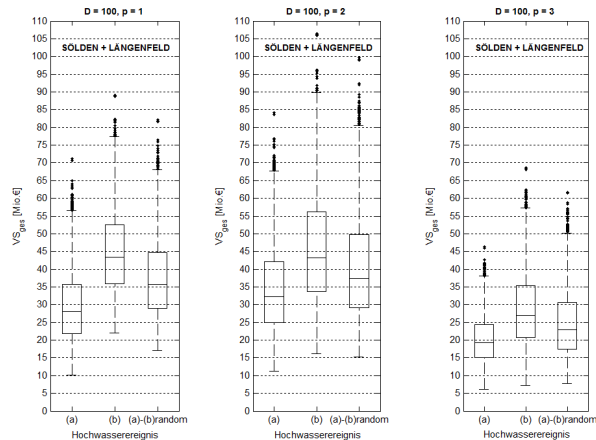




**Abb. 110:** Boxplots für die kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random bzw. für die betrachteten PLANzustände; die Lebensdauer  $D$  entspricht 100 Jahren; die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)

Die Ergebnisse des statistisch-stochastischen Bewertungsmodells zeigen die Relevanz des angewandten Modellkonzeptes im Hinblick auf eine ganzheitliche Beurteilung der Schutzwirkungen von Hochwasserschutzmaßnahmen auf. Es zeigt sich allen voran ein erheblicher Unterschied in der Betrachtung vermiedener Schäden  $VS$  von definierten Einzelereignissen und kumulierter vermiedener Schäden  $VS_{ges}$  innerhalb der Bauwerkslebensdauer  $D$ . Die Anwendung des vorgestellten Bewertungsmodells für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen ist aus diesem Grund ausdrücklich zu empfehlen, insbesondere bei Schutzmaßnahmen und -bauwerken mit verhältnismäßig hohen Errichtungskosten bzw. langen Lebensdauern. Im Fall der projektierten Schutzmaßnahmen im Ötztal ergeben sich für  $D = 100$  Jahre in den Talbecken von Sölden und Längenfeld je nach Ereignischarakteristik mittlere zu erwartende vermiedene Schäden  $VS_{ges}$  bis 43.5 Mio. €. In der Modellbetrachtung finden ausschließlich Schäden an Gebäude bzw. Gebäudeinventar Berücksichtigung. Es ist anzunehmen, dass sich bei zusätzlicher Berücksichtigung von Infrastrukturschäden, beispielsweise Schäden an der Verkehrsinfrastruktur, an Wasserversorgungs- und -entsorgungsanlagen, an Telekommunikationsanlagen, an technischen Maßnahmen der Schutzwasserwirtschaft usw., das Ausmaß der Hochwasserschäden noch erheblich erhöht. In die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung findet des Weiteren der Aspekt der Energiegewinnung keine Berücksichtigung. Die projektierten Aus- bzw. Überleitungen und Rückhaltebecken im Ötztal sind neben ihrer Funktion als Hochwasserschutzmaßnahmen wichtige Komponenten von Kraftwerksanlagen. Ohne eine explizite Ermittlung der Errichtungs- und Erhaltungskosten der Maßnahmen sowie eine detaillierte Bewertung dieser zusätzlichen Aspekte in der Kosten-Nutzen-Analyse ist mit dem Hintergrund

vermiedener Schäden bis 43.5 Mio. € in Sölden und Längenfeld zu vermuten, dass die Wirtschaftlichkeit der Maßnahmen durchaus gegeben ist.

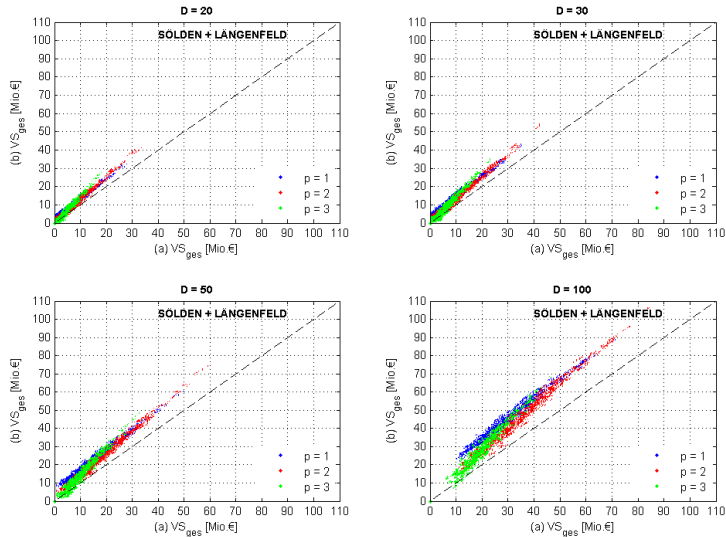


**Abb. 111:** Boxplots für die kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden und Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random bzw. für die betrachteten PLANzustände; die Lebensdauer  $D$  entspricht 100 Jahren; die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)

Die Ergebnisse zeigen weiters die Relevanz der Betrachtung des gesamten von den Maßnahmen beeinflussten Unterliegerbereiches auf. In den Abbildungen 84, 85 und 86 ist das Verhältnis der Abflussspitzen  $Q_{max}$  aus den PLANzuständen und dem ISTzustand in Abhängigkeit des Verhältnisses von beeinflusstem zu natürlichem Einzugsgebiet dargestellt. Demgemäß wäre der Bewertung im Mindesten der relevante Siedlungsbereich im gesamten Ötztal zugrunde zu legen. Die Anwendung des Modellkonzeptes erfolgt in diesem Rahmen aus praktischen Gründen ausschließlich für die Siedlungsbereiche in den Talbecken von Sölden und Längenfeld. Unter der Annahme, dass ausschließlich der erste unterstrom der Schutzmaßnahmen im Venter und Gurgler Tal anzutreffende Siedlungsbereich betrachtet wird, verringern sich die zu erwartenden mittleren vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  erheblich (vgl. Abbildungen 109 - 111).

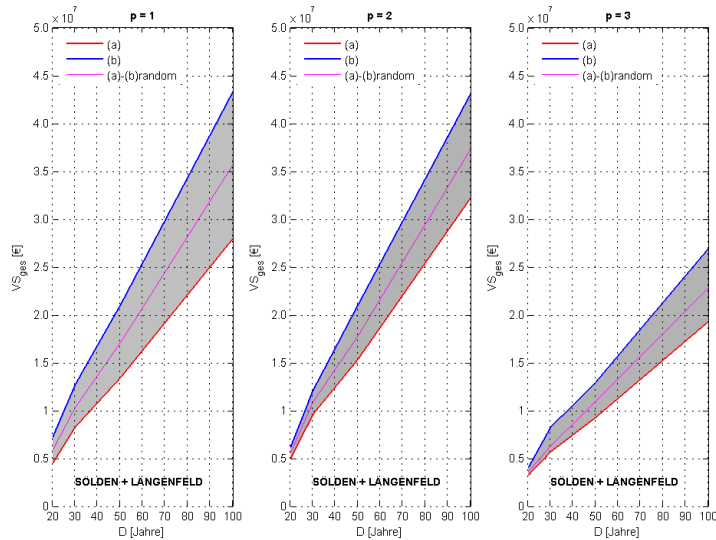
Ein wesentlicher Parameter im statistisch-stochastischen Bewertungsmodell stellt die Bauwerkslebensdauer  $D$  dar. Die Ergebnisse in den Abbildungen 109, 110 und 111 fundieren jeweils auf der Definition  $D = 100$  Jahre. In den folgenden Abbildungen erfolgt die Gegenüberstellung mit den Modellergebnissen für  $D = 20$  Jahre,  $D = 30$  Jahre und  $D = 50$  Jahre. Abbildung 112 zeigt zunächst das Verhältnis der vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden und Längenfeld gemäß den Hochwassercharakteristika (a) und (b). Dargestellt sind jeweils für die drei PLANzustände die  $Z = 5000$  Werte für  $VS_{ges}$ . Für (b) fallen die Werte für  $VS_{ges}$  wie bereits beschrieben höher aus (siehe Abb. 111). Aus dem Vergleich der Ergebnisse

für die jeweiligen Annahmen für  $D$  zeigt sich zudem, dass die Werte für  $VS_{ges}$  an sich, aber auch die Varianz in den Daten mit zunehmendem  $D$  ebenfalls zunehmen.

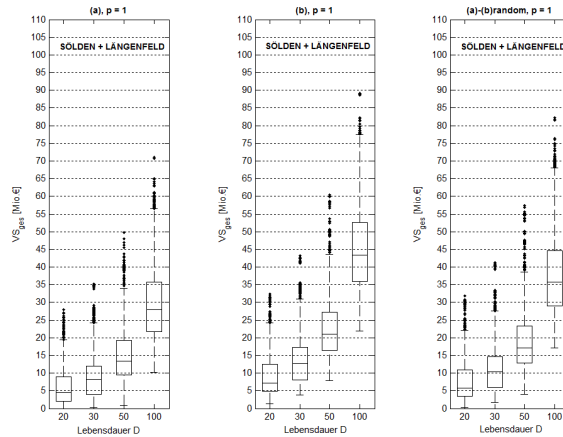


**Abb. 112:** Zusammenhang der vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Söden und Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a) und (b) bei verschiedenen Annahmen für die Lebensdauer  $D$  der Hochwasserschutzmaßnahmen; rot: PLANzustand  $p = 1$ , blau: PLANzustand  $p = 2$ , grün: PLANzustand  $p = 3$

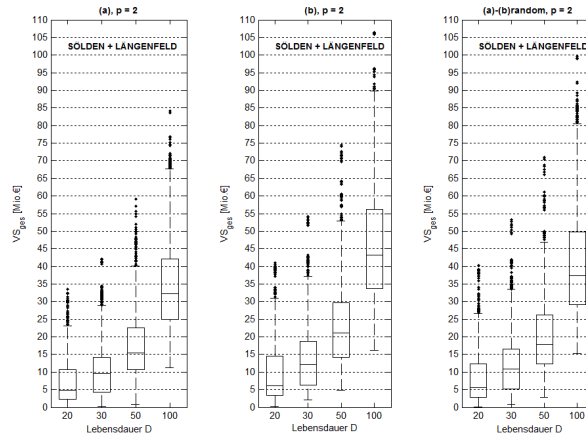
In den Abbildungen 114 - 116 sind in Analogie zu Abb. 111 für die drei betrachteten PLANzustände  $p$  die Boxplots der vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  für  $D = 20$ ,  $D = 30$ ,  $D = 50$  und  $D = 100$  dargestellt. Abbildung 113 zeigt im Sinne einer Zusammenschau die jeweilige Abhängigkeit der vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  vom Parameter  $D$ . Die schraffierten Bereiche markieren die Bandbreiten, innerhalb derer die Werte für  $VS_{ges}$  je nach Hochwassercharakteristika zu erwarten sind. Die Kurven entsprechen jener aus Abb. 42 für den kumulativen Schaden (vgl. Kapitel C.3.3).



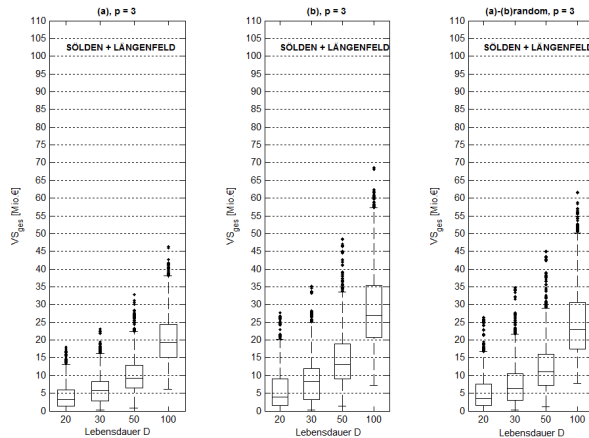
**Abb. 113:** Vermiedene Schäden  $VS_{ges}$  für Sölden und Längenfeld in Abhängigkeit der Bauwerkslebensdauer  $D$  für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random bzw. für die PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$



**Abb. 114:** Boxplots für die kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden und Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random für den PLANzustand  $p = 1$ ; die Lebensdauer  $D$  entspricht 20, 30, 50 und 100 Jahren; die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)

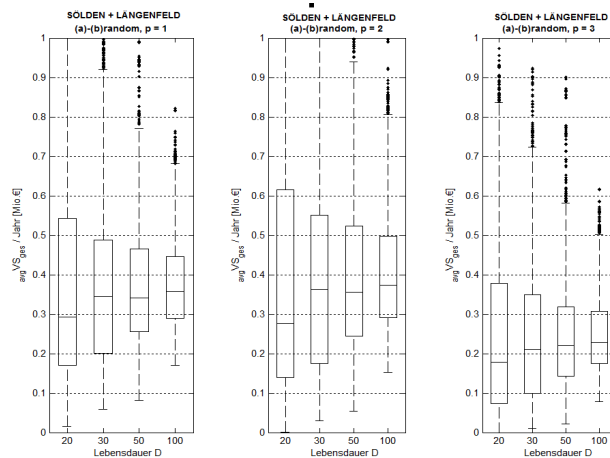


**Abb. 115:** Boxplots für die kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden und Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random für den PLANzustand  $p = 2$ ; die Lebensdauer  $D$  entspricht 20, 30, 50 und 100 Jahren; die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)



**Abb. 116:** Boxplots für die kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden und Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random für den PLANzustand  $p = 3$ ; die Lebensdauer  $D$  entspricht 20, 30, 50 und 100 Jahren; die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)

Die Summe der vermiedenen Schäden über den gesamten Zeitraum  $D$  nimmt zwangsläufig mit zunehmenden Werten für  $D$  ebenfalls zu. Die Betrachtung der mittleren jährlichen vermiedenen Schäden  $\text{avgVS}_{\text{ges}}$  innerhalb des Zeitraumes  $D$  zeigt hingegen, dass die Mediane in den Boxplots für verschiedene Lebensdauern  $D$  sehr ähnlich sind. Die Varianz in den Daten nimmt dabei mit zunehmenden Werten für  $D$  kontinuierlich ab. Abbildung 117 enthält die mittleren jährlichen vermiedenen Schäden  $\text{avgVS}_{\text{ges}}$  unter Zugrundelegung der Hochwassercharakteristik (a)-(b)random. Die Auswertung erfolgt für die PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  jeweils für die Bauwerkslebensdauern  $D = 20$  Jahre,  $D = 30$  Jahre,  $D = 50$  Jahre sowie  $D = 100$  Jahre:



**Abb. 117:** Boxplots der mittleren jährlichen Summen  $\text{avgVS}_{\text{ges}}$  aller vermiedenen Schäden innerhalb der Bauwerkslebensdauer  $D$  für die Hochwassercharakteristik (a)-(b)random bzw. für die PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$ ; für  $D$  werden die Werte 20, 30, 50 und 100 angenommen



## D.8 Verklauungsszenarien

In den Abbildungen 118, 119 und 120 sind die Ergebnisse der systematischen Verklauungsversuche am physikalischen Modell dargestellt. Sie enthalten jeweils für die Abflüsse  $Q_{LAB,1} = 163 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q_{LAB,2} = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q_{LAB,3} = 360 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q_{LAB,4} = 435 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_{LAB,5} = 523 \text{ m}^3/\text{s}$  die Wasserspiegellagen für den Zustand ohne Holztransport (blau) bzw. für den (teil)verklauten Zustand mit den Holzmischungen „SHA“ (rot), „SHB“ (grau) und „SHC“ (grün) (vgl. Abb. 63).

Sämtliche Ergebnisse des Modellversuchs entstammen der Arbeit von SENDLHOFFER (2010). Aus den Erkenntnissen der Versuchsreihen lassen sich folgende Aussagen ableiten:

Die Aufstauhöhen oberstrom der Brücke bzw. die Rückstaulängen fallen bei geringen Abflüssen größer aus als bei höheren Abflüssen. Bei geringen Abflüssen ist die noch zur Verfügung stehende Abflusskapazität im Gerinne, welche im Verklauungsfall durch den Anstieg des Wasserspiegels in Anspruch genommen wird, größer. Bei hohen Abflüssen führt der Verklauungsprozess am Brückenbauwerk nach Inanspruchnahme des gesamten Gerinnequerschnittes verhältnismäßig rasch zu Ausuferungen ins Vorland, wodurch der weitere Anstieg des Wasserspiegels eingeschränkt wird. Die Differenzen in den Wasserspiegellagen von nichtverklautem Zustand und verklauten Zuständen fallen für  $Q_{LAB,1} = 163 \text{ m}^3/\text{s}$  am größten aus, ebenso der Rückstau. Mit zunehmendem Abfluss verringern sich die Differenzen in den Wasserspiegellagen. Die Abhängigkeit der Aufstauhöhen bzw. Rückstaulängen vom Abfluss ist somit im Zusammenhang mit den topografischen Verhältnissen im Bereich der verklauten Brücke (Höhe der Böschungen, Ufermauern, ...) zu beurteilen.

Für das Auftreten einer Verklauung spielt der Abfluss nach Überschreiten eines bestimmten Schwellenwertes eine untergeordnete Rolle. Er hat jedoch Einfluss auf die Verdichtung und die Kompaktheit der Schwemmholtzansammlung an der Brücke. Von wesentlicher Bedeutung ist die Schwemmholtzmischung. Die Verklauungswahrscheinlichkeit, aber auch die Ausbreitung und der Verdichtungsgrad des Verklauungskörpers nehmen mit zunehmendem Grad der Verästelungen der Holzmischung zu. Wesentlichen Einfluss hat hier auch das Verhältnis von maximaler Stammlänge  $L_H$  zu Sohlbreite bzw. lichter Höhe (vgl. BEZZOLA et al. (2002)). Hinsichtlich der Aufstauhöhen und Rückstaulängen ergeben sich bei Mischungen mit höherem Verästelungsgrad erwartungsgemäß größere Unterschiede zum Reinwasserzustand, sofern die Abflussverhältnisse nicht von Ausuferungen maßgebend beeinflusst werden.

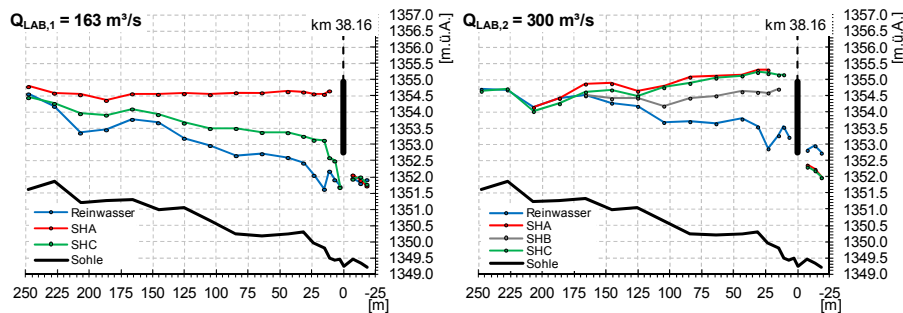
Aus den Abbildungen 118, 119 und 120 ergeben sich Aufstauhöhen unmittelbar am Brückenbauwerk von bis zu 3 m. Der Rückstau erstreckt sich bis etwa 250 m oberstrom der Brücke. Bei  $Q_{LAB,1} = 163 \text{ m}^3/\text{s}$  stellt sich im physikalischen Modellversuch im Reinwasserzustand kein Einstau der Brücke ein. Mit Zugabe der Mischung „SHC“ ergibt sich ein verhältnismäßig geringer Aufstau, mit Zugabe von Mischung „SHA“ hingegen ein massiver Einstau des Bauwerks. Die Zugabe der Holzmischung „SHB“ führt aufgrund des geringen Verästelungsgrades nicht zur Verklauung der Brücke. Bei den übrigen Abflüssen wird die Brücke bereits im Reinwasserzustand eingestaut. Die Aufstauhöhen sind für die beiden Mischungen „SHA“ und „SHC“ aufgrund der sich einstellenden Ausuferungen sehr ähnlich. Mit der Zugabe von Mischung „SHB“ ergeben sich jeweils geringere Aufstauhöhen und Rückstaulängen.



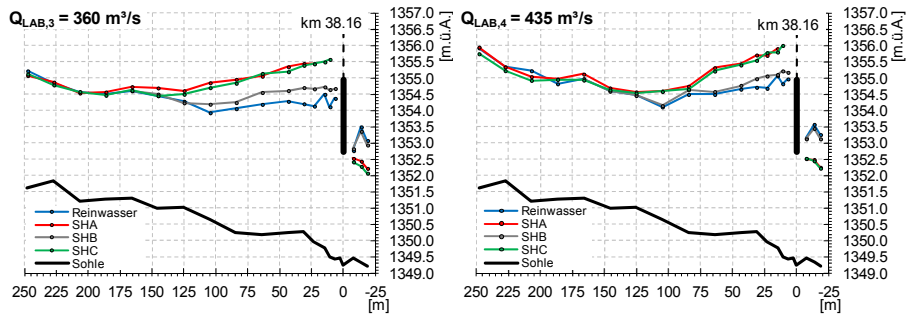
Hinsichtlich der Versuchsdurchführung sei an dieser Stelle angemerkt, dass die Zugabe der Holzmischung einerseits schubweise erfolgt und im Weiteren nicht mit der Charakteristik der Abflussganglinie korreliert. Das zum Brückenbauwerk transportierte Holz wird anhand empirischer Schätzformeln zur Bestimmung des Holzpotenzials  $H_{\text{pot}}$  bzw. der effektiven Schwemmholzmenge  $H_{\text{eff}}$  im Einzugsgebiet errechnet und hängt entsprechend ausschließlich von Einzugsgebietsparametern ab. Hinsichtlich des Zeitpunktes der Verklausung, der sich einstellenden Aufstauverhältnisse bzw. des Verdichtungsgrades des Verklausungskörpers ist anzunehmen, dass bei kontinuierlicher und abflussabhängiger Zugabe des Holzes mit Abweichungen in den Ergebnissen zu rechnen ist. Der Zeitpunkt des Verklausungsbeginns sollte entsprechend später auftreten. Die Abhängigkeit von den Abflussverhältnissen wird in einem stärkeren Maß gegeben sein als in den durchgeführten Versuchsreihen.

Die Verklausung von Holz an Brücken stellt in gewisser Weise einen stochastischen Prozess dar. Verklausungsgrad (keine Verklausung - teilweise Verklausung des Querschnittes - Vollverklausung) bzw. Zeitpunkt des Verklausungsbeginns variieren bei konstanten Versuchsbedingungen, insbesondere bei geringen und mittleren Abflüssen. Im Rahmen der Versuchsdurchführung wurden diesbezüglich die Versuchsläufe wiederholt durchgeführt. Die in den Abbildungen 118, 119, 120 und 121 angeführten Ergebnisse enthalten jeweils die Mittelwerte für die jeweiligen Versuchsbedingungen.

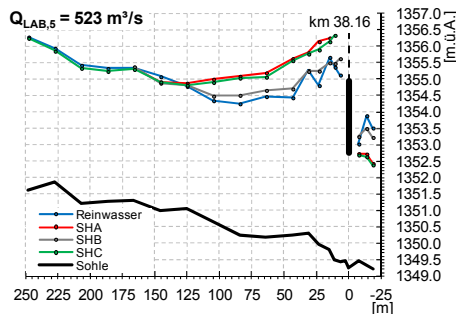
Weitere Details zum Versuchsprogramm und den Ergebnissen des physikalischen Modellversuches sind in der Arbeit von SENDLHOFFER (2010) zu finden.



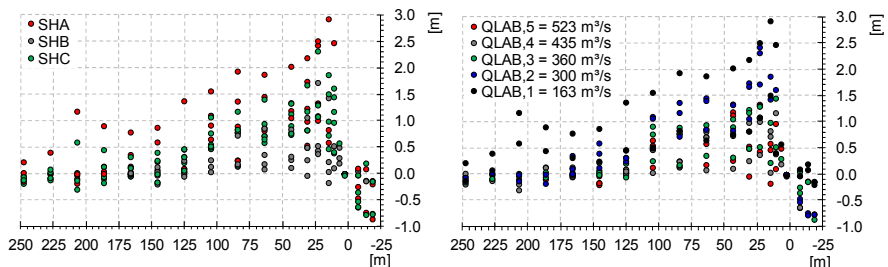
**Abb. 118:** Rückstaulängen und Aufstauhöhen aus dem physikalischen Modellversuch unter Verwendung der drei Schwemmholzmischungen „SHA“, „SHB“ und „SHC“ für die Abflüsse  $Q_{\text{LAB},1} = 163 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_{\text{LAB},2} = 300 \text{ m}^3/\text{s}$  (aus SENDLHOFFER (2010), adaptiert)



**Abb. 119:** Rückstaulängen und Aufstauhöhen aus dem physikalischen Modellversuch unter Verwendung der drei Schwemmholzmischungen „SHA“, „SHB“ und „SHC“ für die Abflüsse  $Q_{LAB,3} = 360 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_{LAB,4} = 435 \text{ m}^3/\text{s}$  (aus SENDLHOFFER (2010), adaptiert)



**Abb. 120:** Rückstaulängen und Aufstauhöhen aus dem physikalischen Modellversuch unter Verwendung der drei Schwemmholzmischungen „SHA“, „SHB“ und „SHC“ für den Abfluss  $Q_{LAB,5} = 523 \text{ m}^3/\text{s}$  (aus SENDLHOFFER (2010), adaptiert)



**Abb. 121:** Ergebnisse des physikalischen Modellversuches – links: Abhängigkeit der Rückstaulänge bzw. der Aufstauhöhe von der Schwemmholzmischung; rechts: Abhängigkeit der Rückstaulänge bzw. der Aufstauhöhe vom Abfluss (Ergebnisse aus SENDLHOFFER (2010))

In Abb. 121 ist die Abhängigkeit der Aufstauhöhen (Differenz aus den Wasserspiegellagen im verklausten und nicht verklausten Zustand) von der Entfernung zum Brückenbauwerk dargestellt. Im linken Diagramm sind die Messwerte entsprechend der Holzmischung klassifiziert, rechts erfolgt die Einteilung gemäß den Abflüssen  $Q_{LAB,i}$ . Die beiden Diagramme bestätigen die zuvor beschriebenen Einflüsse des Verästelungsgrades der Holzmischung und der Abflüsse auf die Aufstau- und Rückstauverhältnisse.

Die Beurteilung der Wirkung von Hochwasserschutzmaßnahmen erfolgt, wie in Kapitel C.4 beschrieben, bei Berücksichtigung von Verklausungsszenarien exemplarisch. Die Zuordnung von stationären Abflussverhältnissen im physikalischen Modell und instationärer Berechnung im numerischen Modell erfolgt auf Basis eines Vergleiches der Abflussspitzen  $Q_{max}$  (siehe Kapitel C.4). Tabelle 33 enthält die Abflussspitzen  $Q_{max}$  bei Fließkilometer km 38.16 aus dem numerischen Modell sowie die im Modellversuch betrachteten Abflusszustände  $Q_{LAB}$ . Die Ergebnisse für  $Q_{LAB,1}$  werden exemplarisch in das Szenario (a) -  $s = 0.7$  implementiert,  $Q_{LAB,2}$  in (b) -  $s = 1.5$ ,  $Q_{LAB,3}$  in (b) -  $s = 1.7$  bzw.  $Q_{LAB,4}$  in (a) -  $s = 1.4$ . Dabei wird zunächst versucht, durch Anpassung der Rauheiten im numerischen Modell die Wasserspiegellagen für den Reinwasserzustand adäquat abzubilden. In weiterer Folge werden durch Anpassung der Konstruktionsunter- und -oberkanten des Brückendeckwerks die Wasserspiegellagen der verklausten Zustände mit den Mischungen „SHA“ und „SHC“ nachgebildet und schließlich die Überflutungsflächen im Talbecken von Sölden berechnet. Die Wasserspiegellagen aus den Untersuchungen mit SHA und SHC sind bei  $Q_{LAB,1}$ ,  $Q_{LAB,2}$ ,  $Q_{LAB,3}$ ,  $Q_{LAB,4}$ , sehr ähnlich und werden bei der Implementierung in das 2D-numerische Modell im Sinne mittlerer Wasserspiegellagen als ein Szenario betrachtet. Nach Anpassung der Deckwerksgeometrie (ISTzustand) werden mit der jeweiligen Modellkonfiguration die PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  berechnet. Die Differenzen zwischen den Abflusswerten  $Q_{LAB}$  und  $Q_{NUM}$  (Tab. 33) werden mit dem Hintergrund der Unsicherheiten bei der Bestimmung der Schwemmholzmenge und -zusammensetzung und der Tatsache, dass diese Parameter unabhängig von der Abflusscharakteristik sind, vernachlässigt.

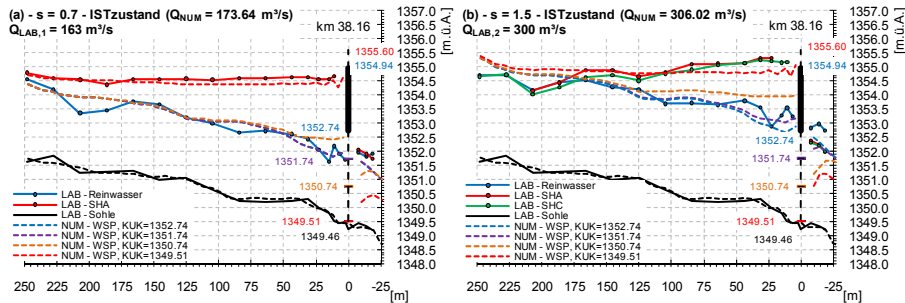
Die Beurteilung der Auswirkungen von Verklausungen am ausgewählten Brückenbauwerk basiert einerseits auf einem Vergleich der Überflutungsflächen und der Schäden für den verklausten und nicht verklausten ISTzustand und andererseits wiederum durch den Vergleich des verklausten ISTzustandes mit den verklausten PLANzuständen (siehe GEMS et al. (2012)).

Aus der Versuchsdurchführung am physikalischen Modell zeigt sich, dass sich mit dem Zuschlagen des Brückenbauwerks und insbesondere im verklausten Zustand sehr turbulente Strömungsverhältnisse im oberstromigen Bereich der Brücke einstellen. Die Wasserspiegellagen unterliegen hier sowohl räumlichen als auch zeitlichen Schwankungen. Insbesondere am oberstromigen Ende des Verklausungsteppichs ist eine verstärkte Wellenbildung zu beobachten. Die in den Abbildungen 118, 119 und 120 dargestellten Ergebnisse der Versuchsreihen stellen jeweils die Mittelwerte dreier identischer Versuchsdurchführungen dar. Die Aufstauhöhen und Rückstaulängen werden dabei in hinreichender Genauigkeit erfasst. Hinsichtlich der punktuellen Messung der Wasserspiegellagen sind allerdings die beschriebenen Turbulenzen im Strömungsbild zu berücksichtigen.

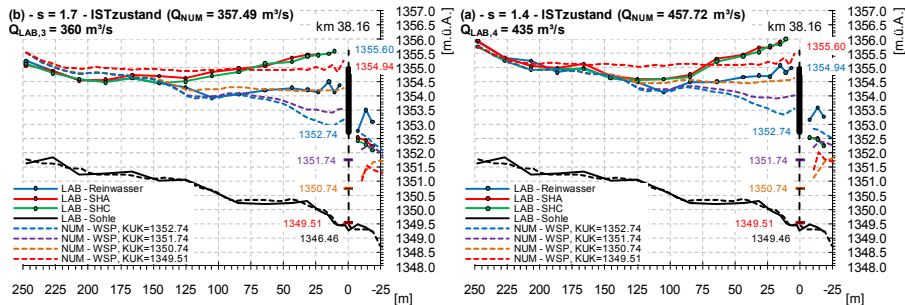
**Tab. 33:** Links: Abflussspitzen aus dem 2D-numerischen Modell „Sölden“ bei Fließkilometer km 38.16; rechts: (stationäre) Abflussverhältnisse im physikalischen Modellversuch – Zuordnung der Abflüsse für die Implementierung der Ergebnisse des Modellversuchs ins 2D-numerische Modell „Sölden“

2D-numerisches Modell "Sölden"			Physikalischer Modellversuch (M = 1:45)
s	Abfluss $Q_{NUM}$ bei km 38.16 [m³/s]		Modellzufluss $Q_{LAB}$ [m³/s]
	HW 09/1999	HW 07/2001	
0.5	111.23	106.06	$Q_{LAB,1} = 163$
0.6	141.06	120.50	$Q_{LAB,2} = 300$
0.7	173.64	136.48	$Q_{LAB,3} = 360$
0.8	208.67	153.86	$Q_{LAB,4} = 435$
0.9	245.84	172.49	$Q_{LAB,5} = 523$
1.0	284.95	192.26	
1.1	325.85	213.07	
1.2	368.33	234.66	
1.3	412.24	257.54	
1.4	457.72	281.39	
1.5	-	306.02	
1.6	-	331.43	
1.7	-	357.49	
1.8	-	383.93	
1.9	-	411.31	

Im 2D-numerischen Modell stellen sich im Bereich oberstrom des Brückenbauwerks (modellbedingt) weniger turbulente Strömungsverhältnisse ein. In den Abbildungen 122 und 123 sind die Ergebnisse der numerischen Modellierung jenen des physikalischen Modellversuches gegenübergestellt. Für die vier exemplarisch betrachteten Szenarien (vgl. Tab. 33) finden sich einerseits die Ergebnisse auf Basis der bestehenden Brückengeometrie – die Konstruktionsunterkante KUK des Deckwerks liegt dabei auf 1352.74 m.ü.A., die Oberkante KOK auf 1354.94 m.ü.A. – sowie jene für KUK = 1351.74 m.ü.A., KUK = 1350.74 m.ü.A. und KUK = 1349.51 m.ü.A.. Der Wert für KOK beträgt dabei jeweils 1355.60 m.ü.A. (bei einem Anstieg des Wasserspiegels über diesen Wert stellt sich zusätzlich zum Druckabfluss unter dem Brückendeckwerk ein Abflussanteil ein, der über das Bauwerk abgeführt wird). Die Ergebnisse der numerischen Modellierung sind den Messungen der Reinwasser- und Verklauseungszustände mit den Holzmischungen „SHA“ und „SHC“ gegenübergestellt. Die numerischen Berechnungen basieren auf den für die jeweiligen Szenarien kalibrierten Modellen, lediglich im unmittelbaren Brückenbereich erfolgt eine Adaptierung der Rauheiten (die Betrachtung des Verklauseungszustände erfolgt stationär, aufgrund des abflussabhängigen Einflusses der Sohlrauheit auf die Strömungsverhältnisse (vgl. Kapitel B.3) erscheint eine Anpassung daher als sinnvoll). Für  $Q_{NUM} = 173.64 \text{ m}^3/\text{s}$  beträgt der STRICKLER-Beiwert (Gesamtwert)  $k_{St} = 18 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , für  $Q_{NUM} = 306.02 \text{ m}^3/\text{s}$  ist  $k_{St}$  zu  $19 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  gesetzt. Bei den Abflüssen  $Q_{NUM} = 357.49 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_{NUM} = 457.72 \text{ m}^3/\text{s}$  betragen die Werte  $k_{St} = 21 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  und  $k_{St} = 22 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (vgl. Tab. 31).



**Abb. 122:** Anpassung der Brückengeometrie (km 38.16) im numerischen Modell zur Abbildung der Aufstau- und Rückstauverhältnisse infolge der Verkläusungseffekte im physikalischen Modell; links:  $Q_{\text{NUM}} = 173.64 \text{ m}^3/\text{s}$  ((a) -  $s = 0.7$ ) -  $Q_{\text{LAB},1} = 163 \text{ m}^3/\text{s}$ , rechts:  $Q_{\text{NUM}} = 306.02 \text{ m}^3/\text{s}$  ((b) -  $s = 1.5$ ) -  $Q_{\text{LAB},2} = 300 \text{ m}^3/\text{s}$



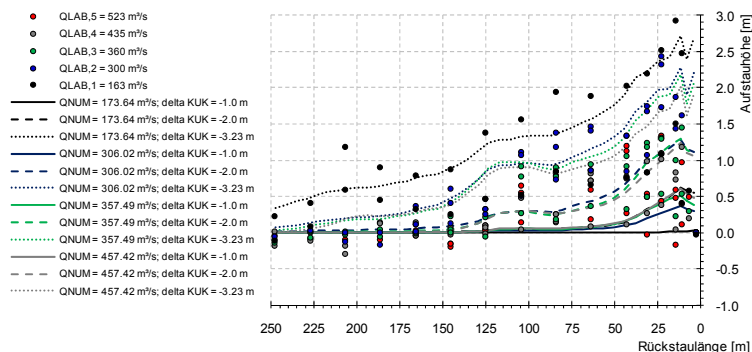
**Abb. 123:** Anpassung der Brückengeometrie (km 38.16) im numerischen Modell zur Abbildung der Aufstau- und Rückstauverhältnisse infolge der Verkläusungseffekte im physikalischen Modell; links:  $Q_{\text{NUM}} = 357.49 \text{ m}^3/\text{s}$  ((b) -  $s = 1.7$ ) -  $Q_{\text{LAB},3} = 360 \text{ m}^3/\text{s}$ , rechts:  $Q_{\text{NUM}} = 457.72 \text{ m}^3/\text{s}$  ((a) -  $s = 1.4$ ) -  $Q_{\text{LAB},4} = 435 \text{ m}^3/\text{s}$

Für  $Q_{\text{NUM}} = 173.64 \text{ m}^3/\text{s}$  stellen sich im numerischen Modell für KUK = 1352.74 m.ü.A. Wasserspiegellagen ein, welche im Bereich jener aus den Modelluntersuchungen liegen. Mit zunehmender Absenkung der KUK ergibt sich erwartungsgemäß ein Aufstau in Richtung oberstrom. Es zeigt sich, dass der Einfluss der lichten Höhe unter dem Bauwerk verhältnismäßig gering ist, für einen Aufstau gemäß den Ergebnissen des Modellversuches für die Holz Mischung „SHA“ ist ein annähernd vollständiger Verschluss erforderlich (KUK = 1349.51 m.ü.A.). Im Unterwasserbereich weichen die Strömungsverhältnisse deutlich von jenen aus den Modelluntersuchungen ab. Die Wassertiefen sind erheblich geringer. Für  $Q_{\text{NUM}} = 306.02 \text{ m}^3/\text{s}$  fällt der Vergleich der Ergebnisse aus dem numerischen und physikalischen Modell ähnlich aus: Mit KUK = 1352.74 m.ü.A. stellt sich in beiden Modellen bereits Druckabfluss ein. Die Wasserspiegellagen sind im numerischen Modell im Bereich 0 m - 25 m geringfügig tiefer, im Bereich 175 m - 250 m hingegen

höher. Der Aufstau entsprechend der Modellversuchsreihe lässt sich wiederum durch einen beinahe vollständigen Verschluss des Querschnittes (KUK = 1349.51 m.ü.A.) bewerkstelligen. Im Bereich 0 m - 100 m steigt der Wasserspiegel im Modellversuch zum Brückenbauwerk hin an, aus dem numerischen Modell hingegen ergibt sich ein deutlich kontinuierlicherer und flacherer Verlauf. Bei den Szenarien (b) -  $s = 1.7$  und (a) -  $s = 1.4$  zeigen sich bei jeweils gleicher Annahme für KUK (1352.74 m.ü.A.) erhebliche Abweichungen in den Ergebnissen aus numerischer und physikalischer Modellierung. Der Aufstau fällt hierbei in der numerischen Modellierung deutlich geringer aus. Vergleichbare Ergebnisse für den verklauten Zustand erfordern wiederum eine Absenkung des Brückendeckwerks bis unmittelbar in den sohlnahen Bereich. In Analogie zu den Ergebnissen in Abb. 122, rechts, stellt sich entsprechend dem turbulenten Strömungsbild auch für  $Q_{LAB,3} = 360 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_{LAB,4} = 435 \text{ m}^3/\text{s}$  jeweils ein unregelmäßiger Verlauf der Wasserspiegellagen ein, der im Nahbereich der Brücke einen markanten Anstieg aufweist. Es sei an dieser Stelle angemerkt, dass die Messungen im physikalischen Modell ausschließlich in jenen nicht von Verklauseungen betroffenen Bereichen erfolgten. Demgemäß erstreckt sich der Verklauseungskörper jeweils bis etwa zum ersten Messpunkt oberstrom des Brückenbauwerks (siehe SENDLHOFFER (2010)).

In den Abbildungen 122 und 123 sind auch die Sohlagen längs der Gerinneachse dargestellt. Beide Datensätze basieren auf denselben Grundlagendaten – im Wesentlichen terrestrische Aufnahmen des Gerinnequerschnittes. Im Zuge der Errichtung des physikalischen Modells ergeben sich geringfügige Abweichungen in der Sohlage ( $M = 1:45$ ). Beim Vergleich und der Bewertung der Ergebnisse sind dies sowie der Umstand, dass die Abflüsse  $Q_{LAB}$  und  $Q_{NUM}$  annähernd übereinstimmen, jedoch nicht identisch sind, zu berücksichtigen.

Abbildung 124 zeigt eine Zusammenschau sämtlicher Ergebnisse aus physikalischer und numerischer Modellierung. Mit den Modellannahmen KUK = 1349.51 m.ü.A. und KOK = 1355.6 m.ü.A. werden im Folgenden für den ISTzustand und die PLANzustände die Ausuferungen im Talbereich von Sölden ermittelt.



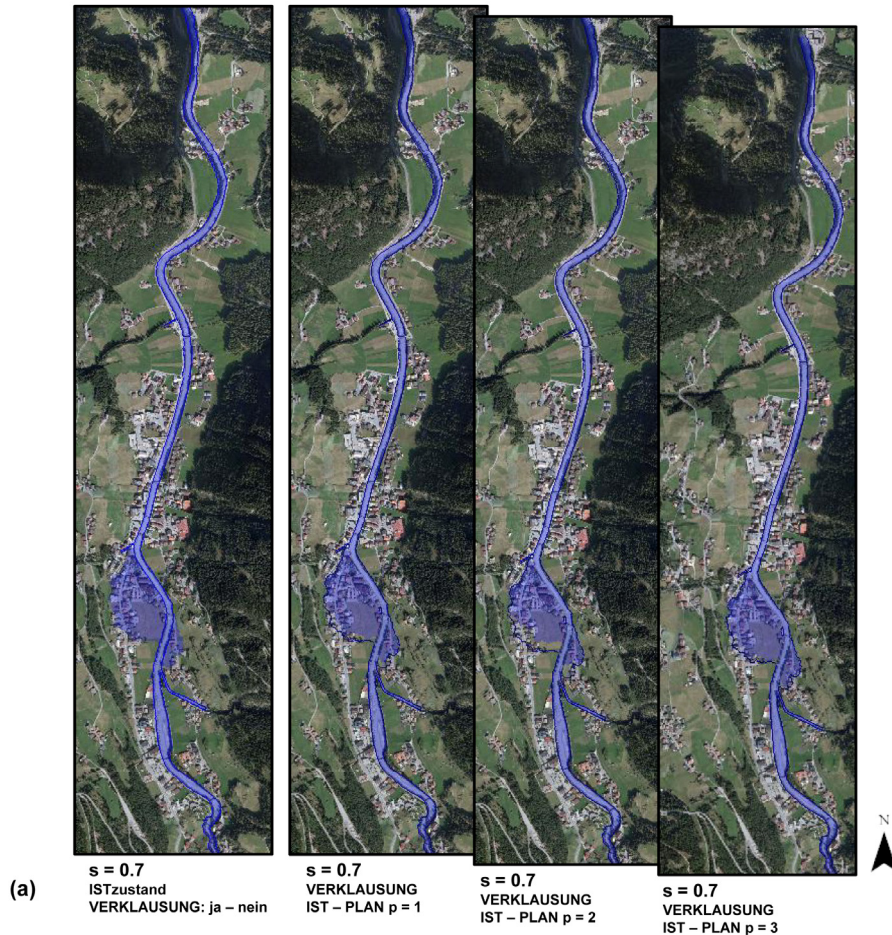
**Abb. 124:** Abhängigkeit von Rückstaulänge bzw. Aufstauhöhe vom Abfluss gemäß der physikalischen und numerischen Modellierung

Die Ergebnisse im Sinne von Ausuferungen im Talbecken sind in den Abbildungen 125 - 128 dargestellt. Für (a) -  $s = 0.7$  (Abb. 125) ergeben sich infolge der



Verklauung bei Fließkilometer km 38.16 Ausuferungen im orografisch linken Vorlandbereich zwischen Fließkilometer km 38.00 und dem Zuflussknoten 6. Geringfügig uferf die Ötztaler Ache bei Fließkilometer km 38.00 auch in den orografische rechten Vorlandbereich aus. Im restlichen Bereich des Talbeckens treten wie für den nicht verklauten Zustand keine Ausuferungen auf. Infolge geringerer Abflüsse fallen die überfluteten Bereiche bei den PLANzuständen etwas geringer aus. Die beste Schutzwirkung zeigt sich hierbei für PLANzustand  $p = 2$ .

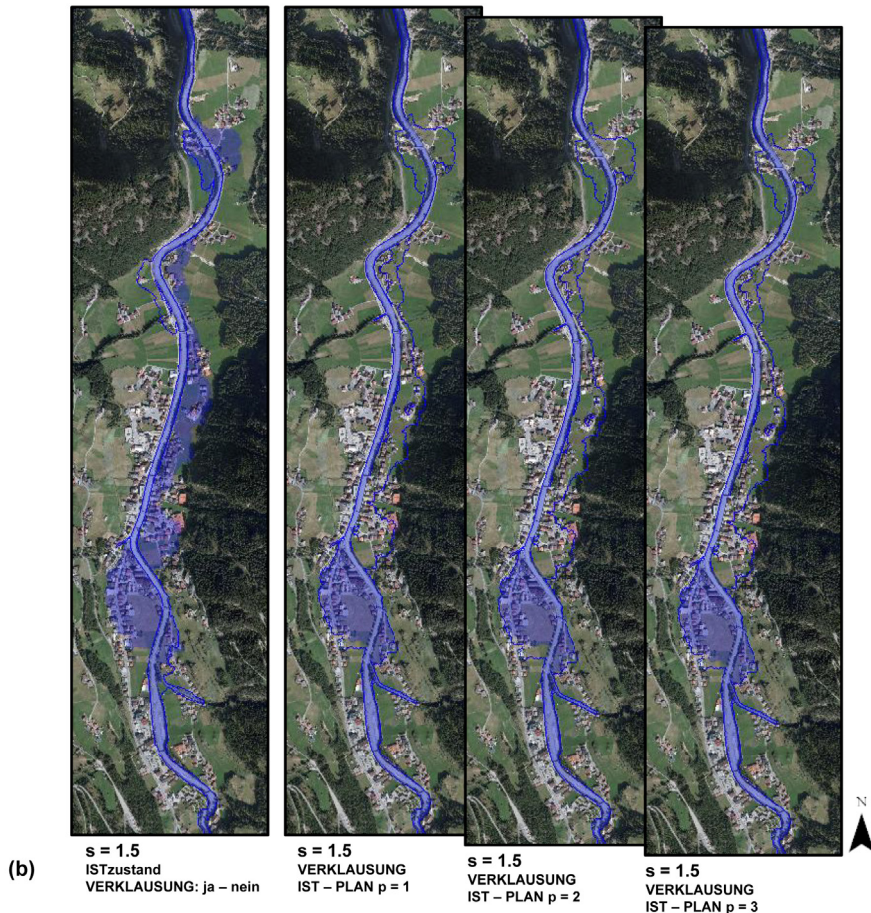
### 2D-numerisches Modell „Sölden“ – VERKLAUSUNG bei km 38.16



**Abb. 125:** Vergleich der Überflutungsflächen für den nicht verklauten und verklauten Zustand für (a) -  $s = 0.7$  (ISTzustand) bzw. für  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  im jeweils verklauten Zustand

Im Allgemeinen wäre zu erwarten, dass Verklauungsprozesse an Brücken zur verstärkten Ausuferung im oberstrom des Bauwerks gelegenen Gerinneabschnitt führen. Entsprechend verringert sich der Abfluss im unterstrom situierten Abschnitt, was zur Folge hat, dass die Ausuferungen hier tendenziell geringer ausfallen. Für (a) -  $s = 0.7$  finden die Ausuferungen ausschließlich oberstrom der Brücke statt (die Ausbreitung im Vorlandbereich erfolgt allerdings auch in den unterstrom gelegenen Bereich), nicht jedoch für die Szenarien (b) -  $s = 1.5$ , (b) -  $s = 1.7$  und (a) -  $s = 1.4$ . Aus dem für (b) -  $s = 1.5$  in Abb. 126 dargestellten Vergleich mit dem nicht verklaueten Zustand ist ersichtlich, dass die Überflutungsflächen auch im unterstrom gelegenen Gerinneabschnitt erheblich größer ausfallen.

### 2D-numerisches Modell „Sölden“ – VERKLAUUNG bei km 38.16



**Abb. 126:** Vergleich der Überflutungsflächen für den nicht verklaueten und verklaueten Zustand für (b) -  $s = 1.5$  (ISTzustand) bzw. für  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  im jeweils verklaueten Zustand



Grund dafür ist die Charakteristik des Gerinnes unterstrom der Brücke bei Fließkilometer km 38.16: Aufgrund des beinahe vollständigen Verschlusses des Brückenquerschnittes (1349.51 m.ü.A. – 1349.46 m.ü.A. = 0.05 m) passiert ein markant geringerer Abfluss das Brückenbauwerk. Der Abschnitt zwischen Fließkilometer km 38.16 und Zuflusssknoten 6 weist zudem ein sehr geringes Gefälle auf, sodass die Fließgeschwindigkeiten im Vergleich zum nicht verklausten Zustand hier wesentlich geringer sind. Des Weiteren gelangt das oberstrom der Brücke orografisch links ausgeuferte Wasser hier teilweise wieder in das Gerinne zurück. In diesem Bereich stellen sich folglich orografisch rechts Ausuferungen ein, die sich bis zur markanten Rechtskurve im Gerinne am Ende des Talbeckens ausbreiten. Diese Überflutungsflächen werden infolge der projektierten Schutzmaßnahmen deutlich reduziert. Wiederum ergibt sich für  $p = 2$  die beste Schutzwirkung.

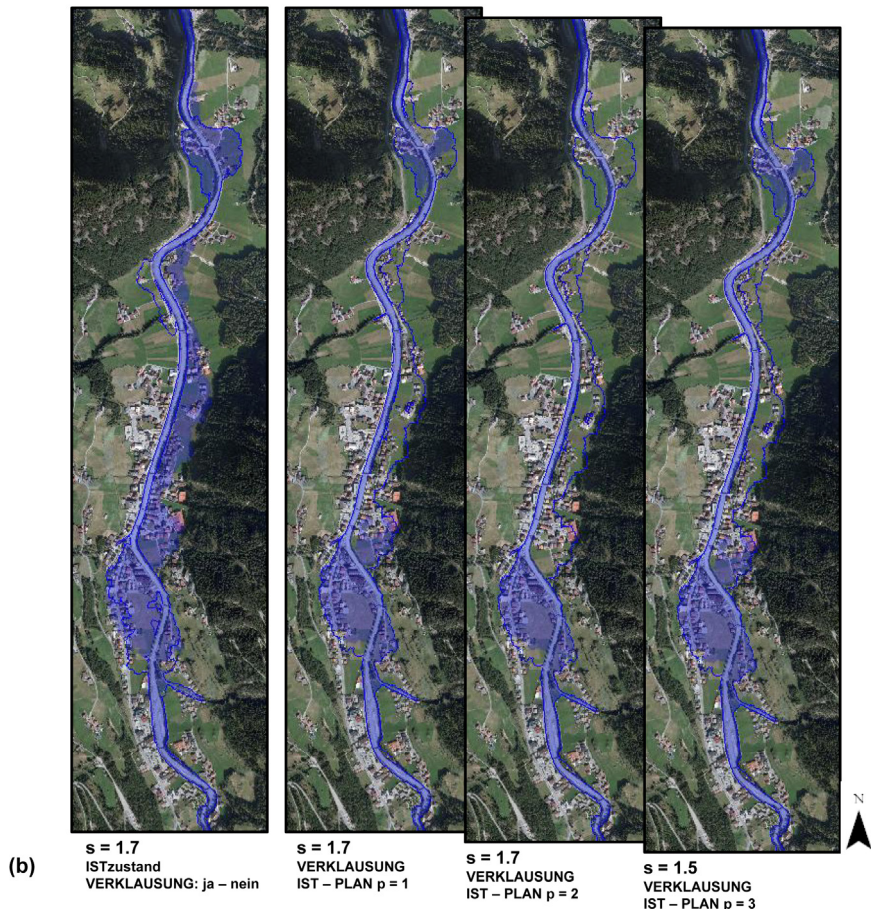
Für (b) -  $s = 1.7$  ist die Situation analog jener für (b) -  $s = 1.5$  zu beurteilen. Die Ausuferungen fallen hier geringfügig größer aus (Abb. 127). Für (a) -  $s = 1.4$  mit  $Q_{NUM} = 457.72 \text{ m}^3/\text{s}$  ergeben sich sowohl für den nicht verklausten als auch für den verklausten Zustand massive Ausuferungen im gesamten Talbecken. Die Vergrößerung der Überflutungsflächen infolge der Verklausung ist geringfügig. Im Bereich oberstrom des Zuflusssknotens 5 ist zudem auffällig, dass sich hier Ausuferungen für den nicht verklausten Zustand einstellen, nicht jedoch in der Modellierung mit KUK = 1349.51 m.ü.A.. Gründe dafür sind die Anpassung der Rauheiten in diesem Gerinneabschnitt im Sinne einer Erhöhung der STRICKLER-Beiwerte  $k_{SI}$  für größere Abflüsse (im Reinwassersmodell für den verklausten Zustand) bzw. die Erhöhung der Sohllage infolge Geschiebeablagerungen (im Einkornmodell für den nicht verklausten Zustand) (Abb. 128).

Mit der exemplarisch durchgeführten Modellierung von Verklausungsprozessen und deren Auswirkungen auf die Überflutungsflächen bzw. Hochwasserschäden lässt sich die Erhöhung des Prozessrisikos und des damit einhergehenden Schadenpotentials aufzeigen. Die Ergebnisse der Modellierung werden in dieser Arbeit nicht in das statistisch-stochastische Bewertungsmodell integriert, zumal hierfür zunächst umfangreiche Untersuchungen durchzuführen sind, um die Auftretenswahrscheinlichkeit von Verklausungen für verschiedene Holz-mischungen bei verschiedenen Abflussregimen abzuschätzen. Die Betrachtung zeigt, dass die projektierten Hochwasserschutzmaßnahmen im Venter und Gurgler Tal auch bzw. insbesondere bei Verklausungsszenarien zu einer Reduzierung der Hochwasserschäden führen.

Hinsichtlich der Modellierung ist anzumerken, dass die Ergebnisse des physikalischen Modellversuches mit der beschriebenen Vorgehensweise (Anpassung der Brückendeckwerksobere- und -unterkanten) nur mit bedingter Genauigkeit in das numerische Modell zu implementieren sind. Turbulente Strömungsverhältnisse, wie sie im physikalischen Modell bei der druckhaften Unterströmung und Verklausung der Brücke zu beobachten sind, sind modellbedingt mit einem 2D-numerischen Ansatz nicht adäquat abbildbar. In Anbetracht der Unsicherheiten bei der Abschätzung der Schwemmh Holzmenge und -mischung und der Problematik, dass eine abflussabhängige Bestimmung im Sinne einer Ganglinie an transportiertem Holz nicht bestimmbar ist, stellt das vorgestellte Modellkonzept zur Beurteilung des Schadenpotentials infolge Verklausungsprozessen durchaus eine geeignete Methodik dar.

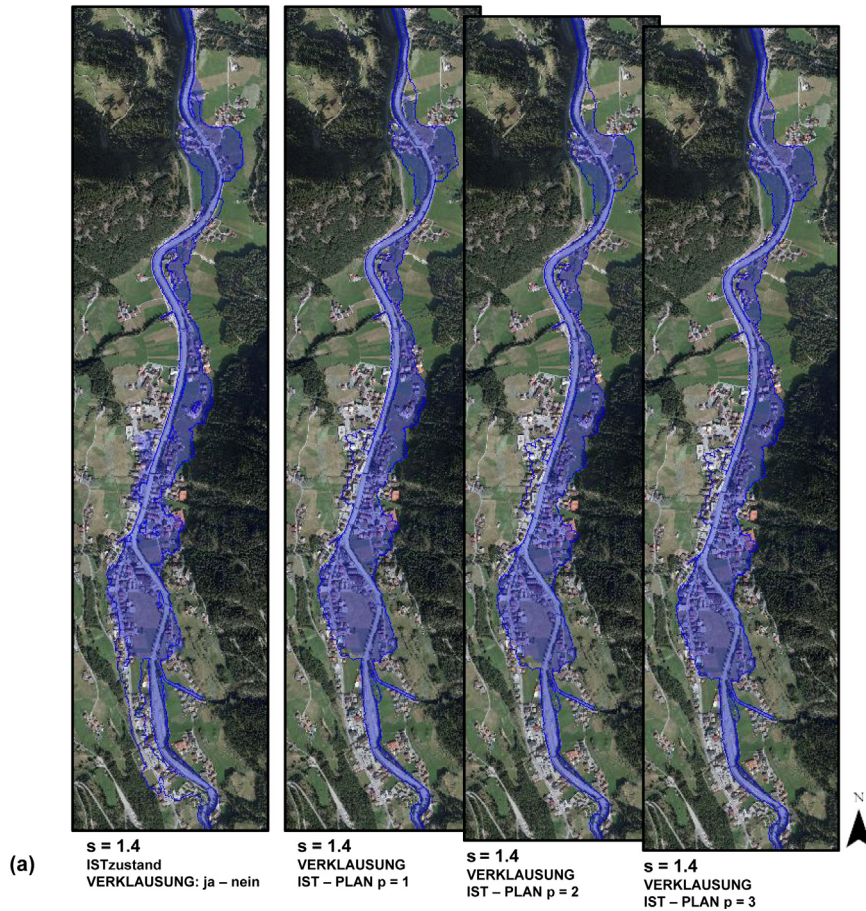
Bezüglich der Implementierung der Ergebnisse des Modellversuches in das numerische Modell ist des Weiteren zu berücksichtigen, dass mit dem Aufbau des Modellversuches stets Ungenauigkeiten verbunden sind. In den Abbildungen 122 und 123 ist der Unterschied der Sohlage längs der Gewässerachse dargestellt. Mit dem gewählten Modellmaßstab  $M = 1:45$  führen bereits sehr geringe Ungenauigkeiten beim Einbau der Gerinnesohle zu geometrischen Abweichungen, deren Einfluss auf die Modellergebnisse im signifikanten Bereich liegen kann. Bei der Festlegung des Modellmaßstabes gilt es diesen Aspekt nach Möglichkeit zu berücksichtigen.

### 2D-numerisches Modell „Sölden“ – VERKLAUSUNG bei km 38.16



**Abb. 127:** Vergleich der Überflutungsflächen für den nicht verklauten und verklauten Zustand für (b) -  $s = 1.7$  (ISTzustand) bzw. für  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  im jeweils verklauten Zustand

### 2D-numerisches Modell „Sölden“ – VERKLAUSUNG bei km 38.16



**Abb. 128:** Vergleich der Überflutungsflächen für den nicht verklauten und verklauten Zustand für (a) - s = 1.4 (ISTzustand) bzw. für p = 1, p = 2 und p = 3 im jeweils verklauten Zustand

## **E PLAUSIBILITÄTS- UND SENSITIVITÄTSASPEKTE IM MODELLKONZEPT – EINFLUSS VON MODELLWAHL UND -PARAMETERN AUF DIE GÜTE DER MODELLIERUNG**

### **E.1 Übersicht**

#### **E.1.1 Einführung**

Die Modellierung hochwasserrelevanter Prozesse ist im Wesentlichen als Annäherung an die realen Prozessvorgänge in der Natur zu verstehen. Hydrologische, hydraulische und insbesondere Feststofftransportprozesse sind in ihrer Komplexität und Variabilität mit einem Modellschema nicht vollständig erfassbar. Im Rahmen der Interpretation und Bewertung der Modellergebnisse gilt es, den Einfluss vereinfachender Modellannahmen, der Wahl der Modellkomponenten und -parameter, deren Bestimmung mit Unsicherheiten verbunden ist, im Sinne einer Plausibilitäts- bzw. Sensitivitätsbetrachtung zu berücksichtigen.

#### **E.1.2 Hydrologische Modellierung**

Gemäß dem in Kapitel C vorgestellten Modellkonzept basiert das Niederschlag-Abfluss-Modell auf dem empirischen SCS-CN-Verfahren, das Gerinnerouting erfolgt mit dem LAG-Routing Modell. Abflusskomponenten aus den unterirdischen Kompartimenten sowie Abflussanteile infolge von Schnee- und Gletscherschmelzprozessen finden hierbei keine Berücksichtigung. Das Modell wird eventbasiert für historische Hochwasser kalibriert, wobei im Weiteren bei der Szenariensimulation mit skalierten Niederschlägen und der Implementierung von Hochwasserschutzmaßnahmen dieselben Modellparameter verwendet werden. Durch den eventbasierten – wenn auch empirischen und vereinfachenden – Ansatz ergibt sich eine größtenteils gute Anpassungsgüte bei der Modellkalibrierung. Zu berücksichtigen ist hierbei, dass sich mit sehr variablen Parametersets teilweise sehr ähnliche Kalibrierergüten ergeben. Zudem sind die Kalibrierparameter streng genommen nur für das jeweilige Ereignis gültig, nicht aber für die Szenarien mit den skalierten Niederschlägen.

Die Diskretisierung des Einzugsgebietes in Kompartimente bedeutet für die Modellierung grundsätzlich eine vereinfachende Annahme. Es ist festzuhalten, dass die Modellparameter für das SCS-CN-Verfahren hierbei flächengewichtet bzw. die einwirkenden Größen flächengemittelt, also pauschal für jedes Kompartiment, angesetzt werden.

Einwirkende Größen im Niederschlag-Abfluss-Modell sind die für die Zeiträume der betrachteten historischen Hochwasser verfügbaren Niederschlagsdaten. Die Messdaten sind grundsätzlich punktuelle Informationen über das Niederschlagsaufkommen. Mit der Erfassung des Niederschlags sind in der Regel erhebliche Unsicherheiten in der Messung bzw. auch Messausfälle verbunden. Im Zuge der Regionalisierung der Niederschlagsdaten mittels geostatistischer Methoden – im Modellkonzept wird die „Inverse-Distance-Squared-Methode“ (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2000) angewendet – wird ein räumliches Muster des Gebietsniederschlags ermittelt, welches je nach Anzahl und Dichte an verfügbaren

Niederschlagsstationen von der tatsächlichen Niederschlagsverteilung differiert. Je nach Lage der Niederschlagsstationen können hierbei die Intensitäten und Summen kleinräumiger konvektiver Niederschlagszellen erheblich unterschätzt werden. Sehr hohe Niederschlagssummen, welche nur lokal im Bereich der jeweiligen Messstation auftreten, können aber auch auf ein zu großes Gebiet übertragen werden.

Die Kalibrierung der Modelle erfolgt durch Anpassung der modellierten Abflussganglinien an die Referenzganglinien aus der Wasserstandsmessung an den Pegeln. Mit den Referenzganglinien sind dabei häufig Unsicherheiten verbunden, zumal die zugrundeliegenden Wasserstands-Abflussbeziehungen (Pegelschlüssel) für den Hochwasserbereich extrapoliert werden bzw. bei diesem Abflussspektrum häufig keine adäquate Wasserstands- und Flügelmessung durchführbar ist.

Hinsichtlich der Erhebung der Einzugsgebietscharakteristika ist für die hydrologische Modellierung eine hinreichend detaillierte Kartierung der topografischen und geologischen Verhältnisse bzw. die Kartierung der Bodennutzungsverhältnisse relevant. Kompartimentspezifische Angaben über die Neignungsverhältnisse bilden die Grundlage für die Berechnung der Fließzeiten in der Fläche, Informationen über Bodentyp und -nutzung werden für die Berechnung der Versickerungsbeiwerte CN benötigt.

### E.1.3 1D-hydraulische und 2D-numerische Modellierung

Akkurate Modellergebnisse bei der 1D-hydraulischen bzw. 2D-numerischen Modellierung bedingen eine detaillierte Vermessung der hydraulischen Modellbereiche. Die 1D-hydraulische Modellierung erfordert die terrestrische Vermessung von Flussprofilen sowie die Kartierung der Rauheiten im Sohl- und Böschungsbereich. Der Profilabstand ist in Abhängigkeit der topografischen Gegebenheiten so zu wählen, dass Unstetigkeiten im Gerinneverlauf (Kurven, Einengungen, Aufweitungen, Gefällewechsel, usw.) und Brückenbauwerke möglichst akkurat erfasst werden.

Bei der instationären 1D-hydraulischen Berechnung sind die Stabilität und Genauigkeit der Berechnung unmittelbar von den Profilabständen abhängig. Für die Abstimmung von Profilabstand und Berechnungszeitschritt gilt es die Bedingung nach COURANT zu berücksichtigen (vgl. Kapitel B.2.3.4, Gleichung (B.48)).

Der 2D-numerischen Modellierung liegt ein Rechennetz des betrachteten Gerinneabschnitts und des angrenzenden Vorlandbereiches zugrunde. Es basiert wiederum auf der terrestrischen Vermessung des Gerinnes. Für den Vorlandbereich werden in der Regel Airborne Laserscandaten herangezogen. Eine stabile und hinsichtlich der Rechenzeit praktikable Simulation von Abflussereignissen erfordert hierbei ein Rechennetz, welches hinsichtlich Struktur und Detailgrad im Vergleich zu den Rohdaten aus der Vermessung entsprechend ausdünnen bzw. anzupassen ist. Dies trifft insbesondere bei langen Flussabschnitten mit großen Vorlandbereichen zu. Mit abnehmender Auflösung des Rechennetzes sind hierbei zunehmend Unsicherheiten in den Ergebnissen der Modellierung zu bedenken.

In Analogie zur hydrologischen Modellierung erfolgt die Kalibrierung von hydraulischen bzw. numerischen Modellen anhand verfügbarer Messdaten an den

Abflusspegeln. Vorrangig werden hierbei die Wasserstandsganglinien betrachtet, die Anpassung des Modells erfolgt durch Variation der Rauheitsparameter. Häufig stehen für die Kalibrierung keine weiteren Aufzeichnungen (Hochwasserspuren, Ausbreitung ausgeuferter Bereiche, Informationen über Hochwasserschäden an Gebäuden und Infrastruktur, usw.) zur Verfügung. Aus der Kalibrierung sind folglich nur gesicherte Aussagen über die Rauheiten in den unmittelbaren Pegelbereichen zu treffen. Die Rauheitswerte in den übrigen Abschnitten sind nicht kalibrierte, wenn auch plausibel angenommene Werte. Demgemäß sind mit den Modellergebnissen (Überflutungsflächen) gewisse Unsicherheiten verbunden. Im Rahmen der Anwendung des Modellkonzepts auf das Einzugsgebiet des Ötztals stehen für die Kalibrierung entlang der Ötztaler Ache Messdaten an den Pegeln 4, 5, 6, 10 und 14 zur Verfügung. Für die modellierten Hochwasser vom September 1999 und Juli 2001 bestehen keine weiteren Aufzeichnungen über Hochwasserspuren oder Ausuferungsflächen. Für das Söldener Talbecken befindet sich der Kalibrierpegel 4 am unterstromigen Ende des Modellbereiches, d.h. insbesondere mit der Annahme der Rauheiten für den oberstromigen Bereich des Talbeckens sind Unsicherheiten in der Überflutungsberechnung verbunden. Im Längenfelder Becken stehen für die Modellkalibrierung die Messdaten an den beiden Pegeln 5 und 6 zur Verfügung. Im Bereich dieser beiden Pegel ergeben sich aus der Kalibrierung gesicherte Aussagen über die vorherrschenden Rauheitsverhältnisse. Für die Bereiche am oberstromigen Modellrand (km 32.07 - km 27.50) und unterstrom des Pegels 6 (km 23.42 - km 19.50) verbleiben gewisse Unsicherheiten aus den Annahmen für die Rauheiten.

#### E.1.4 Geschiebetransportmodellierung

Die rechnerische Erfassung des Geschiebetransportes ist prozessbedingt mit erheblichen Unsicherheiten verbunden. Die natürlichen Transportprozesse weisen insbesondere in alpinen Einzugsgebieten, wo die Prozesscharakteristik durch hohe Gefälleverhältnisse und Formverluste infolge ausgeprägter Absturz-Becken-Sequenzen geprägt ist und häufig murgangartiger Transport vorherrscht, in gewisser Weise ein stochastisches Verhalten auf. Die Berechnung des Geschiebetransportes basiert auf empirischen Ansätzen. Im Modellkonzept werden Ansätze zur Bestimmung der Transportkapazitäten  $G_{TK}$ , der Formverluste und des kritischen Abflusses  $Q_K$  bei Transportbeginn angewendet, welche speziell für steile Gerinne (Gebirgsflüsse und Wildbäche) entwickelt wurden. Im Rahmen der Geschiebebilanzierung stellen die Ergebnisse der hydrologischen Modellierung die zugrundeliegenden Abflussganglinien dar. Abfluss- und Geschiebemodellierung werden hierbei entkoppelt voneinander betrachtet. Die Bilanzierung erfolgt für die vorgegebene Abschnittsgliederung (räumliche Diskretisierung) unter der Annahme eines konstanten Berechnungszeitschrittes von  $\Delta t = 15$  min.

Bei der 2D-numerischen Modellierung erfolgt die Betrachtung der hydraulischen und geschiebespezifischen Prozesse gekoppelt. Die Modellierung basiert aber ebenso wie die Geschiebebilanzierung auf einer Einkornbetrachtung.

Die angeführten Aspekte bedingen hinsichtlich der Wahl des Modellansatzes Unsicherheiten in den berechneten Geschiebeganglinien und -frachten. Weitere Unsicherheiten ergeben sich aus den topografischen und feststoffspezifischen Modellparametern. Dem Bilanzierungsschema liegen Angaben über das durchschnittliche Gerinnegefälle  $I_S$  bzw. über die Gerinnebreite  $B$  entlang der Schlüsselstrecken eines jeden Bilanzierungsabschnitts zugrunde. Die Werte für die



Feststoffparameter  $d_{30}$ ,  $d_{50}$ ,  $d_m$  und  $d_{90}$  resultieren aus der Kartierung des Projektgebietes. Sowohl  $I_s$  und  $B$  als auch die Kornparameter  $d_{xx}$  sind entlang der Gerinneabschnitte erheblichen Schwankungen unterworfen, welche mit der Modellierung nicht vollständig erfassbar sind. Angesichts dieser Unsicherheiten sollten im Rahmen der Geschiebmodellierung in Ergänzung zu den berechneten Transportraten Informationen über Bandbreiten an zu erwartenden Geschiebefrachten, welche sich aus der Anwendung verschiedener Modellansätze ergeben, sowie über den Einfluss der Modellparameter  $I_s$ ,  $B$ ,  $d_{30}$ ,  $d_{50}$ ,  $d_m$  und  $d_{90}$  auf die Ergebnisse angegeben werden. Sofern eine Dokumentation über ereignisbezogene Geschiebefrachten aus den Wildbacheinzugsgebieten, Informationen über die Räumung von Geschieberückhaltebecken, Aufnahmen feststoffbedingter Veränderungen des Gewässerquerschnitts usw. zur Verfügung stehen, sind diese im Sinne einer Kalibrierung bei der Geschiebmodellierung zu berücksichtigen.

### E.1.5 Schwemmholtprozesse, Verklausungsszenarien

Seitens der Modellierung von Verklausungsprozessen sind zunächst die berechneten Mengen an zu erwartendem Schwemmholt mit Unsicherheiten verbunden. Die angewendeten Berechnungsansätze sind wiederum empirisch, zudem sind sie ausschließlich von Einzugsgebietsparametern, nicht aber von den Abflussverhältnissen abhängig. Im Rahmen der lose gekoppelten hybriden Modellierung von Verklausungen an Brücken ergibt sich damit die Problematik, dass einerseits die Schwemmholtmengen und -zusammensetzungen bei Hochwassern unterschiedlicher Ausprägung gleich groß sind und andererseits keine Informationen über den zeitlichen Verlauf der Mobilisierung bzw. des Transportes bestehen. Für die Anwendung des Modellkonzepts auf das Ötztal wird in der exemplarischen Betrachtung einer Brückenverklausung schubweiser Schwemmholttransport bei stationären Abflussverhältnissen angenommen. Hinsichtlich der Schwemmholtzusammensetzung werden drei verschiedene Mischungen verwendet. In der Arbeit von SENDLHOFER (2010) werden darüber hinaus umfangreiche Untersuchungen hinsichtlich des Einflusses eines verzögerten Holzeintrags, der lichten Höhe unter dem Bauwerk bzw. des Einflusses von Pfeilerstrukturen auf die Verklausungscharakteristik angeführt. Bezüglich des Einflusses der Schwemmholtmenge und -mischung, der Transportcharakteristik und der topografischen und geometrischen Verhältnisse an der Brücke im Sinne von Unsicherheiten in der Modellierung sei an dieser Stelle auf SENDLHOFER (2010) verwiesen.

### E.1.6 Statistisch-stochastisches Ansatz zur Bewertung kumulativer Hochwasserschäden

Das Modellkonzept beinhaltet neben den beschriebenen Modellkomponenten weiters die Ermittlung von Schäden an Gebäuden und Gebäudeinventar in Abhängigkeit der Überflutungsflächen sowie das statistisch-stochastische Bewertungsmodell auf Basis der statistischen Analyse von Jahreshöchstabflüssen. Unsicherheiten in den Modellergebnissen sind diesbezüglich mit der Wahl des Schadenmodells bzw. der statistischen Verteilungsfunktion verbunden. Die Schadenmodelle basieren auf

unterschiedlichen Grundlagen. Mit relativen Schadenmodellen erfolgt die Schadenermittlung in Abhängigkeit der Wassertiefe in den Überflutungsflächen und des monetären Wertes des Objektes, bei absoluten Schadenmodellen ist hingegen keine Abhängigkeit vom Objektwert gegeben (vgl. Kapitel C.3.2). Bei der Anwendung des Modellkonzepts auf das Ötztal wird dem Bewertungsmodell jene statistische Verteilungsfunktion mit der besten Anpassungsgüte zugrunde gelegt. Es zeigt sich allerdings, dass die Anpassungsgüten weiterer Verteilungsfunktionen sehr ähnlich ausfallen, deren Kurvenverlauf sich im Hochwasserbereich aber teilweise deutlich von jenem der am besten angepassten Funktion unterscheiden. Es ist daher anzunehmen, dass mit der Wahl verschiedener Schadenfunktionen aber auch mit der Verwendung verschiedener statistischer Verteilungsfunktionen eine erhebliche Streuung in den berechneten kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  verbunden ist.

Hinsichtlich der statistischen Analyse sei an dieser Stelle angemerkt, dass bei der Ermittlung der Verteilungsfunktion ausschließlich die Jahreshöchstabflüsse Berücksichtigung finden. Sofern der statistischen Analyse eine Stichprobe in Form einer partiellen Serie zugrunde liegt, sollten sich für geringe und mittlere Hochwasser geringfügig größere Unterschreitungswahrscheinlichkeiten ergeben, wodurch die kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  geringer ausfallen. Im Falle der Modellanwendung auf das Ötztal ist des Weiteren zu erwähnen, dass das Bewertungsmodell auf der Betrachtung zweier Hochwasserscharakteristika und Szenarioparameter  $s$  im Intervall  $[0.5, 1.9]$  basiert. Mit der Modellierung weiterer historischer Hochwasser sind Differenzen im Vergleich zu den dargestellten Modellergebnissen zu erwarten.

#### E.1.7 Hinweise auf die Plausibilitäts- und Sensitivitätsbetrachtungen in den Kapiteln E.2 - E.5

Die angeführten Überlegungen zeigen, dass die Bewertung der Wirksamkeit von Hochwasserschutzmaßnahmen auf Basis des vorgestellten Modellkonzepts bzw. die Modellierung hochwasserrelevanter Prozesse an sich mit erheblichen Unsicherheiten verbunden sind. Sie betreffen einerseits die Modellwahl und -annahmen sowie andererseits jene Parameter, welche durch Messungen und Kartierungsarbeiten im Gelände erfasst werden. Letztere umfassen einwirkende Größen für die Modellierung (Niederschlag), Referenzmessungen für die Modellkalibrierung (Wasserstand, Veränderungen der Sohlagen, usw.) oder topografische und sedimentologische Parameter für die Geschiebemodellierung (charakteristische Gerinnebreiten, Gefälleverhältnisse, Kornparameter, usw.).

Auf die Unsicherheiten ist im Rahmen der Modellkalibrierung aber auch bei der Auswertung und Interpretation der Ergebnisse entsprechend Rücksicht zu nehmen. Untersuchungen, die es erlauben, den Einfluss sensibler Prozess- und Modellgrößen auf die Ergebnisse zu quantifizieren, geben hierbei Aufschluss über die Aussagekraft der Modellergebnisse.

Die folgenden Ausführungen in Kapitel E befassen sich mit den Unsicherheiten in der Modellierung der Prozesskomponenten. Dabei wird zunächst auf die Wahl des hydrologischen Modells näher eingegangen. Der angewendete eventbasierte Modellansatz wird dabei einerseits mit einem Energiebilanzmodell für die vergletscherten Teileinzugsgebiete und andererseits mit einem kontinuierlichen



Wasserhaushaltsmodell für die nicht vergletscherten Teileinzugsgebiete verglichen. Die Analyse erfolgt exemplarisch für ausgewählte Teileinzugsgebiete im Projektgebiet sowohl für die Hochwasserereignisse vom September 1999 (a), Juli 2001 (b) und August 2005 als auch unter Zugrundlegung von Bemessungsniederschlägen (Kapitel E.2).

Hinsichtlich der Bestimmung von Abflussspitzen  $Q_{\max}$  aus den Wildbacheinzugsgebieten erfolgt des Weiteren eine Bewertung empirischer Schätzformeln im Sinne eines Vergleichs mit den Ergebnissen der Niederschlag-Abfluss-Modellierung (Kapitel E.4).

Sowohl mit der Geschiebebilanzierung als auch mit der numerischen Betrachtung der Transportprozesse in den Talbecken von Sölden und Längenfeld sind prozessbedingt erhebliche Unsicherheiten verbunden. In Kapitel E.3 erfolgt diesbezüglich eine vergleichende Bewertung verschiedener Transportansätze. Des Weiteren wird versucht, den Einfluss der topografischen und sedimentologischen Modellparameter in der Geschiebebilanzierung auf die berechneten Geschiebefrachten  $V_G$  zu quantifizieren. Die Analyse erfolgt wiederum exemplarisch für ausgewählte Wildbacheinzugsgebiete und Bilanzierungsabschnitte im Projektgebiet. In Analogie zur Analyse empirischer Schätzformeln zur Hochwasserabschätzung werden zudem gebräuchliche empirische Ansätze für die Abschätzung von Geschiebefrachten  $V_G$  bewertet (Kapitel E.4).

Auf die Fragestellung, inwieweit sich mit der Wahl verschiedener Schadenmodelle bzw. verschiedener statistischer Verteilungsfunktionen Auswirkungen auf die zu erwartenden kumulativen vermiedenen Schäden ergeben, wird in Kapitel E.5 näher eingegangen.

Die angeführten Untersuchungen zur Plausibilität und Sensitivität der Modellergebnisse infolge verschiedener (vereinfachender) Annahmen in der Modellwahl bzw. der Unsicherheiten in den Modellparametern erlauben keine gesamthafte Bewertung der Sensitivitäten in der Modellierung. Sie sind als exemplarische Analysen zu verstehen. Die eingangs angeführten Unsicherheitsaspekte erfassen sie nicht in vollem Umfang.

## **E.2 Zur Wahl des hydrologischen Modells hinsichtlich der Kalibriergüte von Hochwasserereignissen bzw. zur Bedeutung der Kalibrierung hydrologischer Modelle**

Die Wahl adäquater Modellansätze spielt bei der hydrologischen Modellierung hinsichtlich der Aussagekraft und Güte der Ergebnisse eine maßgebende Rolle. Sie richtet sich im Allgemeinen nach dem Zweck der Modellierung, der Modellskala, der Charakteristik des Einzugsgebietes bzw. nach den jeweils dominierenden hydrologischen Teilprozessen. Unter dem Fokus alpiner Einzugsgebiete erfolgt die Ermittlung von Bemessungshochwassern häufig mit vereinfachten, eventbasierten Ansätzen. Kontinuierliche Prognosemodelle hingegen fundieren auf detaillierten Wasserhaushaltsmodellen (GEMS et al., 2011).

In diesem Kapitel wird unter der Zielvorstellung, die Relevanz der Wahl des hydrologischen Modellansatzes aufzuzeigen, das angewendete eventbasierte Modell (SCS-CN-Modell, gekoppelt mit 1D-hydraulischem Modell) kontinuierlichen hydrologischen Modellen (Energiebilanzmodell „SES“ (SCHÖBER et al., 2010), Wasserhaushaltsmodelle „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“ (ACHLEITNER et al., 2009) und „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ (SCHÖBER et al., 2010)) gegenübergestellt und im Hinblick auf deren Genauigkeit und Anwendbarkeit verglichen. Die betrachteten Projektgebiete umfassen die natürlichen Einzugsgebiete der Pegel 2, 3, 6, 11 und 14. Für die vergletscherten Einzugsgebiete der Pegel 2 und 3 (vgl. Tab. 22) erfolgt der Vergleich für die Hochwasser (a) und (b) mit dem Modell „SES“ (SCHÖBER et al., 2010). An den beiden Pegeln 6 und 14 werden den Ergebnissen des SCS-CN-Modells für die Ereignisse (a) und (b) jene des Modells „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“ gegenübergestellt. Für das Einzugsgebiet des Pegels 11 (siehe Abb. 46) werden die Ergebnisse des Modells „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ zum Vergleich herangezogen. Der Abfluss aus diesem Einzugsgebiet gelangt in den bestehenden Speicher Längental (SP-L, siehe Tab. 25) der Kraftwerksgruppe Sellrain-Silz (TIWAG – Tiroler Wasserkraft AG). Für dieses Einzugsgebiet ist für die Speicherbemessung insofern auch die Modellierung von Bemessungsabflüssen sehr großer Jährlichkeiten (Bemessungshochwasser BHQ, Sicherheitshochwasser SHQ) von Bedeutung. Um die Eignung des SCS-CN-Modells zur Abschätzung sehr seltener Ereignisse zu beurteilen, wird das Modell zunächst auf das in diesem Einzugsgebiet historisch größte Ereignis kalibriert (Hochwasser vom August 2005, siehe Abb. 133) und auf Basis der kalibrierten Modellparameter mit Bemessungsniederschlägen beaufschlagt.

***Hinsichtlich der folgenden Untersuchungen sei angemerkt, dass die Modellierung auf Basis des Energiebilanzmodells „SES“ und des Wasserhaushaltsmodells „HQ<sub>sim</sub>“ den Arbeiten von SCHÖBER et al. (2010) bzw. ACHLEITNER et al. (2009) entnommen ist.***

Das im Modellkonzept angewendete SCS-CN-Modell basiert auf der Einteilung des Ötztals in 239 Kompartimente. Die Fließzeiten in der Fläche werden im Sinne des LAG-Routing-Ansatzes angesetzt, entlang der Vorfluter in den Wildbacheinzugsgebieten erfolgt eine Abschätzung der Fließzeiten gemäß Gleichung (B.75) nach RICKENMANN (1996). Die Kalibrierung erfolgt gekoppelt mit einem instationären 1D-hydraulischen Modell für den Abschnitt der Ötztaler Ache von Zwieselstein bis zur Mündung in den Inn. Einwirkende Größen stellen die Messdaten an den Niederschlagsstationen dar. Die Diskretisierung von Niederschlägen und

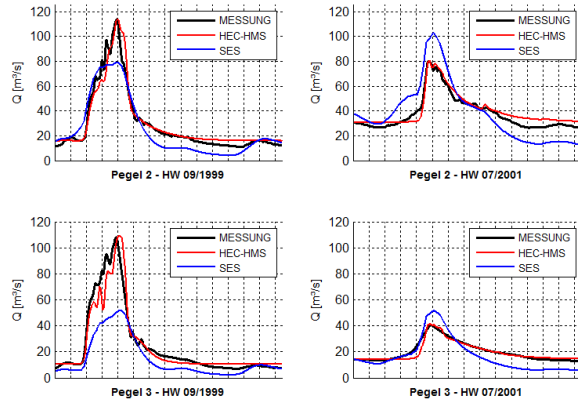
Abflüssen basiert auf einem konstanten Zeitschritt  $\Delta t = 15$  min. Hinsichtlich der Abflussvorgänge infolge Schnee- und Gletscherschmelzprozessen werden für die Zeitpunkte der Hochwasser verfügbare Satellitenbilder analysiert und die Kompartimente entsprechend in schneebedeckte \ vergletscherte und ausgeaperte Teilflächen untergliedert (vgl. Kapitel C.2.2). Die Modellierung umfasst die Hochwasser vom September 1999 (a), vom Juli 2001 (b) bzw. das Ereignis vom August 2005.

„SES“ (SCHÖBER et al., 2010) ist ein Energiebilanzmodell auf Rasterdatenbasis. Einwirkende Größen sind in Analogie zum SCS-CN-Modell regionalisierte Niederschlagsdaten basierend auf der „Inverse-Distance-Squared-Methode“ (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2000). Zudem ist die Vorgabe der Temperaturverhältnisse, der Globalstrahlung, der Windgeschwindigkeit sowie der Luftfeuchtigkeit erforderlich. Das hydrologische Routing erfolgt auf Basis von „NASH-Kaskaden“, der Diskretisierungszeitschritt  $\Delta t$  beträgt 1 h. Für die Verifizierung der Schnee- und Gletscherflächenausbreitung werden wiederum verfügbare Satellitenbilder analysiert. Die hydrologische Modellierung mit „SES“ erfasst den Zeitraum seit 1987.

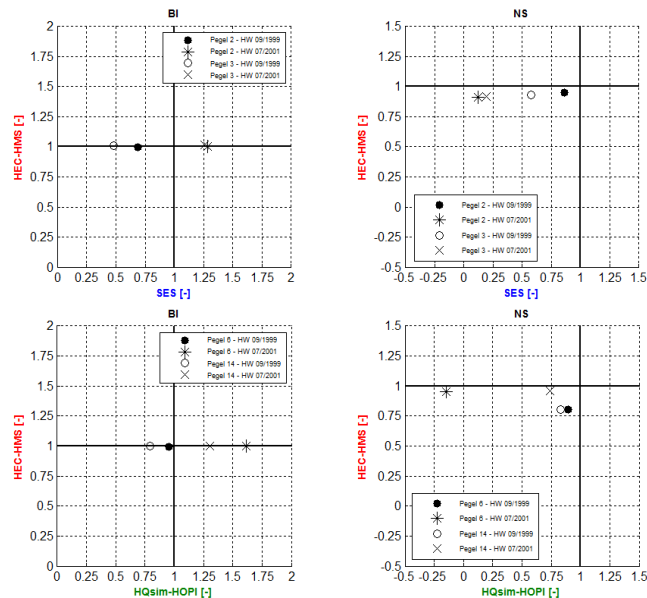
Das Modell „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“ (2009) bildet die Basis des Hochwasserprognosesystems für den Tiroler Inn (HoPI) und erfasst entsprechend den gesamten Tiroler Raum. Die räumliche Auflösung im Ötztal ist daher vergleichsweise geringer, die Kalibrierung erfolgt ausschließlich an den Pegeln 6 und 14. Die Modellierung erfasst wiederum den Zeitraum seit 1987. Für das Einzugsgebiet des Pegels 11, für welches auch die Modellierung auf Basis von Bemessungsniederschlägen durchgeführt wird, wird die räumliche Diskretisierung im Sinne von „Hydrologic Response Units“ entsprechend verfeinert („HQ<sub>sim</sub>-BHQ“, (SCHÖBER et al., 2010)).

Die Kalibrierung der beiden kontinuierlichen Modelle „SES“ und „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“ erfolgt dahingehend, als für den gesamten betrachteten Modellzeitraum jene Konfiguration der Parameter ermittelt wird, mit der die Abflussganglinien an den Referenzpegeln über den gesamten Modellzeitraum eine möglichst gute Anpassung erreichen. Beim eventbasierten SCS-CN Modell hingegen ergibt sich für jedes betrachtete Ereignis ein definiertes Set an Modellparametern.

Abbildung 129 zeigt zunächst die Ergebnisse der hydrologischen Modellierung mit dem SCS-CN-Modell (rote Kurven) und dem Modell „SES“ (blaue Kurven) im Vergleich zu den Referenzmessungen an den Pegeln 2 und 3 jeweils für die Hochwasser (a) und (b). Die Ergebnisse des SCS-CN-Modells zeigen dabei an beiden Pegeln bzw. für beide Ereignisse eine sehr gute Übereinstimmung sowohl im Bereich der Abflussspitzen als auch im Basisabflussbereich. Mit dem Modell „SES“ werden die Abflüsse bei Ereignis (a) durchaus deutlich unterschätzt, währenddessen bei Ereignis (b) zu hohe Abflüsse berechnet werden. Abbildung 130, oben, zeigt für diese Abflussganglinien die BIAS-Koeffizienten BI und die NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS. DIE BI-Werte des SCS-CN Modells liegen durchwegs nahe am Wert 1, jene des Modells „SES“ liegen im Bereich  $0.50 \leq BI \leq 1.25$ . Die NS-Werte aus der eventbasierten Modellierung betragen im Minimum 0.90, bei „SES“ hingegen 0.12 (vgl. Tabellen 29 und 30).



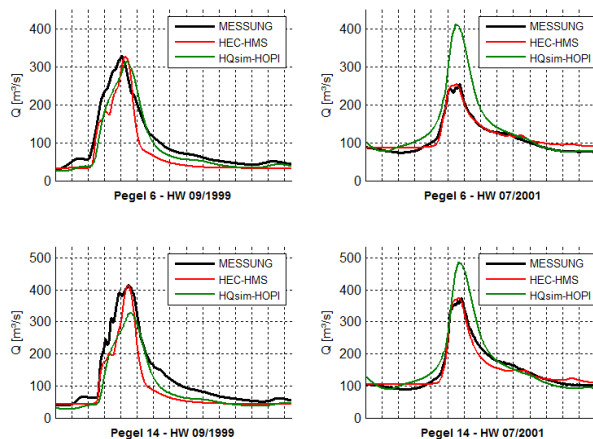
**Abb. 129:** Ergebnisse der eventbasierten Modellierung mit HEC-HMS und der Modellierung mit dem Energiebilanzmodell „SES“ für die Zeiträume der Hochwasser (a) und (b) – Abflussganglinien am Pegel 2 im Venter Tal und am Pegel 3 im Gurgler Tal (GEMS et al., 2011)



**Abb. 130:** Relation der Kalibriergüten aus der eventbasierten Modellierung (HEC-HMS) und der Modellierung mit „SES“ bzw. „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“ – oben: Verhältnis der BIAS-Koeffizienten BI und NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS an den Pegeln 2 und 3; unten: Verhältnis der BIAS-Koeffizienten BI und NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS an den Pegeln 6 und 14 (GEMS et al., 2011)

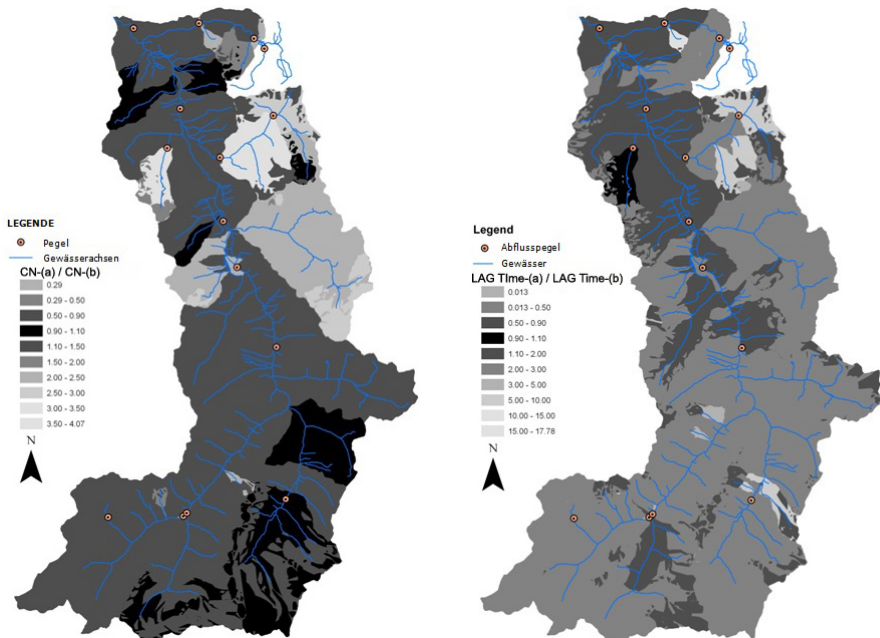
Der Vergleich der Ergebnisse des SCS-CN-Modells und des Modells „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“ zeigt ein ähnliches Bild (Abb. 131). Mit der eventbasierten Modellierung stellt sich eine sehr gute Anpassung an die Referenzganglinien ein, die Koeffizienten BI betragen annähernd 1, die NS-Koeffizienten liegen im Bereich zwischen 0.75 und 0.95 (Abb. 130). Mit „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“ werden die Abflüsse an den Pegeln 6 und 14 bei Ereignis (a) leicht unterschätzt, bei Ereignis (b) hingegen deutlich überschätzt. Aus Abb. 130 ist ersichtlich, dass die BI-Koeffizienten im Intervall [0.75, 1.63] liegen, die NS-Koeffizienten betragen im Minimum -0.17.

Die Ergebnisse der eventbasierten Modellierung (SCS-CN-Modell) für die Hochwasser (a) und (b) weisen bei den Pegeln 2, 3, 6 und 14 eine deutlich höhere Anpassungsgüte auf als die Ergebnisse der Modellierung mit dem Energiebilanzmodell „SES“ und dem Wasserhaushaltsmodell „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“. Die betrachteten Hochwasser vom September 1999 und Juli 2001 sind überwiegend niederschlagsinduziert. Mit dem vereinfachten Modellansatz auf Basis des Einheitsganglinienverfahrens und unter zusätzlicher (stark vereinfachter) Berücksichtigung von Schnee- und Gletscherflächen anhand von Satellitenbildern ergeben sich hierfür sehr gute Modellergebnisse. Die Auswahl dieser zwei Ereignisse und der Umstand, dass das Hochwasser vom August 1987 nicht betrachtet wird (siehe Kapitel D.2.3), zeigen allerdings auch die Grenzen der Modellierung mit dem SCS-CN-Modell auf. Hochwasser mit einer komplexeren Prozesscharakteristik, bei denen die Abflussanteile aus den unterirdischen Kompartimenten eine nicht vernachlässigbare Rolle spielen oder der Systemzustand bei Ereignisbeginn (Vorfeuchte, Temperaturverhältnisse, Schneedeckenausbreitung, usw.) maßgebend ist, erfordern detailliertere bzw. physikalisch basierte Modellansätze.



**Abb. 131:** Ergebnisse der eventbasierten Modellierung mit HEC-HMS und der Modellierung mit dem Wasserhaushaltsmodell „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“ für die Hochwasser (a) und (b) – Abflussganglinien an den Pegeln 5 und 6 an der Ötztaler Ache (GEMS et al., 2011)

Abbildung 132 zeigt einen Vergleich der Kalibrierparameter des SCS-CN-Modells für die Hochwasser (a) und (b). Im linken Bild ist das Verhältnis der Versickerungsbeiwerte  $CN_{(a)} / CN_{(b)}$  für die 239 Kompimente dargestellt. Der theoretisch realistische Wertebereich der CN-Werte liegt im Allgemeinen zwischen 0 (vollständige Versickerung des einwirkenden Niederschlags) und 100 (gesamter Niederschlag wird abflusswirksam). Die kalibrierten Werte für (a) und (b) sind in Abb. 72 angeführt. In Analogie zum Vergleich der Versickerungsbeiwerte CN zeigt Abb. 132, rechts, das Verhältnis der Fließzeiten  $t_{LAG}$ .



**Abb. 132:** Ergebnisse der eventbasierten Modellierung (HEC-HMS) - links: Relation der kalibrierten (teileinzugsgebietsspezifischen) Versickerungsbeiwerte CN für die beiden Hochwasser (a) und (b); rechts: Relation der kalibrierten (teileinzugsgebietsspezifischen) Fließzeiten  $t_{LAG}$  für die beiden Hochwasser (a) und (b) (GEMS et al., 2011)

Die Verhältnisse der CN-Werte betragen im Großteil des Projektgebiets zwischen 0.5 und 1.5. Annähernd gleiche Werte ergeben sich in Teileinzugsgebieten im Venter Tal (Zubringer 1), im Gurgler Tal (Zubringer 2) sowie weiter unterstrom in den Teileinzugsgebieten der Zubringer 29, 35, 42, 43, 44, 49 und 51. Markant unterschiedliche CN-Werte ergeben sich hingegen in den Teileinzugsgebieten der Zubringer 30 und 35, im gesamten Einzugsgebiet des Fischbaches (Zuflussknoten 28) sowie im Einzugsgebiet des Pegels 7 (vgl. Tab. 23). Die Werte für  $t_{LAG}$  differieren im gesamten Projektgebiet voneinander, annähernd gleiche Fließzeiten zeigen sich lediglich im Einzugsgebiet des Pegels 7.

Der Parametervergleich in Abb. 132 bzw. Abb. 72 lässt vermuten, dass die aus der Kalibrierung des eventbasierten Modells resultierenden Parametersets stark ereignisbezogen sind. Die Verwendung eines Parametersets, welches im Zuge der Modellkalibrierung auf mehrere Hochwasser ermittelt wird, würde einen deutlich geringere Anpassungsgüte an die Referenzganglinien mit sich bringen. Hinsichtlich der Anwendung des SCS-CN-Modells stellt sich zudem die Frage, inwieweit mit den gewählten Modellparametern – mit verschiedenen Parametersets lassen sich teilweise sehr ähnliche Kalibriergüten erzielen – die Einzugsgebietscharakteristika des Modells mit jenen in der Natur übereinstimmen.

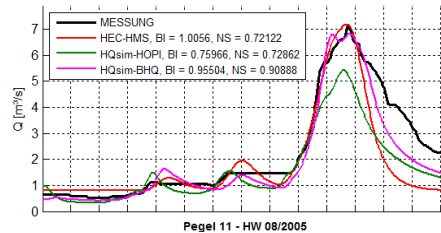
Sowohl das Modell „SES“ als auch „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“ sind für den Zeitraum seit dem Jahr 1987 kalibriert. Die Modelle liefern für ausgewählte Hochwasser in diesem Zeitraum vergleichsweise geringere Anpassungsgüten, spiegeln die physikalischen Prozesse jedoch erheblich besser wider.

Die Anwendung kontinuierlicher hydrologischer Modelle erweist sich auch bei der Bestimmung von Bemessungsabflüssen, beispielsweise bei der Bestimmung der Bemessungshochwasser BHQ und SHQ für die Projektierung von Kraftwerksanlagen oder bei der Bestimmung des 150-jährlichen Abflusses HQ<sub>150</sub> für die Auslegung von Rückhaltebecken der Wildbach- und Lawinenverbauung als vorteilhaft. Sie erlauben die Berechnung mit kalibrierten bzw. validierten Modellparametern. Bei der Anwendung einfacher, eventbasierter Modelle hingegen ist in der Regel die Möglichkeit der Modellkalibrierung nicht gegeben. Für die Modellparameter werden plausible Literaturwerte bzw. Erfahrungswerte angenommen.

Im Folgenden wird der Einfluss des Modellansatzes auf die Bestimmung des Bemessungshochwassers BHQ exemplarisch am Beispiel des Einzugsgebietes von Pegel 11 beschrieben. Das Einzugsgebiet entwässert in den bestehenden Speicher Längental (SP-L, siehe Tab. 25). Es weist eine Größe von EZG = 9.14 km<sup>2</sup> auf (vgl. Tab. 23), aus topografischer Sicht ist das Einzugsgebiet überwiegend von vegetationsarmen Flächen geprägt. Die mittlere Geländeneigung beträgt etwa 67 %, der Flächenanteil von (Block)Gletschern an der Einzugsgebietsgröße EZG ist vernachlässigbar gering. Mit der hydrologischen Modellierung werden zunächst mit dem SCS-CN-Modell und den Modellen „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“ bzw. „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ das Hochwasser vom August 2005 bzw. wiederum der Zeitraum seit 1987 kalibriert. Unter Verwendung der kalibrierten Modellparameter erfolgt im Weiteren die Ermittlung des Bemessungshochwassers BHQ. Für die Bestimmung von BHQ mittels „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ werden ebenfalls die kalibrierten Modellparameter verwendet, wobei der Vorfeuchtezustand im Einzugsgebiet dem 80%-Quantil aus dem Zeitraum seit 1987 entspricht (zu 80 % der Zeit innerhalb des Modellierungszeitraumes herrscht ein geringerer Vorfeuchtegrad vor) (SCHÖBER et al., 2010). Einwirkende Größen für die Bestimmung des Bemessungshochwassers BHQ sind MaxModN-ÖKOSTRA-gewichtete Bemessungsniederschläge (WEILGUNI, 2009) verschiedener Dauerstufen bzw. mit anfangsbetontem, konstantem und endbetontem Intensitätsverlauf (T = 5000 Jahre).

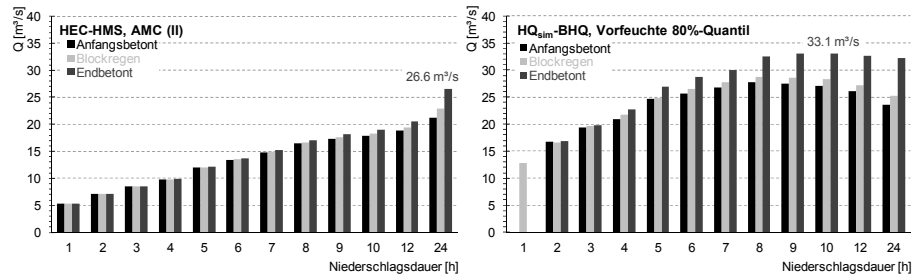
Abbildung 133 zeigt die Ergebnisse der Modellierung des Hochwassers vom August 2005 am Pegel 11. Die Abflussganglinie aus der Berechnung mit dem SCS-CN-Modell (rote Kurve) liefert sehr gute Anpassungsgüten, die Koeffizienten BI und NS betragen 1.0056 und 0.7212. Von ähnlicher Güte sind der Ergebnisse aus der Modellierung mit „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ (magenta; BI = 0.9550, NS = 0.9089). Die

Abflussspitze  $Q_{\max}$  wird geringfügig unterschätzt, im abfallenden Ast der Ganglinie hingegen zeigt sich eine bessere Anpassung an die Referenzganglinie. Eine durchaus deutliche Unterschätzung der Abflussspitze  $Q_{\max}$  ergibt sich mit dem Modell „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“. Die Anpassungsgüte fällt mit  $BI = 0.7597$  und  $NS = 0.7286$  am geringsten aus.



**Abb. 133:** Ergebnisse der eventbasierten Modellierung mit HEC-HMS und der Modellierung mit den Wasserhaushaltsmodellen „HQ<sub>sim</sub>-HOPI“ bzw. „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ für den Zeitraum des Hochwassers vom August 2005 – Abflussganglinien am Pegel 11 (GEMS et al., 2011)

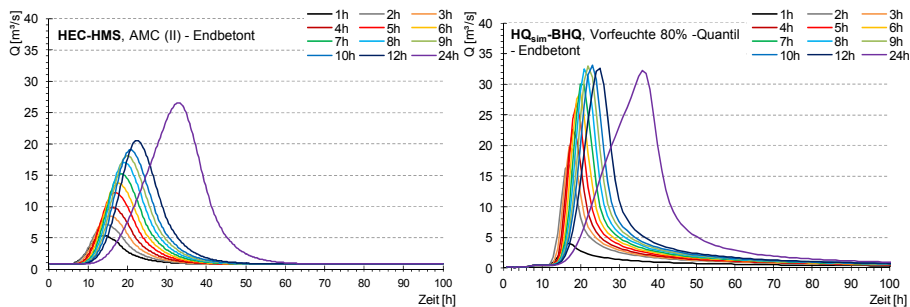
In den Abbildungen 134 und 135 sind die wesentlichen Ergebnisse für die Bestimmung des Bemessungshochwassers BHQ angeführt. Abbildung 134 zeigt die Abflussspitzen  $Q_{\max}$  für die Dauerstufen des Bemessungsniederschlags zwischen 1 h und 24 h, wobei den Berechnungen jeweils ein anfangsbetonter (schwarze Balken), konstanter (blaue Balken) und endbetonter (rote Balken) Intensitätsverlauf zugrunde liegen.



**Abb. 134:** Ergebnisse aus der Berechnung des Bemessungsabflusses BHQ für das Teileinzugsgebiet des Pegels 11 mit dem eventbasierten Modell HEC-HMS (links) und dem Wasserhaushaltsmodell „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ (rechts) – Abflussspitzen  $Q_{\max}$  für MaxModN-ÖKOSTRA-gewichtete Bemessungsniederschläge mit Dauerstufen zwischen 1 h und 24 h und anfangsbetontem, konstantem und endbetonem Intensitätsverlauf (GEMS et al., 2011)



Abbildung 135 enthält die korrespondierenden Abflussganglinien. Aus dem Vergleich der Ergebnisse ergibt sich zunächst eine Differenz in den Bemessungsabflüssen BHQ von  $6.5 \text{ m}^3/\text{s}$ , was etwa 20 % der Abflussspitze  $Q_{\max} = 33.1 \text{ m}^3/\text{s}$  aus der Modellierung mit „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ entspricht. Bei beiden Modellen stellt der endbetonte Intensitätsverlauf die maßgebende Niederschlagscharakteristik dar. Auffällig ist, dass sich der Verlauf der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  in Abhängigkeit der Niederschlagsdauer grundlegend unterscheidet. Bei der Anwendung des SCS-CN-Modells nimmt die Abflussspitze  $Q_{\max}$  mit zunehmender Niederschlagsdauer kontinuierlich zu, die maßgebende Niederschlagsdauer beträgt 24 h (die Bemessung auf Basis eines 48h-Bemessungsregens liefert eine geringere Abflussspitze  $Q_{\max}$ ). Mit dem Modell „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ liegt die maßgebende Niederschlagsdauer bei etwa 10 h, bei einer Zunahme der Dauerstufe darüber hinaus mindert sich  $Q_{\max}$  wiederum ab.



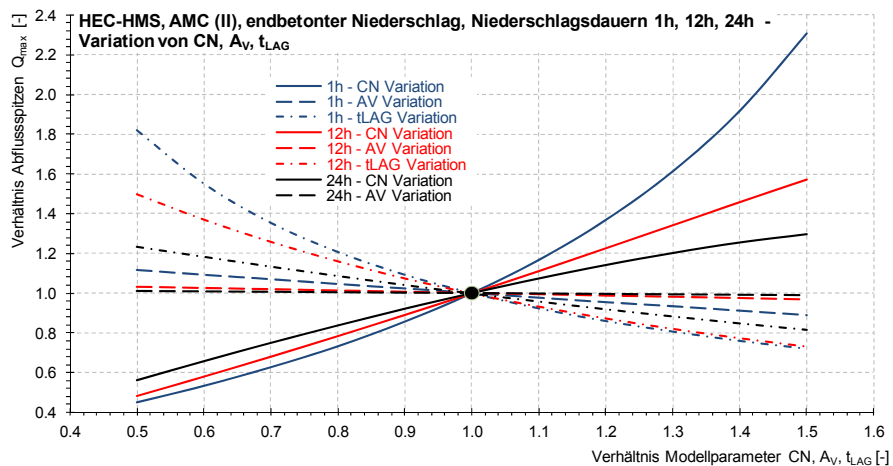
**Abb. 135:** Ergebnisse aus der Berechnung des Bemessungsabflusses für das Teileinzugsgebiet des Pegels 11 mit dem eventbasierten Modell HEC-HMS (links) und dem Wasserhaushaltsmodell „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ (rechts) – Abflussganglinien für MaxModN-ÖKOSTRA-gewichtete Bemessungsniederschläge mit Dauerstufen zwischen 1 h und 24 h und anfangsbetontem, konstantem und endbetontem Intensitätsverlauf (GEMS et al., 2011)

Die Modellparameter des SCS-CN-Modells – die Werte resultieren aus der Kalibrierung des Hochwassers vom August 2005 – betragen 61.2 für den Versickerungsbeiwert CN, 10.64 mm für den Angangsverlust  $A_v$  bzw. 490 min für die Lag Time  $t_{LAG}$ . In Analogie zur räumlichen Diskretisierung für das gesamte Ötztal (siehe Kapitel D.4.1) wird das Einzugsgebiet des Pegels 11 in Form eines Kompartiments abgebildet. Die Modellparameter resultieren dabei aus der flächengewichteten Mittelung jener Parameter aus den Teilflächen mit einheitlichem Bodenaufbau und homogenen Bodennutzungsverhältnissen. Das Modell „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ basiert auf einer detaillierteren räumlichen Diskretisierung des Einzugsgebietes. Bei beiden Modellen wird der Bemessungsniederschlag als homogene Einwirkung über das gesamte Einzugsgebiet angesetzt.

Aus dem Vergleich der Modellergebnisse bzw. aus der Beurteilung der Plausibilität der kalibrierten Modellparameter erscheinen die Ergebnisse der Modellierung mit „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ als glaubwürdiger. Insbesondere der mit 490 min sehr hohe Wert für die Fließzeit  $t_{LAG}$  bekräftigt dies. Bei der Modellierung mit dem Wasserhaushaltsmodell „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ ergibt sich zudem der Vorteil, je nach Vorgaben im Rahmen der

Ermittlung des Bemessungshochwassers BHQ von definierten Systemzuständen auszugehen. Die in den Abbildungen 134 und 135 angeführten Ergebnisse basieren auf jenem Vorfeuchtezustand, der zu 80 % der Zeit innerhalb des Zeitraumes seit 1987 unterschritten wird. Die Berechnungen bauen also auf einer durchaus konservativen Annahme für den Anfangszustand auf. Mit dem SCS-CN wäre eine Berücksichtigung verschiedener Anfangszustände dahingehend möglich, als bei der Wahl der Modellparameter CN und  $A_v$  verschiedene Bodenfeuchteklassen AMC angenommen werden (Tab. 12). Im Fall einer Modellkalibrierung resultieren verschiedene Startwerte der Modellparameter allerdings im selben Kalibrierzustand. In dem Fall wäre die Kalibrierung auf verschiedene Hochwasser mit jeweils unterschiedlicher Charakteristik durchzuführen, um den Einfluss des Systemzustands am Beginn des Bemessungsereignisses zu evaluieren.

Für das betrachtete Einzugsgebiet bestehen am Gebietsauslass eine Pegelanlage bzw. Wasserstandsmessungen seit dem Jahr 1981, welche die Kalibrierung hydrologischer Modelle erlauben. Für den Fall, dass für Einzugsgebiete eine adäquate Modellkalibrierung – auf Basis von Messdaten in entweder unmittelbar benachbarten Einzugsgebieten oder Einzugsgebieten mit ähnlicher topografischer und hydrogeologischer Charakteristik – nicht durchführbar ist, werden für die Modellparameter in der Regel plausible Werte aus einschlägiger Literatur bzw. Erfahrungswerte angenommen. Abbildung 136 zeigt wiederum für das Einzugsgebiet des Pegels 11 ausgehend vom kalibrierten Zustand den Einfluss der Modellparameter CN,  $A_v$  und  $t_{LAG}$  auf die berechneten Abflussspitzen  $Q_{max}$ .



**Abb. 136:** Relative Variation der Kalibrierparameter im Intervall [0.5, 1.5] in Relation zum kalibrierten Zustand „HW 08/2005“; Einfluss der Kalibrierparameter CN,  $A_v$ ,  $t_{LAG}$  auf die Abflussspitzen  $Q_{max}$ , dargestellt durch das Verhältnis der Abflussspitzen  $Q_{max}$  aus der Variationsrechnung und der Kalibrierung (GEMS et al., 2011)

In Abhängigkeit der gewählten Dauerstufe des Bemessungsniederschlags (blaue Kurven = 1 h, rote Kurven = 12 h, schwarze Kurven = 24 h) ergeben relative Abweichungen der Parameter bis  $\pm 50\%$  Zunahmen der Abflussspitze  $Q_{\max}$  im Maximum um das 2.30-fache bzw. Abnahmen um das 0.45-fache. Den größten Einfluss hat hierbei der Versickerungsbeiwert CN, die Variation des Wertes für die Anfangsverluste  $A_v$  führt zu geringen Änderungen von  $Q_{\max}$ . Aus den angeführten Ergebnissen in Abb. 136 zeigt sich die Relevanz der Kalibrierung hydrologischer Modelle. Ebenso ersichtlich ist der Einfluss der Vorfeuchte – der Zustand eines vorgesättigten Untergrundes ist mit sehr hohen CN-Werten bzw. geringen Fließzeiten  $t_{\text{LAG}}$  zu vergleichen.

Die Erkenntnisse aus der Modellierung des gesamten Ötztals auf Basis eines hydrologisch-1D-hydraulischen Modellansatzes und der vergleichenden Betrachtung mit den kontinuierlichen Modellen „SES“, „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“ und „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ erlauben folgende Schlussfolgerungen:

Vereinfachte, eventbasierte Modelle liefern im Allgemeinen gute Ergebnisse bei der Simulation vorrangig niederschlagsinduzierter Hochwasser mit korrespondierender zeitlicher Verteilung von Niederschlag und Abfluss. Ungeachtet dessen stellen die Kalibrierparameter eventspezifische Werte dar. Sie differieren in der Regel von Richtwerten aus einschlägiger Literatur. Entsprechend stellt sich bei der Simulation mit Bemessungsniederschlägen, wo die Möglichkeit der Modellkalibrierung nicht direkt gegeben ist, die Frage nach einer sinnvollen und realistischen Annahme der Modellparameter. Sehr große Parametersensitivitäten bedingen hierbei erhebliche Unsicherheiten in den Ergebnissen.

Wasserhaushaltsmodelle ermöglichen erwartungsgemäß eine bessere Abbildung der relevanten hydrologischen Prozesse. Als Folge der Langzeitbetrachtung bzw. der Modellkalibrierung über einen langen Zeitraum sind die Ergebnisse bei ausgewählten Hochwassern im Vergleich zu eventbasierten Modellen häufig nicht von entsprechender Güte. Die Anwendung von Wasserhaushaltsmodellen sollte im Allgemeinen erfolgen, wenn der Systemzustand bei Ereignisbeginn maßgebend ist bzw. wenn sich die relevanten Prozesse nicht ausschließlich auf niederschlagsinduzierten (Oberflächen)Abfluss reduzieren. Bei der Simulation mit Bemessungsniederschlägen besteht dabei die Möglichkeit, den Einfluss verschiedener Systemzustände bei Ereignisbeginn zu berücksichtigen ((GEMS et al., 2010b) bzw. (GEMS et al., 2011)).

Für die Simulation ausgewählter historischer Hochwasser stellt das im Modellkonzept gewählte eventbasierte SCS-CN-Modell hinsichtlich der Anpassungsgüte der Ergebnisse, aber auch angesichts der Größe des betrachteten Einzugsgebietes einen praktikablen Modellansatz dar. Aus den Erkenntnissen der Modellierung des Einzugsgebietes von Pegel 11 mit dem SCS-CN-Modell und „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ lässt sich weiters ableiten, dass kontinuierliche Modelle für die Berechnung von Bemessungsabflüssen tendenziell besser geeignet sind als eventbasierte Modelle ((GEMS et al., 2010b) bzw. (GEMS et al., 2011)).

## E.3 Plausibilitäts- und Sensitivitätsaspekte in der Geschiebebilanzierung

### E.3.1 Übersicht

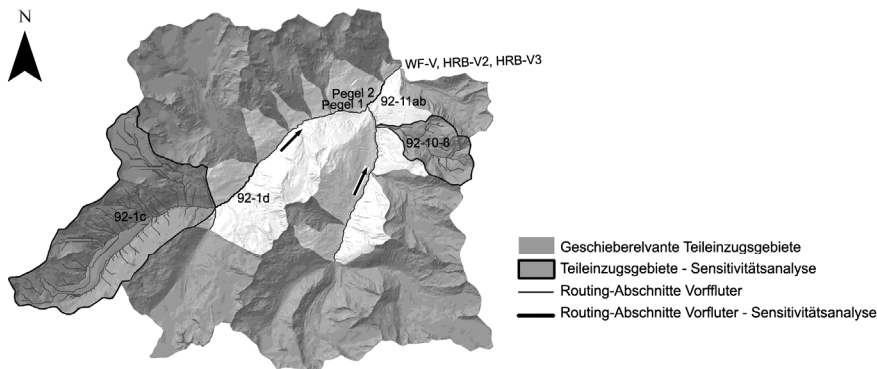
Die analytische Erfassung der Geschiebetransportprozesse in den relevanten Wildbacheinzugsgebieten sowie in jenen Abschnitten der Ötztaler Ache, welche nicht mit einer 2D-numerischen Modellierung erfasst werden, erfolgt auf Basis der in den Kapiteln C.2.3 bzw. D.4.2 beschriebenen Geschiebebilanzierung. Die Berechnungen fundieren auf dem Ansatz von RICKENMANN (2005) gemäß Gleichung (B.112) bzw. dem Berechnungsschema nach SMART und JÄGGI (1983) für die Bestimmung der Transportkapazitäten  $G_{TK}$ . Formverluste infolge ausgeprägter Absturz-Becken-Sequenzen werden mit den Gleichungen (B.119), (B.121b) und (B.122) berücksichtigt. Der Zustand des Transportbeginns wird in Form des kritischen Abflusses  $Q_K$  mit den Gleichungen (B.129) nach BATHURST (1987) bzw. RICKENMANN (1990) und (B.131) nach RICKENMANN (1990) erfasst. Die topografischen und sedimentologischen Modellparameter für die Geschiebebilanzierung entstammen den Kartierungsarbeiten im Projektgebiet. Die räumliche Diskretisierung entspricht der in Abb. 62 dargestellten Systemskizze. Die Abflussganglinien entstammen der hydrologisch-1D-hydraulischen Modellierung. Das Zeitintervall  $\Delta t$  wird konstant mit 15 min angenommen, die Fließzeiten durch die Abschnitte werden vernachlässigt.

Bei der Plausibilisierung der berechneten Geschiebefrachten aus den Wildbacheinzugsgebieten bzw. der transportierten Frachten  $V_{TK}$  entlang der Ötztaler Ache gilt es zunächst zu bedenken, dass mit den getroffenen Annahmen für die Bilanzierung im Allgemeinen transportlimitierte Prozessverhältnisse unterstellt werden (vgl. Kapitel B.1.1). Zwar erfolgt die Berechnung des Geschiebetransportes in Abstimmung mit den Erkenntnissen der Geländeaufnahmen durch Anpassung des Parameters  $\alpha$  in Gleichung (B.119) und Auswahl des Ansatzes für die Berechnung von  $Q_K$ , nichtsdestotrotz aber entsprechen die ermittelten Transportraten theoretischen Transportkapazitäten  $G_{TK}$ . Die Geschiebebilanzierung stellt in dieser Hinsicht eine Annäherung an die natürlichen Verhältnisse dar, wobei im Fall fluviatiler Transportcharakteristik die berechneten Werte den tatsächlichen Transport tendenziell überschätzen bzw. für den natürlichen Transportprozess kein strenger Zusammenhang zwischen Geschiebetransportraten und Abfluss besteht (vgl. Abbildungen 25 und 26).

Ein wesentlicher Aspekt, der bei der Plausibilisierung der Ergebnisse aus der Geschiebebilanzierung zu berücksichtigen ist, sind die Unsicherheiten in den Modellparametern. Der Berechnung liegen die topografischen Parameter  $B$  und  $I_S$  zugrunde. Aus sedimentologischer Sicht sind die Parameter  $d_{30}$ ,  $d_{50}$ ,  $d_m$ ,  $d_{65}$  und  $d_{90}$  relevant. Deren Bestimmung erfolgt anhand der Kartierungsarbeiten in den Teileinzugsgebieten bzw. entlang des Gerinnes. Die Gerinnebreite  $B$  sowie das Gerinnegefälle  $I_S$  beschreiben die topografischen Verhältnisse der Schlüsselstrecke im Gewässerabschnitt. Die Bestimmung dieser Parameter ist mit erheblichen Unsicherheiten verbunden, zumal die Parameter innerhalb kurzer Gewässerabschnitte erheblich variieren können. Ferner stellt auch die Erhebung der Kornparameter  $d_{xx}$  eine punktuelle Aussage über den Aufbau und die

Zusammensetzung der Sohle dar. Informationen über die Gewässerabschnitte zwischen den Probenstellen liegen nicht vor.

Die folgenden Ausführungen in diesem Kapitel widmen sich dem Einfluss von Unsicherheiten in den topografischen und sedimentologischen Modellparametern auf die Ergebnisse der Geschiebebilanzierung. Des Weiteren erfolgt eine vergleichende Bewertung empirischer Ansätze zur Bestimmung der Transportkapazität  $G_{TK}$ . Die Betrachtung erfolgt exemplarisch für 4 ausgewählte Abschnitte aus dem Bilanzierungsschema. Abbildung 137 zeigt eine topografische Übersicht des Einzugsgebietes der projektierten Hochwasserschutzmaßnahmen WF-V, HRB-V2 und HRB-V3 im Venter Tal. Die dunkelgrau dargestellten Wildbacheinzugsgebiete stellen jene Teileinzugsgebiete dar, die als geschieberelevante Zubringer ausgewiesen sind und entsprechend im Geschiebebilanzierungsschema berücksichtigt werden (vgl. Abb. 62). Die dunkelgrau dargestellten Linien repräsentieren Transportabschnitte entlang der Vorfluter. Die exemplarische Betrachtung erfolgt für die beiden Wildbacheinzugsgebiete „92-1c“ und „92-10-8“ sowie für die beiden Transportabschnitte „92-1d“ und „92-11ab“. Tabelle 34 enthält die charakteristischen topografischen Parameter für diese Bilanzierungsabschnitte.

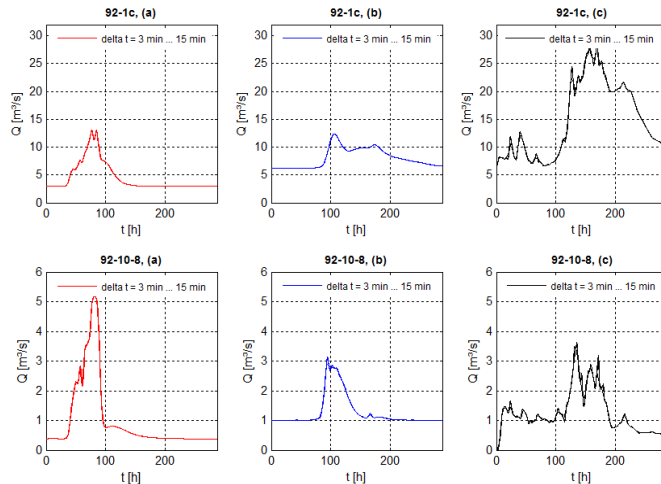


**Abb. 137:** Topografische Übersicht des Einzugsgebietes der projektierten Hochwasserschutzmaßnahmen WF-V, HRB-V2 und HRB-V3 mit den betrachteten Teileinzugsgebieten „92-1c“ und „92-10-8“ bzw. den Transportabschnitten „92-1d“ und „92-11ab“ entlang des Vorfluters (vgl. Tabellen 23 und 25)

**Tab. 34:** Charakteristische Parameter der Wildbacheinzugsgebiete „92-1c“ und „92-10-8“ bzw. der Transportabschnitte „92-1d“ und „92-11ab“

Teileinzugsgebiet / Transportabschnitt	EZG [km <sup>2</sup> ]	$I_{EZG}$ [%]	Höhenverhältnisse MIN - AVG - MAX [m.ü.A.]	Anteil Gletscher [%]
92-1c	26.7	45.3	2273 - 2963 - 3725	60
92-10-8	5.4	59.7	1944 - 2949 - 3531	25
	$L$ [km]	$I_s$ [%]		
92-1d	2.63	6.1	2114 - 2714 - 3454	-
92-11ab	1.21	2.3	1860 - 2344 - 3101	-

Die Untersuchungen erfolgen auf Basis der berechneten Transportkapazitäten  $G_{TK}$  für die drei Hochwasser vom September 1999 (a), vom Juli 2001 (b) bzw. vom August 1987 (c). Hochwasserereignis (c) wird hier trotz der bereits in Kapitel D.3 beschriebenen Problematik bei der Modellierung insofern betrachtet, da es sich hinsichtlich der Abflusscharakteristik (siehe Abbildungen 138, 145 und 148) wesentlich von den Ereignissen (a) und (b) unterscheidet und diesbezüglich Aussagen über den Einfluss der Abflusscharakteristik auf die ermittelten Geschiebefrachten erlaubt. Die Abflüsse an den Knoten der Bilanzierungsabschnitte resultieren für die Ereignisse (a) und (b) aus der hydrologischen Modellierung. Für Ereignis (c) erfolgt zur Abflussbestimmung eine flächengewichtete Aufteilung der Abflussganglinien an den Pegeln unter Berücksichtigung der Fließzeiten vom jeweiligen Bilanzierungsabschnitt zum Referenzpegel. Abbildung 138 enthält die Abflussganglinien der drei Ereignisse für die Wildbacheinzugsgebiete „92-1c“ und „92-10-8“. Die Ganglinien für die Transportabschnitte „92-1d“ und „92-11ab“ finden sich im jeweils linken Diagramm in den Abbildungen 145 und 148. Sowohl die Abflussspitzen  $Q_{max}$  als auch die Basisabflussniveaus fallen bei den drei Hochwassern unterschiedlich aus. Hinsichtlich des Vergleiches der berechneten Transportraten für die verschiedenen Einzugsgebiete und die drei Hochwasser sind diese Abflusscharakteristika im Weiteren von wesentlicher Bedeutung.



**Abb. 138:** Hydrologische Modellierung der Hochwasser (a), (b) und (c) in den Wildbacheinzugsgebieten „92-1c“ und „92-10-8“; Ergebnisse für Diskretisierungszeitschritte  $\Delta t$  zwischen 3 min und 15 min

Für die Wildbacheinzugsgebiete wird zunächst der Einfluss von Unsicherheiten in den Modellparametern  $I_s$ ,  $B$ ,  $d_{50}$  und  $d_{90}$  untersucht. Die Berechnung erfolgt hierfür wie im Bilanzierungsschema mit dem Ansatz von RICKENMANN (Gleichung (B.112)) unter zusätzlicher Berücksichtigung von Formverlusten (Gleichungen (B.119) und (B.121b)) bzw. des kritischen Abflusses  $Q_K$  bei Transportbeginn (Gleichung (B.129)). Ausgehend von jenen Modellparametern, mit denen die Geschiebetransportraten bzw. -frachten  $V_{TK}$  bei der Anwendung des Modellkonzepts plausibilisiert wurden,

erfolgt jeweils die Variation der Modellparameter innerhalb realistischer Bandbreiten. In Anlehnung an ACHLEITNER et al. (2009) basiert die Parametervariation gemäß Gleichung (E.1) auf einer relativen Abweichung des jeweiligen Parameters  $X$  vom plausibilisierten Wert  $X_0$  in Abhängigkeit vom prozentuellen Anteil  $p_v$  der Bandbreite ( $X_{\max} - X_{\min}$ ):

$$X_v = X_0 + (X_{\max} - X_{\min}) \cdot \frac{p_v}{100} \quad (E.1)$$

Diese Vorgehensweise gewährleistet die Vergleichbarkeit zwischen den Variationsbetrachtungen der einzelnen Modellparameter, zumal die Variation gemäß Gleichung (E.1) normiert wird. Die im Folgenden dargestellten Ergebnisse basieren auf der Annahme, dass die Modellparameter  $X$  mit den Werten -30, -20, -10, 10, 20 und 30 für  $p_v$  variiert werden. Die Parametervariationen für die Wildbacheinzugsgebiete erfolgen zunächst unabhängig voneinander, d.h. jeweils ein Parameter  $X$  wird variiert, während die übrigen konstant gehalten werden und den plausibilisierten Werten entsprechen. Aus dieser Betrachtung wird zunächst der Einfluss, den jeder Parameter auf die berechneten Geschiebeganglinien bzw. -frachten  $V_{TK}$  hat, quantifiziert. Für die Einschätzung der aus den Unsicherheiten sämtlicher Parameter zu erwartenden Varianz in den Ergebnissen wird die Parametervariation in der Folge kombiniert durchgeführt. Die Ergebnisse der Parametervariation werden jeweils mit jenen aus der Berechnung mit den plausibilisierten Werten verglichen bzw. anhand des BIAS-Koeffizienten BI (vgl. Gleichung (C.1)) und des NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS (vgl. Gleichung (C.2)) bewertet.

Für die beiden Transportabschnitte erfolgt ein Vergleich der berechneten Geschiebetransportraten und -frachten  $V_{TK}$  auf Basis der Ansätze für die Berechnung der Transportkapazität  $G_{TK}$  nach RICKENMANN (Gleichungen (B.112), (B.119), (B.121b) und (B.129)), dem Formelschema nach SMART und JÄGGI unter zusätzlicher Berücksichtigung von Formverlusten sowie des Ansatzes nach MEYER-PETER und MÜLLER (Gleichung (B.103)). Im Rahmen dieser Analyse werden wiederum die Modellparameter  $I_s$ ,  $B$ ,  $d_{30}$ ,  $d_{50}$  bzw.  $d_m$  und  $d_{90}$  unabhängig voneinander variiert.

Tabelle 35 enthält für die 4 exemplarisch betrachteten Abschnitte aus der Geschiebebilanzierung die plausibilisierten Modellparameter  $X_0$  sowie die Werte für die Grenzen  $X_{\max}$  und  $X_{\min}$ . Letztere resultieren einerseits aus der topografischen Analyse der Schlüsselstrecken (vgl. Kapitel C.2.3) bzw. andererseits aus der Zusammenschau sämtlicher Linienzahlanalysen in den Wildbacheinzugsgebieten. Der Parameter  $\gamma$  gemäß Gleichung (E.2) beschreibt die Schwankungsbreite der Modellparameter:

$$\gamma = \frac{X_{\max} - X_{\min}}{X_0} \quad (E.2)$$

**Tab. 35:** Parametersets für  $I_s$ ,  $B$ ,  $d_{50}$ ,  $d_m$  und  $d_{90}$  für die Wildbacheinzugsgebiete „92-1c“ und „92-10-8“ bzw. für die Transportabschnitte „92-1d“ und „92-11ab“

Teileinzugsgebiet / Transportabschnitt	Parameter	$I_s$ [%]	$B$ [m]	$d_{50}$ [cm]	$d_m$ [cm]	$d_{90}$ [cm]
92-1c	$X_{\max}$	4.6	11.0	16.0	-	62.0
	$X_0$	4.0	7.0	7.5	-	23.0
	$X_{\min}$	3.9	3.0	4.2	-	17.0
	$\gamma$	0.19	1.14	1.57	-	1.96
92-10-8	$X_{\max}$	23.0	5.0	17.0	-	62.0
	$X_0$	20.0	4.0	8.0	-	25.0
	$X_{\min}$	16.9	1.5	4.2	-	18.0
	$\gamma$	0.31	0.88	1.60	-	1.76
92-1d	$X_{\max}$	7.6	13.5	25.0	25.0	62.0
	$X_0$	6.1	8.0	11.0	15.0	46.0
	$X_{\min}$	5.5	4.5	5.0	6.0	26.0
	$\gamma$	0.35	1.13	1.82	1.27	0.78
92-11ab	$X_{\max}$	2.7	21.5	25.0	25.0	62.0
	$X_0$	2.3	10.0	13.0	19.0	45.0
	$X_{\min}$	1.8	7.0	5.5	6.0	26.0
	$\gamma$	0.36	1.45	1.50	1.00	0.80

Bei der Betrachtung des Transportabschnittes „92-1d“ werden ausschließlich die Ansätze nach RICKENMANN bzw. SMART und JÄGGI angewendet. Das vorherrschende mittlere Gefälle  $I_s$  in der Schlüsselstrecke von 6.1 % (siehe Tab. 35) schließt die Anwendung des Ansatzes nach MEYER-PETER und MÜLLER für den Transportabschnitt „92-1d“ aus (vgl. Kapitel B.4.3.1).

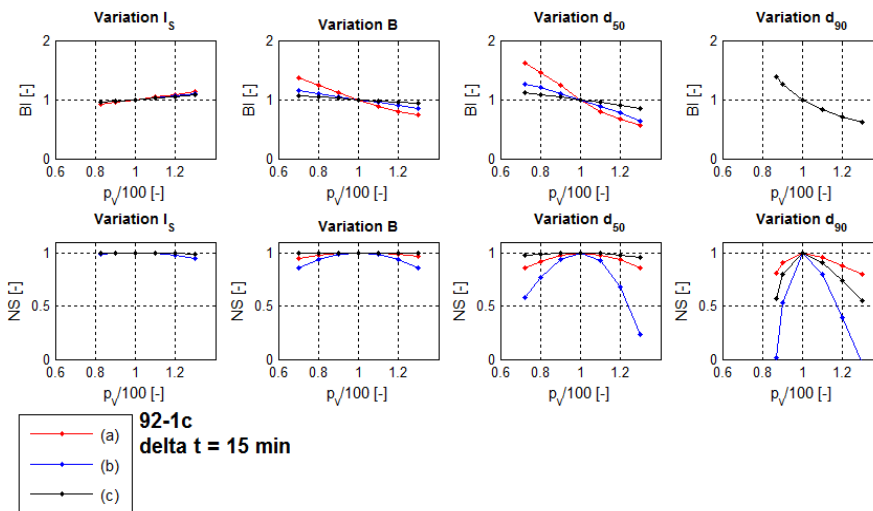
Hinsichtlich des Vergleiches der angeführten Ansätze zur Berechnung der Transportkapazitäten  $G_{TK}$  ist anzumerken, dass die jeweiligen Gleichungen entweder den Kornparameter  $d_{50}$  oder den Parameter  $d_m$  beinhalten. Näherungsweise werden die Ergebnisse der Parametervariation für diese beiden Parameter einander gegenübergestellt, wobei sich die jeweiligen Werte  $X_0$ ,  $X_{\min}$  und  $X_{\max}$  voneinander unterscheiden.



### E.3.2 Bedeutung topografischer und sedimentologischer Modellparameter bzw. Einfluss der zeitlichen Diskretisierung im Bilanzierungsschema

Die Ergebnisse der unabhängigen Parametervariation für die Wildbacheinzugsgebiete „92-1c“ und „92-10-8“ finden sich in den Abbildungen 139 und 140.

Für jeden Parameter sind die BIAS-Koeffizienten BI und die NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS in Abhängigkeit der relativen Variation des jeweiligen Parameters dargestellt. Die roten Kurven stellen die Ergebnisse für Ereignis (a) dar, die blauen Kurven jene für Ereignis (b). Die schwarzen Kurven basieren auf der Betrachtung von Ereignis (c). Die Berechnung der Transportraten erfolgt mit  $\Delta t = 15$  min.

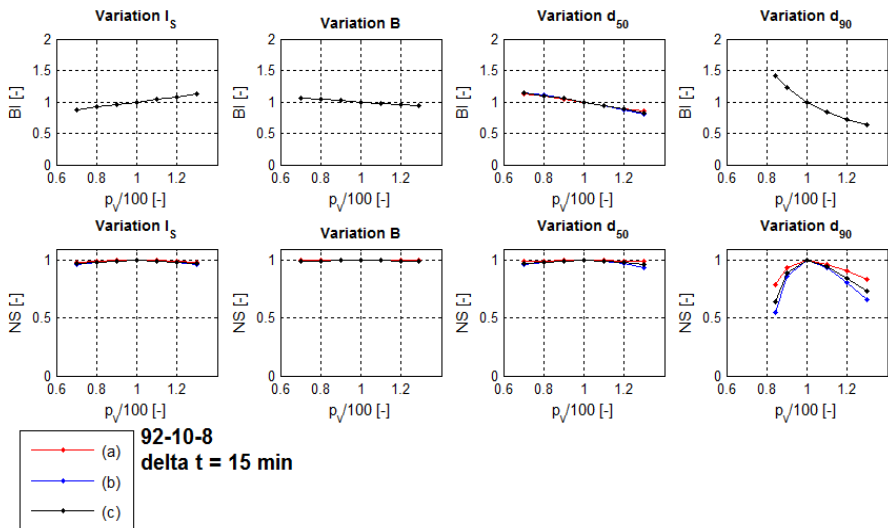


**Abb. 139:** Ergebnisse der unabhängigen Parametervariation für Wildbacheinzugsgebiet „92-1c“, dargestellt durch die BIAS-Koeffizienten BI bzw. die NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS der Geschiebefrachten  $V_{TK}$  für die drei Hochwasser (a), (b) und (c)

Aus den Diagrammen zeigt sich erwartungsgemäß, dass die berechneten Geschiebefrachten  $V_{TK}$  mit zunehmendem Gerinnegradienten  $I_s$  zunehmen, hingegen mit zunehmenden Werten für die Gerinnebreite  $B$  bzw. für die Kornparameter  $d_{50}$  und  $d_{90}$  abnehmen. Bei Wildbacheinzugsgebiet „92-1c“ ergibt die Variation des Gerinnegefälles  $I_s$  die geringste Varianz in den berechneten Transportfrachten  $V_{TK}$ . Die Differenzen mit den Referenzfrachten, aber auch die Unterschiede in den Ergebnissen für die drei betrachteten Ereignisse fallen vernachlässigbar gering aus. Die Variationen der beiden Kornparameter resultieren hingegen in einer deutlich ausgeprägteren Streuung der berechneten Geschiebefrachten  $V_{TK}$ . Der Einfluss der Parameter  $B$  und  $d_{90}$  ist je nach Ereignischarakteristik unterschiedlich stark ausgeprägt. Die Variation von  $d_{90}$  führt

unabhängig von der Ereignischarakteristik zu denselben Abweichungen vom Referenzergebnis. Der Grund dafür liegt im Aufbau des Berechnungsschemas: Die Berechnung des kritischen Abflusses  $Q_K$  erfolgt unabhängig vom Parameter  $d_{90}$ . Demzufolge reduziert sich in der Berechnung des BIAS-Koeffizienten BI der Einfluss von  $d_{90}$  auf das Verhältnis des variierten Wertes zum Referenzwert. Die BIAS-Plots sind daher unabhängig vom Abfluss und daher für diesen Parameter nicht als Indikator geeignet, um den Einfluss der Ereignischarakteristik darzustellen.

Die dargestellten Sensitivitäten in den berechneten Geschiebefrachten  $V_{TK}$  sind unter dem Gesichtspunkt unterschiedlicher Schwankungsbreiten ( $X_{min} - X_{max}$ ) zu bewerten (siehe Tab. 35). Bei identischen Werten für den Parameter  $p_V$  führen größere Schwankungsbreiten zwangsläufig zu größeren Variationen in den Modellergebnissen. Für Wildbacheinzugsgebiet „92-1c“ fällt die definierte Schwankungsbreite des Parameters  $I_S$  am geringsten aus ( $\gamma = 0.19$ ). Für B gilt  $\gamma = 1.14$ . Für die beiden Kornparameter fallen die Werte mit 1.57 und 1.96 höher aus.

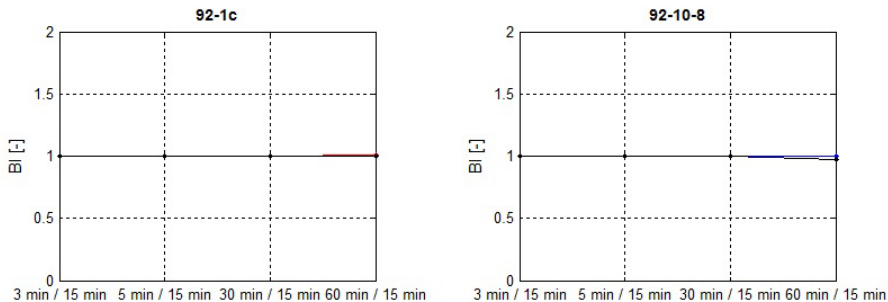


**Abb. 140:** Ergebnisse der unabhängigen Parametervariation für Wildbacheinzugsgebiet „92-10-8“, dargestellt durch die BIAS-Koeffizienten BI bzw. die NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS der Geschiebefrachten  $V_{TK}$  für die drei Hochwasser (a), (b) und (c)

Die Ergebnisse für Wildbacheinzugsgebiet „92-10-8“ fallen ähnlich aus. Die Variation in den Ergebnissen ist im Vergleich zu jenen für Einzugsgebiet „92-1c“ geringer, der Einfluss der Hochwassercharakteristik auf die Ergebnisse ist ebenfalls geringer. Der Variationsparameter  $\gamma$  beträgt für den Modellparameter  $I_S$  0.31, für B gilt  $\gamma = 0.88$ , für  $d_{50}$  entspricht  $\gamma = 1.60$  und für  $d_{90}$  gilt  $\gamma = 1.76$ . Im Gegensatz zu den Ergebnissen für Einzugsgebiet „92-1c“ sind die Transportraten und -frachten  $V_{TK}$  in Abb. 140 weniger sensitiv gegenüber Unsicherheiten der Modellparameter  $I_S$ , B und

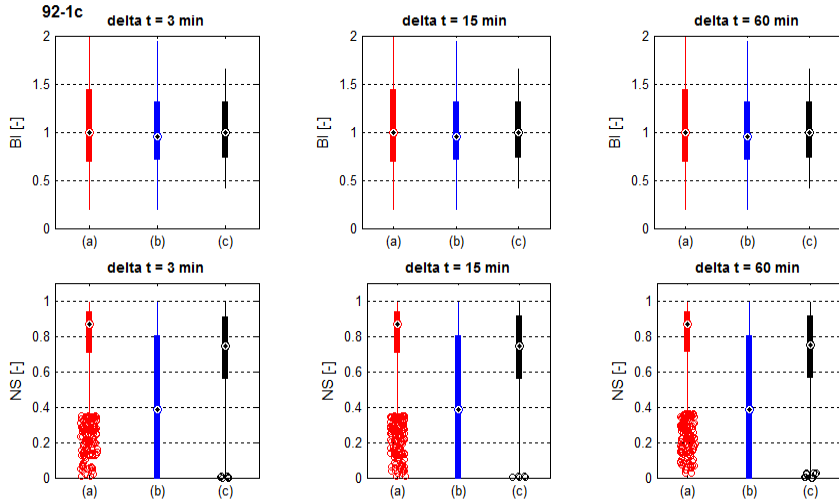
$d_{50}$ . Die Erwartung, dass hohe Werte für den Variationsparameter  $\gamma$  zwangsläufig eine hohe Sensitivität gegenüber dem jeweiligen Parameter bedeuten, bestätigt sich hier nicht. Wildbacheinzugsgebiet „92-10-8“ weist im Vergleich zu Einzugsgebiet „92-1c“ mit  $I_S = 20\%$  ein erheblich steileres Gefälle auf, die Gerinnebreite ist mit  $B = 4.0\text{ m}$  erheblich geringer. Die Kornparameter  $d_{50}$  und  $d_{90}$  hingegen sind bei beiden Wildbacheinzugsgebieten nahezu ident (siehe Tab. 35). Des Weiteren fällt der Abfluss im Teileinzugsgebiet „92-10-8“ geringer aus (siehe Abb. 138).

Die in den Abbildungen 139 und 140 dargestellten Ergebnisse basieren auf der Annahme  $\Delta t = 15\text{ min} = \text{konstant}$ . In der folgenden Abb. 141 sind die BIAS-Koeffizienten  $BI$  der Geschiebefrachten  $V_{TK}$  aus den Berechnungen mit  $\Delta t = 3\text{ min}$ ,  $\Delta t = 5\text{ min}$ ,  $\Delta t = 30\text{ min}$ ,  $\Delta t = 60\text{ min}$  und der Referenzbetrachtung mit  $\Delta t = 15\text{ min}$  dargestellt. Aus den Diagrammen ist ersichtlich, dass die Wahl des Diskretisierungszeitschritts  $\Delta t$  im Wesentlichen unabhängig von der Ereignischarakteristik ist und keinen nennenswerten Einfluss auf die Ergebnisse hat.

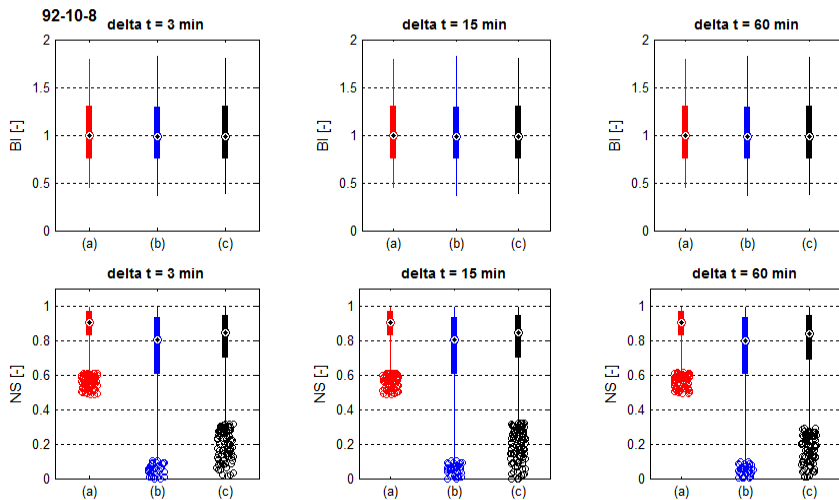


**Abb. 141:** Einfluss der Wahl des Zeitschritts  $\Delta t$  auf die berechneten Geschiebefrachten  $V_{TK}$ , dargestellt durch die BIAS-Koeffizienten  $BI$  der Geschiebefrachten  $V_{TK}$  für die beiden Wildbacheinzugsgebiete „92-1c“ und „92-10-8“ jeweils für die Hochwasser (a), (b) und (c)

In den Abbildungen 142 und 143 sind die Ergebnisse der kombinierten Parametervariationen gemäß den in Tab. 35 dargestellten Schwankungsbreiten  $X_{\min}$  und  $X_{\max}$  dargestellt. In Analogie zur unabhängigen Parametervariation wird  $p_v$  dabei zu -30, -20, -10, 10, 20 und 30 gesetzt. Die Diagramme beinhalten jeweils Boxplots für die drei Hochwasser (a) (rot), (b) (blau) und (c) (schwarz). Die Auswertung erfolgt für  $\Delta t = 3\text{ min}$ ,  $\Delta t = 15\text{ min}$  sowie  $\Delta t = 60\text{ min}$ . Die Perzentilen werden mit 25 % und 75 % angenommen. Ausreißer werden als solche definiert, wenn sie außerhalb des 1.5-fachen interquartilen Abstandes, gemessen vom jeweiligen Quantilwert, liegen.



**Abb. 142:** Ergebnisse der kombinierten Parametervariation für Wildbacheinzugsgebiet „92-1c“ in Form von BIAS-Koeffizienten BI und NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS der Geschiebefrachten  $V_{TK}$  – Boxplots für die drei Hochwasser (a), (b) und (c) mit den Werten 3 min, 15 min und 60 min für den Diskretisierungszeitschritt  $\Delta t$



**Abb. 143:** Ergebnisse der kombinierten Parametervariation für Wildbacheinzugsgebiet „92-10-8“ in Form von BIAS-Koeffizienten BI und NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS der Geschiebefrachten  $V_{TK}$  – Boxplots für die drei Hochwasser (a), (b) und (c) mit den Werten 3 min, 15 min und 60 min für den Diskretisierungszeitschritt  $\Delta t$

Für den Fall, dass der interquantile Bereich für die Einschätzung der maximal zu erwartenden Unsicherheiten in den Ergebnissen herangezogen wird, zeigt sich, dass sämtliche BIAS-Koeffizienten BI beider Wildbacheinzugsgebiete innerhalb des Intervalls [0.5, 1.5] liegen. Die Varianz der NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS ist hingegen größer. Die interquantilen Bereiche liegen im Intervall [0.9, 0.55]. Die Ausnahme stellen dabei die Ergebnisse für das Hochwasser vom Juli 2001 in Wildbacheinzugsgebiet „92-1c“ dar, die NASH-Koeffizienten NS unterschreiten hier den Wert 0.55 deutlich.

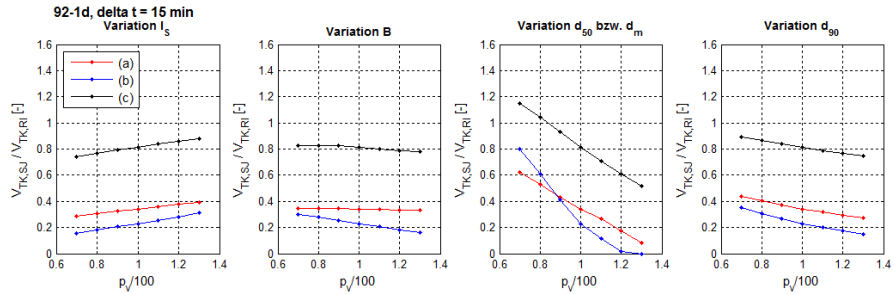
In Analogie zur unabhängigen Parametervariation hat die Wahl des Diskretisierungszeitschritts  $\Delta t$  auch bei der kombinierten Parametervariation keinen signifikanten Einfluss auf die Ergebnisse.

Die Ergebnisse in den Abbildungen 139 - 143 und auch jene im folgenden Abschnitt basieren auf der Annahme einer vereinfachten Abhängigkeit der Parameter  $d_{50}$  und  $d_{90}$ . Im Sinne der Definition der Schwankungsbreiten mit den Parametern  $X_{\min}$  und  $X_{\max}$  wird  $d_{50} / d_{90} < 1.0$  vorausgesetzt. Eine Abhängigkeitsfunktion zwischen den Kornparametern, beispielsweise auf Basis der vorhandenen Linienzahlanalysen, liegt der Sensitivitätsbetrachtung nicht zugrunde. Es ist anzunehmen, dass die ermittelten Schwankungsbreiten in den Ergebnissen mit der Annahme  $d_{50} / d_{90} < 1.0$  vergleichsweise konservativ ausfallen.

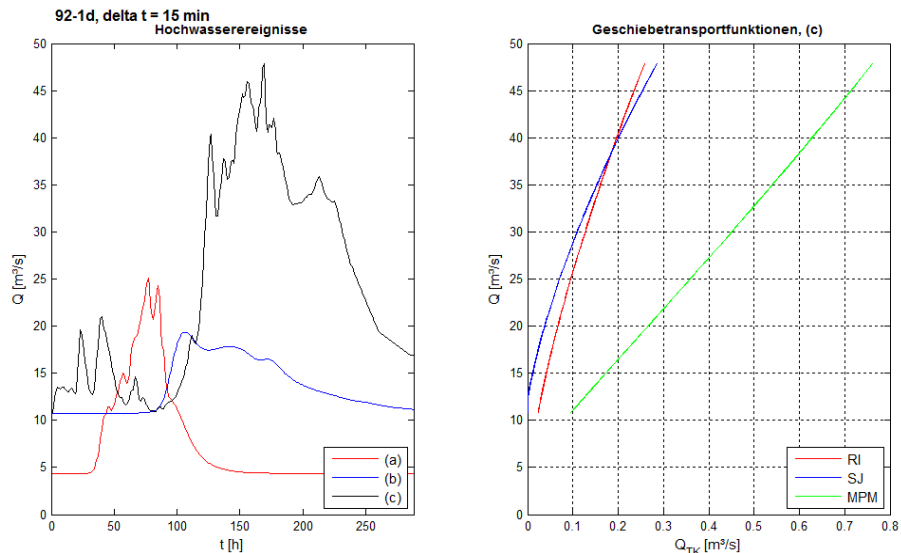
### E.3.3 Vergleichende Bewertung empirischer Transportansätze für die Geschiebetransportberechnung in steilen Gerinnen

Der Vergleich der Transportansätze erfolgt im Sinne einer unabhängigen Variation der topografischen und sedimentologischen Parameter. Es werden jeweils die ereignisspezifischen Transportfrachten  $V_{TK}$  gegenübergestellt, die Ergebnisse auf Basis des Ansatzes nach RICKENMANN werden dabei als Referenzwerte betrachtet. Im Weiteren erfolgt ein Vergleich der berechneten Geschiebetransportfunktionen für das Abflussspektrum von Ereignis (c).

Die Diagramme in den Abbildungen 144 und 145 enthalten die Ergebnisse der Plausibilitäts- bzw. Sensitivitätsbetrachtung für den Transportabschnitt „92-1d“. In Abb. 144 sind die Verhältnisse der berechneten Geschiebefrachten  $V_{TK,SJ}$  nach SMART und JÄGGI und  $V_{TK,RI}$  nach RICKENMANN in Abhängigkeit der Parametersettings dargestellt. Die roten Kurven stellen die Ergebnisse für Ereignis (a) dar, die blauen Kurven jene für Ereignis (b). Die schwarzen Kurven repräsentieren die Ergebnisse für Ereignis (c). Die Abflussganglinien für die drei Hochwasserereignisse in Abb. 145, links, resultieren aus der hydrologischen Modellierung bzw. der flächengewichteten Abflussaufteilung auf die Teileinzugsgebiete und repräsentieren den Abfluss am Gebietsauslass des Transportabschnittes „92-1d“. Im Diagramm rechts sind die Geschiebetransportfunktionen unter Zugrundelegung von Hochwassercharakteristik (c) dargestellt. Bei diesen Ergebnissen entsprechen die Modellparameter jeweils den (plausibilisierten) Referenzwerten.



**Abb. 144:** Vergleich der Transportansätze nach RICKENMANN (2005) in Kombination mit BATHURST (1987) bzw. RICKENMANN (1990) und nach SMART und JÄGGI (1983) für den Transportabschnitt „92-1d“ bzw. für die drei Hochwasser (a), (b) und (c);  $\Delta t = 15$  min – Einfluss der Parameter  $I_s$ ,  $B$ ,  $d_{50}$  bzw.  $d_m$  und  $d_{90}$  auf das Verhältnis der Transportfrachten  $V_{TK,SJ} / V_{TK,RI}$



**Abb. 145:** Links: Abflussganglinien im Transportabschnitt „92-1d“ im Zeitraum der drei Hochwasser (a), (b) und (c); rechts: Geschiebetransportfunktionen nach RICKENMANN (2005) in Kombination mit BATHURST (1987) bzw. RICKENMANN (1990), nach SMART und JÄGGI (1983) bzw. nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949) auf Basis der Abflussganglinie im Zeitraum von Hochwasser (c)

Die Verhältnisse der Transportkapazitäten  $V_{TK,SJ} / V_{TK,RI}$  sind im Allgemeinen geringer als 1, d.h. mit der Anwendung des Formelschemas nach SMART und

JÄGGI ergeben sich geringere Transportraten  $G_{TK}$ . Das Verhältnis nimmt mit zunehmenden Gerinnegefälle  $I_S$  zu, nimmt hingegen mit zunehmenden Werten für die Gerinnebreite  $B$  bzw. die Kornparameter  $d_{50}$  bzw.  $d_m$  und  $d_{90}$  ab. Aus den Diagrammen in Abb. 144 zeigt sich, dass die Kornparameter  $d_{50}$  bzw.  $d_m$  den größten Einfluss auf das Verhältnis der berechneten Transportraten  $G_{TK}$  haben. Die Differenzen in den Ergebnissen mit den Ansätzen nach RICKENMANN und SMART und JÄGGI begründen sich unter anderem in der Berechnung des Zustandes bei Transportbeginn. Gleichung (B.129) ergibt bei Verwendung der Referenzwerte für die Modellparameter einen kritischen Abfluss  $Q_K = 3.1 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die Gleichungen (B.106) und (B.107) hingegen liefern mit  $Q_K = 12.5 \text{ m}^3/\text{s}$  einen deutlich höheren Wert.

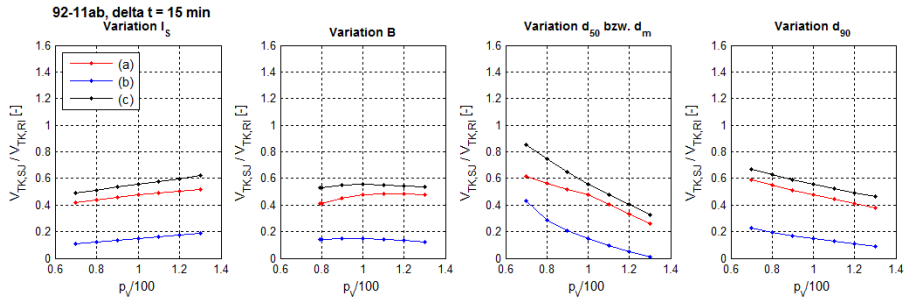
Aus Abb. 144 ist des Weiteren ersichtlich, dass die Verhältnisse der Geschiebefrachten  $V_{TK,SJ} / V_{TK,RI}$  für Ereignis (c) deutlich größer sind als jene für die Hochwasser (a) und (b). Der Einfluss der Modellparameter auf das Verhältnis  $V_{TK,SJ} / V_{TK,RI}$  ist bei Ereignis (c) geringer als bei (a) und (b).

Aus dem Vergleich der Geschiebetransportfunktionen ist ersichtlich, dass der Ansatz nach RICKENMANN bei vergleichsweise geringen Abflüssen bis etwa  $40 \text{ m}^3/\text{s}$  höhere Transportraten liefert. Die Abflussspitzen  $Q_{max}$  der Ereignisse (a) und (b) liegen unterhalb dieses Wertes. Bei Ereignis (c) hingegen beträgt der maximale Abfluss etwa  $48 \text{ m}^3/\text{s}$ . In den unterschiedlichen Charakteristika der Abflussganglinien – bei Ereignis (c) treten deutlich höhere Abflüsse und dies über einen verhältnismäßig langen Zeitraum auf – und den Unterschieden der Transportfunktionen sind die deutlich höheren Verhältnisse der Transportkapazitäten  $V_{TK,SJ} / V_{TK,RI}$  für Ereignis (c) begründet. Verhältnisse  $V_{TK,SJ} / V_{TK,RI} > 1$  ergeben sich ausschließlich für Ereignis (c) und unter der Annahme, dass für die Variation der Parameter  $d_{50}$  bzw.  $d_m$   $p_V < -20$  gilt.

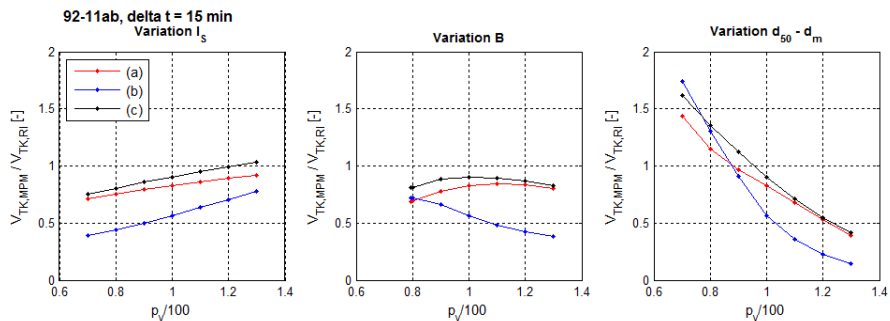
In Abb. 145 ist neben den Transportfunktionen nach RICKENMANN bzw. SMART und JÄGGI ebenfalls jene Funktion nach MEYER-PETER und MÜLLER dargestellt. Dieser Ansatz wird im Rahmen der Sensitivitätsbetrachtungen für den Transportabschnitt „92-1d“ (Abb. 144) aufgrund des Gefälles  $I_S = 6.1 \%$  (siehe Tab. 35) nicht angewendet. Aus dem Vergleich der Transportfunktionen ist ersichtlich, dass eine Anwendung des Ansatzes nach MEYER-PETER und MÜLLER für Gerinneabschnitte, deren Gefälleverhältnisse den Anwendungsbereich bis  $I_S = 2.3 \%$  (siehe Kapitel B.4.3.1) überschreiten, zu einer deutlichen Überschätzung der Transportraten führen würde.

Die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse für den Transportabschnitt „92-11ab“ zeigen ein ähnliches Verhalten wie jene für den Abschnitt „92-1d“. In den Abbildungen 146 und 148 sind in Analogie zu den Abbildungen 144 und 145 die Ergebnisse für den Abschnitt „92-11ab“ enthalten. Zudem zeigt Abb. 147 den Vergleich der Transportansätze nach RICKENMANN bzw. MEYER-PETER und MÜLLER.

Aus der Betrachtung der Transportfunktionen im Abflussspektrum von Ereignis (c) ergibt sich, dass die Anwendung des Formelschemas nach SMART und JÄGGI in den geringsten Transportraten und im größten Wert für den kritischen Abfluss  $Q_K$  (etwa  $50 \text{ m}^3/\text{s}$ ) resultiert.  $Q_K$  aus Gleichung (B.129) nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949) fällt mit etwa  $15 \text{ m}^3/\text{s}$  deutlich geringer aus. Aus der Anwendung von Gleichung (B.103) nach RICKENMANN (2005) ergibt sich, dass die kritische Schubspannung  $\tau_K$  für  $Q > 30 \text{ m}^3/\text{s}$  überschritten wird und demzufolge Geschiebetransport einsetzt.



**Abb. 146:** Vergleich der Transportansätze nach RICKENMANN (2005) in Kombination mit BATHURST (1987) bzw. RICKENMANN (1990) und nach SMART und JÄGGI (1983) für den Transportabschnitt „92-11ab“ bzw. für die drei Hochwasser (a), (b) und (c);  $\Delta t = 15$  min – Einfluss der Parameter  $I_s$ , B,  $d_{50}$  bzw.  $d_m$  und  $d_{90}$  auf das Verhältnis der Transportfrachten  $V_{TK,SJ} / V_{TK,RI}$

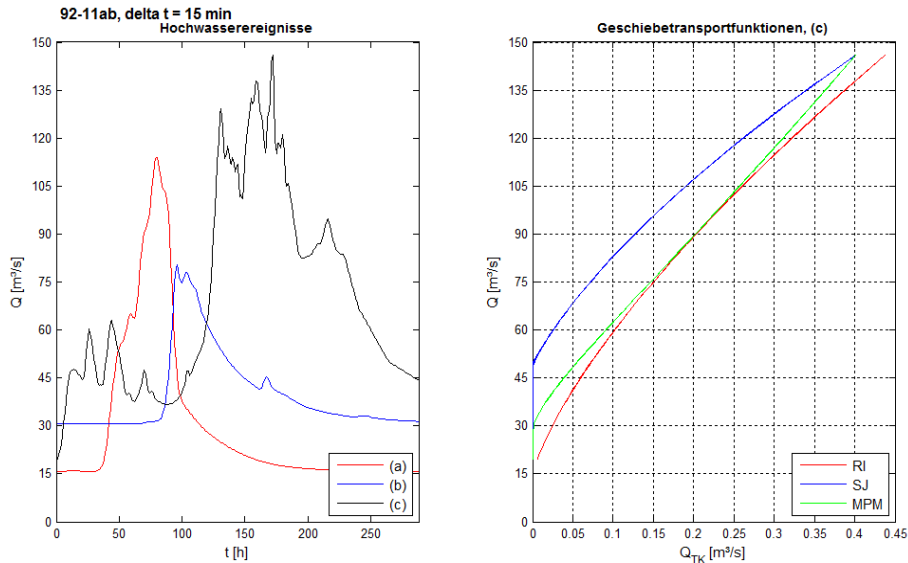


**Abb. 147:** Vergleich der Transportansätze nach RICKENMANN (2005) in Kombination mit BATHURST (1987) bzw. RICKENMANN (1990) und nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949) für den Transportabschnitt „92-11ab“ bzw. für die drei Hochwasser (a), (b) und (c);  $\Delta t = 15$  min; oben – Einfluss der Parameter  $I_s$ , B,  $d_{50}$  bzw.  $d_m$  und  $d_{90}$  auf das Verhältnis der Transportfrachten  $V_{TK,MPM} / V_{TK,RI}$

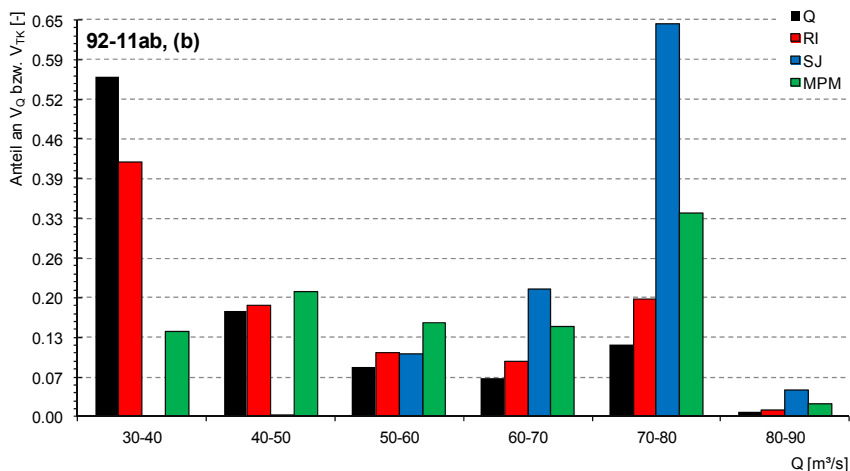
Die Abbildungen 148 und 149 veranschaulichen den markanten Einfluss der Parameter  $\tau_K$  und  $Q_K$  auf die berechneten Transportraten: Die Transportfunktionen nach RICKENMANN bzw. MEYER-PETER und MÜLLER fallen für Mittel- und Hochwasserverhältnisse sehr ähnlich aus. Für geringe Abflüsse ( $Q < 45 \text{ m}^3/\text{s}$ ) hingegen differieren die Transportraten durchaus deutlich. Diese Unterschiede in den Transportraten sowie die Basisabflussverhältnisse bei den drei Hochwasserereignissen, insbesondere beim Ereignis vom Juli 2001 (b), führen dazu, dass die Verhältnisse  $V_{TK,MPM} / V_{TK,RI}$  deutlich geringer als 1 ausfallen. Abbildung 149 enthält die Abfluss- und Geschiebefraktionen im Sinne von Anteilen an den Ereignisfrachten  $V_Q$  und  $V_{TK}$  in Abhängigkeit der definierten Abflussklassen. Den



Ergebnissen liegt die Ereignischarakteristik (b) zugrunde. Für die kleinste Abflussklasse ( $30 \text{ m}^3/\text{s} - 40 \text{ m}^3/\text{s}$ ) beträgt der Abflussanteil an der gesamten Wasserfracht  $V_Q$  etwa 55 %. Mit dem Ansatz nach RICKENMANN werden dabei 42 % der gesamten Geschiebefracht  $V_{TK}$  transportiert. Im Gegensatz zum Ansatz nach SMART und JÄGGI beträgt der Anteil an der Gesamtfracht im Abflussspektrum  $Q < 50 \text{ m}^3/\text{s}$  etwa 60 %. Gemäß SMART und JÄGGI findet in diesem Abflussspektrum kein Transport statt. Das für den Geschiebetransport nach SMART und JÄGGI maßgebende Abflussspektrum liegt hingegen im Bereich  $70 \text{ m}^3/\text{s} - 80 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Abb. 148:** Links: Abflussganglinien im Transportabschnitt „92-11ab“ im Zeitraum der drei Hochwasser (a), (b) und (c); rechts: Geschiebetransportfunktionen nach RICKENMANN (2005) in Kombination mit BATHURST (1987) bzw. RICKENMANN (1990), nach SMART und JÄGGI (1983) bzw. nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949) auf Basis der Abflussganglinie im Zeitraum von Hochwasser (c)



**Abb. 149:** Abfluss- und Geschiebeanteile an  $V_Q$  bzw.  $V_{TK}$  für Wildbacheinzugsgebiet „92-11ab“ bzw. Hochwasserereignis (b)

Tabelle 36 enthält eine Übersicht über die berechneten Geschiebefrachten  $V_{TK}$  in den beiden betrachteten Wildbacheinzugsgebieten bzw. in beiden Transportabschnitten jeweils für die drei Hochwasserereignisse. Diese Ergebnisse basieren auf den Referenzwerten für die Modellparameter.

**Tab. 36:** Abflussfrachten  $V_Q$  und Geschiebefrachten  $V_{TK}$  entsprechend den berechneten Transportkapazitäten  $G_{TK}$  nach RICKENMANN (2005) in Kombination mit BATHURST (1987) bzw. RICKENMANN (1990), nach SMART und JÄGGI (1983) sowie nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949) für die Wildbacheinzugsgebiete „92-1c“ und „92-10-8“ bzw. für die Transportabschnitte „92-1d“ und „92-11ab“, jeweils für die Hochwasser (a), (b) und (c)

Hochwasser	92-1c		92-10-8		92-1d				92-11ab			
	$V_Q$ [hm³]	$V_{TK,RI}$ [m³]	$V_Q$ [hm³]	$V_{TK,RI}$ [m³]	$V_Q$ [hm³]	$V_{TK,RI}$ [m³]	$V_{TK,SJ}$ [m³]	$V_{TK,MPM}$ [m³]	$V_Q$ [hm³]	$V_{TK,RI}$ [m³]	$V_{TK,SJ}$ [m³]	$V_{TK,MPM}$ [m³]
09/1999 (a)	1.152	1702	0.257	2129	1.884	3457	1183	-	7.828	9237	4403	7663
07/2001 (b)	2.080	5173	0.332	2351	3.502	9144	2102	-	10.305	12755	1864	7208
08/1987 (c)	3.832	15852	0.327	2431	6.332	25615	20859	-	18.064	37072	20593	33509

Der Feststofftransport bzw. der Transport von Geschiebe in der Natur ist im Allgemeinen als Prozess zu verstehen, der sich hinsichtlich der Abhängigkeit von den Abflussverhältnissen durch Schwankungen charakterisiert. Mit der Anwendung empirischer Ansätze zur Abschätzung der Transportkapazitäten  $G_{TK}$  ist eine exakte Erfassung der Transportprozesse nicht möglich (vgl. Kapitel B.4.1). Aus diesem Grund, aber auch angesichts der Fülle an verfügbaren Modellansätzen ist die Kenntnis der Sensitivitäten in den Ergebnissen als Folge von Unsicherheiten in den

Modellparametern oder in den verschiedenen Modellansätzen ein wesentlicher Aspekt. Bei der Interpretation ermittelter Geschiebetransportraten und -frachten sollte er insofern Berücksichtigung finden, als Aussagen bezüglich zu erwartender Geschiebemergungen in Form von Bandbreiten erfolgen.

Aus den angeführten Plausibilitäts- bzw. Sensitivitätsbetrachtungen, die sich exemplarisch für ausgewählte Teileinzugsgebiete mit dem Einfluss von Unsicherheiten in den Modellparametern sowie dem Vergleich verschiedener Transportansätze befassen, lassen sich folgende Schlussfolgerungen ableiten:

Der Einfluss der topografischen Parameter  $l_s$  und  $B$  auf die Geschiebetransportraten  $G_{TK}$  und Geschiebefrachten  $V_{TK}$  in den Wildbacheinzugsgebieten ist im Vergleich zu jenem der sedimentologischen Parameter  $d_{50}$ ,  $d_m$  und  $d_{90}$  relativ gering. Dieses Erkenntnis ist für die Erhebung der Modellparameter von Bedeutung. Während die Kornparameter  $d_{xx}$  im Rahmen der Kartierung des Projektgebietes zu erheben sind, ist für die Bestimmung von  $l_s$  und  $B$  eine Methodik auf Basis digitaler Geländedaten und GIS-Tools von hinreichender Genauigkeit.

Aus der kombinierten Parametervariation liegen die BIAS-Koeffizienten  $BI$  im Intervall  $[0.5, 1.5]$ . Die NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten  $NS$  betragen mit Ausnahme jener für Ereignis (b) zwischen 0.9 und 0.55.

Aus der Anwendung der Transportansätze nach RICKENMANN, SMART und JÄGGI sowie MEYER-PETER und MÜLLER in den beiden Transportabschnitten mit  $l_s = 6.3 \%$  und  $l_s = 2.3 \%$  zeigt sich, dass sich mit den Gleichungen (B.112), (B.119), (B.121b) und (B.129) nach RICKENMANN die höchsten Transportraten ergeben. Die Anwendung des Formelschemas nach SMART und JÄGGI unter zusätzlicher Berücksichtigung von Formverlusten gemäß den Gleichungen (B.119) und (B.121b) liefert verhältnismäßig geringe Transportraten, insbesondere bei geringen Gerinnegefällen und geringen Abflüssen. Die Ergebnisse aus der Berechnung mit Gleichung (B.103) nach MEYER-PETER und MÜLLER liegen im Bereich dazwischen. Die Charakteristik der Hochwasserwelle stellt einen wesentlichen Parameter beim Vergleich der Modellansätze dar. Die Verhältnisse der Transportfrachten  $V_{TK}$  variieren für überwiegend niederschlagsinduzierte Hochwasser kurzer Dauer mit geringen Basisabflüssen bzw. für Ereignisse infolge lang andauernder Niederschläge mit höheren Basisabflüssen.

Hinsichtlich der Auswahl der Modellansätze ist die Berücksichtigung von Formverlusten von wesentlicher Bedeutung. Ebenso ist der Einfluss des kritischen Abflusses  $Q_K$  nicht zu vernachlässigen. Die Anwendung von Gleichung (B.129) ergibt im Vergleich zu den Werten gemäß den Gleichungen (B.106) und (B.107) geringere Werte für den kritischen Abfluss  $Q_K$ . In den beiden betrachteten Transportabschnitten betragen die Werte gemäß Gleichung (B.129) lediglich 25 % bzw. 30 % jener Werte, die sich aus dem Formelschema nach SMART und JÄGGI ergeben. Die mit der Anwendung von Gleichung (B.129) verbundene Annahme einer Sohlstruktur ohne ausgeprägte Deckschicht stellt in dieser Hinsicht eine verhältnismäßig konservative Annahme dar.

Aus der exemplarisch durchgeführten Analyse der Transportverhältnisse zeigt sich ferner die Bedeutung der Geländekartierung bzw. der damit einhergehenden Kenntnis über das Prozessverhalten in Projektgebiet. Darunter versteht sich nicht nur die Erhebung der sedimentologischen Parameter, sondern vielmehr auch die

Erhebung der Geländegradien, des Sohlzustandes im Gerinne, der Schnee- und Gletscherbedeckung, des Bewaldungsgrades, der Verfügbarkeit von Feststoffen (Geschiebe) in der Fläche bzw. entlang des Gerinnes usw.. Für die Plausibilisierung der berechneten Transportraten sind diese Informationen unverzichtbar, insbesondere wenn Aufzeichnungen bzw. Messungen von Transportraten  $G_{TK}$  oder -frachten  $V_{TK}$  nicht verfügbar sind und somit die Möglichkeit zur Modellkalibrierung nicht gegeben ist.

Die in den Kapiteln D.4.2, E.3.2 und E.3.3 angeführten Ergebnisse sind im Kontext der Aufgabenstellung dieser Arbeit zu bewerten. Die Modellierung erfolgt für sämtliche geschieberelevanten Wildbacheinzugsgebiete und den Vorfluter in einer alpinen Talschaft mit EZG = 893 km<sup>2</sup>. Infolge der Größe des Projektgebietes werden die Zubringer in den Vorfluter im Sinne einer „Schlüsselstreckenbetrachtung“ abgebildet (vgl. Kapitel C.2.3). Die Ermittlung der Geschiebeeinträge in die 2D-numerischen Modelle erfolgt auf Basis eines Bilanzierungsschemas für das gesamte Projektgebiet. Es ist zu erwarten, dass sich mit einer ausschließlichen Betrachtung ausgewählter Wildbacheinzugsgebiete unter Anwendung detaillierterer Ansätze, die einerseits die topografischen Verhältnisse entlang der Gerinne besser abbilden und andererseits unmittelbar mit dem Abfluss korrelieren, Transportraten von höherer Güte bzw. Zuverlässigkeit ergeben.



## E.4 Bewertung empirischer Schätzformeln zur Bestimmung von Hochwasserabflüssen und ereignisbezogenen Geschiebefrachten in Wildbacheinzugsgebieten

### E.4.1 Abschätzung von Hochwasserabflüssen in Wildbacheinzugsgebieten

Aus der hydrologisch-1D-hydraulischen Modellierung des Ötztals resultieren für sämtliche Szenarien  $0.5 \leq (a) - s \leq 1.4$  und  $0.5 \leq (b) - s \leq 1.9$  die Abflussspitzen  $Q_{\max}$  der Hochwasserganglinien sowie die korrespondierenden Abflussfrachten  $V_Q$ . Aufbauend auf diesen Daten und unter der Annahme einer „Schlüsselstreckenbetrachtung“ werden im Zuge der Geschiebebilanzierung für die relevanten Wildbacheinzugsgebiete die Geschiebeganglinien bzw. -frachten  $V_{TK}$  ermittelt.

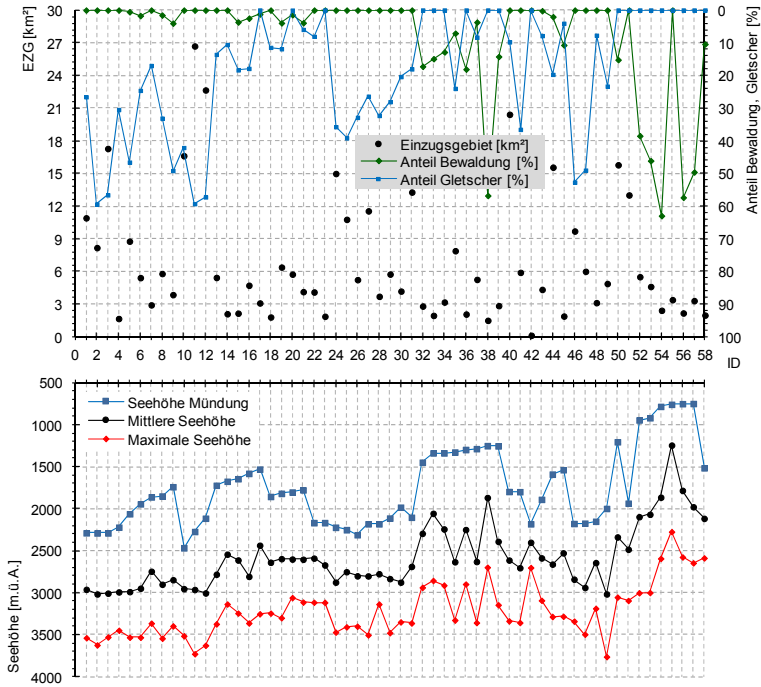
Diese berechneten Daten werden im Folgenden mit den Ergebnissen empirischer Schätzformeln zur Abschätzung der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  (siehe Kapitel B.2.2) und Geschiebefrachten  $V_{TK}$  (siehe Kapitel B.4.2) verglichen. Gegenstand dieser Gegenüberstellung sind 58 Wildbacheinzugsgebiete im Ötztal, sie entsprechen den Wildbacheinzugsgebieten mit relevantem Geschiebepotential POT gemäß Abb. 62. Für den Vergleich mit den empirischen Schätzformeln werden jene Geschiebefrachten  $V_{TK}$  herangezogen, die sich aus der Ganglinie der Transportkapazitäten  $G_{TK}$  ergeben. Der Einfluss der Bilanzierung bzw. die Wirkung von Geschieberückhaltebecken wird hierbei nicht mit einbezogen.

Abbildung 150 enthält die wesentlichen Parameter der Einzugsgebiete, die für die Anwendung der Hochwasserschätzformeln gemäß Kapitel B.2.2 erforderlich sind.

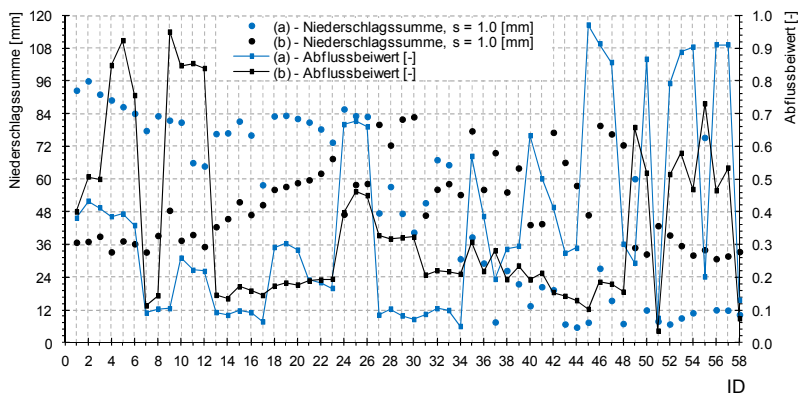
In Abb. 150, oben, sind die Einzugsgebietsgrößen EZG sowie die jeweiligen Bewaldungs- und Gletscheranteile dargestellt. Das Diagramm unten zeigt die Werte der mittleren und maximalen Seehöhen der 58 Einzugsgebiete sowie jeweils die Höhe  $SH_U$  an der Mündung in den Vorfluter am Gebietsauslass.

Ein erheblicher Teil (38) der betrachteten Wildbacheinzugsgebiete weist eine Einzugsgebietsgröße EZG zwischen  $1.5 \text{ km}^2$  und  $6 \text{ km}^2$  auf, 19 Einzugsgebiete sind größer als  $6 \text{ km}^2$ . Lediglich ein Einzugsgebiet ist mit  $EZG = 0.13 \text{ km}^2$  kleiner.  $EZG_{\max}$  beträgt  $26.7 \text{ km}^2$ . Der Vergletscherungsgrad liegt im Maximum bei 60 %. Der Bewaldungsanteil ist im Allgemeinen gering, erreicht vereinzelt allerdings Flächenanteile bis 63 %. Die mittleren Seehöhen  $SH_M$  der Wildbacheinzugsgebiete erstrecken sich im Mittel von 1250 m.ü.A. bis 3000 m.ü.A., die Seehöhen  $SH_U$  am Gebietsauslass von etwa 750 m.ü.A. bis 2500 m.ü.A..

In der folgenden Abb. 151 sind die Niederschlagssummen  $\Sigma N$  aus der Modellierung der beiden Hochwasserereignisse (a) und (b) ( $s = 1.0$ ) sowie die korrespondierenden Abflussbeiwerte  $\alpha$  angeführt. Die Niederschlagssummen  $\Sigma N$  sind dabei als homogene Werte über jedes der Teileinzugsgebiete zu verstehen, die Abflussbeiwerte  $\alpha$  sind im Zeitraum der Ereignisse jeweils konstant. Die Niederschlagssummen liegen im Bereich zwischen 5 mm und 100 mm, die unterschiedlichen Werte beider Hochwasserereignisse spiegeln das jeweilige räumliche Niederschlagsmuster wider (vgl. Abb. 54). Die Varianz in den Abflussbeiwerten ist ebenfalls groß, die Werte liegen im Bereich zwischen 0.05 und 0.97. Die Werte resultieren aus der Kalibrierung des hydrologisch-1D-hydraulischen Modells (siehe Kapitel D.5).



**Abb. 150:** Oben: Einzugsgebietsgröße EZG sowie Bewaldungs- und Gletscheranteile der 58 betrachteten Wildbacheinzugsgebiete; unten: maximale und mittlere Seehöhe  $SH_M$  der Wildbacheinzugsgebiete sowie Seehöhe  $SH_U$  am jeweiligen Gebietsauslass



**Abb. 151:** Niederschlagssummen  $\Sigma N$  und Abflussbeiwerte  $\alpha$  aus der hydrologischen Modellierung für die Hochwassercharakteristika (a) und (b)

Tabelle 37 enthält eine Übersicht der angewendeten Ansätze bzw. Gleichungen zur Abschätzung von  $Q_{\max}$ . Im Sinne einer Angabe von zu erwartenden Bandbreiten an Abflussspitzen  $Q_{\max}$  werden die Modellkoeffizienten innerhalb empfohlener Bereiche angenommen. Der Anwendungsbereich der Gleichungen (B.1), (B.3), (B.4), (B.8), (B.9) umfasst alle 58 Wildbacheinzugsgebiete. Gemäß der Einschränkung  $EZG > 2 \text{ km}^2$  wird Gleichung (B.2) auf 50 Einzugsgebiete angewendet. Die Ansätze nach HAMPEL (Gleichungen (B.10b), (B.10d) und (B.10e)) werden aufgrund der Struktur der Gleichungen ausschließlich für jene Einzugsgebiete verwendet, bei denen die Koeffizienten  $SH_u/2200$ ,  $SH_u/2300$  und  $SH_u/2400$  nicht größer als eins ausfallen (49 Wildbacheinzugsgebiete bei Gleichung (B.10b), 56 bei Gleichung (B.10d) sowie 57 bei Gleichung (B.10e)).

**Tab. 37:** Verwendete empirische Schätzformeln für die Abschätzung von  $Q_{\max}$

HOFBAUER (1916)	Gleichung (B.1)	Koeffizient $a_{\text{HOF}}$ mit 0.5 und 0.7 angenommen (Gebirgsregionen)
KÜRSTEINER (1917)	Gleichung (B.2)	Koeffizient $a_{\text{KÜR}}$ gemäß Tab. 2 mit 8 und 12 angesetzt
WUNDT (1953)	Gleichung (B.3)	Koeffizienten $a_{\text{WUN}}$ und $b_{\text{WUN}}$ gemäß Tab. 3 für die 50%- und 90%-Richtkurve
KLEMENT und WUNDERLICH (1964)	Gleichung (B.4)	-
KRESNIK (1886)	Gleichung (B.8)	Koeffizient $a_{\text{KRE}}$ für den inneralpinen Bereich im Tiroler Oberland mit 1.0 und 1.5 angenommen
MÜLLER (1943)	Gleichung (B.9)	Koeffizient $a_{\text{MUL}}$ je nach Bewaldungsgrad und mittlerer Neigung im Einzugsgebiet gemäß Tab. 5 angenommen
HAMPEL ((1978) und (1979))	Gleichung (B.10b)	$h_{J100}$ stellen MaxModN-ÖKOSTRA-gewichtete Bemessungsniederschläge (WEILGUNI, 2009) dar
HAMPEL (1979)	Gleichung (B.10d)	
HAMPEL (1984)	Gleichung (B.10e)	

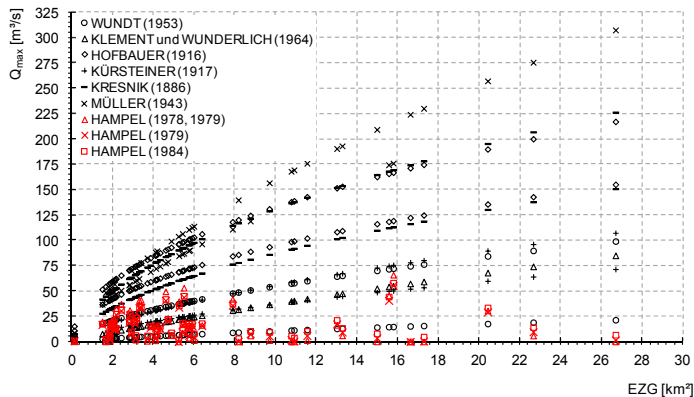
In Abb. 152 sind die Ergebnisse aus der Anwendung der Schätzformeln für die 58 Wildbacheinzugsgebiete dargestellt. Die Abflussspitzen  $Q_{\max}$  sind in Abhängigkeit der Einzugsgebietsgröße EZG aufgetragen.

Aus der Zusammenschau fällt zunächst die erhebliche Streuung in den Ergebnissen auf, die mit zunehmender Einzugsgebietsgröße EZG ebenfalls zunimmt. Der Ansatz nach MÜLLER (1943) für den Richtwert HHQ liefert die größten Abflussspitzen  $Q_{\max}$ , der Parameter  $\alpha_{\text{MUL}}$  wird dabei je nach Einzugsgebietscharakteristik mit Werten zwischen 0.45 und 0.80 angesetzt. Die Ansätze nach HOFBAUER (1916) für HHQ und nach KRESNIK (1886) für HQ liefern ähnliche Ergebnisse. Wiederum geringer sind die Abflussspitzen  $Q_{\max}$  nach KLEMENT und WUNDERLICH (1964) bzw. KÜRSTEINER (1917), wobei erstere in den unteren Bandbreitenbereich der Ergebnisse nach KÜRSTEINER (1917) fallen ( $\alpha_{\text{KÜR}} = 8$ ). Im oberen Bandbreitenbereich der Ergebnisse nach KÜRSTEINER (1917) ( $\alpha_{\text{KÜR}} = 12$ ) liegen hingegen die Ergebnisse der 90%-Richtkurve nach WUNDT (1953). Die 50%-Richtkurve liefert erheblich geringere Werte für  $Q_{\max}$ .

Die schwarz dargestellten Daten repräsentieren die Ergebnisse jener empirischen Ansätze, welche neben Modellparametern bzw. dem Abflussbeiwert ausschließlich die Einzugsgebietsgröße EZG als charakteristischen topografischen Parameter enthalten. Die rot dargestellten Daten sind die Ergebnisse der Ansätze nach



HAMPEL((1978), (1979) und (1984)), welche neben EZG auch die Seehöhe an der Mündung in den Vorfluter sowie den 100-jährlichen 24-Stunden-Niederschlag  $h_{J100}$  enthalten. Die Ergebnisse aus den drei Gleichungen fallen erwartungsgemäß sehr ähnlich aus, im Vergleich zu den übrigen Ansätzen liefern sie für  $EZG > 6 \text{ km}^2$  deutlich geringere Abflussspitzen  $Q_{\max}$ . Vor allem für  $EZG < 6 \text{ km}^2$  zeigt der Datensatz keine strenge Abhängigkeit von der Einzugsgebietsgröße EZG, wie sie bei den übrigen Ansätzen gegeben ist.



**Abb. 152:** Anwendung der empirischen Schätzformeln zur Bestimmung der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  – Ergebnisse in Abhängigkeit von EZG

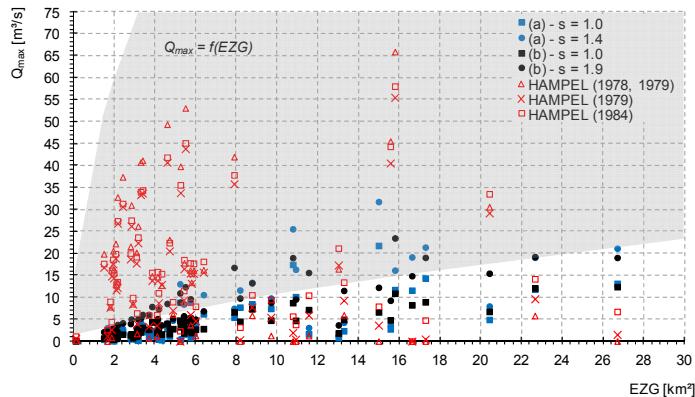
In Abb. 153 sind die Ergebnisse der hydrologischen Modellierung den Datensätzen aus der Anwendung der empirischen Schätzformeln gegenübergestellt. In Blau sind darin die Ergebnisse für (a) -  $s = 1.0$  und (a) -  $s = 1.4$  dargestellt, der schwarze dargestellte Datensatz repräsentiert die Ergebnisse für (b) -  $s = 1.0$  und (b) -  $s = 1.9$ . Rot dargestellt sind wiederum die Ergebnisse nach HAMPEL ((1978), (1979) und (1984)), der grau schraffierte Bereich kennzeichnet die Ergebnisse aus der Anwendung der übrigen Schätzformeln gemäß Abb. 152.

Die Ergebnisse der Modellierung – auch jene für die maximalen Skalierfaktoren (a) -  $s = 1.4$  und (b) -  $s = 1.9$  – liegen großteils unterhalb des grau schraffierten Bereiches. Im Vergleich zu den Ergebnissen nach HAMPEL ((1978), (1979) und (1984)) zeigt sich zumindest hinsichtlich der Größenordnung der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  eine recht gute Übereinstimmung.

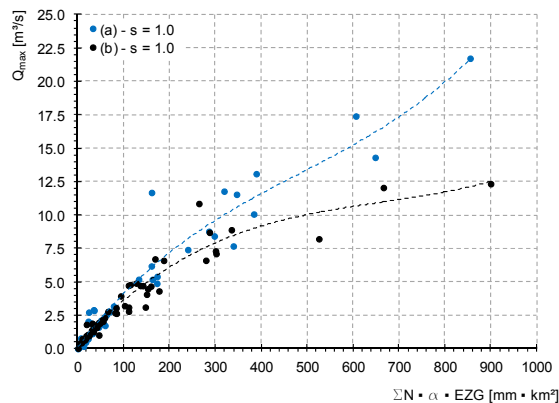
Die Überschätzung der Ergebnisse der Modellierung durch die Anwendung empirischer Schätzformeln ist – wenn auch nicht in der teilweise vorhandenen Deutlichkeit – aufgrund des Modellierungskonzeptes zu erwarten: Aus den empirischen Schätzformeln lassen sich Angaben über HHQ oder etwa  $HQ_{100}$  ableiten. Mit der Modellierung der historischen Ereignisse (a) und (b) sind keine Aussagen über die Jährlichkeiten  $T$  der Abflüsse in den Wildbacheinzugsgebieten zu treffen. Es ist aber davon auszugehen, dass die Jährlichkeiten  $T$  im Allgemeinen geringer ausfallen als 100 Jahre (siehe auch Kapitel C.2.2, abschnittsweise Modellkalibrierung).

Aus der Darstellung der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  in Abhängigkeit des Einzugsgebietes EZG gemäß Abb. 153 ist kein analytischer Zusammenhang ersichtlich. In der

folgenden Abb. 154 sind die Ergebnisse der Modellierung für (a) -  $s = 1.0$  und (b) -  $s = 1.0$  in Abhängigkeit des Produktes aus der Niederschlagssumme  $\Sigma N$  über den Ereigniszeitraum, dem Abflussbeiwert  $\alpha$  und der Einzugsgebietsgröße EZG dargestellt. Für Ereignis (a) zeigt sich darin eine annähernd lineare Abhängigkeit, die Ergebnisse für Ereignis (b) fallen mit zunehmenden Werten für  $(\Sigma N \cdot \alpha \cdot \text{EZG})$  geringer aus.



**Abb. 153:** Vergleich der Ergebnisse aus den empirischen Schätzformeln mit den Abflussspitzen  $Q_{\max}$  aus der hydrologischen Modellierung (a) -  $s = 1.0$ , (a) -  $s = 1.4$ , (b) -  $s = 1.0$  und (b) -  $s = 1.9$  (ISTzustand)



**Abb. 154:** Abhängigkeit der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  aus der hydrologischen Modellierung vom Produkt aus Niederschlagssumme  $\Sigma N$ , Abflussbeiwert  $\alpha$  und Einzugsgebietsgröße EZG für (a) -  $s = 1.0$  und (b) -  $s = 1.0$  (ISTzustand)

Auf eine Ableitung eines Zusammenhanges im Sinne einer analytischen Gleichung wird verzichtet, zumal die Datensätze das Ergebnis einer Modellierung darstellen und nicht durch Messungen erhoben wurden.

#### E.4.2 Abschätzung von Ereignisgeschiebefrachten in Wildbacheinzugsgebieten

Für die Abschätzung der Ereignisgeschiebefrachten  $V_{TK}$  in den 58 Wildbacheinzugsgebieten werden folgende Ansätze angewendet:

**Tab. 38:** Verwendete empirische Schätzformeln für die Abschätzung von  $V_{TK}$

HAMPEL(1980)	Gleichung (B.92)	$h_{J100}$ sind MaxModN-ÖKOSTRA-gewichtete Bemessungsniederschläge (WEILGUNI, 2009); $\alpha$ ist als mittlerer Abflussbeiwert aus der Modellierung der Ereignisse (a) und (b) angesetzt; $I_{SK}$ wird mit dem mittleren Gefälle $I_S$ der Schlüsselstrecke gleichgesetzt; $s_{HAM} = 0.8$ (Kalkalpen)
KRONFELLNER-KRAUS (1984)	Gleichungen (B.93) und (B.94)	$k_2 = 1150$ und $k_1 = 0.014$ gemäß Tab. 14; $I_S$ entspricht dem mittleren Gefälle der Schlüsselstrecke
ZELLER (1985)	Gleichung (B.95)	Anwendung der Parameter 17000 und 27000 für Aussagen im Sinne von Ergebnisbandbreiten
RICKENMANN (1995)	Gleichung (B.96)	$I_{SK}$ entspricht dem mittleren Gefälle $I_S$ der Schlüsselstrecke
D'AGOSTINO (1996)	Gleichung (B.98)	$IG_{DAT} = 4$ gemäß Tab. 15, $IT_{DAG} = 3$ gemäß Tab. 16; $I_S$ entspricht dem mittleren Gefälle der Schlüsselstrecke

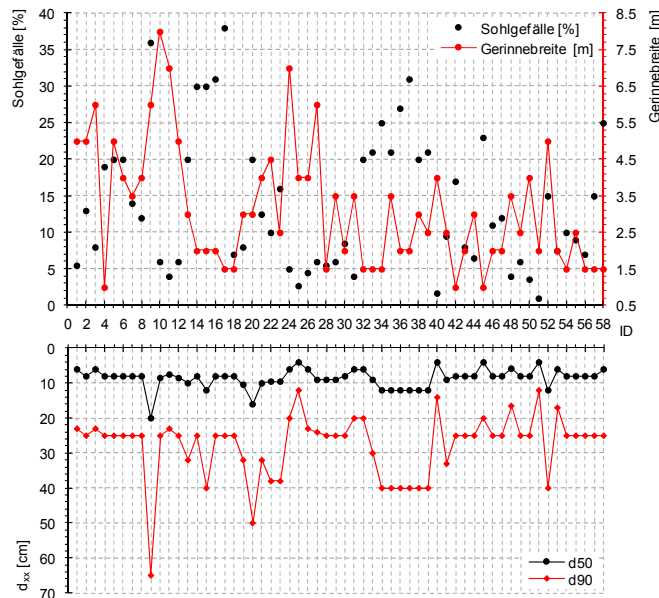
Gemäß ihrem Anwendungsbereich werden die Gleichungen (B.93), (B.94), (B.95) und (B.98) auf alle 58 Wildbacheinzugsgebiete angewendet, Gleichung (B.92) für jene Einzugsgebiete mit  $SH_U > 2300$  m.ü.A. (55 Einzugsgebiete) und Gleichung (B.96) nach RICKENMANN (1995) für  $7\% < I_{SK} < 40\%$  (42 Einzugsgebiete).

Die mittleren Sohlgefälle  $I_S$  aus der „Schlüsselstreckenbetrachtung“ sämtlicher Wildbacheinzugsgebiete betragen zwischen 1 % und 38 %, für die Gerinnebreiten  $B$  gilt  $1\text{ m} < B < 8\text{ m}$ . Die Varianz in den Kornparametern  $d_{50}$  und  $d_{90}$  fällt geringer aus. Mit Ausnahme zweier Einzugsgebiete, in denen die Kornparameter gröber ausfallen, gilt  $4\text{ cm} < d_{50} < 12\text{ cm}$  und  $12\text{ cm} < d_{90} < 40\text{ cm}$ . Abbildung 155 zeigt die einzugsgebietsspezifischen Werte der Parameter  $I_S$ ,  $B$ ,  $d_{50}$  und  $d_{90}$ .

In Abb. 156 sind die Ergebnisse aus der Anwendung der empirischen Schätzformeln aus Tab. 38 sowie die Ergebnisse der Geschiebebilanzierung enthalten. Die schwarz dargestellten Linien bzw. die beiden roten Punkte charakterisieren jeweils die Bandbreiten für die Geschiebefrachten  $V_{TK}$ , die aus der Anwendung der Schätzformeln resultieren. Die blauen Punkte sind in Analogie zu Abb. 153 die Ergebnisse der Modellierung für (a) -  $s = 1.0$  und (a) -  $s = 1.4$ , die schwarzen jene für (b) -  $s = 1.0$  und (b) -  $s = 1.9$ .

Es zeigt sich, dass die modellierten Geschiebefrachten  $V_{TK}$  im Vergleich zu den Schätzungen mit den empirischen Ansätzen in einigen Wildbacheinzugsgebieten (1, 2, 3, 11, 24, 25 und 40) innerhalb der Bandbreiten liegen, in den meisten

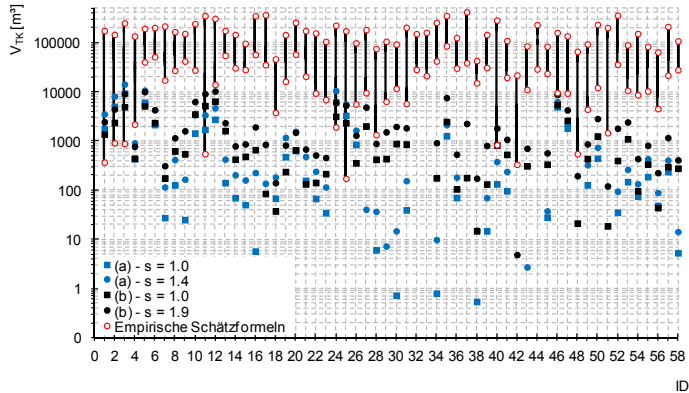
Einzugsgebieten jedoch erheblich (teilweise um mehrere Größenordnungen) geringer ausfallen. Ungeachtet der Aussagekraft der angewendeten Schätzformeln liegt dieser Umstand zum Teil darin begründet, dass im Rahmen der Geschiebebilanzierung der Fokus auf fluviale Transportprozesse gelegt wird. Der Anwendungsbereich der empirischen Schätzformeln hingegen betrifft eher Murgänge bzw. murgangartige Transportverhältnisse. Der Umstand, dass durch die Betrachtung fluvialer Prozessverhältnisse die Geschiebefrachten  $V_{TK}$  verhältnismäßig gering ausfallen, spiegelt sich auch in den berechneten Füllungsgraden der Geschieberückhaltebecken wider (siehe Kapitel D.6 bzw. Abb. 76).



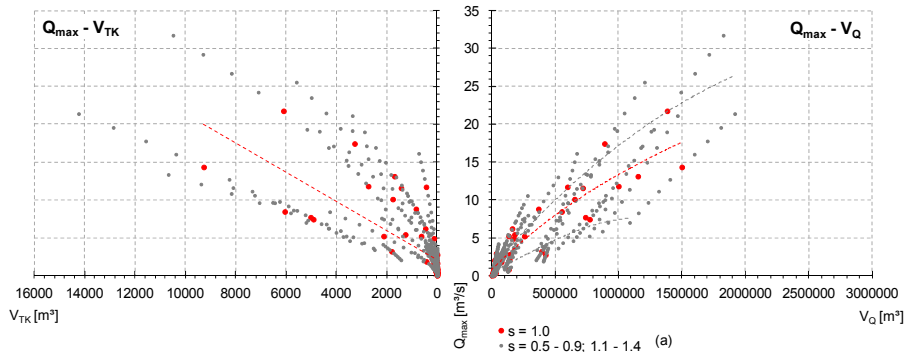
**Abb. 155:** Oben: Sohlgefälle  $I_s$  und Gerinnebreite  $B$  aus der „Schlüsselstreckenbetrachtung“ der Wildbacheinzugsgebiete; unten: Kornparameter  $d_{50}$  und  $d_{90}$

In den Abbildungen 157 und 158 sind jeweils für die Hochwassercharakteristika (a) und (b) die Zusammenhänge zwischen den Abflussspitzen  $Q_{\max}$  und den Geschiebefrachten  $V_{TK}$  aus der Geschiebebilanzierung (links) bzw. den Abflussspitzen  $Q_{\max}$  und den Abflussfrachten  $V_Q$  (rechts) dargestellt. Die roten Datenpunkte sind die Ergebnisse der Szenarien (a) -  $s = 1.0$  und (b) -  $s = 1.0$ , die grau dargestellten Datenpunkte jene der übrigen Szenarien. Aus dem Vergleich der Ergebnisse der Modellierung mit jenen aus der Anwendung empirischer Ansätze für die Abschätzung von  $Q_{\max}$  und  $V_{TK}$  geht hervor, dass letztere im Allgemeinen in einer deutlichen Überschätzung von  $Q_{\max}$  und  $V_{TK}$  resultieren. Bei der Modellierung historischer Hochwasser in einem größeren alpinen Einzugsgebiet, wo einerseits die

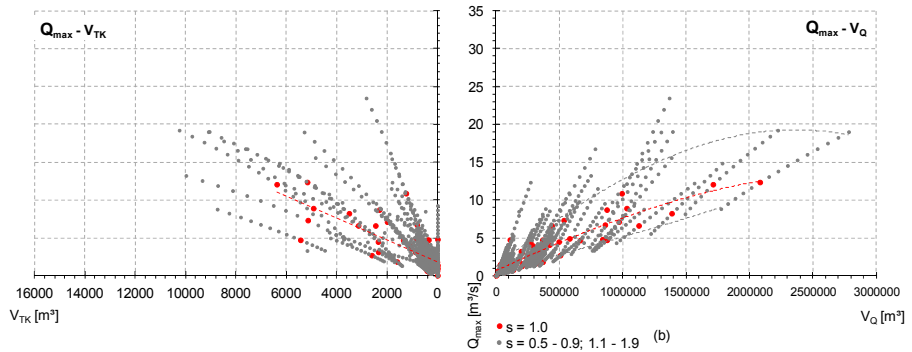
Kalibrierung abschnittsweise erfolgt (siehe Kapitel C.2.2) und andererseits die Jährlichkeiten  $T$  der Abflüsse in den Teileinzugsgebieten häufig geringer sind als 100 bzw. 150 Jahre, erscheint eine vergleichende Anwendung der empirischen Schätzformeln für die Geschiebefrachten  $V_{TK}$  als nicht zielführend.



**Abb. 156:** Anwendung der Schätzformeln für die Bestimmung der Geschiebefrachten  $V_{TK}$  – Ergebnisse und Vergleich mit den Geschiebefrachten aus dem Bilanzierungsschema für (a) -  $s = 1.0$ , (a) -  $s = 1.4$ , (b) -  $s = 1.0$  und (b) -  $s = 1.9$  (ISTzustand)



**Abb. 157:** Zusammenhang zwischen den Abflussspitzen  $Q_{max}$  und den Geschiebefrachten  $V_{TK}$  (links) bzw. zwischen den Abflussspitzen  $Q_{max}$  und den Abflussfrachten  $V_Q$  (rechts) – Ergebnisse aus der Anwendung des Modellkonzeptes für  $0.5 < (a) = s < 1.4$

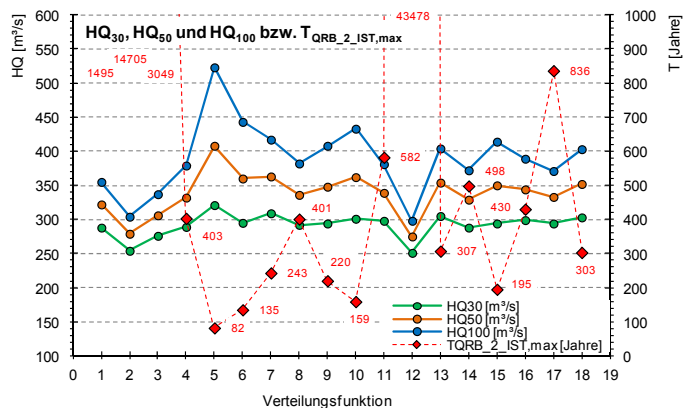


**Abb. 158:** Zusammenhang zwischen den Abflussspitzen  $Q_{\max}$  und den Geschiebefrachten  $V_{TK}$  (links) bzw. zwischen den Abflussspitzen  $Q_{\max}$  und den Abflussfrachten  $V_Q$  (rechts) – Ergebnisse aus der Anwendung des Modellkonzeptes für  $0.5 < (b) - s < 1.9$



## E.5 Sensitivitätsaspekte im statistisch-stochastischen Bewertungsmodell – Einfluss der statistischen Verteilungsfunktion bzw. der Wahl des Schadenmodells auf die Wirksamkeit von Hochwasserschutzmaßnahmen

Die statistisch-stochastische Bewertung der projektierten Hochwasserschutzmaßnahmen im Rahmen der Anwendung des Modellkonzeptes auf das Einzugsgebiet des Ötztals basiert auf der Anwendung der Richtlinien gemäß DVWK (1999) bzw. jener statistischen Verteilungsfunktion am Pegel 5 mit der besten Anpassungsgüte (siehe Kapitel D.7.1) (auf die Anwendung des Merkblattes „DWA-M 552 - Ermittlung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten“ (DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT ABWASSER UND ABFALL E.V. (DWA), 2010) wird aufgrund der Tatsache, dass sich das Merkblatt noch in Bearbeitung befindet bzw. noch nicht veröffentlicht wurde, verzichtet). Gemäß Tab. 32 ist dies die Allgemeine Extremwertverteilung (AEV), wobei für die Bestimmung der Momente die Maximum-Likelihood-Methode (MLM) zur Anwendung kommt. Aus der statistischen Analyse ergibt sich eine Anpassungsgüte von 1.128 – der Wert repräsentiert die Summe aus drei Anpassungstests (siehe Tabellen 20 bzw. 32). Die Verteilungsfunktionen „AEV-WGM“, „LP3-MLM“, „LN3-MLM“ und „LN3-WGM“ weisen nahezu idente Anpassungsgüten auf, aus den Verläufen der Funktionen im Hochwasserbereich zeigt sich allerdings eine erhebliche Streuung (siehe Abb. 96). Abbildung 159 enthält die 30-, 50- und 100-jährlichen Abflüsse bzw. die Jährlichkeiten  $T_{QRB\_2\_IST,max}$  (Jährlichkeiten des maximalen Zuflusses  $Q_{RB\_2\_IST,max}$  ins 2D-numerische Modell Längenfeld für den ISTzustand) für sämtliche in Kapitel D.7.1 dargestellten Verteilungsfunktionen.



**Abb. 159:** Hochwasserabflüsse für die Jährlichkeiten  $T = 30$  Jahre,  $T = 50$  Jahre und  $T = 100$  Jahre bzw. Jährlichkeit  $T$  für den Abfluss  $Q_{RB\_2,max}$  in Abhängigkeit der statistischen Verteilungsfunktion (die Verteilungsfunktionen 1 - 18 entsprechen den in Tab. 32 aufgelisteten Funktionen)

Unter Verwendung der favorisierten Verteilungsfunktion „AEV-MLM“ ergeben sich dabei die größten Abflüsse  $Q_{max}$  bzw. die geringste Jährlichkeit  $T$ . Angesichts der



Varianz in den statistischen Aussagen stellt sich die Frage, innerhalb welcher Grenzen die zu erwartenden kumulativen Schäden  $VS_{ges}$  in den Talbecken von Sölden und Längenfeld durch die Anwendung verschiedener Verteilungsfunktionen im Bewertungsmodell variieren. Mit AEV-MLM stehen den betrachteten Hochwasserschutzmaßnahmen im Mittel zu erwartende kumulative vermiedene Schäden  $VS_{ges}$  zwischen 28.0 Mio. € und 43.5 Mio. € für  $p = 1$ , zwischen 32.0 Mio. € und 43.5 Mio. € für  $p = 2$  bzw. zwischen 19.5 Mio. € und 27.0 Mio. € für  $p = 3$  gegenüber ( $D = 100$  Jahre) (siehe Kapitel D.7.2). Ungeachtet der Wahl der statistischen Funktion ergibt sich zudem die Fragestellung, welche Stichprobenlänge  $n$  zur Bestimmung aussagekräftiger Ergebnisse (vermiedener Schäden  $VS_{ges}$ ) erforderlich ist.

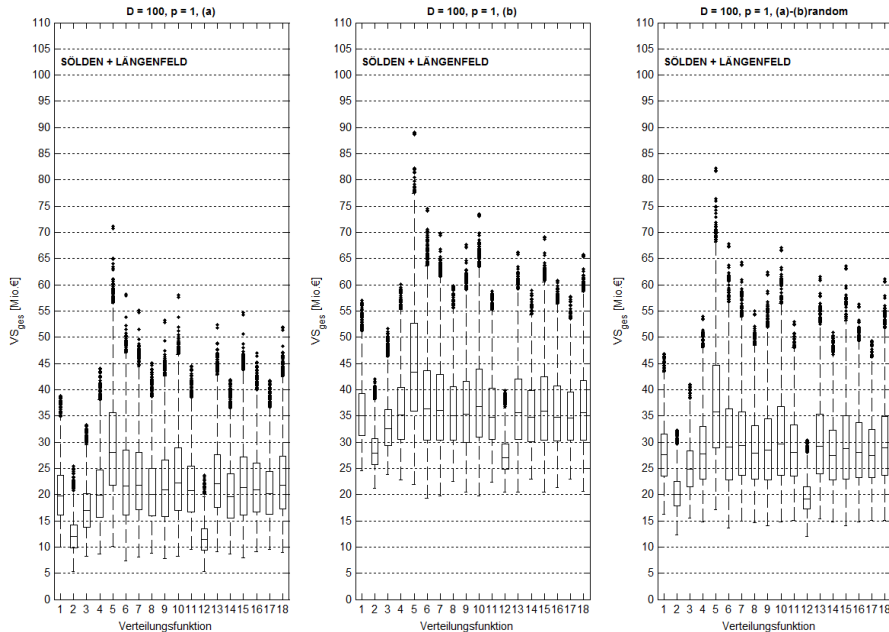
Hinsichtlich der Schadenermittlung liegt den Ergebnissen in Kapitel D.7.2 das Schadenmodell „MURL“ zugrunde. In Kapitel C.3.2 werden zudem das „BWG-Modell“ sowie das Modell „Tyrol“ beschrieben. Die drei Modelle basieren einerseits auf unterschiedlichen Datengrundlagen, andererseits stellen sie bezüglich des Zusammenhanges des Schadens  $S$  und mit dem monetären Werten der Objekte relative und absolute Ansätze dar. Bei der Ermittlung der vermiedenen Schäden  $VS$  ist der Einfluss der Wahl des Schadenmodells von Bedeutung, zumal die Erhebung detaillierter Modelle mit entsprechendem Aufwand verbunden ist.

Im Folgenden werden einerseits der Einfluss der Wahl der Verteilungsfunktionen auf die vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in den Talbecken von Sölden und Längenfeld als auch jener, der aus der Wahl des Schadenmodells resultiert, beschrieben (vgl. ACHLEITNER et al. (2010)).

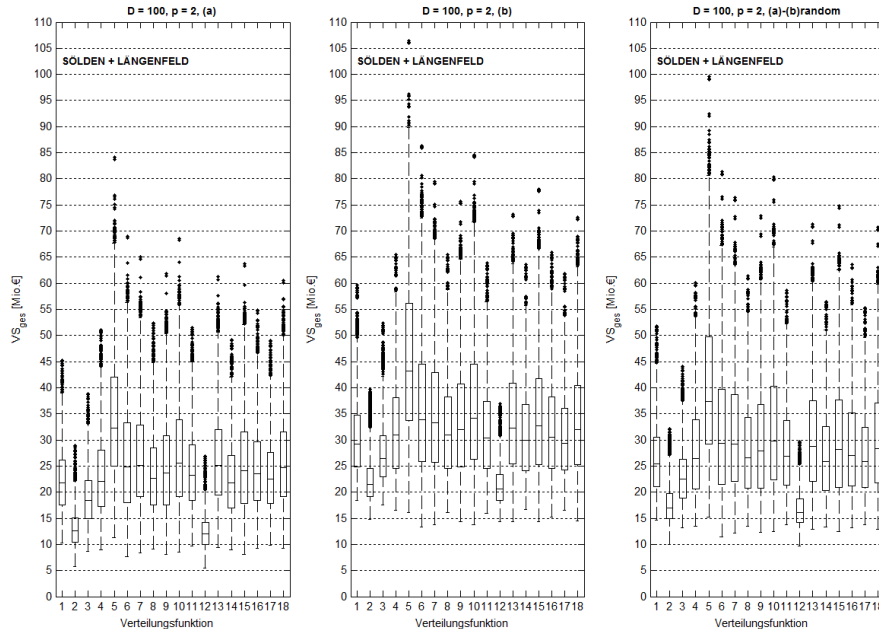
In Analogie zu den in Abb. 111 dargestellten Boxplots zeigen die folgenden Abbildungen 160, 161 und 162 die vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  für Sölden und Längenfeld im Sinne eines Vergleichs sämtlicher statistischer Verteilungsfunktionen gemäß Tab. 32. Abbildung 160 enthält die Ergebnisse für den PLANzustand  $p = 1$ , Abb. 161 jene für  $p = 2$ , in Abb. 162 sind die Ergebnisse für  $p = 3$  dargestellt. Die Lebensdauer  $D$  der Schutzmaßnahmen wird jeweils mit 100 Jahren angenommen. Die statistisch-stochastische Bewertung erfolgt für die Hochwassercharakteristika (a), (b) sowie (a)-(b)random.

In allen drei Abbildungen zeigt sich hinsichtlich der Sensitivitäten der innerhalb der Bauwerkslebensdauer  $D$  zu erwartenden vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Abhängigkeit der statistischen Verteilungsfunktion dasselbe Muster. Es spiegelt den Verlauf der Verteilungsfunktionen im Hochwasserbereich wider: Die Anwendung der Verteilungsfunktion „AEV-MLM“ mit der besten Anpassungsgüte liefert die höchsten Werte für  $VS_{ges}$ . Gemäß Abb. 96 liefert diese Verteilungsfunktion für Wiederkehrintervalle  $T > 20$  Jahre teilweise erheblich größere Abflüsse HQ bzw. höhere Schadenssummen  $S$  in den Talbecken von Sölden und Längenfeld für die generierten Unterschreitungswahrscheinlichkeiten  $U_Q > 0.95$ . Die Verteilungsfunktionen 2 (E1-MLM) und 12 (P3-MLM) liefern hingegen die geringsten Werte für  $VS_{ges}$ . Für  $p = 1$  ergibt sich für E1-MLM das Spektrum  $12.0 \text{ Mio. €} < VS_{ges} < 28.0 \text{ Mio. €}$ , für P3-MLM fallen die Werte für  $VS_{ges}$  um etwa 8 % geringer aus. Aus dem Vergleich der Ergebnisse für AEV-MLM und P3-MLM zeigt sich, dass die vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  für P3-MLM im Mittel lediglich 49 % jener für AEV-MLM betragen. Diese Schwankungen sind gerade im Hinblick auf die Anforderungen an die Modellierung bezüglich der Wahl adäquater Modellansätze, der detaillierten terrestrischen Vermessung des Gerinnes bzw. der bestmöglichen

Kalibrierung an die Referenzganglinien sehr markant. Die übrigen Verteilungsfunktionen zeigen für den Bereich 20 Jahre  $< T < 100$  Jahre einen verhältnismäßig ähnlichen Verlauf, entsprechend fällt auch die Streuung in den Werten für die kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  vergleichsweise gering aus. Für  $p = 2$  betragen die Ergebnisse auf Basis von Verteilungsfunktion 12 (P3-MLM) 12.0 Mio. €  $< VS_{ges} < 21.0$  Mio. €, etwa 69 % der Werte für Verteilungsfunktion 5 (AEV-MLM). Für  $p = 3$  ergeben sich mit dem Spektrum 8.5 Mio. €  $< VS_{ges} < 10.0$  Mio. € Werte für  $VS_{ges}$ , die im Mittel 40 % jener Werte für AEV-MLM betragen.



**Abb. 160:** Boxplots der vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden und Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random für den PLANzustand  $p = 1$  unter Zugrundelegung verschiedener Verteilungsfunktionen (vgl. Tab. 32); die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)

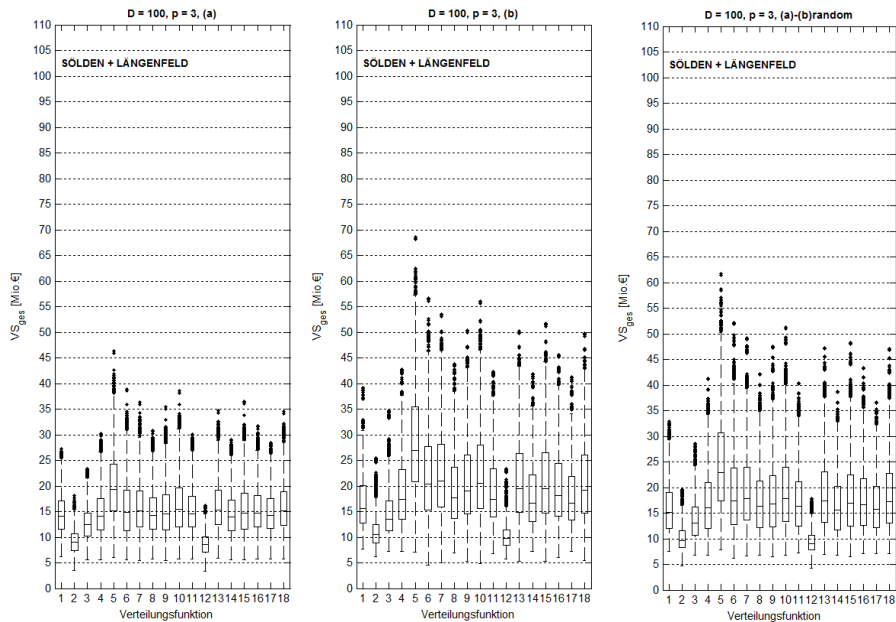


**Abb. 161:** Boxplots der vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden und Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random für den PLANzustand  $p = 2$  unter Zugrundelegung verschiedener Verteilungsfunktionen (vgl. Tab. 32); die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)

In Abb. 163 ist die Abhängigkeit der vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden und Längenfeld von der Bauwerkslebensdauer  $D$  für sämtliche Verteilungsfunktionen dargestellt. Den Ergebnissen liegt die Hochwassercharakteristik (a)-(b)random zugrunde. Die rote Linie in den Diagrammen stellt jeweils den Zusammenhang auf Basis von Verteilungsfunktion 5 (AEV-MLM) her. Die Linien entsprechen den magenta dargestellten Linien aus Abb. 113. Die beiden Linien mit der geringsten Steigung repräsentieren die Ergebnisse der Verteilungsfunktionen 2 (E1-MLM) und 12 (P3-MLM). Die Schwankungsbreite der Werte  $VS_{ges}$  infolge verschiedener statistischer Verteilungsfunktionen nimmt erwartungsgemäß mit zunehmender Bauwerkslebensdauer  $D$  zu. Aus dem Vergleich der Abbildungen 113 und 163 zeigt sich zudem, dass die Sensitivitäten in den Werten für  $VS_{ges}$  infolge verschiedener im Bewertungsmodell betrachteter Hochwassercharakteristika erheblich geringer ausfallen als jene infolge verschiedener Verteilungsfunktionen. Die in Abb. 113 rot dargestellten Linien für Hochwassercharakteristik (a) weisen einen steileren Verlauf auf als die blauen Linien für Verteilungsfunktion 12 in Abb. 163.

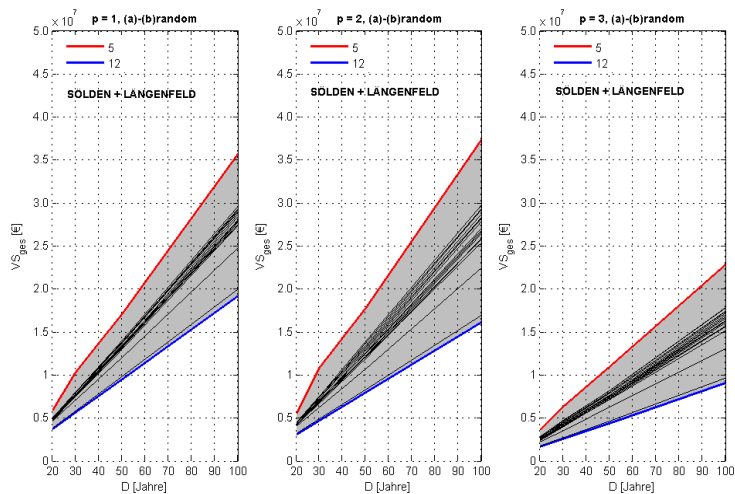
Der Einfluss der Wahl der statistischen Verteilungsfunktion auf die mittleren jährlichen Summen  $avg VS_{ges}$  aller vermiedenen Schäden innerhalb der

Bauwerkslebensdauer  $D$  ist in Abb. 164 dargestellt. Die Ergebnisse basieren wiederum auf der Annahme  $D = 100$  bzw. der Hochwassercharakteristika (a)-(b)random. Sie repräsentieren die Schadenssummen in den Talbecken von Söden und Längenfeld. In Abhängigkeit von  $p$  und der Wahl der Verteilungsfunktion schwankt  $\text{avg VS}_{\text{ges}}$  zwischen 0.09 Mio. €/Jahr und 0.37 Mio. €/Jahr. Die Betrachtung der Modellergebnisse unter Zugrundelegung sämtlicher Verteilungsfunktionen gemäß Tab. 32 zeigt, dass die in Kapitel D ermittelten Werte für  $\text{VS}_{\text{ges}}$  und  $\text{avg VS}_{\text{ges}}$  im oberen Bereich des zu erwartenden Schwankungsbereiches liegen. Hinsichtlich der Unsicherheiten im Verlauf der Verteilungsfunktion im Bereich  $T > 20$  Jahre stellt die Stichprobenlänge  $n = 32$  zweifelsohne eine unzureichende Datenbasis dar. Mit einer längeren Stichprobe und insbesondere mit einer höheren Anzahl an Stichprobenelementen im Hochwasserbereich wird sich die Streuung im Kurvenverlauf der Verteilungsfunktionen reduzieren und in der Folge die Sensitivitäten in den Werten für  $\text{VS}_{\text{ges}}$  und  $\text{avg VS}_{\text{ges}}$  reduzieren. Die Betrachtung der Kurvenschar in Abb. 96 lässt vermuten, dass die vermiedenen Schäden  $\text{VS}_{\text{ges}}$  dabei tendenziell geringer ausfallen werden.



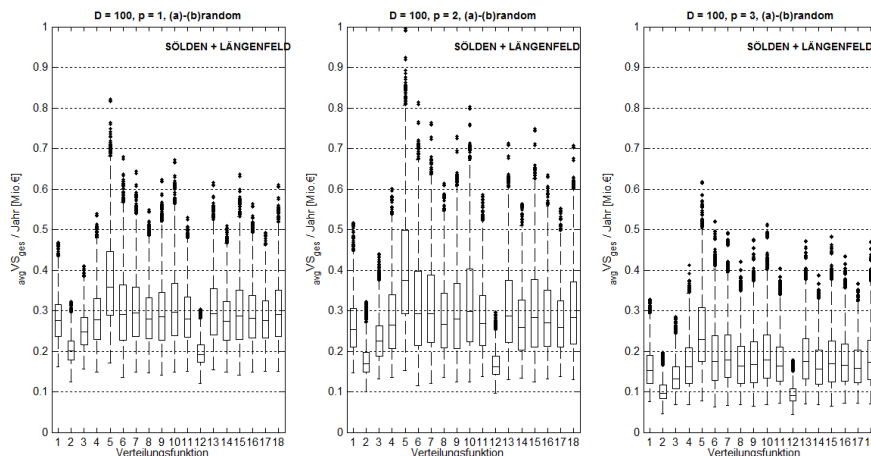
**Abb. 162:** Boxplots der vermiedenen Schäden in Söden und Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random für den PLANzustand  $p = 3$  unter Zugrundelegung der Verteilungsfunktionen nach Tab. 32; die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $\text{VS}_{\text{ges}}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)

Die Ergebnisse der statistisch-stochastischen Bewertung in Kapitel D.7.2 sowie die in diesem Abschnitt bisher beschriebenen Ergebnisse basieren auf dem Schadenmodell „MURL“. Darin besteht ein linearer Zusammenhang von relativem Schaden  $S$  und Wasserstand  $h$ , wobei für unterschiedliche Gebäudetypen, Inventar und auch Fahrzeuge verschiedene Funktionen verwendet werden (vgl. Kapitel C.3.2). In Kapitel C.3.2 werden des Weiteren das „BWG-Modell“ sowie das Modell „TYROL“ beschrieben. Ersterem liegt eine stufenförmige Abhängigkeit des Schadensanteils  $S$  von der Wassertiefe  $h$  zugrunde, die Einteilung erfolgt gemäß den drei Intensitätsklassen  $h < 0.5$  m,  $0.5$  m  $< h < 2.0$  m und  $h > 2.0$  m. Das Modell „TYROL“ basiert auf einer Umfrageanalyse zum Hochwasser 2005 und umfasst einen Zusammenhang zwischen absolutem Schaden  $S$  und Wasserstand  $h$  unter Verwendung regions- und gebäudetypspezifischer Parameter ((HUTTENLAU et al., 2010), vgl. Kapitel C.3.2). Im Folgenden wird der Einfluss der Wahl des Schadenmodells auf die berechneten kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  beschrieben. Die Anwendung des Bewertungsmodells erfolgt dabei jeweils mit den drei beschriebenen Schadenfunktionen.

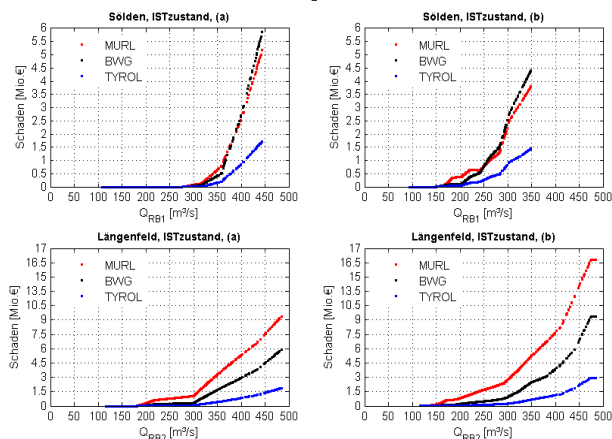


**Abb. 163:** Vermiedene Schäden  $VS_{ges}$  für Sölden und Langenfeld in Abhängigkeit der Bauwerkslebensdauer  $D$  für die Hochwassercharakteristik (a)-(b)random, für die PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  bzw. unter Zugrundlegung der Verteilungsfunktionen nach Tab. 32

In Abb. 165 ist der Zusammenhang zwischen den Abflüssen  $Q_{RB,1}$  und  $Q_{RB,2}$  und den korrespondierenden Schäden  $S$  im jeweiligen Talbecken für die drei Schadenmodelle bzw. für die beiden Hochwassercharakteristika (a) und (b) dargestellt. Die Funktionen beschreiben jeweils den ISTzustand. Die rot dargestellten Kurven repräsentieren die Ergebnisse des Modells „MURL“, sie entsprechen den schwarzen Kurven in den Abbildungen 101 und 102.



**Abb. 164:** Boxplots der mittleren jährlichen Summen  $\text{avg VS}_{\text{ges}}$  aller vermiedenen Schäden innerhalb der Bauwerkslebensdauer  $D = 100$  Jahre für die Hochwassercharakteristik (a)-(b)random bzw. für die PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  unter Zugrundelegung der Verteilungsfunktionen nach Tab. 32



**Abb. 165:** Zusammenhänge gemäß den Modellen „MURL“, „BWG“ und „TYROL“ (vgl. Kapitel C.3.2) zwischen  $Q_{RB,1}$  und korrespondierenden Schäden  $S$  im Talbecken von Sölden bzw. zwischen  $Q_{RB,2}$  und korrespondierenden Schäden  $S$  im Talbecken von Längenfeld für den ISTzustand bzw. für die Hochwassercharakteristika (a) und (b)

Aus den Diagrammen in Abb. 165 zeigt sich, dass mit dem Modell „TYROL“ die Schäden für beide Hochwassercharakteristika sowohl im Söldener als auch im

Längenfelder Becken am geringsten ausfallen. Für das Längenfelder Becken weisen die Kurven des „MURL“-Modells den steilsten Verlauf auf, die Schäden fallen hier am größten aus. Im Söldener Becken hingegen sind die Schäden aus der Modellierung mittels „MURL“ und dem „BWG-Modell“ sehr ähnlich, die Werte des „BWG-Modells“ sind für den Bereich hoher Abflüsse geringfügig höher.

Im Diagramm rechts unten – dargestellt ist der Zusammenhang zwischen dem Abfluss  $Q_{RB\_2}$  und dem Schaden  $S$  im Längenfelder Becken unter Zugrundlegung der Hochwassercharakteristik (b) – fällt der jeweils konstante Verlauf in den Kurven im Bereich der maximal betrachteten Abflüsse auf. Die Begründung ist in den Annahmen bei der Anwendung des Bewertungsmodells zu finden: Den dargestellten Kurven liegen für die Zuordnung von Abfluss  $Q$  und Schaden  $S$  die  $Z = 5000$  generierten Werte zugrunde. Diese Abflüsse liegen gemäß Abb. 100 zwischen  $Q_{RB\_2,min} = 116 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_{RB\_2,max} = 485 \text{ m}^3/\text{s}$ .  $Q_{RB\_2,max}$  entspricht dabei der Abflussspitze am Eingang des Längenfelder Beckens gemäß dem Szenario (a) -  $s = 1.4$  (ISTzustand). Beim Szenario (b) -  $s = 1.9$  fällt die Abflussspitze geringfügig niedriger aus. Bei der Betrachtung von Hochwassercharakteristik (b) wird eine Anpassung von  $Q_{RB\_2,max}$  auf den geringeren Wert vernachlässigt, die Schäden werden für diesen Abflussbereich jenem für (b) -  $s = 1.9$  zugeordnet. Die Kurven in Abb. 102 zeigen diesen konstanten Verlauf nicht, da sie nicht auf den  $Z = 5000$  generierten Ereignissen basieren, sondern direkt auf den Zusammenhang zwischen  $Q_{RB\_2,max}$  und jeweils ermitteltem Schaden für (b) -  $s = [0.5, 1.9]$ . Für  $Q_{RB\_1,max}$  fällt die Differenz aus den Betrachtungen der Ereignisse (a) und (b) geringer aus, entsprechend ergibt sich kein konstanter Verlauf in den Zusammenhängen.

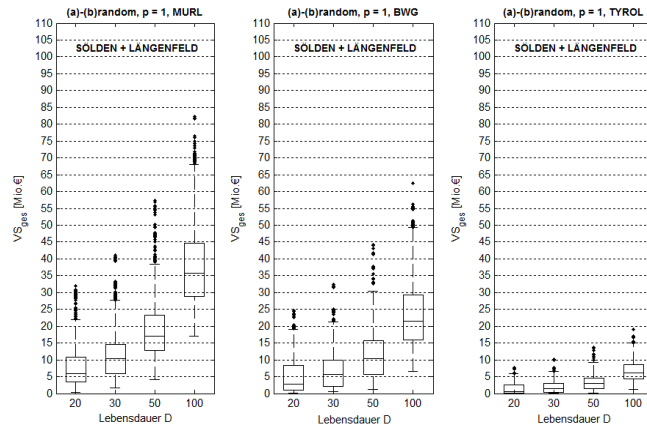
In den folgenden Abbildungen 166, 167 und 168 sind nun die Ergebnisse auf Basis der drei Schadenmodelle dargestellt. Abbildung 166 zeigt die Boxplots der vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  für Sölden und Längenfeld für PLANzustand  $p = 1$  bzw. für die Bauwerkslebensdauern  $D = 20$ ,  $D = 30$ ,  $D = 50$  und  $D = 100$ . Den Ergebnissen liegen jeweils die statistische Verteilungsfunktion 5 (AEV-MLM) mit der besten Anpassungsgüte sowie die Hochwassercharakteristik (a)-b)random zugrunde. Abbildung 167 enthält in Analogie dazu die Ergebnisse für PLANzustand  $p = 2$ , Abb. 168 jene für  $p = 3$ .

Für  $p = 1$  betragen die vermiedenen Schäden mit dem „BWG-Modell“ anteilig an den Werten mit dem Modell „MURL“ etwa 50 % - 60 %. Mit dem Modell „TYROL“ ergeben sich mit Anteilen um 15 % - 20 % die geringsten vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$ . Für  $p = 2$  und  $p = 3$  fällt der Vergleich der drei Schadenmodelle anhand der jeweils ermittelten vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  nahezu identisch aus.

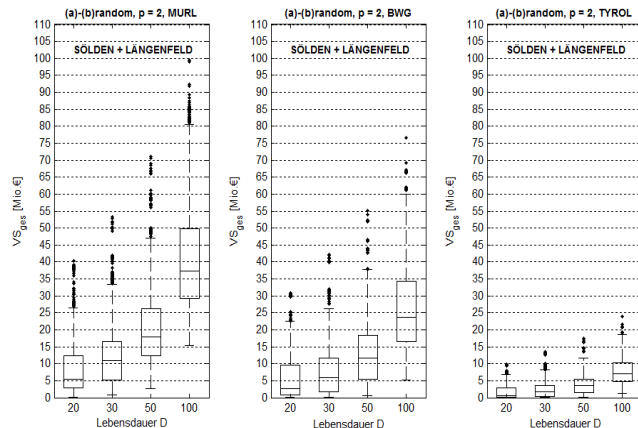
Aus der vergleichenden Analyse der Schadenmodelle gemäß den Abbildungen 166, 167, 168 lässt sich ableiten, dass die Einschätzung der Wirksamkeit projektierter Hochwasserschutzmaßnahmen nicht nur von der Wahl der statistischen Verteilungsfunktion beeinflusst wird, sondern ebenfalls elementar von der Wahl des Schadenmodells abhängt. In Abhängigkeit der betrachteten Hochwassercharakteristik ergeben sich beim „BWG-Modell“ bzw. generell beim Modell „TYROL“ geringere Schäden  $S$ . Bei dem geringeren Potential zur Schadensreduktion fallen folglich auch die Werte für  $VS_{ges}$  geringer aus.

Gemäß diesen Erkenntnissen ist der Beurteilung der Ergebnisse aus Kapitel D.7.2 anzumerken, dass die Werte für  $VS_{ges}$  aufgrund der Wahl der statistischen Verteilungsfunktion und des Schadenmodells Ergebnisse im oberen Bandbreitenbereich darstellen. Für die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung der

projektierten Hochwasserschutzmaßnahmen bedeutet dies, dass die Schutzwirkung und damit der Nutzen der Maßnahmen wahrscheinlich überbetont werden.

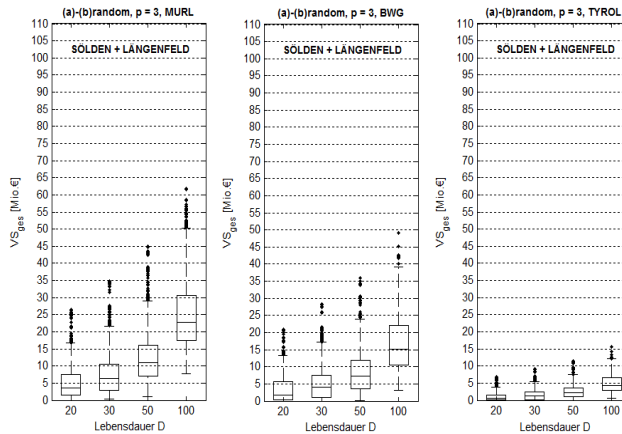


**Abb. 166:** Vermiedene Schäden  $VS_{ges}$  für Sölden und Längenfeld in Abhängigkeit der Bauwerkslebensdauer  $D$  für die Hochwassercharakteristik (a)-(b)random, für PLANzustand  $p = 1$  bzw. unter Zugrundelegung der Schadenmodelle „MURL“ (links), „BWG“ (Mitte) und „TYROL“ (rechts); die Ergebnisse beruhen auf der Verwendung von Verteilungsfunktion 5 (AEV-MLM)



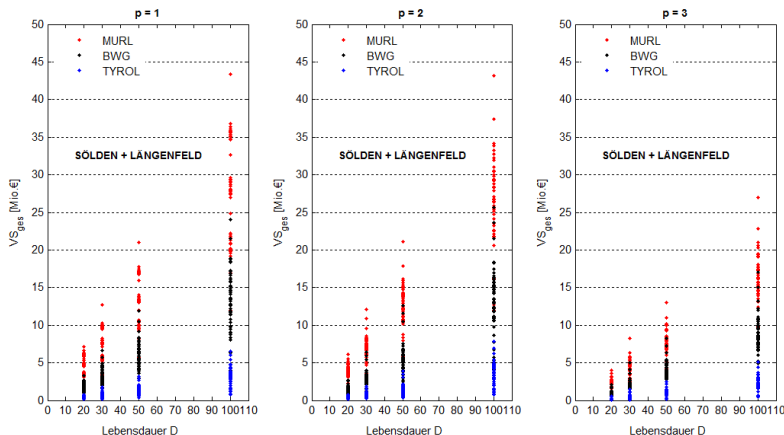
**Abb. 167:** Vermiedene Schäden  $VS_{ges}$  für Sölden und Längenfeld in Abhängigkeit der Bauwerkslebensdauer  $D$  für die Hochwassercharakteristik (a)-(b)random, für PLANzustand  $p = 2$  bzw. unter Zugrundelegung der Schadenmodelle „MURL“ (links), „BWG“ (Mitte) und „TYROL“ (rechts); die Ergebnisse beruhen auf der Verwendung der Verteilungsfunktion 5 (AEV-MLM)





**Abb. 168:** Vermiedene Schäden  $VS_{ges}$  für Sölden und Längenfeld in Abhängigkeit der Bauwerkslebensdauer  $D$  für die Hochwassercharakteristik (a)-(b)random, für PLANzustand  $p = 3$  bzw. unter Zugrundelegung der Schadenmodelle „MURL“ (links), „BWG“ (Mitte) und „TYROL“ (rechts); die Ergebnisse beruhen auf der Verwendung der Verteilungsfunktion 5 (AEV-MLM)

In Abb. 169 ist schließlich eine Zusammenschau sämtlicher ermittelter vermiedener Schäden  $VS_{ges}$  (Medianwerte) für die drei PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  dargestellt.



**Abb. 169:** Vermiedene Schäden  $VS_{ges}$  (Medianwerte) für Sölden und Längenfeld für die Bauwerkslebensdauern  $D = 20$  Jahre,  $D = 30$  Jahre,  $D = 50$  Jahre und  $D = 100$  Jahre für die PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  – Zusammenschau der Ergebnisse sämtlicher Hochwassercharakteristika, statistischer Verteilungsfunktionen bzw. Schadenmodelle

Die Daten sind in Abhängigkeit der Bauwerkslebensdauer  $D$  dargestellt. Die roten Werte repräsentieren die Ergebnisse auf Basis des Modells „MURL“, die schwarzen Werte basieren auf dem „BWG-Modell“, die blauen Werte auf dem Modell „TYROL“. Die Datensätze enthalten die Ergebnisse für sämtliche Hochwasserscharakteristika bzw. statistischen Verteilungsfunktionen.

Vergleicht man die Ergebnisse mit den vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  gemäß den Abbildungen 114, 115 und 116, so ergeben sich die im Mittel zu erwartenden vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  (für Hochwassercharakteristik (a)-(b)random) in Abhängigkeit der Bauwerkslebensdauer  $D$  bei Verwendung der favorisierten Modellansätze und die jeweils zu erwartenden Schwankungsbreiten wie folgt:

**Tab. 39:** Zusammenschau der ermittelten vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  für Söden und Längenfeld – die Mittelwerte basieren auf dem Modell „MURL“ und Verteilungsfunktion 5 (AEV-MLM) bzw. auf der Hochwassercharakteristik (a)-(b)random; obere und untere Grenzwerte entstammen den Sensitivitätsbetrachtungen zur Wahl der Verteilungsfunktion und des Schadenmodells, sie berücksichtigen sämtliche Hochwassercharakteristika

D [Jahre]	p = 1		
	untere Schranke [Mio. €]	MURL, AEV-MLM [Mio. €]	obere Schranke [Mio. €]
20	0.1	5.5	7.2
30	0.2	10.3	12.7
50	0.3	17.0	21.0
100	0.7	35.5	43.4

D [Jahre]	p = 2		
	untere Schranke [Mio. €]	MURL, AEV-MLM [Mio. €]	obere Schranke [Mio. €]
20	0.1	5.5	6.1
30	0.2	10.5	12.1
50	0.4	18.0	21.1
100	0.8	37.5	43.2

D [Jahre]	p = 3		
	untere Schranke [Mio. €]	MURL, AEV-MLM [Mio. €]	obere Schranke [Mio. €]
20	0.1	3.5	4.0
30	0.2	6.0	8.3
50	0.3	11.0	13.0
100	0.6	23.0	27.0



## F SCHLUSSFOLGERUNGEN UND AUSBLICK

### F.1 Zusammenfassung

#### F.1.1 Modellkonzept

Die vorliegende Arbeit beinhaltet die konzeptionelle Entwicklung eines Bewertungsmodells zur Beurteilung der Wirkung von Hochwasserschutzmaßnahmen. Der Fokus liegt dabei auf der Erfassung hochwasserrelevanter Prozesse in alpinen Einzugsgebieten. Das vorgestellte Konzept wird auf das Ötztal, dem mit  $EZG = 893 \text{ km}^2$  größten Seitental des Tiroler Inns, angewendet. Das Konzept umfasst im Wesentlichen zwei Komponenten, die Modellierung hydrologischer, hydraulischer und geschieberelevanter Prozesse sowie die statistisch-stochastische Bewertung der projektierten (punktuell wirksamen) Hochwasserschutzmaßnahmen (Hochwasserrückhaltebecken, Wasserfassungen). Detaillierte Ausführungen zum Modellkonzept finden sich in Kapitel C, die Anwendung auf das Ötztal ist in Kapitel D angeführt.

Das Konzept erlaubt die Gegenüberstellung von vermiedenen Hochwasserschäden infolge Hochwasserschutzmaßnahmen im Zeitraum von deren Lebensdauer mit den gesamten anfallenden Kosten für diese Maßnahmen. Durch die Modellierung der Abflussbildungsprozesse im Sinne eines hydrologisch-1D-hydraulischen Modells wird räumlich inhomogenen Prozessverhältnissen adäquat Rechnung getragen. Zudem wird der relevante Unterliegerbereich der betrachteten Schutzmaßnahmen innerhalb der Talschaft vollständig in die Kosten-Nutzen-Analyse eingerechnet. Die Ermittlung von ereignisspezifischen Überflutungsflächen in den Siedlungsgebieten erfolgt auf Basis 2D-numerischer Modelle. Der hydraulische Zusammenhang zwischen diesen Talbereichen wird durch das 1D-hydraulische Modell des Vorfluters der Talschaft hergestellt.

#### F.1.2 Anwendung auf das Einzugsgebiet des Ötztals

Aus der Anwendung des Modellkonzeptes auf das Ötztal zeigt sich allen voran, dass die Kosten-Nutzen-Analyse für den Zeitraum der Maßnahmenlebensdauer  $D$  ein wesentlich besseres Werkzeug in der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung darstellt, als es die Gegenüberstellung der Schäden einzelner Hochwasser mit definierter Jährlichkeit und der Bauwerkskosten ist. Für die Talbecken von Sölden und Längenfeld ergeben sich in Abhängigkeit der Hochwassercharakteristik bzw. in Abhängigkeit der Maßnahmenlebensdauer  $D$  für die drei betrachteten PLANzustände  $p$  im Mittel kumulative vermiedene Schäden  $VS_{\text{ges}}$  gemäß Tab. 40 (vgl. Abb. 113).

Die Ergebnisse basieren auf der Anwendung jener statistischen Verteilungsfunktion am Referenzpegel mit der besten Anpassungsgüte (AEV-MLM) bzw. auf der Anwendung des Modells „MURL“ für die Schadenermittlung. Für die Jährlichkeiten  $T$  sämtlicher betrachteter Szenarien gilt dabei gemäß AEV-MLM  $T < 100$ . Der mittlere jährliche vermiedene Schaden  $_{\text{avg}}VS_{\text{ges}}$  – er entspricht bei Verwendung einer jährlichen Serie mit Jahreshöchstabflüssen dem mittleren Schaden eines Ereignisses in einem Jahr – fällt mit Werten im Bereich  $0.18 \text{ Mio. € / Jahr} \leq _{\text{avg}}VS_{\text{ges}} \leq 0.37 \text{ Mio. € / Jahr}$  erheblich geringer aus. Für das Ötztal zeigt PLANzustand  $p = 2$  (je ein Hochwasserrückhaltebecken im Venter und

Gurgler Tal mit einem Speichervolumen von 2 Mio. m<sup>3</sup>) die beste Schutzwirkung. Aus dem Vergleich der betrachteten PLANzustände zeigt sich, dass der hochwassersichere Betrieb von Wasserfassungen ebenfalls in einer erheblichen Reduktion der Hochwassergefahr an den Unterliegern resultiert. Die projektierten Fassungen im Ötztal (drei Wasserfassungen im Venter Tal, eine Fassung im Gurgler Tal sowie drei Fassungen im Einzugsgebiet des Fischbaches, vgl. Tab. 25) liegen hinsichtlich ihrer Schutzwirkung im Bereich von Rückhalteanlagen im Venter und Gurgler Tal mit jeweils zwischen 1 Mio. m<sup>3</sup> und 2 Mio. m<sup>3</sup> Speichervermögen (siehe Kapitel D.6 und D.8).

**Tab. 40:** Vermiedene Schäden  $VS_{ges}$  [Mio. €] in den Talbecken von Sölden und Längenfeld in Abhängigkeit der Maßnahmenlebensdauer  $D$  und der Hochwassercharakteristik für die PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$

Szenario		Hochwassercharakteristik		
		(a)	(b)	(a)-(b)random
		[Mio.€]		
$p = 1$	$D = 20$	4.5	7.2	5.8
	$D = 30$	8.3	12.7	10.3
	$D = 50$	13.4	21.0	17.1
	$D = 100$	28.0	43.5	35.7
$p = 2$	$D = 20$	4.9	6.1	5.5
	$D = 30$	9.6	12.1	10.9
	$D = 50$	15.4	21.1	17.8
	$D = 100$	32.3	43.2	37.4
$p = 3$	$D = 20$	3.2	4.0	3.6
	$D = 30$	6.0	8.3	6.3
	$D = 50$	9.3	13.0	11.0
	$D = 100$	19.3	27.0	22.9

Die in Kapitel E angeführten Untersuchungen zur Sensitivität in den Ergebnissen infolge der Wahl des Modellansatzes bzw. infolge der Unsicherheiten in den Modellparametern lassen erhebliche Schwankungsbreiten in den Ergebnissen erwarten.

Die Wahl des hydrologischen Modells hat sich mit der Anwendung eines eventbasierten Unit Hydrograph Ansatzes für die Aufgabenstellung dieser Arbeit als richtig bestätigt, zumal durch die vereinfachte Berücksichtigung von Schnee- und Gletscherflächen auf Basis von Satellitenbildern sehr gute Ergebnisse bei der Modellkalibrierung erreicht werden (siehe Kapitel D.5). Eventbasierte Modelle stellen für die Simulation historischer Ereignisse ein geeignetes und gängiges Werkzeug dar, wobei sich kontinuierliche Wasserhaushalts- bzw. Energiebilanzmodelle für die Hochwasserprognose bzw. für die Berechnung von Bemessungshochwassern anbieten (GEMS et al., 2010b). Aus der vergleichenden Betrachtung der Kalibriergüten des SCS-CN-Modells und der Modelle „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“ und „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ ergeben sich für die Hochwasser vom September 1999 und Juli 2001 sehr gute Kalibriergüten für das eventbasierte Modell. Die Ergebnisse der kontinuierlichen hydrologischen Modelle weisen im Vergleich zu den Referenzganglinien teilweise deutliche Differenzen auf. Für die Hochwasserprognose oder bei der Berechnung von Bemessungshochwassern sind sie dem SCS-CN-Modell allerdings vorzuziehen. Einerseits erlauben sie die Berücksichtigung definierter Systemzustände bei Beginn von Bemessungsereignissen. Andererseits ist ein nicht kalibriertes SCS-CN-Modell

sehr sensitiv gegenüber Unsicherheiten in den Modellparametern (siehe Kapitel E.2) (GEMS et al., 2010b).

Aus den Sensitivitätsbetrachtungen zur Geschiebebilanzierung in den Wildbacheinzugsgebieten und den Vorfluterabschnitten zwischen den 2D-numerischen Modellen lässt sich schließen, dass der Einfluss der sedimentologischen Modellparameter  $d_{xx}$  auf die berechneten Transportraten maßgebend ist. Für deren Bestimmung sind entsprechend Kartierungsarbeiten im Projektgebiet erforderlich. Gegenüber Unsicherheiten in den topografischen Parametern (Gerinnebreite  $B$ , Sohlgefälle  $I_S$ ) reagieren die Transportraten weniger sensitiv, demgemäß ist deren Bestimmung mit GIS-basierten Methoden hinreichend genau (GEMS et al., 2010a). Der Vergleich der Transportansätze nach RICKENMANN (2005) bzw. SMART und JÄGGI (1983), zweier gängiger Transportansätze für steile Gerinne, zeigt, dass die Transportraten gemäß SMART und JÄGGI (1983) im Allgemeinen geringer ausfallen. Dies trifft vor allen Dingen bei geringen Abflussverhältnissen sowie bei verhältnismäßig geringen Gerinneneigungen zu. Die Anwendung des Ansatzes nach RICKENMANN (2005) erfolgt unter Anwendung weiterer empirischer Ansätze für die Abschätzung des kritischen Abflusses  $Q_K$  und eines reduzierten Gerinnegefälles  $I_{S,red}$  infolge Formverluste. Letztere werden bei der Geschiebebilanzierung auch im Formelschema nach SMART und JÄGGI (1983) explizit berücksichtigt, zumal der Ansatz aus Laboruntersuchungen mit weitgehend ebenen Sohlen hervorgeht (siehe Kapitel C.2.3 und E.3).

Im Modellkonzept werden ausschließlich fluviatile Transportprozesse betrachtet. Murartige Feststoffverlagerungen bzw. Murgänge mit Feststoffanteilen am Abflussgemisch von mehr als 20 % werden nicht berücksichtigt. Die Ergebnisse der 2D-numerischen Modellierung zeigen dennoch die Relevanz fluviatiler Transportprozesse hinsichtlich ihres Einflusses auf die Hochwassergefahr auf. Geringere Transportkapazitäten  $G_{TK}$  aufgrund eines infolge der Hochwasserschutzmaßnahmen geringeren Abflusses in der Ötztaler Ache führen vereinzelt dazu, dass Geschiebeeinträge aus den seitlichen Zubringern unmittelbar am Zuflussknoten abgelagert werden und vergleichsweise größere Überflutungsflächen zur Folge haben (siehe Kapitel D.6).

Aus den Sensitivitätsbetrachtungen zur Wahl der statistischen Verteilungsfunktion sowie zur Wahl des Schadenmodells ergeben sich erhebliche Schwankungsbreiten in den ermittelten vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  für die Talbecken von Sölden und Längenfeld. Abbildung 163 zeigt, dass die vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  bei Verwendung jener statistischen Verteilungsfunktion mit der besten Anpassungsgüte (AEV-MLM) im Anwendungsbeispiel am größten ausfallen. Mit den übrigen Verteilungsfunktionen sind die Werte für  $VS_{ges}$  um bis zu 50 % geringer. Diese Schwankungsbreiten gehen mit der Streuung in den Verteilungsfunktionen im Hochwasserbereich einher (siehe Abb. 96) (ACHLEITNER et al., 2010). Ähnlich große Schwankungsbreiten ergeben sich infolge der Wahl des Schadenmodells. Wiederum fallen die vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  mit dem zunächst angewendeten Schadenmodell „MURL“ am größten aus (siehe Abbildungen 165 - 169). Die Ergebnisse auf Basis des „BWG-Modells“ bzw. des Modells „TYROL“ fallen um bis zu 80 % geringer aus (siehe Kapitel E.5).

Für die Anwendung des statistisch-stochastischen Bewertungsmodells ist zunächst das Schadenmodell „MURL“ zu empfehlen, zumal es im Vergleich zum „BWG-Modell“ und zum Modell „Tyrol“ ein relatives Schadenmodell darstellt und damit das objektspezifische Werteinventar innerhalb des betrachteten Siedlungsbereiches berücksichtigt wird (siehe Kapitel C.3.2). Der regionsspezifische Charakter der Talschaft findet damit bestmöglich Eingang in das Bewertungsmodell. Ungeachtet dessen ist das Modell „MURL“ in der praktischen Anwendung vergleichsweise am besten erprobt. Hinsichtlich der Wahl der statistischen Verteilungsfunktion haben die Ergebnisse aus der Anwendung des Bewertungsmodells auf das Ötztal gezeigt, dass die Verwendung von Verteilungsfunktionen mit nahezu identen Anpassungsgüten zu sehr großen Unterschieden in den zu erwartenden vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  führt. Diese Schwankungsbreiten sollten bei der Modellanwendung im Sinne von Modellunsicherheiten berücksichtigt werden.

Aus der vergleichenden Anwendung der empirischen Schätzformeln gemäß Kapitel B.2.2 für die Abschätzung der Abflussspitzen  $Q_{max}$  bzw. gemäß Kapitel B.4.2 für die Geschiebefrachten  $V_G$  geht hervor, dass bei der Betrachtung historischer Ereignisse, mit denen in den Teileinzugsgebieten Jährlichkeiten  $T < 100$  Jahre bzw. 150 Jahre einhergehen, eine deutliche Überschätzung der Ergebnisse erfolgt. Insbesondere die Abschätzung der Geschiebefrachten  $V_G$  – sie weichen teilweise um mehrere Größenordnungen von den modellierten Werten ab – ist bei der hier angestrebten Betrachtung fluvialer Prozessverhältnisse nicht zielführend. Hinsichtlich der Hochwasserschätzformeln gemäß Kapitel B.2.2 bzw. Tab. 37 ist die Anwendung der Gleichungen (B.10b), (B.10d) und (B.10e) nach HAMPEL ((1978), (1979) und (1984)) zu empfehlen. Bei der Anwendung der Gleichungen (B.2) nach KÜRSTEINER (1917), (B.3) nach WUNDT (1953) sowie (B.4) nach KLEMENT und WUNDERLICH (1964) sind im Falle die Modellparameter so zu wählen, dass die Ergebnisse im unteren Bandbreitenbereich liegen.

Der in dieser Arbeit vorgestellte hybride Ansatz zur Modellierung von Verklausungsprozessen an Brückenbauwerken und deren Auswirkungen auf die Hochwassergefahr im umliegenden Vorlandbereich wird exemplarisch für ein ausgewähltes Bauwerk im Talbecken von Sölden aufgezeigt. Aufstauhöhen und Rückstaulängen werden zunächst im Rahmen systematischer Versuchsreihen am physikalischen Modell erfasst. Die Betrachtung erfolgt stationär und unter Vernachlässigung des Geschiebetransports. Vorwiegend untersucht werden die Einflüsse verschiedener Abflussverhältnisse und verschiedener Schwemmholzmischungen. Die Ergebnisse der Untersuchungen werden in die 2D-numerische Modellierung implementiert, indem die Deckwerksgeometrie der Brücke dahingehend angepasst wird, als die Wasserspiegellagen oberstrom der Brücke jenen aus dem Modellversuch entsprechen (siehe Kapitel C.4).

Aus den Ergebnissen des physikalischen Modellversuchs zeigt sich, dass für das Auftreten einer Verklausung bzw. das Ausmaß des Aufstaus der Verästelungsgrad der Schwemmholzmischung, die Abflussverhältnisse, die topografischen Verhältnisse im unmittelbaren Brückenbereich (Höhe der Böschung, Ufermauern, usw.) sowie das Verhältnis von maximaler Stammlänge zu Sohlbreite bzw. lichter Höhe maßgebend sind.

Bei der Implementierung der Ergebnisse in die 2D-numerische Modellierung ist unabhängig von den Abflussverhältnissen der Querschnitt beispielsweise durch

Absenken der Unterkante des Bauwerkes und Anheben der Oberkante nahezu vollständig zu verschließen, damit sich die Wasserspiegellagen an jene aus dem Modellversuch annähern (siehe Kapitel D.8). Die im numerischen Modell implementierten empirischen Ansätze für den druckhaften Abfluss unter dem Bauwerk bzw. die Überströmung wurden hierbei nicht verändert.

Hinsichtlich der Auswirkungen in den Überflutungsflächen ergeben sich verstärkt Ausuferungen aus dem vom Aufstau betroffenen Gerinneabschnitt oberstrom der Brücke. Diese Ausuferungen in den Vorlandbereich wirken in gewisser Weise wie Retentionsflächen – der Abfluss und in der Folge auch die Ausuferungen im Bereich unterstrom des Brückenbauwerks fallen entsprechend geringer aus. Umläufigkeiten im Vorlandbereich führen vereinzelt auch zu größeren Überflutungsflächen im unterstrom gelegenen Vorland (siehe Kapitel D.8 bzw. SENDLHOFFER (2010) und GEMS et al. (2012)).





## **F.2 Weitere forschungsrelevante Fragestellungen**

### **F.2.1 Übersicht**

Das in dieser Arbeit vorgestellte Modellkonzept zur Bewertung der Wirkung von Hochwasserschutzmaßnahmen ist generell für alpine Einzugsgebiete bzw. Talschaften anwendbar.

Die Modellierung setzt dabei folgende Datengrundlagen voraus:

- **AUFZEICHNUNGEN HISTORISCHER HOCHWASSER**  
Niederschlag; Wasserstand; Aufzeichnungen über den Betrieb bestehender Kraftwerksanlagen im Projektgebiet
- **AUFZEICHNUNG VON JAHRESHÖCHSTABFLÜSSEN AN DEN ABFLUSSPEGELN**
- **GELÄNDEAUFNAHME**  
Projektgebiet: Topografie, Bodenaufbau und Bodennutzung;  
Bereiche der hydraulischen Modelle: terrestrische Vermessung des Flussschlauches, Airborne Laserscanning und terrestrische Vermessung für den relevanten Vorlandbereich
- **WERTEINVENTAR, SCHADENMODELLE**  
Objektverortung in den Bereichen der hydraulischen Modelle; Schäden historischer Hochwasser (Informationen von Versicherungen)

Neben der hier angeführten Modellanwendung für das Ötztal und den Sensitivitätsbetrachtungen zur hydrologischen Modellierung, zur Geschiebebilanzierung sowie zur statistisch-stochastischen Bewertung eröffnet das Modell die Untersuchungen weiterer forschungsrelevanter Fragestellungen. Ohne den Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben, werden im Folgenden im Sinne eines Ausblickes einige Aspekte diesbezüglich angeführt:

### **F.2.2 Modellsensitivität infolge Unsicherheiten in den Messdaten für Niederschlag und Wasserstand**

Messdaten an den Niederschlagsstationen für die Zeiträume der betrachteten historischen Hochwasser stellen die Einwirkung für die Modellierung dar. Die Kalibrierung erfolgt anhand der Wasserstandsmessungen an den Abflusspegeln. Die punktuelle Erfassung des Niederschlags ist generell aufgrund witterungsbedingter Einflüsse mit Fehlern behaftet, insbesondere in alpinen exponierten Lagen. Wasserstandsmessungen sind im Nieder- und Mittelwasserbereich im Allgemeinen sehr zuverlässig, bei Hochwasserabflüssen allerdings oft mit erheblichen Unsicherheiten bzw. Fehlern verbunden. Die Kenntnis über die Modellsensitivitäten infolge dieser Unsicherheiten ist für die Beurteilung der Ergebnisse von Bedeutung.

### F.2.3 Vergleichende Bewertung der Abfluss- und Transportprozesse aus der 2D-numerischen Modellierung und dem 1D-hydraulischen Modell bzw. dem Geschiebebilanzierungsschema

Die Modellierung hochwasserrelevanter Prozesse erfolgt im hier beschriebenen Konzept unter anderem mit einem analytischen Geschiebebilanzierungsschema, einem 1D-hydraulischen sowie 2D-numerischen Modell. In den Talbecken, in denen die Ausweisung der Überflutungsflächen erfolgt, werden sämtliche Modelle angewendet. Neben der räumlichen Kopplung, die gegenwärtig Inhalt des Modellkonzeptes ist, besteht hierbei die Möglichkeit eines Vergleichs der Ergebnisse aus der Abfluss- und Geschiebetransportberechnung in den Talbecken. Damit lassen sich weitere Aussagen über die Eignung und Güte der Modelle treffen.

### F.2.4 Gemeinsame Modellkalibrierung für ausgewählte historische Hochwasser – Modellvalidierung

Die Modellierung hochwasserrelevanter Prozesse basiert im Rahmen des vorgestellten Modellkonzeptes auf der grundlegenden Annahme einer eventbasierten Kalibrierung der hydrologischen, hydraulischen bzw. numerischen Modelle (siehe Kapitel C.2.2 und C.2.4). Mit der gewählten Methodik werden bei der Modellkalibrierung sehr hohe Anpassungsgüten für jedes der betrachteten historischen Hochwasser erreicht (siehe Kapitel D.5). Aus der Anwendung des Modellkonzeptes auf das Ötztal geht hervor, dass die Kalibrierparameter für jedes Ereignis teilweise erheblich voneinander abweichen (siehe Abbildungen 72, 73 und 76 bzw. Tab. 31). Zudem ist mit dem eventbasierten Ansatz der Umstand verbunden, dass eine Validierung der Modelle nicht durchführbar ist.

Im Hinblick auf die Anforderung einer Modellvalidierung bzw. auf den zeitlichen Aufwand der eventbasierten Kalibrierung ergibt sich die Fragestellung, inwieweit die Anpassungsgüten durch eine gemeinsame Kalibrierung mehrerer historischer Hochwasser geringer ausfallen und sich folglich Differenzen in den ermittelten vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  ergeben.

### F.2.5 Vergleichende Bewertung der 2D-numerischen Geschiebemodellierung auf Basis einer Einkornbetrachtung mit einem Modell für fraktionierten Transport

Die Einkornbetrachtung stellt die grundlegende Modellannahme bei der Berechnung des Geschiebetransportes in den Wildbacheinzugsgebieten und entlang des Vorfluters dar. Im Geschiebebilanzierungsschema wird je nach Charakteristik des Routing-Abschnittes Material aus der Sohle bis in eine entsprechende Tiefe im Sinne eines im Abschnitt zusätzlich verfügbaren Materials angesetzt. In der 2D-numerischen Modellierung wird der Aufbau der Sohle als homogen angenommen, die maximale Erosionstiefe stellt eine benutzerdefinierte Größe dar (in den Talbecken von Sölden und Längenfeld wird sie mit 2 m beschränkt). Im Hinblick auf die Aufgabenstellung der numerischen Modellierung – der Berechnung von Überflutungsflächen – ergibt sich die Fragestellung, inwieweit es bei der Anwendung fraktionierter Transportmodelle zu Unterschieden in den Ergebnissen kommt, zumal

die Modellierung mit Mehrkornmodellen mit erheblich größerem Aufwand verbunden ist (Datenerhebung, Modellerstellung, Kalibrierung, Stabilität).

#### F.2.6 Vergleichende Bewertung der Geschiebebilanzierung in den Wildbacheinzugsgebieten mit numerischen Modellen (TomSed, usw.)

Die Geschiebeberechnungen in den Wildbacheinzugsgebieten basieren auf einer „Schlüsselstreckenbetrachtung“ (siehe Kapitel C.2.3). Die Vorgehensweise stellt eine wesentliche Vereinfachung zur detaillierten Geschiebemodellierung eines gesamten Wildbacheinzugsgebietes dar. Gegenwärtig verfügbare numerische Modelle erlauben die vollständige Abbildung des Gerinnesystems im Wildbacheinzugsgebiet. Die Modellierung erfolgt auf Basis empirischer Ansätze bzw. in Kopplung mit der Abflussberechnung gemäß den eindimensionalen Gleichungen nach Saint Venant. Die Modelle benötigen unter anderem Querprofile und Kornparameter entlang des gesamten Gerinnesystems im Einzugsgebiet. Diese Daten sind für ein Projektgebiet in der Größe des Ötztals  $EZG = 983 \text{ km}^2$  in der Regel nicht verfügbar, die Anwendung numerischer Modelle im Rahmen des Modellkonzepts erscheint daher als nicht praktikabel. Sinnvoll und von Interesse ist hingegen die exemplarische Anwendung für ausgewählte Wildbacheinzugsgebiete im Projektgebiet. Es ergibt sich damit die Möglichkeit zum Vergleich mit den Ergebnissen der Geschiebebilanzierung bzw. zur Einschätzung von deren Aussagekraft.

#### F.2.7 Transportverhalten des Vorfluters im Knotenbereich seitlicher Zubringer aus Wildbacheinzugsgebieten mit erheblichen Geschiebeeinträgen

Ein Charakteristikum bei der Einstufung des Gefährdungspotentials von Wildbächen stellt das Abfuhrvermögen des Vorfluters dar. Geschiebeeinstöße aus seitlichen Zubringern vermögen im Bereich des Zuflusses das Risiko von Ausuferungen in das Vorland zu erhöhen, sofern die vorherrschenden Schleppspannungen im Knotenbereich für den Weitertransport des Materials zu gering sind. Bei der Anwendung des Modellkonzeptes auf das Ötztal zeigt sich dieser Umstand unter anderem am Zuflusssknoten 5 (Einzugsgebiet der Windache). Bei Betrachtung des Hochwassers vom Juli 2001 resultieren aus dem Einzugsgebiet der Windache nicht zu vernachlässigende Abfluss- und Geschiebefrachten. Beim ISTzustand ist das Abfuhrvermögen der Ötztaler Ache im Knotenbereich ausreichend, um den Geschiebeeintrag weiter zu transportieren. Bei den PLANzuständen hingegen lagert sich das Geschiebe aufgrund des erheblich geringeren Abflusses in der Ötztaler Ache unmittelbar ab und führt in der Folge zu ausgedehnteren Überflutungsflächen (siehe Kapitel D.6).

Mit den im Modellkonzept enthaltenen Methoden zur Abschätzung der Geschiebetransportraten bzw. -kapazitäten ergibt sich die Möglichkeit, das Abfuhrvermögen in den Vorflutern der Wildbäche zu quantifizieren bzw. die bestehenden Einschätzungen über das Abfuhrvermögen zu überprüfen. Nicht zuletzt ist die Kenntnis des Abfuhrvermögens in den Vorflutern für die Projektierung von Schutzbauwerken – etwa bei der Fragestellung, ob durch das Schutzbauwerk

vollständiger oder dosierter Rückhalt (siehe Kapitel F.2.8) erreicht werden soll – von Bedeutung.

### F.2.8 Dosier- bzw. Rückhaltewirkung von Geschiebesperren, Murgangsszenarien für ausgewählte Wildbäche

Die Wirkungsweise von Geschiebesperren findet im Modellkonzept in stark vereinfachter Form Berücksichtigung. Gemäß Abb. 41 wird im Verlauf eines Hochwasserereignisses solange vollständiger Rückhalt am Bauwerk angenommen, bis die Kapazität der Anlage erreicht ist. Ab diesem Zeitpunkt entspricht der Geschiebeaustrag aus dem Bauwerk dem Geschiebeeeintrag (siehe Kapitel C.2.3). Diese modellhafte Annahme ist im Allgemeinen in der Natur nicht zu beobachten. Je nach Bauwerkstyp wird der Eintrag von Feststoffen dosiert zurückgehalten bzw. nach unterstrom ausgetragen. Zudem stellt sich je nach Verlandungsgrad (Sohlneigung) ein über den Ereigniszeitraum variabler Austrag von Feststoffen ein. Untersuchungen zur Dosier- und Rückhaltewirkung für verschiedene Typen von Geschiebesperren mit dem Ziel, den zeitlichen Verlauf der Geschiebeausträge aus den Bauwerken besser zu quantifizieren, könnten die gemäß Abb. 41 getroffenen Modellannahmen verbessern. Deren Durchführung erfolgt in Form von physikalischen Modellversuchen. Ziel der Untersuchungen ist es, einen (vereinfachten) analytischen Zusammenhang zwischen dem Geschiebeeeintrag in das Rückhaltebecken bzw. dem Geschiebevolumen im Rückhaltebecken und dem Geschiebeaustrag aus dem Rückhaltebecken zu definieren. Für die Untersuchung des Einflusses von Sortiereffekten auf den Geschiebeaustrag aus den Rückhaltebecken ist bei der Prozessmodellierung ein fraktionierter Ansatz zu wählen.

Die Relevanz dieser Untersuchungen ist insbesondere dann gegeben, wenn im Sinne von Murgangsszenarien für ausgewählte Wildbacheinzugsgebiete Ansätze zur Berechnung von Murenfrachten angewendet werden. Mit der Annahme ausschließlich fluvialer Transportprozesse ergeben sich verhältnismäßig geringe Geschiebefrachten in den Wildbacheinzugsgebieten. Dies hat zur Folge, dass an den bestehenden Geschiebesperren die Kapazitätsgrenzen nicht erreicht werden. In diesem Fall wird mit der Modellannahme nach Abb. 41 der geringfügige (dosierte) Austrag unterschätzt bzw. vernachlässigt.

### F.2.9 Einfluss des Geschiebetransportes auf die Schutzwirkung projektierte Wasserfassungen, Untersuchungen zur Ausfallsicherheit von Wasserfassungen

Den im Rahmen von PLANzustand  $p = 1$  modellierten Wasserfassungen mit  $Q_{WF,V} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$  im Venter Tal und  $Q_{WF,G} = 29 \text{ m}^3/\text{s}$  im Gurgler Tal liegt die Annahme zugrunde, dass das ankommende Geschiebe zur Gänze zurückgehalten wird. Diese Annahme ist insofern gerechtfertigt, als die Fassungen jeweils in Form eines seitlichen Überfalles gestaltet werden. Das Wasser wird dafür durch ein Absperrbauwerk gestaut, der entstehende Speicher ist im Verhältnis zu Hochwasserrückhaltebecken vergleichsweise gering, in seiner Wirkung jedoch nicht vernachlässigbar. Mit der Ausführung der Wasserfassung in dieser Form wird der hochwassersichere Betrieb der Anlage gewährleistet. Besondere Beachtung ist unter Umständen der Notwendigkeit von Spülungen des Stauraumes bei kleineren

Hochwassern bzw. im abklingenden Ast großer Hochwasserereignisse zu schenken. Die Spülungen sind dahingehend umzusetzen, dass einerseits zu keiner Zeit schadenbringende Abflüsse im Unterliegerbereich auftreten und andererseits das im Speicherbereich verlandete Geschiebe ausgetragen wird und nicht verstärkt lokal im Unterliegerbereich wieder abgelagert wird. Für die Untersuchungen des Einflusses des Geschiebetransportes auf die Schutzwirkung projektierte Wasserfassungen sind physikalische Modelluntersuchungen des Stauraumes bzw. numerische Modellbetrachtungen der Unterliegerstrecke erforderlich. Aufgabenstellung ist die konstruktive Gestaltung des Absperrbauwerks und der Betriebsauslässe sowie die Optimierung des Spülschemas.

Im Zuge der Modellanwendung auf das Einzugsgebiet des Ötztals wurde auch an den übrigen projektierten bzw. bereits bestehenden Wasserfassungen hochwassersicherer Betrieb vorausgesetzt. Diese Fassungen entsprechen dem Prinzip klassischer Tiroler Wehre, der Wassereinzug erfolgt nicht über eine Seitenentnahme sondern an der Gerinnesohle. Insbesondere bei diesem Bauwerkstyp sind Untersuchungen zur Ausfallsicherheit der Fassung bei größeren Hochwassern von Relevanz, zumal eine Verlegung mit Feststoffen (Geschiebe und Holz) hier in Betracht zu ziehen ist.

#### F.2.10 Betriebsoptimierung von Hochwasserrückhaltebecken in Abhängigkeit der zuströmenden Abflussganglinie

Die Steuerung des Ausflusses aus den projektierten Hochwasserrückhaltebecken erfolgt im Rahmen der Modellanwendung auf das Ötztal unter der Bedingung, dass für jedes Szenario die maximale Schutzwirkung erzielt wird (siehe Kapitel C.2.2 und D.6). Gemäß dem rechten Diagramm in Abb. 38 entspricht der Ausfluss im Mindesten dem Basisabfluss bzw. 20 % des Zuflusses. Darüber hinaus wird er so gering angenommen, dass das verfügbare Speichervolumen  $V_{RES}$  nach Möglichkeit in Anspruch genommen wird.

Diese Betrachtungsweise zeigt einerseits die maximale Schutzwirkung des Rückhaltebeckens auf, setzt aber für die Ausflussteuerung gleichzeitig die Kenntnis der im Hochwasserfall ankommenden Wasserfracht  $V_Q$  voraus. In der Realität werden Rückhaltebecken im Sinne einer Wasserstands-Ausfluss-Beziehung projektiert und bemessen. Bei Ereignissen mit geringeren Wasserfrachten als jener des Bemessungsereignisses wird die Anlage damit nicht ihre volle Wirkung erzielen, bei höheren Frachten hingegen ist das notwendige Speichervolumen nicht verfügbar. Hier wird ab Erreichen des verfügbaren Speichervolumens die Hochwasserentlastung anspringen, wobei ab diesem Zeitpunkt der Ausfluss im Wesentlichen dem Zufluss zur Rückhalteinlage entspricht (Dämpfung der Zuflussganglinie bei der Durchströmung des Hochwasserrückhaltebeckens infolge dynamischer Retention, vgl. Kapitel A.1), solange der Zufluss den Bemessungsausfluss überschreitet.

Der Vergleich einer Anlagensteuerung auf Basis einer einheitlichen Wasserstands-Ausfluss-Beziehung für alle zu erwartenden Hochwasser mit den durchgeführten Modellrechnungen ist im Hinblick auf die Unterschiede in den Überflutungsflächen im Unterliegerbereich von Interesse.

### F.2.11 Frachtspezifische statistische Analyse von Hochwassern

Die Modellierung der Hochwasser vom September 1999 und Juli 2001 im Ötztal hat gezeigt, dass einerseits der Prozess des Geschiebetransportes hinsichtlich des Einflusses auf die Überflutungsflächen nicht zu vernachlässigen ist bzw. dass andererseits bei Hochwassern mit verhältnismäßig geringen Abflussspitzen  $Q_{\max}$  sehr hohe Geschiebefrachten transportiert werden können (siehe Kapitel D.6). In dieser Hinsicht ergibt sich die Fragestellung, inwieweit eine frachtspezifische Analyse von Hochwassern die Ergebnisse des stochastischen Bewertungsmodells verändern. Die statistische Analyse kann dabei unter Zugrundelegung der gesamten ereignisspezifischen Abflussfrachten oder der geschiebetransportrelevanten Frachten erfolgen. Für die Auswahl der Stichprobenelemente können entweder die Frachten der Jahreshöchstabflüsse oder die Jahresmaxima der Frachten verwendet werden. Zudem besteht die Möglichkeit der Verwendung einer partiellen Serie von Abflussfrachten. Die Auswahl der Ereignisse kann dabei in Analogie zur Vorgehensweise gemäß DVWK (1999) durch Definition eines Schwellenwertes erfolgen.

### F.2.12 Statistisch-stochastische Bewertung von Hochwasserschutzmaßnahmen unter Berücksichtigung von Schäden an Infrastruktureinrichtungen, Nutzflächen, usw.

Bei der Ermittlung der Schäden auf Basis der berechneten Überflutungsflächen und des bestehenden Wertinventars werden im Modellkonzept ausschließlich Gebäudeobjekte und -inventar sowie Fahrzeuge betrachtet (siehe Kapitel C.3.2 und D.7). Keine Berücksichtigung finden hingegen Schäden an Infrastruktureinrichtungen, Nutzflächen, usw.. Die in Kapitel D ermittelten Schäden stellen dementsprechend nur einen Teil der gesamten zu erwartenden monetären Schäden dar, die Schutzwirkung der projektierten Wasserfassungen und Rückhaltebecken wird unter diesem (rein monetären) Gesichtspunkt unterschätzt. Die Erfassung von Schäden an Nutzflächen erfordert eine rasterbasierte Betrachtung von Werten. Es ist eine jahreszeitliche Abhängigkeit der Werte zu definieren. In Bezug auf die Schäden an Infrastruktureinrichtungen, beispielsweise an Straßenabschnitten, Brückenbauwerken oder an Anlagen der Stromversorgung, ist zudem der Aspekt der Beschädigung bzw. des Ausfalls regionaler Versorgungsnetze zu erfassen.

### F.2.13 Einfluss der Stichprobenlänge bzw. von Ausreißern bei der statistischen Analyse auf die Wirtschaftlichkeit von Hochwasserschutzmaßnahmen – Einfluss der Methodik bei der Ermittlung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten

In DVWK (1999) wird der Zusammenhang zwischen der Stichprobenlänge  $n$  und Jährlichkeit  $T$  eines Hochwassers, welcher im Rahmen der statistischen Analyse zuverlässig abgeleitet werden kann, mit  $T = (2+3) \cdot n$  angegeben. Das statistisch-stochastische Bewertungsmodell basiert bei den Untersuchungen im Ötztal auf eine Serie von  $n = 32$  Jahreshöchstabflüssen. Zuverlässige Aussagen über die Jährlichkeit  $T$  von Hochwassern sind damit bis etwa  $HQ_{100}$  möglich. Mit der

Anwendung der Verteilungsfunktion „AEV-MLM“ überschreiten die betrachteten schadenbringenden Szenarien diese Grenze nicht, erheblich höhere Jährlichkeiten  $T$  würden allerdings aus der Anwendung der übrigen Verteilungsfunktionen resultieren. Im Zusammenhang mit der Festlegung der zu betrachtenden Szenarien – bei den Untersuchungen für das Ötztal wurden die Niederschläge im Zeitraum der Hochwasser vom September 1999 und Juli 2001 im Maximum um das 1.4-fache bzw. 1.9-fache skaliert und somit unter Verwendung von „AEV-MLM“ eine maximale Jährlichkeit  $T = 100$  Jahre betrachtet – ergibt sich die Fragestellung, inwieweit sich die vermiedenen Schäden  $VS_{\text{ges}}$  innerhalb der Lebensdauer der Hochwasserschutzmaßnahme erhöhen, wenn Hochwasser mit höheren Jährlichkeiten  $T$  in das stochastische Bewertungsmodell eingehen.

Die Bestimmung der Hochwasserwahrscheinlichkeiten im Rahmen des statistisch-stochastischen Bewertungsmodells basiert auf der Methodik gemäß DVWK (1999). Mit der anstehenden Veröffentlichung des Merkblattes „DWA-M 552 - Ermittlung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten“ (DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT ABWASSER UND ABFALL E.V. (DWA), 2010) werden sich die Richtlinien aus DVWK (1999) vor allen Dingen dahingehend ändern bzw. erweitern, als die rein statistische Analyse eine Säule eines „Mehr-Standbeine-Ansatzes“ darstellt und um die kausale, zeitliche und räumliche Informationserweiterung ergänzt wird. Unter der kausalen Informationserweiterung versteht sich die Einbeziehung der Prozesscharakteristik der Hochwasserentstehung in die statistische Analyse. Sie ermöglicht die Interpretation, Plausibilisierung und bei Anwendung von Niederschlag-Abfluss-Modellen auch Erweiterung deren Ergebnisse. Die zeitliche Informationserweiterung umfasst die Analyse historischer Hochwasserereignisse am betrachteten Pegel bzw. den Vergleich mit längeren Abflussreihen an Pegeln in benachbarten Einzugsgebieten. Unter dem Begriff der räumlichen Informationserweiterung werden im Sinne eines Vergleiches der Hochwasserdaten innerhalb einer aus Sicht des Abflussprozesses homogenen Region die kartografische Darstellung, die Darstellung von Hüllkurven, Abflusspendendiagrammen und Längsschnitten sowie hochwasserstatistische Regionalisierungsverfahren zusammengefasst. Gemäß DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT, ABWASSER UND ABFALL E.V. (2010) wird die Kombination der Wahrscheinlichkeitsanalyse mit der verfügbaren kausalen, zeitlichen und räumlichen Zusatzinformation empfohlen. Die Hochwasserwahrscheinlichkeiten leiten sich dabei letztlich aus dem Vergleich sämtlicher Informationen und Ergebnisse bzw. auf Basis einer Experteneinschätzung ab.

Im Hinblick auf den erheblichen Einfluss der statistischen Analyse auf die Höhe der vermiedenen Schäden im Rahmen der Modellanwendung auf das Einzugsgebiet des Ötztals (siehe Kapitel E.5) ergibt sich die Fragestellung, inwieweit sich durch die Anwendung der Methodik gemäß DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT, ABWASSER UND ABFALL E.V. (2010) Änderungen ergeben.



#### F.2.14 Einfluss einer zukünftig erhöhten Bebauungsdichte im hochwassergefährdeten Bereich bzw. veränderter Bodennutzungsverhältnisse im Sinne einer Zunahme versiegelter und versickerungsarmer Flächen (Landnutzungsszenarien) auf die Wirtschaftlichkeit von Hochwasserschutzmaßnahmen

Mit der Betrachtung zukünftiger Bauungs- und Raumordnungsmaßnahmen im Sinne einer Zunahme der Bauungsdichte bzw. der Veränderung der Grundstücksnutzungsverhältnisse können mit der Modellanwendung zwei Fragestellungen beantwortet werden. Einerseits ergibt sich aus den berechneten Überflutungsflächen die Erkenntnis, in welchen Siedlungsbereichen die Gefahr durch Hochwasser verstärkt gegeben ist. Andererseits lassen sich durch die Anpassung des Wertinventars die Veränderungen in der Wirkung betrachteter Hochwasserschutzmaßnahmen erfassen.

Hinsichtlich der Auswirkungen veränderlicher Bodennutzungsverhältnisse erfolgt die Implementierung in das Modellkonzept in Analogie zu den betrachteten Schutzmaßnahmen. Die Modellkalibrierung erfolgt zunächst für den gegenwärtigen ISTzustand. Mit der Zunahme versiegelter bzw. versickerungsarmer Flächen (PLANzustand) versteht sich in der Folge die ereignisspezifische Zunahme an Hochwasserschäden.

#### F.2.15 Implementierung von Verklausungsszenarien in das statistisch-stochastische Bewertungsmodell

Die Betrachtung von Verklausungsszenarien erfolgt im Rahmen dieser Arbeit exemplarisch für ein ausgewähltes Brückenbauwerk im Talbecken von Sölden. Die Implementierung in das statistisch-stochastische Bewertungsmodell ist insofern nicht möglich, zumal keine hinreichenden Informationen über die Auftretenswahrscheinlichkeit von Verklausungen bestehen (siehe Kapitel C.4 und D.8).

Bei den Untersuchungen am physikalischen Modell wäre zunächst für jeden betrachteten Abfluss bzw. jede Schwemmholzmischung die Versuchsdurchführung entsprechend oft zu wiederholen, um Aussagen über die Wahrscheinlichkeit von Verklausungen zu erhalten. Für den Fall, dass die Untersuchungen am physikalischen Modell nicht nur exemplarisch, sondern kategorisch für verschiedene Brücken- und Gerinnegeometrien, Abflüsse sowie Schwemmholzmengen und -mischungen durchgeführt werden, sind deren Ergebnisse auf verschiedene Brückenbauwerke im Projektgebiet übertragbar und für die Bewertung von Hochwasserschutzmaßnahmen von Interesse.

## G VERZEICHNISSE

### G.1 Abbildungsverzeichnis

- Abb. 1: Übersicht über das Projektgebiet
- Abb. 2: Schema eines Wildbacheinzugsgebietes im Hochgebirge; vorherrschende Feststoffprozesse in den Teilabschnitten (in Anlehnung an RIMBÖCK (2003) und BERGMEISTER et al. (2009))
- Abb. 3: Hypsografische Kurve für das Einzugsgebiet des Ötztals (vgl. STEINACKER (1988))
- Abb. 4: Gliederung des Schwemmholzes hinsichtlich der Herkunft (nach HARTLIEB und BEZZOLA (2000))
- Abb. 5: Prozesskomponenten bei der Verklausung von Flussquerschnitten an Brückenbauwerken
- Abb. 6: Einfluss des Korndurchmessers auf die Transportraten in Abhängigkeit der vorherrschenden Sohlschubspannungen (HUNZIKER, 1995)
- Abb. 7: Begriffe und Bezeichnungen bei der Beschreibung des Niederschlag-Abfluss-Prozesses auf Basis von deterministischen Modellen (nach DVWK (1982))
- Abb. 8: Methoden zur Abflussberechnung in kleinen alpinen Einzugsgebieten – empirische Ansätze und mathematische Modelle (in Anlehnung an HAGEN et al. (2007) und DVWK (1982))
- Abb. 9: Hüll- und Richtkurven nach LÄNGER ((1981), aus HAGEN et al. (2007))
- Abb. 10: Klassifizierung von Hochwasserregionen in der Schweiz (aus BARBEN et al. (2003))
- Abb. 11: Laufzeitverfahren – schematische Übersicht (in Anlehnung an DRACOS (1980))
- Abb. 12: Konstanter Verlustraten- und Abflussbeiwertansatz mit Anfangsverlusten  $A_v$  – schematische Darstellung (in Anlehnung an AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE) (1996))
- Abb. 13: Einheitsganglinie für ein Hochwasserereignis der Dauer ( $3 \cdot \Delta t$ ) mit Niederschlägen  $N_{W,1}$ ,  $N_{W,2}$ ,  $N_{W,3}$ ; der Parameter  $T_B$  entspricht der Basiszeit der Abflussganglinie (nach DRACOS (1980))
- Abb. 14: SCS-UH-Modell – links: dimensionslose Einheitsganglinie, rechts: vereinfachte Modellannahme zur Bestimmung von  $T_p$  und  $q_{D,max}$  (nach CHOW et al. (2004))
- Abb. 15: Synthetische Einheitsganglinie nach SNYDER (1938) – links: standardisierte Einheitsganglinie, rechts: gesuchte Einheitsganglinie (aus CHOW et al. (2004))
- Abb. 16: S-Hydrograph-Methode – Bestimmung einer Einheitsganglinie  $U'(t)$  für die Niederschlagsdauer  $\Delta t'$  (rechts) aus einem auf einer Niederschlagsdauer  $\Delta t$  basierenden S-Hydrographen  $U(t)$  (links, Mitte) (nach CHOW et al. (2004))
- Abb. 17: Saint-Venantesches Gleichungssystem in einer Dimension – stationäre und instationäre Approximationen (nach GILG et al. (2002))
- Abb. 18: Muskingum-Modell – links: Speicheranteile  $S_{Prisma}$  und  $S_{Keil}$ , rechts: Plausibler Wertebereich (grau) für die Modellparameter  $X_{MUS}$  und  $K_{MUS}$  (aus U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE) (2000))
- Abb. 19: Sohltypen in steilen (rauen) Gerinnen nach SCHÄLCHLI (1991) – a: gleichförmige raue Sohle, b: „Riffle-Pool-Sequenz“, c: „Step-Pool-Sequenz“ – Typ A, d: Step-Pool-Sequenz – Typ B, e: raue Rampe, f: Geometrie einer „Step-Pool-Sequenz“ – Absturzhöhe  $H_{RBS}$ , Sequenzlänge  $L_{RBS}$ , Sohlgefälle  $\sin(\varphi)$  (aus WEICHERT (2006), nach SCHÄLCHLI (1991))
- Abb. 20: Querprofilstruktur in steilen (rauen) Gerinnen – Abhängigkeit des benetzten Umfanges  $U$  und der Wasserspiegelbreite  $B$  vom Wasserstand  $h$  (aus ABERLE (2000), nach SCHÄLCHLI (1991))
- Abb. 21: Links:  $v_m/v_c$  in Abhängigkeit der relativen Abflusstiefe  $h_m/d_{90}$ , rechts: STRICKLER-Beiwert  $k_{St}$  in Abhängigkeit von  $h_m/d_{90}$  (RICKENMANN, 1996)
- Abb. 22: Überströmungsformen einer Absturz-Becken-Sequenz nach EGASHIRA und ASHIDA (1991) (der Index „RBS“ ist in der Bezeichnung der Parameter nach EGASHIRA und ASHIDA nicht angeführt)
- Abb. 23: Funktionaler Zusammenhang  $k_S/d_{m,Deck} = f(R_S/d_{84,Deck}, Fr, I_S)$  nach ROSPORT (1997)
- Abb. 24: Geschiebefunktion unter Berücksichtigung der Deckschichtbildung; der Zustand  $Q = Q_k$  entspricht dem Abfluss bei Transportbeginn, bei  $Q = Q_{Deck}$  erfolgt der Aufbruch der Deckschicht (JÄGGI, 1984)
- Abb. 25: Geschiebetransport bei Hochwasserereignissen – links: Geschiebeverfügbarkeit während des abfallenden Astes der HW-Welle, rechts: Geschiebeverfügbarkeit während des ansteigenden Astes der HW-Welle (BATHURST, 1987)
- Abb. 26: Historisches Hochwasser vom 12. und 13. September 1995 am Erlenbach im Schweizer Alptal (EZG =  $0.7 \text{ km}^2$ ) – Messung des Abflusses (blau) und der Geschiebetransportrate (rot) mittels einer Hydrophonanlage (RICKENMANN, 2004)
- Abb. 27: Ausprägung des Gewässerlängsprofils infolge der Ansammlung von Totholz (aus LANGE und BEZZOLA (2006), nach KELLER und SWANSON (1979))
- Abb. 28: Links: Effektive Schwemmholzmenge  $H_{eff}$  in Abhängigkeit der Einzugsgebietsgröße EZG; rechts: Schwemmholzpotal  $H_{pot}$  in Abhängigkeit der bewaldeten Gerinnelänge  $L_{bewaldet}$  – Regressionsanalyse von RICKENMANN (1997)

- Abb. 29: Oben: Längenklassen (Volumenanteile) untersuchter Schwemmholzstücke aus Linienstichproben mit  $d_{H,min} = 10$  m; gestört: maschinell gelagerte Haufen, ungestört: vom Fluss abgelagerte Haufen; unten: nach dem Verwitterungsgrad aufgeschlüsselte Durchmesserklassen (Volumenanteile) (WALDNER et al., 2007)
- Abb. 30: Stamm- und Wurzelstockformen bei den Untersuchungen von GANTENBEIN (2001); der Index „H“ ist in der Bezeichnung der Parameter nach GANTENBEIN nicht angeführt
- Abb. 31: Links: Wahrscheinlichkeit der Verklauung einzelner Stämme, rechts: Wahrscheinlichkeit der Verklauung einzelner Wurzelstöcke,  $d_{H,W*} = (d_{H,Wmax} \cdot d_{H,Wmin} \cdot L_H)^{1/3}$ ;  $L_H$  ist Abb. 30 zu entnehmen; B ist die Gerinnebreite, H die lichte Höhe unter dem Brückenbauwerk (GANTENBEIN, 2001); der Index „H“ ist in der Bezeichnung der Parameter nach GANTENBEIN nicht angeführt
- Abb. 32: Wahrscheinlichkeit der Verklauung von Einzelelementen und schubweise eingetragenen Schwemmholzmischungen (GANTENBEIN, 2001)
- Abb. 33: Modellkonzept – schematische Übersicht
- Abb. 34: Konzeptbedingte Definition von betrachteten Szenarien s und implementierten Hochwasserschutzmaßnahmen p, dargestellt für Hochwassercharakteristik (a)
- Abb. 35: Systemschema des gekoppelten hydrologisch-1D-hydraulischen Modells
- Abb. 36: Modellschema für die hydrologische Modellierung – Erfassung von Schnee- und Gletscherflächen auf Basis von Satellitenbildern
- Abb. 37: Schema der gekoppelten Kalibrierung des hydrologisch-1D-hydraulischen Modells
- Abb. 38: Hochwasserschutzwirkung von Über- bzw. Beileitungen (links) bzw. Rückhaltebecken (rechts);  $Q_{ZU}(t)$  entspricht jeweils dem Zufluss zum Bauwerk,  $Q_{AUS}(t)$  dem Abfluss;  $Q_{UBL}(t)$  ist der ausgeleitete Abfluss,  $Q_{UBL,max}$  der Ausbauabfluss der Anlage (jeweils in  $m^3/s$ );  $V_{RES}(t)$  ist das Speicherfüllvolumen,  $V_{max}$  das Fassungsvermögen des Rückhaltebeckens (jeweils in  $m^3$ );  $Q_{min}$  ist der absolute untere Grenzwert für den erforderlichen Restwasserabfluss;  $p_{min}$  entspricht dem geforderten Mindestwert für das Verhältnis von Ausfluss  $Q_{AUS}(t)$  und Zufluss  $Q_{ZU}(t)$
- Abb. 39: Bilanzierung Geschiebetransport – Geschieberelevante Zubringer aus den Teileinzugsgebieten bzw. Geschiebebilanzierungsschema entlang des Vorfluters im Projektgebiet (die Bilanzierungsabschnitte in den Teileinzugsgebieten sind im dargestellten Schema nicht enthalten)
- Abb. 40: Modellannahmen [a], [b] und [c] für die Berechnung des kritischen Abfluss  $Q_K$  bei Transportbeginn; die Ermittlung von  $Q_{K,1}$  erfolgt nach Gleichung (B.129) nach BATHURST (1987) bzw. RICKENMANN (1990),  $Q_{K,2}$  wird mittels Gleichung (B.131) nach RICKENMANN (1990) berechnet
- Abb. 41: Modellhafte Abbildung von Rückhaltebecken GRHB bei der Geschiebebilanzierung in den Teileinzugsgebieten;  $V_{GRHB}$  entspricht dem Rückhaltepotential der Bauwerksstruktur in  $m^3$ ; das dargestellte Schema fundiert beispielhaft auf der Annahme für  $Q_K$  nach Abb. 40, Modellansatz (b)
- Abb. 42: Bewertung der Wirksamkeit von Maßnahmen durch Vergleich des kumulativen vermiedenen Schadens und der Summe aus fixen und variablen Kosten für die Errichtung und Instandhaltung der Hochwasserschutzmaßnahme
- Abb. 43: Statistisch-stochastischer Ansatz zur Bestimmung der gesamten vermiedenen Hochwasserschäden  $VS_{ges}$  innerhalb der Lebensdauer D der Schutzmaßnahme – Modellschema zur Bestimmung ereignisbezogener vermiedener Schäden VS
- Abb. 44: Stochastischer Ansatz zur Bestimmung der gesamten vermiedenen Hochwasserschäden  $VS_{ges}$  innerhalb der Lebensdauer D der Schutzmaßnahme – links: Darstellung der vermiedenen Schäden VS innerhalb des Betrachtungszeitraumes Z; rechts: Verteilung von  $VS_{ges}$  innerhalb der Lebensdauer D und in Abhängigkeit des Betrachtungszeitraumes Z
- Abb. 45: Betrachtung von Verklauungsszenarien in Form eines lose gekoppelten hybriden Modellansatzes
- Abb. 46: Einzugsgebiet des Ötztals; Modellbereiche für die hydrologische, 1D-hydraulische und 2D-numerische Modellierung; Messstationen für Niederschlag und Abfluss; Standorte von Schutzmaßnahmen (Ausleitungen bzw. Hochwasserrückhaltebecken)
- Abb. 47: Bodenbedeckung (links) und Bodenaufbau (rechts) im Ötztal auf Basis der Daten aus dem Hydrologischen Atlas Österreichs ((HAFNER und FÜRST, 2007), (PETICZKA und KRIZ, 2007))
- Abb. 48: Durchschnittliche Geländehöhe und -neigung  $I_{EZG}$  in den Teileinzugsgebieten in Abhängigkeit der Stationierung des Zuflussknotens in die Ötztaler Ache (oben) bzw. in Abhängigkeit der Einzugsgebietsgröße EZG (unten)
- Abb. 49: Lageplan der Ötztaler Ache (km 41.99 - km 0.00) und Zuflüsse aus den Teileinzugsgebieten
- Abb. 50: (0): Längsschnitt der Ötztaler Ache, (1) - (12): Aufnahmen vom 12.07.2009 und 19.07.2009 mit Blickrichtung unterstrom (u) bzw. oberstrom (o)
- Abb. 51: Entwicklung der Gewässerbreite B entlang der Ötztaler Ache
- Abb. 52: Links: mittlerer Abfluss MQ [ $m^3/s$ ], spezifischer mittlerer Abfluss  $Mq$  [ $l/(s \cdot km^2)$ ] und mittleres Jahreshochwasser MJHQ [ $m^3/s$ ] an den Pegeln 1, 3, 5, 10, 14 und 7; rechts: monatspezifische mittlere Hochwasser MHQ [ $m^3/s$ ] an den Pegeln 1, 3, 5, 10, 14 und 7
- Abb. 53: Jahreshöchstabflüsse  $HQ_{max}$  im Zeitraum 1951 - 2007 am Pegel 10
- Abb. 54: Räumliche und zeitliche Variabilität der Niederschlagssummen – GIS-basierte Darstellung der Verteilung der Niederschlagssummen im Zeitraum der drei betrachteten Hochwasserereignisse;

- Anwendung der „Inverse-Distance-Squared-Methode“ (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), 2000) unter Verwendung lückenlos verfügbarer Niederschlagsdaten im 1h-Intervall
- Abb. 55: Abflussmessungen an den Pegeln 2, 3, 4, 5, 6, 10 und 14 im Zeitraum der drei betrachteten Hochwasserereignisse 08/1987, 09/1999 und 07/2001
- Abb. 56: Doppelsummenanalyse an den Pegeln 1, 2 und 3 für die Zeiträume 23/08/1987, 12:00 - 26/08/1987, 11:45 bzw. 20/09/1999, 00:00 - 22/09/1999, 23:45 bzw. 15/07/2001, 00:00 - 17/07/2001, 23:45
- Abb. 57: Auswertung von Luftbildern (Landsat 7, panchromatisch) zur Bestimmung der Verteilung von Schnee- und Gletscherflächen am 13/09/1999 und 30/06/2001
- Abb. 58: Charakteristik des Sohlmaterials an der Ötztaler Ache – Ergebnisse der Linienzahlanalysen (Probennahme und Analyse der Daten durch KLENKHART & PARTNER CONSULTING (2011))
- Abb. 59: Charakteristik des Sohlmaterials in den Teileinzugsgebieten – Ergebnisse der Linienzahlanalysen (Probennahme und Analyse der Daten durch KLENKHART & PARTNER CONSULTING (2011))
- Abb. 60: Fließschema für die hydrologisch-1D-hydraulische Modellierung – Abschnitte A und B
- Abb. 61: Fließschema für die hydrologisch-1D-hydraulische Modellierung – Abschnitte C und D
- Abb. 62: Oben: Systemskizze für die Geschiebebilanzierung; unten: Längsschnitte der Ötztaler Ache und der geschieberelevanten Zubringer
- Abb. 63: Links: topografische Übersicht des mit dem physikalischen Modell abgebildeten Gerinneabschnittes; rechts oben: Querschnitt des Brückenbauwerks bei Flusskilometer km 38.16 (Dimensionen in Naturmaße [m]); rechts unten: im physikalischen Modell verwendete Holzmischungen SHA, SHB und SHC (Dimensionen im Modellmaß  $M = 1:45$ ) ((SENDLHOFFER, 2010), adaptiert)
- Abb. 64: Kalibrierung des hydrologischen Modells – Vergleich der Referenzganglinien (schwarz) mit der Modellierung (rot) an den Pegeln 1, 2, 3, 7, 8, 9, 12 und 13 für Hochwasser (a)
- Abb. 65: Kalibrierung des hydrologisch-1D-hydraulischen Modells – Vergleich der Referenzganglinien für Abfluss und Wasserstand (schwarz) mit der Modellierung (rot) an den Pegeln 4, 5, 6, 10 und 14 für Hochwasser (a)
- Abb. 66: Abflussverhältnisse entsprechend dem 1D-hydraulischen Modell beim Hochwasser (a) – hydraulischer Längenschnitt, querschnittsgemittelte Fließgeschwindigkeiten  $v_m$  und Froude-Zahlen  $Fr$  zum Zeitpunkt „20/09/1999, 20:45“
- Abb. 67: Abflussspitzen  $Q_{max}$  und Basisabflüsse  $Q_B$  in den Teileinzugsgebieten 1 - 53 beim Hochwasser (a)
- Abb. 68: Kalibrierung des hydrologischen Modells – Vergleich der Referenzganglinien (schwarz) mit der Modellierung (rot) an den Pegeln 1, 2, 3, 7, 8, 9, 12 und 13 für Hochwasser (b)
- Abb. 69: Kalibrierung des hydrologisch-1D-hydraulischen Modells – Vergleich der Referenzganglinien für Abfluss und Wasserstand (schwarz) mit der Modellierung (rot) an den Pegeln 4, 5, 6, 10 und 14 für Hochwasser (b)
- Abb. 70: Abflussverhältnisse entsprechend dem 1D-hydraulischen Modell beim Hochwasser (b) – hydraulischer Längenschnitt, querschnittsgemittelte Fließgeschwindigkeiten  $v_m$  und Froude-Zahlen  $Fr$  zum Zeitpunkt „16/07/2001, 01:15“
- Abb. 71: Abflussspitzen  $Q_{max}$  und Basisabflüsse  $Q_B$  in den Teileinzugsgebieten 1 - 53 beim Hochwasser (b)
- Abb. 72: Kalibrierte Modellparameter  $CN$  und  $t_{LAG}$  aus dem hydrologischen Modell für die Hochwasser (a) und (b)
- Abb. 73: Kalibrierte Modellparameter  $k_{SI}$  aus der 1D-hydraulischen Modellierung der Hochwasser (a) und (b)
- Abb. 74: Kalibrierung der 2D-numerischen Modelle – Vergleich der Referenzganglinien für Wasserstand und Abfluss (schwarz) mit den Ergebnissen der Modellierung (rot) an den Pegeln 4, 5 und 6 für Hochwasser (a)
- Abb. 75: Kalibrierung der 2D-numerischen Modelle – Vergleich der Referenzganglinien für Wasserstand und Abfluss (schwarz) mit den Ergebnissen der Modellierung (rot) an den Pegeln 4, 5 und 6 für Hochwasser (b)
- Abb. 76: Geschiebefrachten aus dem Bilanzierungsschema bzw. den 2D-numerischen Modellen für die Hochwasser (a) und (b)
- Abb. 77: Geschiebeeintrag (Summe aus allen Zubringern) in die und Geschiebeaustrag aus den 2D-numerischen Modellen bei den Hochwassern (a) und (b)
- Abb. 78: Oben: Zusammenhang zwischen Abfluss- und Geschiebeganglinie in den 2D-numerischen Modellen an den Pegeln 4, 5 und 6 bei den Hochwassern (a) und (b); unten: Veränderungen der Sohlagen an den Pegeln 4, 5 und 6 bei beiden betrachteten Hochwassern
- Abb. 79: Ergebnisse der 2D-numerischen Modellierung für den Siedlungsbereich von Sölden – Überflutungsflächen für die Szenarien  $s = 1.0$  - ISTzustand,  $s = 1.4$  - ISTzustand,  $s = 1.4 - p = 1$ ,  $s = 1.4 - p = 2$ ,  $s = 1.4 - p = 3$  für beide Hochwasser (a) und (b); zugehörige Angaben zur benetzten Fläche, der Anzahl an betroffenen Werteobjekten bzw. dem betroffenen Werteinventar
- Abb. 80: Ergebnisse der 2D-numerischen Modellierung für den Siedlungsbereich von Längenfeld – Überflutungsflächen für die Szenarien (a) -  $s = 1.0$  - ISTzustand, (a) -  $s = 1.4$  - ISTzustand, (a) -

- $s = 1.4 - p = 1$ , (a) -  $s = 1.4 - p = 2$ , (a) -  $s = 1.4 - p = 3$ ; zugehörige Angaben zur benetzten Fläche, der Anzahl an betroffenen Werteobjekten bzw. dem betroffenen Werteinventar
- Abb. 81: Ergebnisse der 2D-numerischen Modellierung für den Siedlungsbereich von Längenfeld – Überflutungsflächen für die Szenarien (b) -  $s = 1.0$  - ISTzustand, (b) -  $s = 1.4$  - ISTzustand, (b) -  $s = 1.4 - p = 1$ , (b) -  $s = 1.4 - p = 2$ , (b) -  $s = 1.4 - p = 3$ ; zugehörige Angaben zur benetzten Fläche, der Anzahl an betroffenen Werteobjekten bzw. dem betroffenen Werteinventar
- Abb. 82: Betroffene Werteobjekte und korrespondierendes Werteinventar bei den betrachteten Szenarien im Siedlungsbereich von Sölden; links bzw. rechts oben: Anzahl der betroffenen Werteobjekte in Abhängigkeit des Skalierfaktors  $s$  und der Variable  $p$  für die Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts); links bzw. rechts unten: von Hochwasser betroffenes, kumulatives Werteinventar
- Abb. 83: Betroffene Werteobjekte und korrespondierendes Werteinventar bei den betrachteten Szenarien im Siedlungsbereich von Längenfeld; links bzw. rechts oben: Anzahl der betroffenen Werteobjekte in Abhängigkeit des Skalierfaktors  $s$  und der Variable  $p$  für die Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts); links bzw. rechts unten: von Hochwasser betroffenes, kumulatives Werteinventar
- Abb. 84: Verhältnis der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  für PLANzustand  $p = 1$  und ISTzustand in Abhängigkeit des Verhältnisses von beeinflusstem zu natürlichem Einzugsgebiet für die Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)
- Abb. 85: Verhältnis der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  für PLANzustand  $p = 2$  und ISTzustand in Abhängigkeit des Verhältnisses von beeinflusstem zu natürlichem Einzugsgebiet für die Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)
- Abb. 86: Verhältnis der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  für PLANzustand  $p = 3$  und ISTzustand in Abhängigkeit des Verhältnisses von beeinflusstem zu natürlichem Einzugsgebiet für die Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)
- Abb. 87: Abminderung von Abflussspitze  $Q_{\max}$  und -fracht  $V_0$  infolge der Betriebsführung an den Fassungen WF-V (links) und WF-G (rechts) für die Hochwasser (a) (rot) und (b) (blau)
- Abb. 88: Abminderung von Abflussspitze  $Q_{\max}$  und -fracht  $V_0$  infolge der Betriebsführung an den Fassungen WF-Fe (links) und WF-K (rechts) für die Hochwasser (a) (rot) und (b) (blau)
- Abb. 89: Abminderung von Abflussspitze  $Q_{\max}$  und -fracht  $V_0$  infolge der Betriebsführung an den Fassungen WF-Fi (links), WF-S (Mitte) und WF-W (rechts) für die Hochwasser (a) (rot) und (b) (blau)
- Abb. 90: Rückhalt der Hochwasserwelle in Form einer Dämpfung der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  und einer zeitlichen Verzögerung an den Hochwasserrückhaltebecken HRB-V2 ( $p = 2$ ) und HRB-V3 ( $p = 3$ ) für die Hochwasser (a) (rot) und (b) (blau)
- Abb. 91: Rückhalt der Hochwasserwelle in Form einer Dämpfung der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  und einer zeitlichen Verzögerung an den Hochwasserrückhaltebecken HRB-G2 ( $p = 2$ ) und HRB-G3 ( $p = 3$ ) für die Hochwasser (a) (rot) und (b) (blau)
- Abb. 92: Geschiebefrachten  $V_G$  am Zuflusssknoten 1 in Absolutwerten für den ISTzustand und jeweils in prozentuellen Anteilen am ISTzustand für die drei PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$ , und  $p = 3$  für sämtliche Szenarien  $s$  der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)
- Abb. 93: Geschiebefrachten  $V_G$  am Zuflusssknoten 2 in Absolutwerten für den ISTzustand und jeweils in prozentuellen Anteilen am ISTzustand für die drei PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  für sämtliche Szenarien  $s$  der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)
- Abb. 94: Geschiebefrachten  $V_G$  an den Modellrändern des 2D-numerischen Modells „Sölden“ in Absolutwerten für den ISTzustand und jeweils prozentuellen Anteilen am ISTzustand für die drei PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  für sämtliche Szenarien  $s$  der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)
- Abb. 95: Geschiebefrachten  $V_G$  an den Modellrändern des 2D-numerischen Modells „Längenfeld“ in Absolutwerten für den ISTzustand und jeweils prozentuellen Anteilen am ISTzustand für die drei PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  für sämtliche Szenarien  $s$  der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)
- Abb. 96: Verteilungsfunktionen für den Pegel 5 auf Basis einer Stichprobe mit  $n = 32$  Jahreshöchstabflüssen im Zeitraum 1976 - 2007 (Software HQ-EX® 3.0, (DHI-WASY GMBH, 2007)); E1...Gumbelverteilung; AE...Allgemeine Extremwertverteilung, ME...Verteilung nach Rossi, LN3...Log-Normal-Verteilung, P3...Pearson-Verteilung, LP3...Log-Pearson-Verteilung, WB3...Weibullverteilung; MM...Momentenmethode, MLM...Maximum-Likelihood-Methode, WGM...Methode der wahrscheinlichkeitsgewichteten Momente
- Abb. 97: Hydraulischer Zusammenhang zwischen  $Q_{RB,1}$  und  $Q_{RB,2}$  gemäß Bild 3 und Bild 6 in Abb. 43 für den ISTzustand und die betrachteten PLANzustände der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)
- Abb. 98: Hydraulischer Zusammenhang zwischen  $Q_{RB,1,IST}$  und  $Q_{RB,1,PLAN}$  gemäß Bild 7 in Abb. 43 für die betrachteten PLANzustände der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)
- Abb. 99: Hydraulischer Zusammenhang zwischen  $Q_{RB,2,IST}$  und  $Q_{RB,2,PLAN}$  gemäß Bild 7 in Abb. 43 für die betrachteten PLANzustände der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)

- Abb. 100: Statistischer Zusammenhang zwischen Unterschreitungswahrscheinlichkeit  $U_Q$  und Abfluss  $Q_{RB,2}$  am Pegel 5 auf Basis der Allgemeinen Extremwertverteilung (AEV) und der Maximum-Likelihood-Methode (MLM) für die Bestimmung der Momente
- Abb. 101: Gesamter Hochwasserschaden  $S$  an Gebäuden und Gebäudeinventar im Söldener Becken in Abhängigkeit des Abflusses  $Q_{RB,1}$  für den ISTzustand und die betrachteten PLANzustände der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts); die Diagramme entsprechen den Diagrammen 2 und 5 in Abb. 43
- Abb. 102: Gesamter Hochwasserschaden  $S$  an Gebäuden und Gebäudeinventar im Längenfelder Becken in Abhängigkeit des Abflusses  $Q_{RB,2}$  für den ISTzustand und die betrachteten PLANzustände der Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts); die Diagramme entsprechen den Diagrammen 2 und 5 in Abb. 43
- Abb. 103: Gesamter szenariospezifischer Hochwasserschaden  $S$  an Gebäuden und Gebäudeinventar im Söldener Becken in Abhängigkeit des Szenarios  $s$  für den ISTzustand und Schadensdifferenzen VS aus PLANzuständen und ISTzustand der die Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)
- Abb. 104: Gesamter szenariospezifischer Hochwasserschaden  $S$  an Gebäuden und Gebäudeinventar im Längenfelder Becken in Abhängigkeit des Szenarios  $s$  für den ISTzustand und Schadensdifferenzen VS aus PLANzuständen und ISTzustand der die Hochwasser (a) (links) und (b) (rechts)
- Abb. 105: Generierte Unterschreitungswahrscheinlichkeiten  $U_Q$  am Pegel 5 unter Anwendung der Verteilungsfunktion „AEV-MLM“ (vgl. Abb. 96, Tab. 32) und korrespondierende Abflüsse  $Q_{RB,2}$  und  $Q_{RB,1}$  (ISTzustand) auf Basis der Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random; die Zusammenhänge zwischen  $Q_{RB,2}$  und  $Q_{RB,1}$  basieren auf Abb. 97
- Abb. 106: Häufigkeitsverteilungen der generierten Abflüsse  $Q_{RB,2,IST}$  und  $Q_{RB,1,IST}$
- Abb. 107: Abflüsse  $Q_{RB,1}$  für ISTzustand und PLANzustände für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random; die Zusammenhänge zwischen  $Q_{RB,1,IST}$  und  $Q_{RB,1,PLAN}$  basieren auf Abb. 98
- Abb. 108: Abflüsse  $Q_{RB,2}$  für ISTzustand und PLANzustände für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random; die Zusammenhänge zwischen  $Q_{RB,2,IST}$  und  $Q_{RB,2,PLAN}$  basieren auf Abb. 99
- Abb. 109: Boxplots für die kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random bzw. für die betrachteten PLANzustände; die Lebensdauer  $D$  entspricht 100 Jahren; die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)
- Abb. 110: Boxplots für die kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random bzw. für die betrachteten PLANzustände; die Lebensdauer  $D$  entspricht 100 Jahren; die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)
- Abb. 111: Boxplots für die kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden und Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random bzw. für die betrachteten PLANzustände; die Lebensdauer  $D$  entspricht 100 Jahren; die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)
- Abb. 112: Zusammenhang der vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden und Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a) und (b) bei verschiedenen Annahmen für die Lebensdauer  $D$  der Hochwasserschutzmaßnahmen; rot: PLANzustand  $p = 1$ , blau: PLANzustand  $p = 2$ , grün: PLANzustand  $p = 3$
- Abb. 113: Vermiedene Schäden  $VS_{ges}$  für Sölden und Längenfeld in Abhängigkeit der Bauwerkslebensdauer  $D$  für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random bzw. für die PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$
- Abb. 114: Boxplots für die kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden und Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random für den PLANzustand  $p = 1$ ; die Lebensdauer  $D$  entspricht 20, 30, 50 und 100 Jahren; die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)
- Abb. 115: Boxplots für die kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden und Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random für den PLANzustand  $p = 2$ ; die Lebensdauer  $D$  entspricht 20, 30, 50 und 100 Jahren; die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)
- Abb. 116: Boxplots für die kumulativen vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden und Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random für den PLANzustand  $p = 3$ ; die Lebensdauer  $D$  entspricht 20, 30, 50 und 100 Jahren; die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)

- Abb. 117: Boxplots der mittleren jährlichen Summen  $\text{avg VS}_{\text{ges}}$  aller vermiedenen Schäden innerhalb der Bauwerkslebensdauer  $D$  für die Hochwassercharakteristik (a)-(b) random bzw. für die PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$ ; für  $D$  werden die Werte 20, 30, 50 und 100 angenommen
- Abb. 118: Rückstaulängen und Aufstauhöhen aus dem physikalischen Modellversuch unter Verwendung der drei Schwemmholz-mischungen „SHA“, „SHB“ und „SHC“ für die Abflüsse  $Q_{\text{LAB},1} = 163 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_{\text{LAB},2} = 300 \text{ m}^3/\text{s}$  (aus SENDLHOFFER (2010), adaptiert)
- Abb. 119: Rückstaulängen und Aufstauhöhen aus dem physikalischen Modellversuch unter Verwendung der drei Schwemmholz-mischungen „SHA“, „SHB“ und „SHC“ für die Abflüsse  $Q_{\text{LAB},3} = 360 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_{\text{LAB},4} = 435 \text{ m}^3/\text{s}$  (aus SENDLHOFFER (2010), adaptiert)
- Abb. 120: Rückstaulängen und Aufstauhöhen aus dem physikalischen Modellversuch unter Verwendung der drei Schwemmholz-mischungen „SHA“, „SHB“ und „SHC“ für den Abfluss  $Q_{\text{LAB},5} = 523 \text{ m}^3/\text{s}$  (aus SENDLHOFFER (2010), adaptiert)
- Abb. 121: Ergebnisse des physikalischen Modellversuches – links: Abhängigkeit der Rückstaulänge bzw. der Aufstauhöhe von der Schwemmholz-mischung; rechts: Abhängigkeit der Rückstaulänge bzw. der Aufstauhöhe vom Abfluss (Ergebnisse aus SENDLHOFFER (2010))
- Abb. 122: Anpassung der Brückegeometrie (km 38.16) im numerischen Modell zur Abbildung der Aufstau- und Rückstauverhältnisse infolge der Verklausungseffekte im physikalischen Modell; links:  $Q_{\text{NUM}} = 173.64 \text{ m}^3/\text{s}$  ((a) -  $s = 0.7$ ) -  $Q_{\text{LAB},1} = 163 \text{ m}^3/\text{s}$ , rechts:  $Q_{\text{NUM}} = 306.02 \text{ m}^3/\text{s}$  ((b) -  $s = 1.5$ ) -  $Q_{\text{LAB},2} = 300 \text{ m}^3/\text{s}$
- Abb. 123: Anpassung der Brückegeometrie (km 38.16) im numerischen Modell zur Abbildung der Aufstau- und Rückstauverhältnisse infolge der Verklausungseffekte im physikalischen Modell; links:  $Q_{\text{NUM}} = 357.49 \text{ m}^3/\text{s}$  ((b) -  $s = 1.7$ ) -  $Q_{\text{LAB},3} = 360 \text{ m}^3/\text{s}$ , rechts:  $Q_{\text{NUM}} = 457.72 \text{ m}^3/\text{s}$  ((a) -  $s = 1.4$ ) -  $Q_{\text{LAB},4} = 435 \text{ m}^3/\text{s}$
- Abb. 124: Abhängigkeit von Rückstaulänge bzw. Aufstauhöhe vom Abfluss gemäß der physikalischen und numerischen Modellierung
- Abb. 125: Vergleich der Überflutungsflächen für den nicht verklausten und verklausten Zustand für (a) -  $s = 0.7$  (ISTzustand) bzw. für  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  im jeweils verklausten Zustand
- Abb. 126: Vergleich der Überflutungsflächen für den nicht verklausten und verklausten Zustand für (b) -  $s = 1.5$  (ISTzustand) bzw. für  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  im jeweils verklausten Zustand
- Abb. 127: Vergleich der Überflutungsflächen für den nicht verklausten und verklausten Zustand für (b) -  $s = 1.7$  (ISTzustand) bzw. für  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  im jeweils verklausten Zustand
- Abb. 128: Vergleich der Überflutungsflächen für den nicht verklausten und verklausten Zustand für (a) -  $s = 1.4$  (ISTzustand) bzw. für  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  im jeweils verklausten Zustand
- Abb. 129: Ergebnisse der eventbasierten Modellierung mit HEC-HMS und der Modellierung mit dem Energiebilanzmodell „SES“ für die Zeiträume der Hochwasser (a) und (b) – Abflussganglinien am Pegel 2 im Venter Tal und am Pegel 3 im Gurgler Tal (GEMS et al., 2011)
- Abb. 130: Relation der Kalibrierungsgüten aus der eventbasierten Modellierung (HEC-HMS) und der Modellierung mit „SES“ bzw. „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“ – oben: Verhältnis der BIAS-Koeffizienten BI und NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS an den Pegeln 2 und 3; unten: Verhältnis der BIAS-Koeffizienten BI und NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS an den Pegeln 6 und 14 (GEMS et al., 2011)
- Abb. 131: Ergebnisse der eventbasierten Modellierung mit HEC-HMS und der Modellierung mit dem Wasserhaushaltsmodell „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“ für die Hochwasser (a) und (b) – Abflussganglinien an den Pegeln 5 und 6 an der Ötztaler Ache (GEMS et al., 2011)
- Abb. 132: Ergebnisse der eventbasierten Modellierung (HEC-HMS) - links: Relation der kalibrierten (teileinzugsgebietsspezifischen) Versickerungsbeiwerte CN für die beiden Hochwasser (a) und (b); rechts: Relation der kalibrierten (teileinzugsgebietsspezifischen) Fließzeiten  $t_{\text{LAG}}$  für die beiden Hochwasser (a) und (b) (GEMS et al., 2011)
- Abb. 133: Ergebnisse der eventbasierten Modellierung mit HEC-HMS und der Modellierung mit den Wasserhaushaltsmodellen „HQ<sub>sim</sub>-HoPI“ bzw. „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ für den Zeitraum des Hochwassers vom August 2005 – Abflussganglinien am Pegel 11 (GEMS et al., 2011)
- Abb. 134: Ergebnisse aus der Berechnung des Bemessungsabflusses BHQ für das Teileinzugsgebiet des Pegels 11 mit dem eventbasierten Modell HEC-HMS (links) und dem Wasserhaushaltsmodell „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ (rechts) – Abflussspitzen  $Q_{\text{max}}$  für MaxModN-ÖKOSTRA-gewichtete Bemessungsniederschläge mit Dauerstufen zwischen 1 h und 24 h und anfangsbetontem, konstantem und endbetontem Intensitätsverlauf (GEMS et al., 2011)
- Abb. 135: Ergebnisse aus der Berechnung des Bemessungsabflusses für das Teileinzugsgebiet des Pegels 11 mit dem eventbasierten Modell HEC-HMS (links) und dem Wasserhaushaltsmodell „HQ<sub>sim</sub>-BHQ“ (rechts) – Abflussganglinien für MaxModN-ÖKOSTRA-gewichtete Bemessungsniederschläge mit Dauerstufen zwischen 1 h und 24 h und anfangsbetontem, konstantem und endbetontem Intensitätsverlauf (GEMS et al., 2011)
- Abb. 136: Relative Variation der Kalibrierparameter im Intervall [0.5, 1.5] in Relation zum kalibrierten Zustand „HW 08/2005“; Einfluss der Kalibrierparameter CN,  $A_v$ ,  $t_{\text{LAG}}$  auf die Abflussspitzen  $Q_{\text{max}}$

- dargestellt durch das Verhältnis der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  aus der Variationsrechnung und der Kalibrierung (GEMS et al., 2011)
- Abb. 137: Topografische Übersicht des Einzugsgebietes der projektierten Hochwasserschutzmaßnahmen WF-V, HRB-V2 und HRB-V3 mit den betrachteten Teileinzugsgebieten „92-1c“ und „92-10-8“ bzw. den Transportabschnitten „92-1d“ und „92-11ab“ entlang des Vorfluters (vgl. Tabellen 23 und 25)
- Abb. 138: Hydrologische Modellierung der Hochwasser (a), (b) und (c) in den Wildbacheinzugsgebieten „92-1c“ und „92-10-8“; Ergebnisse für Diskretisierungszeitschritte  $\Delta t$  zwischen 3 min und 15 min
- Abb. 139: Ergebnisse der unabhängigen Parametervariation für Wildbacheinzugsgebiet „92-1c“, dargestellt durch die BIAS-Koeffizienten BI bzw. die NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS der Geschiebefrachten  $V_{TK}$  für die drei Hochwasser (a), (b) und (c)
- Abb. 140: Ergebnisse der unabhängigen Parametervariation für Wildbacheinzugsgebiet „92-10-8“, dargestellt durch die BIAS-Koeffizienten BI bzw. die NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS der Geschiebefrachten  $V_{TK}$  für die drei Hochwasser (a), (b) und (c)
- Abb. 141: Einfluss der Wahl des Zeitschrittes  $\Delta t$  auf die berechneten Geschiebefrachten  $V_{TK}$ , dargestellt durch die BIAS-Koeffizienten BI der Geschiebefrachten  $V_{TK}$  für die beiden Wildbacheinzugsgebiete „92-1c“ und „92-10-8“ jeweils für die Hochwasser (a), (b) und (c)
- Abb. 142: Ergebnisse der kombinierten Parametervariation für Wildbacheinzugsgebiet „92-1c“ in Form von BIAS-Koeffizienten BI und NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS der Geschiebefrachten  $V_{TK}$  – Boxplots für die drei Hochwasser (a), (b) und (c) mit den Werten 3 min, 15 min und 60 min für den Diskretisierungszeitschritt  $\Delta t$
- Abb. 143: Ergebnisse der kombinierten Parametervariation für Wildbacheinzugsgebiet „92-10-8“ in Form von BIAS-Koeffizienten BI und NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS der Geschiebefrachten  $V_{TK}$  – Boxplots für die drei Hochwasser (a), (b) und (c) mit den Werten 3 min, 15 min und 60 min für den Diskretisierungszeitschritt  $\Delta t$
- Abb. 144: Vergleich der Transportansätze nach RICKENMANN (2005) in Kombination mit BATHURST (1987) bzw. RICKENMANN (1990) und nach SMART und JÄGGI (1983) für den Transportabschnitt „92-1d“ bzw. für die drei Hochwasser (a), (b) und (c);  $\Delta t = 15$  min – Einfluss der Parameter  $I_S$ , B,  $d_{50}$  bzw.  $d_m$  und  $d_{90}$  auf das Verhältnis der Transportfrachten  $V_{TK,SJ} / V_{TK,RI}$
- Abb. 145: Links: Abflussganglinien im Transportabschnitt „92-1d“ im Zeitraum der drei Hochwasser (a), (b) und (c); rechts: Geschiebetransportfunktionen nach RICKENMANN (2005) in Kombination mit BATHURST (1987) bzw. RICKENMANN (1990), nach SMART und JÄGGI (1983) bzw. nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949) auf Basis der Abflussganglinie im Zeitraum von Hochwasser (c)
- Abb. 146: Vergleich der Transportansätze nach RICKENMANN (2005) in Kombination mit BATHURST (1987) bzw. RICKENMANN (1990) und nach SMART und JÄGGI (1983) für den Transportabschnitt „92-11ab“ bzw. für die drei Hochwasser (a), (b) und (c);  $\Delta t = 15$  min – Einfluss der Parameter  $I_S$ , B,  $d_{50}$  bzw.  $d_m$  und  $d_{90}$  auf das Verhältnis der Transportfrachten  $V_{TK,SJ} / V_{TK,RI}$
- Abb. 147: Vergleich der Transportansätze nach RICKENMANN (2005) in Kombination mit BATHURST (1987) bzw. RICKENMANN (1990) und nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949) für den Transportabschnitt „92-11ab“ bzw. für die drei Hochwasser (a), (b) und (c);  $\Delta t = 15$  min; oben – Einfluss der Parameter  $I_S$ , B,  $d_{50}$  bzw.  $d_m$  und  $d_{90}$  auf das Verhältnis der Transportfrachten  $V_{TK,MPM} / V_{TK,RI}$
- Abb. 148: Links: Abflussganglinien im Transportabschnitt „92-11ab“ im Zeitraum der drei Hochwasser (a), (b) und (c); rechts: Geschiebetransportfunktionen nach RICKENMANN (2005) in Kombination mit BATHURST (1987) bzw. RICKENMANN (1990), nach SMART und JÄGGI (1983) bzw. nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949) auf Basis der Abflussganglinie im Zeitraum von Hochwasser (c)
- Abb. 149: Abfluss- und Geschiebeanteile an  $V_Q$  bzw.  $V_{TK}$  für Wildbacheinzugsgebiet „92-11ab“ bzw. Hochwasserereignis (b)
- Abb. 150: Oben: Einzugsgebietsgröße EZG sowie Bewaldungs- und Gletscheranteile der 58 betrachteten Wildbacheinzugsgebiete; unten: maximale und mittlere Seehöhe  $SH_M$  der Wildbacheinzugsgebiete sowie Seehöhe  $SH_U$  am jeweiligen Gebietsauslass
- Abb. 151: Niederschlagssummen  $\Sigma N$  und Abflussbeiwerte  $\alpha$  aus der hydrologischen Modellierung für die Hochwassercharakteristika (a) und (b)
- Abb. 152: Anwendung der empirischen Schätzformeln zur Bestimmung der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  – Ergebnisse in Abhängigkeit von EZG
- Abb. 153: Vergleich der Ergebnisse aus den empirischen Schätzformeln mit den Abflussspitzen  $Q_{\max}$  aus der hydrologischen Modellierung (a) -  $s = 1.0$ , (a) -  $s = 1.4$ , (b) -  $s = 1.0$  und (b) -  $s = 1.9$  (ISTzustand)
- Abb. 154: Abhängigkeit der Abflussspitzen  $Q_{\max}$  aus der hydrologischen Modellierung vom Produkt aus Niederschlagssumme  $\Sigma N$ , Abflussbeiwert  $\alpha$  und Einzugsgebietsgröße EZG für (a) -  $s = 1.0$  und (b) -  $s = 1.0$  (ISTzustand)
- Abb. 155: Oben: Sohlgefälle  $I_S$  und Gerinnebreite B aus der „Schlüsselstreckenbetrachtung“ der Wildbacheinzugsgebiete; unten: Kornparameter  $d_{50}$  und  $d_{90}$



- Abb. 156: Anwendung der Schätzformeln für die Bestimmung der Geschiebefrachten  $V_{TK}$  – Ergebnisse und Vergleich mit den Geschiebefrachten aus dem Bilanzierungsschema für (a) -  $s = 1.0$ , (a) -  $s = 1.4$ , (b) -  $s = 1.0$  und (b) -  $s = 1.9$  (ISTzustand)
- Abb. 157: Zusammenhang zwischen den Abflussspitzen  $Q_{max}$  und den Geschiebefrachten  $V_{TK}$  (links) bzw. zwischen den Abflussspitzen  $Q_{max}$  und den Abflussfrachten  $V_Q$  (rechts) – Ergebnisse aus der Anwendung des Modellkonzeptes für  $0.5 < (a) = s < 1.4$
- Abb. 158: Zusammenhang zwischen den Abflussspitzen  $Q_{max}$  und den Geschiebefrachten  $V_{TK}$  (links) bzw. zwischen den Abflussspitzen  $Q_{max}$  und den Abflussfrachten  $V_Q$  (rechts) – Ergebnisse aus der Anwendung des Modellkonzeptes für  $0.5 < (b) = s < 1.9$
- Abb. 159: Hochwasserabflüsse für die Jährlichkeiten  $T = 30$  Jahre,  $T = 50$  Jahre und  $T = 100$  Jahre bzw. Jährlichkeit  $T$  für den Abfluss  $Q_{RB,2,max}$  in Abhängigkeit der statistischen Verteilungsfunktion (die Verteilungsfunktionen 1 - 18 entsprechen den in Tab. 32 aufgelisteten Funktionen)
- Abb. 160: Boxplots der vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden und Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random für den PLANzustand  $p = 1$  unter Zugrundelegung verschiedener Verteilungsfunktionen (vgl. Tab. 32); die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)
- Abb. 161: Boxplots der vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  in Sölden und Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random für den PLANzustand  $p = 2$  unter Zugrundelegung verschiedener Verteilungsfunktionen (vgl. Tab. 32); die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)
- Abb. 162: Boxplots der vermiedenen Schäden in Sölden und Längenfeld für die Hochwassercharakteristika (a), (b) und (a)-(b)random für den PLANzustand  $p = 3$  unter Zugrundelegung der Verteilungsfunktionen nach Tab. 32; die dargestellten Quantile betragen 25 % und 75 %, Werte für  $VS_{ges}$  außerhalb des interquantilen Abstandes (gemessen vom jeweiligen Quantilwert) werden als Ausreißer dargestellt („whisker-Parameter“ = 1.5)
- Abb. 163: Vermiedene Schäden  $VS_{ges}$  für Sölden und Längenfeld in Abhängigkeit der Bauwerkslebensdauer  $D$  für die Hochwassercharakteristik (a)-(b)random, für die PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  bzw. unter Zugrundelegung der Verteilungsfunktionen nach Tab. 32
- Abb. 164: Boxplots der mittleren jährlichen Summen  $avgVS_{ges}$  aller vermiedenen Schäden innerhalb der Bauwerkslebensdauer  $D = 100$  Jahre für die Hochwassercharakteristik (a)-(b)random bzw. für die PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  unter Zugrundelegung der Verteilungsfunktionen nach Tab. 32
- Abb. 165: Zusammenhänge gemäß den Modellen „MURL“, „BWG“ und „TYROL“ (vgl. Kapitel C.3.2) zwischen  $Q_{RB,1}$  und korrespondierenden Schäden  $S$  im Talbecken von Sölden bzw. zwischen  $Q_{RB,2}$  und korrespondierenden Schäden  $S$  im Talbecken von Längenfeld für den ISTzustand bzw. für die Hochwassercharakteristika (a) und (b)
- Abb. 166: Vermiedene Schäden  $VS_{ges}$  für Sölden und Längenfeld in Abhängigkeit der Bauwerkslebensdauer  $D$  für die Hochwassercharakteristik (a)-(b)random, für PLANzustand  $p = 1$  bzw. unter Zugrundelegung der Schadenmodelle „MURL“ (links), „BWG“ (Mitte) und „TYROL“ (rechts); die Ergebnisse beruhen auf der Verwendung von Verteilungsfunktion 5 (AEV-MLM)
- Abb. 167: Vermiedene Schäden  $VS_{ges}$  für Sölden und Längenfeld in Abhängigkeit der Bauwerkslebensdauer  $D$  für die Hochwassercharakteristik (a)-(b)random, für PLANzustand  $p = 2$  bzw. unter Zugrundelegung der Schadenmodelle „MURL“ (links), „BWG“ (Mitte) und „TYROL“ (rechts); die Ergebnisse beruhen auf der Verwendung der Verteilungsfunktion 5 (AEV-MLM)
- Abb. 168: Vermiedene Schäden  $VS_{ges}$  für Sölden und Längenfeld in Abhängigkeit der Bauwerkslebensdauer  $D$  für die Hochwassercharakteristik (a)-(b)random, für PLANzustand  $p = 3$  bzw. unter Zugrundelegung der Schadenmodelle „MURL“ (links), „BWG“ (Mitte) und „TYROL“ (rechts); die Ergebnisse beruhen auf der Verwendung der Verteilungsfunktion 5 (AEV-MLM)
- Abb. 169: Vermiedene Schäden  $VS_{ges}$  (Medianwerte) für Sölden und Längenfeld für die Bauwerkslebensdauern  $D = 20$  Jahre,  $D = 30$  Jahre,  $D = 50$  Jahre und  $D = 100$  Jahre für die PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$  – Zusammenschau der Ergebnisse sämtlicher Hochwassercharakteristika, statistischer Verteilungsfunktionen bzw. Schadenmodelle

## G.2 Tabellenverzeichnis

- Tab. 1: Sediment- bzw. Geschiebezuschlagsfaktoren für verschiedene Abflussprozesse in Wildbächen gemäß ONR 24800 (2009) und DIN 19663 (1985) (aus HÜBL (2009))
- Tab. 2: Modellkoeffizient  $\alpha_{KUR}$  nach KÜRSTEINER ((1917), aus HAGEN et al. (2007))
- Tab. 3: Modellkoeffizienten  $a_{WUN}$  und  $b_{WUN}$  nach WUNDT (1953)
- Tab. 4: Zu- bzw. Abschlagsfaktoren nach LÄNGER (1981)
- Tab. 5: Modellkoeffizient  $\alpha_{MUL}$  nach MÜLLER ((1943), aus HAGEN et al. (2007))
- Tab. 6: Parameter  $A_{LAU}$  und  $B_{LAU}$  nach LAUTERBURG ((1887), aus HAGEN et al. (2007))
- Tab. 7: Formelansätze nach HAMPEL; die Parameter  $B_{EZG}$  und  $L_{EZG}$  entsprechen der Breite und Länge des Einzugsgebietes (aus HAGEN et al. (2007))
- Tab. 8: Modellkoeffizienten für den Ansatz nach SALCHER ((1936), aus HAGEN et al. (2007))
- Tab. 9: Modellkoeffizienten für das Modell GIUB'96(EZG) (links) bzw. für das Modell GIUB'96(MQ) (rechts) (aus BARBEN et al. (2003))
- Tab. 10: Bodentypen in Abhängigkeit des Versickerungsvermögens (aus DVWK (1984))
- Tab. 11: CN-Werte für Bodenfeuchtekategorie II (AMC II) in Abhängigkeit von Bodentyp und Bodennutzung (aus DVWK (1984))
- Tab. 12: Bodenfeuchtekategorie AMC I, AMC II und AMC III (aus DVWK (1984))
- Tab. 13: Parameter zur Ermittlung des Fließwiderstandes nach Gleichung (B.58a) (aus ABERLE (2000), HAGER (1992), PALT (2001) und ROSPORT (1997))
- Tab. 14: k-Werte in Abhängigkeit der Wildbachzonen für die Bestimmung des Torrentialitätsgrades  $K_{KRO}$  nach KRONFELLNER-KRAUS (1984)
- Tab. 15: Geologiefaktor  $IG_{DAG}$  nach D'Agostino (1996)
- Tab. 16: Prozessfaktor  $IT_{DAG}$  nach D'Agostino (1996)
- Tab. 17: Berechnungsansätze für den spezifischen kritischen Abfluss  $q_k$
- Tab. 18: Empirische Ansätze für die Abschätzung von  $H_{eff}$  und  $H_{pot}$  (jeweils in  $m^3$ );  $V_w$  entspricht der Abflussfracht in  $m^3$ ,  $V_f$  der Feststofffracht in  $m^3$ ; der Parameter  $L$  repräsentiert die Gerinnelänge in km,  $L_{bewaldet}$  ist die bewaldete Gerinnelänge in km; Einzugsgebiet EZG und bewaldeter Anteil am Einzugsgebiet  $EZG_{Wald}$  sind in  $km^2$  einzusetzen
- Tab. 19: Schwemmholtzklassen (aus LANGE und BEZZOLA (2006))
- Tab. 20: Verteilungsfunktionen und Methoden zur Bestimmung der Anpassungsgüte bei der statistischen Analyse von Jahreshöchstabflüssen
- Tab. 21: Schadenmodelle für Fahrzeuge nach HUTTENLAU et al. ((2008) bzw. (2010))
- Tab. 22: Zuflüsse aus den Teileinzugsgebieten in die Ötztaler Ache – Kilometrierung der Zuflussknoten und Einzugsgebietscharakteristika
- Tab. 23: Abflusspegel im Projektgebiet
- Tab. 24: Betrachtete Hochwasserszenarien (a) und (b)
- Tab. 25: Schutzmaßnahmen für den ISTzustand bzw. für die PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$ ,  $p = 3$
- Tab. 26: Zuordnung der Klassifizierung von Vegetation, Bodennutzung und Bodenaufbau gemäß HAFNER und FÜRST (2007) und PETICZKA und KRIZ (2007) zur Einteilung von Bodentyp und Bodennutzung für die Anwendung der SCS-CN Methode (Tab. 11 und Tab. 10)
- Tab. 27: Geschieberückhaltebecken GRHB in den geschieberelevanten Teileinzugsgebieten und deren Fassungsvermögen  $V_{GRHB}$
- Tab. 28: Geschiebepotential  $POT$  [ $m^3$ ] in den Bilanzierungsabschnitten, bei denen eine Adaptierung der allgemein gewählten Berechnungsmethodik erfolgt, und Schema zur Berechnung von  $Q_k$  nach Abb. 40 (die Angaben für  $POT$  basieren auf den Kartierungsarbeiten von KLENKHART & PARTNER CONSULTING (2011))
- Tab. 29: Kalibriergüte der hydrologisch-1D-hydraulischen Modellierung für die Hochwasser (a) und (b) an den Abflusspegeln 1 - 14 – BIAS-Koeffizienten BI und NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS (NASH und SUTCLIFFE, 1970)
- Tab. 30: Kalibriergüte der 2D-numerischen Modellierung für die Hochwasser (a) und (b) an den Abflusspegeln 4, 5 und 6 – BIAS-Koeffizienten BI und NASH-SUTCLIFFE-Koeffizienten NS (NASH und SUTCLIFFE, 1970)
- Tab. 31: Kalibrierte Modellparameter  $k_{SI}$  in den 2D-numerischen Modellen „Sölden“ und „Längenfeld“ für die Hochwasser (a) und (b)
- Tab. 32: Verteilungsfunktionen für den Pegel 5; Funktionsparameter und Ergebnisse der Anpassungstests
- Tab. 33: Links: Abflussspitzen aus dem 2D-numerischen Modell „Sölden“ bei Fließkilometer km 38.16; rechts: (stationäre) Abflussverhältnisse im physikalischen Modellversuch – Zuordnung der Abflüsse für die Implementierung der Ergebnisse des Modellversuchs ins 2D-numerische Modell „Sölden“
- Tab. 34: Charakteristische Parameter der Wildbacheinzugsgebiete „92-1c“ und „92-10-8“ bzw. der Transportabschnitte „92-1d“ und „92-11ab“

- Tab. 35: Parametersets für  $I_s$ ,  $B$ ,  $d_{50}$ ,  $d_m$  und  $d_{90}$  für die Wildbacheinzugsgebiete „92-1c“ und „92-10-8“ bzw. für die Transportabschnitte „92-1d“ und „92-11ab“
- Tab. 36: Abflussfrachten  $V_Q$  und Geschiebefrachten  $V_{TK}$  entsprechend den berechneten Transportkapazitäten  $G_{TK}$  nach RICKENMANN (2005) in Kombination mit BATHURST (1987) bzw. RICKENMANN (1990), nach SMART und JÄGGI (1983) sowie nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949) für die Wildbacheinzugsgebiete „92-1c“ und „92-10-8“ bzw. für die Transportabschnitte „92-1d“ und „92-11ab“, jeweils für die Hochwasser (a), (b) und (c)
- Tab. 37: Verwendete empirische Schätzformeln für die Abschätzung von  $Q_{max}$
- Tab. 38: Verwendete empirische Schätzformeln für die Abschätzung von  $V_{TK}$
- Tab. 39: Zusammenschau der ermittelten vermiedenen Schäden  $VS_{ges}$  für Sölden und Längenfeld – die Mittelwerte basieren auf dem Modell „MURL“ und Verteilungsfunktion 5 (AEV-MLM) bzw. auf der Hochwassercharakteristik (a)-(b)random; obere und untere Grenzwerte entstammen den Sensitivitätsbetrachtungen zur Wahl der Verteilungsfunktion und des Schadenmodells, sie berücksichtigen sämtliche Hochwassercharakteristika
- Tab. 40: Vermiedene Schäden  $VS_{ges}$  [Mio. €] in den Talbecken von Sölden und Längenfeld in Abhängigkeit der Maßnahmenlebensdauer  $D$  und der Hochwassercharakteristik für die PLANzustände  $p = 1$ ,  $p = 2$  und  $p = 3$

## G.3 Symbolverzeichnis

A	[m <sup>2</sup> ]	durchströmte Querschnittsfläche
A''	[-]	Modellparameter nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949)
A <sub>H,S</sub>	[m <sup>2</sup> ]	angeströmte Holzfläche
A <sub>HAM</sub>	[-]	Modellparameter nach HAMPEL ((1968), (1970), (1978), (1979), (1984) und (1990))
A <sub>LAU</sub>	[-]	Modellkoeffizient nach LAUTERBURG (1887)
A <sub>TYR</sub>	[-]	regions- und gebäudetypspezifischer Parameter beim Schadenmodell „TYROL“
AUS	[m <sup>3</sup> /s]	aus dem Bilanzierungsabschnitt ausströmende Geschieberate
A <sub>V</sub>	[mm]	Anfangsverlust
B	[m]	Gerinnebreite bzw. Wasserspiegelbreite
B''	[-]	Modellparameter nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949)
B <sub>EZG</sub>	[km]	Breite des Einzugsgebietes
BI	[-]	BIAS-Koeffizient
B <sub>LAU</sub>	[-]	Modellkoeffizient nach LAUTERBURG (1887)
B <sub>r</sub>	[-]	Integrationskonstante in der logarithmischen Widerstandsbeziehung
C	[m <sup>3</sup> /s], [m]	berechneter Parameter
C <sub>BER</sub>	[-]	Modellkoeffizient nach BERGTHALER (1967)
C <sub>CON</sub>	[m <sup>3</sup> /m]	Parameter nach WALTHER et al. (1996) zur Abschätzung von H <sub>pot</sub>
C <sub>max</sub>	[m <sup>3</sup> /s], [m]	Maximum des berechneten Parameters
CN(i)	[-]	Curve Number (Versickerungsbeiwert)
C <sub>p,SNY</sub>	[-]	einzugsgebietsspezifischer Parameter nach SNYDER (1938)
C <sub>R</sub>	[-]	Rauheitsdichtekoeffizient in der Widerstandsbeziehung nach CAO (1985)
C <sub>1,SNY</sub>	[-]	einzugsgebietsspezifischer Parameter nach SNYDER (1938)
C <sub>W,i</sub>	[-]	einzugsgebietsspezifischer Parameter für die Bestimmung von W <sub>i</sub> nach SNYDER (1938)
D	[Jahre]	Lebensdauer der Hochwasserschutzmaßnahme
EIN	[m <sup>3</sup> /s]	in den Bilanzierungsabschnitt einströmende Geschieberate
EZG	[km <sup>2</sup> ]	Einzugsgebietsgröße
EZG <sub>Wald</sub>	[km <sup>2</sup> ]	bewaldetes Einzugsgebiet
EZG <sub>BEEINFLUSST</sub>	[km <sup>2</sup> ]	Einzugsgebiet der jeweiligen Hochwasserschutzmaßnahme
F <sub>H</sub>	[kN]	Hangabtriebskraft
Fr	[-]	Froude-Zahl der Strömung
F <sub>R</sub>	[kN]	Reibungskraft
F <sub>S</sub>	[kN]	am Holz angreifende Strömungskraft
G	[m <sup>3</sup> /s]	Geschiebetransportrate
G <sub>max</sub>	[m <sup>3</sup> /s]	maximale Geschiebetransportrate
G <sub>RB i-aus</sub>	[m <sup>3</sup> /s]	Geschiebeausstrag aus dem 2D-numerischen Modell i
G <sub>RB i-ein</sub>	[m <sup>3</sup> /s]	Geschiebeeintrag in das 2D-numerische Modell i
G <sub>TK</sub>	[m <sup>3</sup> /s]	Geschiebetransportkapazität
GRHB	[-]	Geschieberückhaltebecken
H <sub>eff</sub>	[m <sup>3</sup> ]	effektive Schwemmh Holzmenge
HHQ	[m <sup>3</sup> /s]	historisch höchster Abfluss
H <sub>pot</sub>	[m <sup>3</sup> ]	Schwemmh Holzpotential
HQ <sub>X</sub>	[m <sup>3</sup> /s]	Abfluss der Jährlichkeit X
HQ <sub>max</sub>	[m <sup>3</sup> /s]	Maximaler Abfluss in einem Kalenderjahr, Jahreshöchststochwasser
H <sub>RBS</sub>	[m]	Absturzhöhe bei Riegel-Becken-Strukturen
HRB	[-]	Hochwasserrückhaltebecken
I <sub>E</sub>	[%], [-]	Energieliniengefälle
I <sub>EZG</sub>	[%], [-]	durchschnittliches Gefälle im Einzugsgebiet
IG <sub>DAG</sub>	[-]	Geologiefaktor nach D'AGOSTINO (1996)
I <sub>Lmax</sub>	[%], [-]	durchschnittliches Gefälle längs des längsten Fließweges im Einzugsgebiet
I <sub>S</sub>	[%], [-]	Sohlgefälle
I <sub>SK</sub>	[%], [-]	mittleres Gerinnegefälle am Schwemmkegel
I <sub>S,red</sub>	[-]	reduziertes Gefälle infolge von Formverlusten
IT <sub>DAG</sub>	[-]	Prozessfaktor nach D'AGOSTINO (1996)
JGF	[m <sup>3</sup> ]	Jahresgeschiebefracht
K <sub>1,CAO</sub>	[-]	empirische Konstante nach CAO (1985)
K <sub>1,EGA</sub>	[-]	empirische Konstante nach EGASHIRA und ASHIDA (1991)

$K_{1,RBS}$	[-]	empirischer Parameter bei der Bestimmung der Riegel-Becken-Sequenzlänge $L_{RBS}$
$K_{2,CAO}$	[-]	empirische Konstante nach CAO (1985)
$K_{2,EGA}$	[-]	empirische Konstante nach EGASHIRA und ASHIDA (1991)
$K_{2,RBS}$	[m <sup>2</sup> ]	empirischer Parameter bei der Bestimmung der Riegel-Becken-Sequenzlänge $L_{RBS}$
$K_{3,CAO}$	[-]	empirische Konstante nach CAO (1985)
$K_K$	[m <sup>2</sup> ]	Torrentialitätsfaktor nach KRONFELLNER-KRAUS (1984)
$K_{LSP}$	[-]	Speicherkonstante im Linearspeichermodell
$K_{MUS}$	[-]	Modellparameter im Muskingum- bzw. Muskingum-CUNGE-Modell (1969)
$K_{UCH}$	[-]	konstanter Modellparameter nach UCHIOGI et al. (1996) bei der Abschätzung von $H_{pot}$
$K_Z$	[m <sup>3</sup> /s]	Modellkoeffizient nach ZELLER (1985)
KOK	[mm]	Brückendeckwerksoberkante
KUK	[m]	Brückendeckwerksunterkante
L	[-]	Gerinnellänge, Lauflänge des Geschiebes
$L_{bewaldet}$	[km]	bewaldete Gerinnellänge
$L_C$	[-]	Gerinnellänge von jenem Punkt im Gerinne, der dem Schwerpunkt des Einzugsgebietes am nächsten gelegen ist, bis zum Gebietsauslass
$L_{EZG}$	[-]	Länge des Einzugsgebietes
$L_H$	[-]	Stammlänge des Holzes
$L_{max}$	[m <sup>3</sup> /s], [m]	längster Fließweg im Einzugsgebiet
$L_{RBS}$	[-]	Abstand zwischen zwei Abstürzen bei Riegel-Becken-Strukturen
M	[m <sup>3</sup> /m]	gemessener Parameter
$M_{avg}$	[m <sup>3</sup> /s], [m]	Mittelwert sämtlicher gemessener Parameter $M_i$ im Ereigniszeitraum
$M_{max}$	[-]	Maximum des gemessenen Parameters
MHQ	[-]	monatsspezifisches mittleres Hochwasser
MJHQ	[-]	mittleres jährliches Hochwasser
MQ	[-]	mittlerer Abfluss
Mq	[-]	spezifischer mittlerer Abfluss
N	[Jahre]	Niederschlag
NS	[m <sup>3</sup> /s]	NASH-SUTCLIFFE-Koeffizient (NASH und SUTCLIFFE, 1970)
$N_V$	[km <sup>2</sup> ]	Verlustanteil am Niederschlag
$N_W$	[km <sup>2</sup> ]	wirksamer (effektiver) Niederschlag
POT	[km <sup>2</sup> ]	Geschiebepotential im Bilanzierungsabschnitt
Q	[kN]	Abfluss
$Q_{aus}$	[-]	aus dem Linearspeicher ausströmender Abfluss
$Q_B$	[m <sup>3</sup> /s]	Basisabfluss
$Q_D$	[m <sup>3</sup> /s]	Direktabfluss
$Q_{Deck}$	[m <sup>3</sup> /s]	Abfluss, der zum Aufbruch der Deckschicht führt
$Q_{ein}$	[m <sup>3</sup> /s]	in den Linearspeicher einströmender Abfluss
$Q_K$	[m <sup>3</sup> /s]	kritischer Abfluss (bei Transportbeginn)
$Q_{LAB}$	[m <sup>3</sup> /s]	stationärer Abfluss im physikalischen Modell
$Q_{max}$	[m <sup>3</sup> /s]	Abflussspitze
$Q_{max,AUS}$	[m <sup>3</sup> /s]	maximaler Ausfluss aus dem Bauwerk (von der Hochwasserschutzmaßnahme)
$Q_{max,S}$	[m <sup>3</sup> /s]	Abflussspitze im Söldener Becken
$Q_{max,L}$	[m <sup>3</sup> /s]	Abflussspitze im Längenfelder Becken
$Q_{max,ZU}$	[m <sup>3</sup> /s]	maximaler Zufluss zum Bauwerk (zur Hochwasserschutzmaßnahme)
$Q_{min}$	[m <sup>3</sup> /s]	unterer Grenzwert der geforderten Restwasserabflüsse
$Q_{NUM,max}$	[m <sup>3</sup> /s]	Abflussspitze im 2D-numerischen Modell
$Q_{RB,i}$	[m <sup>3</sup> /s]	Zufluss ins 2D-numerische Modell i
$Q_{RW}$	[m <sup>3</sup> /s]	Reinwasserabfluss
$Q_S$	[m <sup>3</sup> /s]	sohlwirksamer Abflussanteil
$Q_{UBL}$	[m <sup>3</sup> /s]	Ausbauabfluss der Bei- bzw. Überleitung
$Q_x$	[m <sup>3</sup> /s]	Abfluss mit einer Überschreitungsdauer von x Tagen
R	[m]	hydraulischer Radius
$R_S$	[m]	auf die Sohle bezogener hydraulischer Radius
S	[€]	ereignisspezifischer hochwasserinduzierter Schaden
$S(t)$	[cm <sup>2</sup> /s]	S-Hydrograph auf Basis der Zeitdauer $\Delta t$
$SH_m$	[m.ü.A.]	mittlere Seehöhe des Wildbacheinzugsgebietes
$SH_U$	[m.ü.A.]	Seehöhe im Mündungsbereich des Wildbaches
$S_{IST}$	[€]	ereignisspezifischer hochwasserinduzierter Schaden für den

		ISTzustand
$S_{LSP}$	[m³]	Speichervolumen des Linearspeichers
$S_{MUS}$	[m³]	Speichervolumen im Muskingum- bzw. Muskingum-CUNGE-Modell (1969)
$S_{MUS, Keil}$	[-]	„keilförmiger Speicheranteil“ im Muskingum-Modell
$S_{MUS, Prisma}$	[-]	„prismatischer Speicheranteil“ im Muskingum-Modell
$SP$	[mm]	Potentielles Bodenspeichervermögen
$S_{PLAN}$	[€]	ereignisspezifischer hochwasserinduzierter Schaden für den PLANzustand
$T$	[-]	Jährlichkeit bzw. Wiederkehrintervall eines Hochwasserereignisses
$T_B$	[h]	Basiszeit der Abflussganglinie
$T_P$	[h]	Anstiegszeit der Abflussganglinie
$U_i$	[cm³/s]	Ordinate der Einheitsganglinie zum Zeitpunkt i
$U_Q$	[-]	Unterschreitungswahrscheinlichkeit des Abflusses Q
$V_F$	[m³]	Feststofffracht
$V_{GRHB}$	[m³]	Fassungsvermögen des Geschieberückhaltebeckens
$V_{H, fest}$	[m³]	Festvolumen des Holzes
$V_{H, locker}$	[m³]	locker angehäuftes Holzvolumen
$V_{max}$	[m³]	Fassungsvermögen des Rückhaltebeckens
$VOL$	[m³]	verfügbares Geschiebe im Bilanzierungsabschnitt
$V_{RES}$	[m³]	Speicherfüllvolumen
$V_S$	[m³]	Geschiebe- und Schwebstofffracht
$V_{TK}$	[m³]	Geschiebefracht auf Basis der berechneten Transportkapazitäten $G_{TK}$
$VS$	[€]	ereignisspezifischer vermiedener Schaden infolge eines Hochwassers und /oder Bauwerksverkläuerungen
$VS_{ges}$	[€]	Summe aller hochwasserinduzierten vermiedenen Schäden innerhalb der Lebensdauer D
$avg VS_{ges}$	[€/Jahr]	Jährliches Mittel aus der Summe aller vermiedenen Schäden innerhalb der Lebensdauer D
$max VS_{ges}$	[€]	maximal zu erwartender vermiedener Gesamtschaden
$V_W$	[m³]	Abflussfracht
$V_{W, AUS}$	[m³]	Ausflusswasserfracht
$V_{W, ZU}$	[m³]	Zuflusswasserfracht
$W_i$	[h]	Zeitdauer zwischen dem Abfluss i im ansteigenden und abfallenden Ast der Abflussganglinie; i wird anteilig an $q_{D, max}$ in Prozent angegeben
$X_{MUS}$	[-]	konstanter Modellparameter im Muskingum-Modell
$X_0$	[m³/s]	Modellparameter - Referenzwert
$X_{max}$	[m³/s]	Modellparameter - oberer Grenzwert
$X_{min}$	[m³/s]	Modellparameter - unterer Grenzwert
$X_v$	[m³/s]	Modellparameter - Wert für die Parametervariation
$Z$	[Jahre]	Betrachteter Zeitraum im statistisch-stochastischen Bewertungsmodell

---

$a_{AGU}$	[-]	Modellparameter in der logarithmischen Widerstandsbeziehung nach AGUIRRE-PE und FUENTES (1990)
$a_{GIU}$	[-]	Koeffizient für das Modell GIUB'96
$a_{if}$	[-]	Auflockerungsfaktor; Verhältnis zwischen dem locker angehäuftes Holzvolumen $V_{H, locker}$ und dem Festvolumen $V_{H, fest}$
$a_{MST}$	[m/s]	querschnittsabhängiger, hydraulischer Parameter nach MANNING-STRICKLER
$a_{WUN}$	[-]	Modellkoeffizient nach WUNDT (1953)
$b_{AGU}$	[-]	Modellparameter in der logarithmischen Widerstandsbeziehung nach AGUIRRE-PE und FUENTES (1990)
$b_{GIU}$	[-]	Koeffizient für das Modell GIUB'96
$b_{WUN}$	[-]	Modellkoeffizient nach WUNDT (1953)
$c$	[m/s]	Wellenausbreitungsgeschwindigkeit
$c_{k,e}$	[-]	effektive Rauheitskonzentration in der Widerstandsbeziehung nach BATHURST et al. (1981)
$c_W$	[-]	Widerstandsbeiwert bei der Anströmung des Holzes
$d_{30}$	[m]	30%-Korndurchmesserfraktile des Sohlmaterials
$d_{50}$	[m]	50%-Korndurchmesserfraktile des Sohlmaterials
$d_{65}$	[m]	65%-Korndurchmesserfraktile des Sohlmaterials
$d_{70}$	[m]	70%-Korndurchmesserfraktile des Sohlmaterials

$d_{84}$	[m]	84%-Korndurchmesserfraktile des Sohlmaterials
$d_{84, \text{Deck}}$	[m]	84%-Korndurchmesserfraktile des Sohlmaterials der Deckschicht
$d_{84, \text{min}}$	[m]	84%-Korndurchmesserfraktile des Sohlmaterials bei Betrachtung der kürzesten Achse des Kornes
$d_{90}$	[m]	90%-Korndurchmesserfraktile des Sohlmaterials
$d_{a50}$	[m]	mittlere Abmessung der A-Achsen des Sohlmaterials
$d_{b50}$	[m]	mittlere Abmessung der B-Achsen des Sohlmaterials
$d_c$	[m]	charakteristische Korngröße bei der Bestimmung der Riegel-Becken-Sequenzlänge $L_{\text{RBS}}$
$d_{c50}$	[m]	mittlere Abmessung der C-Achsen des Sohlmaterials
$d_H$	[m]	Stammdurchmesser des Holzes
$d_{H,W^*}$	[m]	geometrisches Mittel der maximalen und minimalen Abmessung des Wurzeltellers bei den Modellversuchsreihen von GANTENBEIN (2001)
$d_{H,W\text{max}}$	[m]	maximale Abmessung des Wurzeltellers bei den Modellversuchsreihen von GANTENBEIN (2001)
$d_{H,W\text{min}}$	[m]	minimale Abmessung des Wurzeltellers bei den Modellversuchsreihen von GANTENBEIN (2001)
$d_m$	[m]	maßgebender Korndurchmesser
$d_{m, \text{Deck}}$	[m]	mittlerer Korndurchmesser der Deckschicht
$e_{\text{PAG}}$	[m]	Rauheit der Blockelemente an der Gerinnesohle nach PAGLIARA und CHIAVACCINI (2006)
$g$	[m/s <sup>2</sup> ]	Erdbeschleunigung
$g^*$	[m <sup>3</sup> /(s·m)]	spezifische Geschiebetransportkapazität nach SMART und JÄGGI (1983)
$g_{\text{TK}}$	[m <sup>3</sup> /s]	spezifische Geschiebetransportkapazität
$h$	[m]	Fließtiefe
$h_{J100}$	[mm]	100-jährlicher 24-Stunden-Niederschlag
$h_m$	[m]	querschnittsgemittelte Fließtiefe
$h_{\text{misch}}$	[m]	Fließtiefe des Wasser-Feststoff-Gemisches
$h_n$	[mm]	maßgebende Niederschlagsintensität nach SALCHER (1936)
$k_r$	[m <sup>1/3</sup> /s]	Kornrauheit
$k_S$	[m]	äquivalente Sandrauheit
$k_{\text{St}}$	[m <sup>1/3</sup> /s]	STRICKLER-Beiwert
$k_{\text{St, GESAMT}}$	[m <sup>1/3</sup> /s]	gesamter STRICKLER -Beiwert
$k_{\text{St, SOHLANTEIL}}$	[m <sup>1/3</sup> /s]	Sohlanteil am STRICKLER -Beiwert $k_{\text{St, GESAMT}}$
$m_{\text{MST}}$	[-]	querschnittsabhängiger, hydraulischer Parameter nach MANNING-STRICKLER
$n$	[-]	Stichprobenlänge bei der statistischen Analyse von Hochwassern
$n_{\text{ges}}$	[m]	gesamter Fließwiderstand
$n_{\text{LSP}}$	[-]	Anzahl an Linearspeichern in einer Speicherkaskade
$n_r$	[m]	Fließwiderstand infolge Kornreibung
$p$	[-]	betrachtete PLANzustände mit implementierten Hochwasserschutzmaßnahmen
$p_{\text{min}}$	[-]	geforderter Mindestwert für das Verhältnis $Q_{\text{AUS}}/Q_{\text{ZU}}$
$p_V$	[-]	prozentueller Anteil der Bandbreite ( $X_{\text{max}} - X_{\text{min}}$ ) bei der Parametervariation
$q$	[m <sup>3</sup> /(s·m)]	spezifischer Abfluss
$q_D$	[m <sup>3</sup> /(s·m)]	spezifischer Direktabfluss
$q_{D, \text{max}}$	[m <sup>3</sup> /(s·m)]	maximaler spezifischer Direktabfluss
$q_K$	[m <sup>3</sup> /(s·m)]	spezifischer kritischer Abfluss (bei Transportbeginn)
$q_L$	[m <sup>3</sup> /(s·m)]	lateraler Zufluss längs des Gerinnes
$s$	[-]	betrachtete Szenarien mit skalierten Niederschlagsdaten auf Basis historischer Hochwasser
$s_\rho$	[-]	Verhältnis der Dichten von Wasser und Sediment
$S_{\text{ABE}}$	[-]	Standardabweichung der Rauheitserhebungen des Sohlmaterials nach ABERLE (2000)
$S_{\text{HAM}}$	[-]	Abriebskoeffizient nach HAMPEL (1980)
$t_{\text{LAG}}$	[min]	Lag Time
$v$	[m/s]	Fließgeschwindigkeit der Strömung
$v_{\text{max}}$	[m/s]	maximale querschnittsgemittelte Fließgeschwindigkeit
$v_*$	[m/s]	Schubspannungsgeschwindigkeit
$v_W$	[m/s]	Fließgeschwindigkeit des (Rein)wassers

$\alpha$	[-]	Abflussbeiwert
$\alpha_{1,LAU}$	[-]	Modellkoeffizient nach LAUTERBURG (1887)
$\alpha_{2,LAU}$	[-]	Modellkoeffizient nach LAUTERBURG (1887)
$\alpha_{3,LAU}$	[-]	Modellkoeffizient nach LAUTERBURG (1887)
$\alpha_{BER}$	[-]	Modellkoeffizient nach BERGTHALER (1967)
$\alpha_{HAM}$	[-]	Modellkoeffizient nach HAMPEL ((1984) und (1990))
$\alpha_{HOF}$	[-]	Modellkoeffizient nach HOFBAUER (1916)
$\alpha_I$	[-]	Modellkoeffizient bei der Bestimmung des reduzierten Gefälles $I_{S,red}$
$\alpha_{KRE}$	[-]	Modellkoeffizient nach KRESNIK (1886)
$\alpha_{KÜR}$	[-]	Modellkoeffizient nach KÜRSTEINER (1917)
$\alpha_{MUL}$	[-]	Modellkoeffizient nach MÜLLER (1943)
$\alpha_{SAL}$	[-]	mittlerer jährlicher Abflussbeiwert nach SALCHER (1936)
$\beta_{SAL}$	[-]	Flächenreduktionsfaktor nach SALCHER (1936)
$\beta_{1,SMA}$	[-]	materialabhängige Konstante in der logarithmischen Widerstandsbeziehung nach SMART und JÄGGI (1983)
$\beta_{2,SMA}$	[-]	materialabhängige Konstante in der logarithmischen Widerstandsbeziehung nach SMART und JÄGGI (1983)
$\gamma$	[-]	Parameter zur Beschreibung der Schwankungsbreite der Modellparameter
$\Delta_{hy}$	[m]	Verlustrhöhe infolge des Wechselsprunges nach EGASHIRA und ASHIDA (1991)
$\Delta t$	[s], [min]	Diskretisierungs- bzw. Berechnungszeitschritt
$\Delta t_{HRB}$	[h]	Zeitlicher Versatz der Ausflussspitzen $Q_{max,AUS}$ für PLANzustand und ISTzustand
$\varphi$	[°]	Längsneigung des Gewässers
$\lambda$	[-]	Reibungsbeiwert nach DARCY-WEISBACH
$\lambda_g$	[-]	Anteil der Kornrauheit am Gesamtwiderstandsbeiwert $\lambda$ nach EGASHIRA und ASHIDA (1991)
$\lambda_{hy}$	[-]	Anteil der Energieverluste infolge eines Wechselsprunges am Gesamtwiderstandsbeiwert $\lambda$ nach EGASHIRA und ASHIDA (1991)
$\lambda_w$	[-]	Anteil des Widerstandes in der Ablösezone der Absturz-Becken-Sequenz am Gesamtwiderstandsbeiwert $\lambda$ nach EGASHIRA und ASHIDA (1991)
$\rho_H$	[kg/m³]	Dichte des Holzes
$\rho_{H,roh}$	[kg/m³]	Rohdichte des Holzes
$\rho_S$	[kg/m³]	Dichte des Sediments
$\rho_W$	[kg/m³]	Dichte des Wassers
$T_G$	[kN/m²]	für den Geschiebetransport maßgebende Schubspannung
$T_K$	[kN/m²]	kritische Schubspannung
$T_{PAG}$	[-]	Blockkonzentration an der Gerinnesohle nach PAGLIARA und CHIAVACCINI (2006)
$T_W$	[kN/m²]	einwirkende Schubspannung
$\Theta$	[-]	Shields-Faktor
$\Theta_K$	[-]	korrigierter kritischer Shields-Faktor für große Gefälle nach SMART und JÄGGI (1983)
$K$	[-]	von Karman-Konstante
$\mu$	[-]	Reibungsbeiwert bei der Mobilisierung von Schwemmholz





## G.4 Dissertationsbezogene Veröffentlichungen bzw. Beiträge an internationalen Konferenzen

### Full Paper

- GEMS, B.,** ACHLEITNER, S., PLÖRER, M., SCHÖBERL, F., HUTTENLAU, M., AUFLEGER, M. 2012: Bed-load transport modelling by coupling an empirical routing scheme and a hydrological-1D-hydrodynamic model – case study application for a large alpine valley. *Advances in Geosciences (ADGEO) (ANGENOMMEN)*.
- GEMS, B.,** SENDLHOFER, A., ACHLEITNER, S., HUTTENLAU, M. & AUFLEGER, M. 2012. Log jam of bridges - simulating effects in flooding by linking a physical and numerical model approach. In: 12th Congress Interpraevent 2012, Grenoble.
- SENDLHOFER, A. & **GEMS, B.** 2010. Überprüfung der Verklausungssicherheit von Brücken anhand eines physikalischen Modells. In: Weber, K.; Fenrich, E.; Gebler, T.; Kramer, M.; Noack, M.: 12. Treffen junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten JuWi. Tagungsband zur Veranstaltung vom 11. - 14. August 2010 an der Universität Stuttgart. Eigenverlag Universität Stuttgart (= Mitteilungen / Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart 193). ISBN 978-3-933761-97-2. 46-53.
- ACHLEITNER, S., HUTTENLAU, M., **GEMS, B.,** STÖTTER, J. & AUFLEGER, M. 2010. Sensing the uncertainty of cumulative flood damages due to varying flood peak distribution functions in a monte-carlo based damage modelling framework. In: Proceedings of the first European IAHR Congress. Edinburgh, UK. Eigenverlag - IAHR/IWA.
- GEMS, B.,** ACHLEITNER, S., HUTTENLAU, M., THIEKEN, A. & AUFLEGER, M. 2009. Flood Control Management for an Alpine Valley in Tyrol - an Integrated Hydrological-Hydraulic Approach. In: 33rd Congress of the International Association of Hydraulic Engineering & Research (IAHR) "WATER ENGINEERING FOR A SUSTAINABLE ENVIRONMENT". Eigenverlag - IAHR/IWA. ISBN 978-90-78046-08-0. 1779-1786.

### Poster / Abstract

- GEMS, B.,** SCHÖBER, J., ACHLEITNER, S., SCHÖBERL, F., KIRNBAUER, R., AUFLEGER, M. & SCHÖNLAUB, H. 2011. Zur Anwendung hydrologischer Modelle für die Bestimmung von Hochwasserabflüssen – Vergleich eines Unit Hydrograph Modells mit einem kontinuierlichen Wasserhaushaltsmodell. In: Blöschl, G. & Merz, R.: Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung. Heft 30.11. Hydrologie und Wasserwirtschaft – von der Theorie zur Praxis. Beiträge zum Tag der Hydrologie am 24./25. März 2011 an der Technischen Universität Wien. ISBN: 978-3-941897-79-3. 314.
- ACHLEITNER, S., HUTTENLAU, M., **GEMS, B.,** STÖTTER, J. & AUFLEGER, M. 2011. Monte-Carlo basierte Hochwasserrisikoanalyse und Maßnahmenbewertung – Unsicherheiten durch unterschiedliche Verteilungsfunktionen. In: Blöschl, G. & Merz, R.: Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung. Heft 30.11. Hydrologie und Wasserwirtschaft – von der Theorie zur Praxis. Beiträge zum Tag der Hydrologie am 24./25. März 2011 an der Technischen Universität Wien. ISBN: 978-3-941897-79-3. 309.
- GEMS, B.,** SCHÖBER, J., ACHLEITNER, S., SCHÖBERL, F., KIRNBAUER, R., AUFLEGER, M. & SCHÖNLAUB, H. 2010. Comparative Assessment of an Event Based Unit Hydrograph Model and a Continuous Water Balance Model applied on a Large Alpine Catchment. In: The Changing Physical and Social Environment: Hydrologic Impacts and Feedbacks, Hydrology Conference 2010. San Diego, USA.

### Abstract

- GEMS, B.** ACHLEITNER, S., HUTTENLAU, AUFLEGER, M. 2012: Hochwasserschutz durch Ausleitungen und Speicher - Evaluierung im Kontext der Modellierung hochwasserrelevanter Prozesse in alpinen Talräumen. Wasserbausymposium 2012, Graz (**ANGENOMMEN**).
- GEMS, B.,** ACHLEITNER, S., SCHÖBERL, F. & AUFLEGER, M. 2010. Sensitivity Study for a Bed-Load Transport Routing Scheme applied to a large Alpine Catchment. In: Borgonovo, E., Saltelli, A. & Tarantola, S.: Procedia Social and Behavioral Sciences. Proceedings of the Sixth International Conference on Sensitivity Analysis of Model Output (SAMO 2010). Volume 2, Issue 6, 2010. ISSN 1877-0428. 7662-7663.
- GEMS, B.,** ACHLEITNER, S., HUTTENLAU, M., THIEKEN, A., AUFLEGER, M. 2009: Spatial distributed hydrological-hydraulic modelling as a basis for the evaluation of flood mitigation measures in a large alpine catchment. In: Geophysical Research Abstracts, Vol. 11, EGU2009-10472, 2009. EGU General Assembly 2009. eISSN: 1607-7962.



## G.5 Literaturverzeichnis

- ABERLE, J. 2000. Untersuchung der Rauheitsstruktur zur Bestimmung des Fließwiderstandes in Gebirgsbächen unter Klarwasserabfluß. Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, Heft 207, Dissertation, 165 Seiten.
- ABRAHAMS, A. D., LI, G. & ATKINSON, J. F. 1995. Step-pool Streams: Adjustment to maximum flow resistance. *Water Resources Research*, Vol. 31, Nr. 10, 2593-2602.
- ACHLEITNER, S., HUTTENLAU, M., GEMS, B., STÖTTER, J. & AUFLEGER, M. 2010. Sensing the uncertainty of cumulative flood damages due to varying flood peak distribution functions in a monte-carlo based damage modelling framework. *Proceedings of the first European IAHR Congress*. 4.-6. Mai 2010, Edinburgh, Eigenverlag - IAHR/IWA.
- ACHLEITNER, S., RINDERER, M. & KIRNBAUER, R. 2009. Hydrological modeling in alpine catchments: sensing the critical parameters towards an efficient model calibration. *Water Science and Technology*, Vol. 60, Nr. 6, 1507-1514.
- AGUIRRE-PE, J. & FUENTES, R. 1990. Resistance to flow in steep rough streams. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 16, Nr. 11, 1374-1386.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE) 1996. *Hydrology Handbook*, Second Edition, New York, ASCE, 784 Seiten.
- AULITZKY, H. 1984. Vorläufige, zweigeteilte Wildbachklassifikation. *Wildbach- und Lawinenverbau*, Jg. 48, Sonderheft, 7-60.
- BÄNZIGER, R. 1989. Ursachenanalyse Hochwasser 1987 (interdisziplinäres Forschungsprogramm des Bundesamtes für Wasserwirtschaft) - Abschlussbericht zum Teilprojekt A1: Schwemmholz. In: EIDGENÖSSISCHE FORSCHUNGSANSTALT FÜR WALD SCHNEE UND LANDSCHAFT (WSL) (ed.). Birmensdorf.
- BARBEN, M., HEGG, C., HINGRAY, B., JORDAN, J.-P., KAN, C., MUSY, A., NAEF, F., NIGGLI, M., SCHERRER, S., SCHILLING, M., SPREAFICO, M., VOGT, S. & WEINGARTNER, R. 2003. Hochwasserabschätzung in schweizerischen Einzugsgebieten. In: SPREAFICO, M., WEINGARTNER, R., BARBEN, M. & RYSER, A. (eds.) *Berichte des BWG, Serie Wasser*. Bern: Bundesamt für Wasser und Geologie - Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (BWG). 119 Seiten.
- BATHURST, J. C. 1985. Flow resistance estimation in mountain rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 111, Nr. 4, 625-643.
- BATHURST, J. C. 1987. Measuring and modelling bedload transport in channels with coarse bed materials. In: RICHARDS, K. (ed.) *River Channels - Environment and Process*. Blackwell, Oxford, 272-294.
- BATHURST, J. C. 1988. Velocity profile in high-gradient, boulder bed channels. *International Conference on Fluvial Hydraulics* 1988, 30. Mai - 3. September 1988, Budapest, 29-34.
- BATHURST, J. C., LI, R.-H. & SIMONS, D. B. 1981. Resistance equation for Large-Scale Roughness. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 107, Nr. 12, 1593-1613.
- BAYAZIT, M. 1982. Flow structure and sediment transport mechanics in steep channels, *Mechanics of sediment transport. Proceedings of Euromech 156 - Mechanics of Sediment Transport*, 12.-14. Juli 1982, Istanbul, 197-206.
- BAYRISCHES LANDESAMT FÜR UMWELT (BAYLFW) 2000. Loseblattsammlung "Hydrologische Planungsgrundlagen". BayLfw - Ref. 15 - 12/2000, 11 Seiten.
- BERGMEISTER, K., SUDA, J., HÜBL, J. & RUDOLF-MIKLAU, F. 2009. *Schutzbauwerke gegen Wildbachgefahren - Grundlagen, Entwurf und Bemessung, Beispiele*, Berlin, Ernst & Sohn, 211 Seiten.
- BERGTHALER, J. 1967. Ein Beitrag zur Bestimmung der Ausbauwassermenge für Wildbachverbauungen. *Zeitschrift für Wildbach- und Lawinenverbauung*, Jg. 31, Nr. 3, 13-17.
- BEZZOLA, G. R. 2001. Schwemmholz - Rückhalt oder Weiterleitung? *Wasser, Energie, Luft*, Jg. 93, Nr. 9/10, 247-252.
- BEZZOLA, G. R., GANTENBEIN, S., HOLLENSTEIN, R. & MINOR, H. E. 2002. Verklausung von Brückenquerschnitten. In: MINOR (VAW - ETH ZÜRICH) (ed.) *VAW - Mitteilungen Nr. 174, Internationales Symposium 2002 in Zürich - Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau*, 7.-9. Oktober 2002, VAW - ETH Zürich, 87-97.
- BEZZOLA, G. R., SIGG, H. J. & LANGE, D. 2004. Schwemmholzrückhalt in der Schweiz. *Interpraevent* 2004, 29-40.
- BILLI, P., D'AGOSTINO, V., LENZI, M. A. & MARCHI, L. 1998. Bedload, Slope and Channel Processes in High-Altitude Alpine Torrent. In: KLINGEMAN, P. C., BESCHTA, R. L., KOMAR, P. D. & BRADLEY, J. B. (eds.) *Gravel-Bed Rivers in the Environment* Water Resources Publication, Littleton, Colorado, 15-38.
- BOES, R., PERZLMAIER, S., SCHÖNLAUB, H., LINSER, M. & HOFER, B. 2008. Flood Retention by Storage Reservoirs and Alpine Water Intakes. 76. ICOLD Annual Meeting 2008, 2.-6. Juni 2008, Sofia.

- BÖHM, R. & POTZMANN, R. 2007. Hydrologischer Atlas Österreichs - Jahresmittel der Lufttemperatur (1.6). In: LEBENSMINISTERIUM (BMLFUW) (ed.). Wien.
- BOUSKA, P. & GABRIEL, P. 2009. Results of a research project on flood protection of bridges. 33<sup>rd</sup> IAHR Congress: Water Engineering for a Sustainable Environment, 9.-14. August 2009, Vancouver, Eigenverlag - IWA/IAHR, 6431-6438.
- BRAUDRICK, C. A. & GRANT, G. E. 2000. When do logs move in rivers? *Water Resources Research*, Vol. 36, Nr. 2, 571-583.
- BRAUN, L. & WEBER, M. 2002. Droht im nächsten Sommer Hochwasser vom Gletscher? Rundgespräche der Kommission für Ökologie der Bayrischen Akademie der Wissenschaften (BAW) 2002, 22 Seiten.
- BRAY, D. I. 1979. Estimating Average Velocity in Gravel-Bed Rivers. *Journal of the Hydraulics Division*, Vol.105, Nr. 9, 1103-1122.
- CANOVARO, F. & SOLARI, L. 2007. Dissipative analogies between a schematic macro-roughness arrangement and step-pool morphology. *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol. 32, 1628-1640.
- CAO, H. H. 1985. Résistance hydraulique d'un lit a gravier mobile à pente raide - Etude expérimentale. Thèse n 589 Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- CHIARI, M. 2008. Numerical Modelling of Bedload Transport in Torrents and Mountain Streams - SETRAC. Institut für Alpine Naturgefahren, BOKU Wien, Dissertation, 212 Seiten.
- CHIARI, M., FRIEDL, K. & RICKENMANN, D. 2009. A one-dimensional bedload transport model for steep slopes. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 48, Nr. 2, 152-160.
- CHIARI, M. & RICKENMANN, D. 2009. Modellierung des Geschiebetransportes mit dem Modell SETRAC für das Hochwasser im August 2005 in Schweizer Gebirgsflüssen. *Wasser, Energie, Luft*, Jg. 101, Nr. 3/4, 319-327.
- CHOW, V. T., MAIDMENT, D. R. & MAYS, L. W. 2004. *Applied Hydrology*, Singapur, McGraw-Hill Book Company, 572 Seiten.
- CLARK, C. O. 1943. Storage and the unit hydrograph. *Proceedings American Society of Civil Engineers*, Vol. 9, 1333-1360.
- CUNGE, J. A. 1969. On the Subject of a Flood Propagation Computation Method (Muskingum Method). *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 7, Nr. 2, 205-230.
- D'AGOSTINO, V., CERATO, M. & COALI, R. 1996. Il trasporto solido di eventi estremi nei torrenti del trentino orientale. *Interpraevent* 1996, 377-386.
- DENK, M. & RIMBÖCK, A. 2008. Schwemmholz-, Geschiebe- und Murenrückhalt mit flexiblen Ringnetzsperrern. In: MINOR (VAW - ETH ZÜRICH) (ed.) VAW - Mitteilungen Nr. 208, Internationales Symposium 2008 in Zürich - "Neue Anforderungen an den Wasserbau", 11.-12. September 2008, VAW - ETH Zürich, 431-440.
- DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT ABWASSER UND ABFALL E.V. (DWA) 2010. Merkblatt DWA-M 552 - Ermittlung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten, August 2010, Entwurf (Frist zur Stellungnahme: 31. Oktober 2010). Hefen: DWA, 86 Seiten.
- DHI-WASY GMBH 2007. DHI-WASY Software, HQ-EX 3.0, Programm zur Berechnung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten. Berlin: DHI-WASY GmbH.
- DIN 19663 1985. Wildbachverbauung - Begriffe, Planung und Bau. 06-1985. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 27 Seiten.
- DITTRICH, A. 1998. Wechselwirkung Morphologie/Strömung naturnaher Fließgewässer. *Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik*, Universität Karlsruhe, Heft 198, Habilitationsschrift, 208 Seiten.
- DITTRICH, A., NESTMANN, F. & ERGENZINGER, P. 1996. Ratio of lift and shear forces over rough surfaces. In: ASHWORTH, P. J., BEST, S. J. & MCLELLAND, S. J. (eds.) *Coherent Flow Structures in Open Channels: Origins, Scales and Interactions with Sediment Transport and Bed Morphology*. University of Leeds School of Geography, Leeds, 125-146.
- DRACOS, T. 1980. *Hydrologie - Eine Einführung für Ingenieure*, New York-Wien, Springer Verlag, 194 Seiten.
- DVWK 1982. 112/1982 - Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlag-Abfluß-Modellen in kleinen Einzugsgebieten - Teil I: Analyse. Verlag Paul Parey, Bonn, 35 Seiten.
- DVWK 1984. 113/1984 - Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlag-Abfluß-Modellen in kleinen Einzugsgebieten - Teil II: Synthese. Bonn: Verlag Paul Parey, Bonn, 34 Seiten.
- DVWK 1999. 251/1999 - Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen. Bonn: Verlag Paul Parey, Bonn, 52 Seiten.
- EGASHIRA, S. & ASHIDA, K. 1991. Flow resistance and sediment transportation in streams with step-pool morphology. In: ARMANINI, A. & DI SILVIO, G. (eds.) *Fluvial Hydraulics of Mountain Regions (Lecture Notes in Earth Sciences)*. Springer Verlag, 45-48.
- EUROPÄISCHE UNION 2007. Amtsblatt der Europäischen Union. Richtlinie 2007/60 EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken, 6.11.2007, L 288/27 - L 288/34.

- FEHR, R. 1987. Einfache Bestimmung der Korngrößenverteilung von Geschiebematerial mit Hilfe der Linienzahlanalyse. Schweizer Ingenieur und Architekt, 38/87, 1104-1109.
- FERRO, V. & BAIAMONTE, G. 1994. Flow velocity profiles in gravel-bed rivers. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120, Nr.1, 60-80.
- FERRO, V. & GIORDANO, G. 1991. Experimental Study of flow resistance in gravel bed rivers. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 117, Nr. 10, 1240-1246.
- GANAH, P. & WIDMANN, R. 1980. The Influence of the Reservoir on Highwater. Interpraevent 1980, 209-220.
- GANTENBEIN, S. 2001. Verklauungsprozesse - Experimentelle Untersuchungen. Diplomarbeit, VAW - ETH Zürich, Diplomarbeit, 107 Seiten.
- GEMS, B., ACHLEITNER, S., SCHÖBERL, F. & AUFLEGER, M. 2010a. Sensitivity Study for a Bed-Load Transport Routing Scheme applied to a large Alpine Catchment. Procedia Social and Behavioral Sciences, Proceedings of the Sixth International Conference on Sensitivity Analysis of Model Output (SAMO 2010, 19.-22. Juli 2010, Mailand), Volume 2, Issue 6 (ISSN 1877-0428), 7662-7663.
- GEMS, B., SCHÖBER, J., ACHLEITNER, S., SCHÖBERL, F., KIRNBAUER, R., AUFLEGER, M. & H., S. 2010b. Comparative Assessment of an Event Based Unit Hydrograph Model and a Continuous Water Balance Model applied on a Large Alpine Catchment. The Changing Physical and Social Environment: Hydrologic Impacts and Feedbacks, Hydrology Conference 2010. 11.-13. Oktober 2010, San Diego, USA.
- GEMS, B., SCHÖBER, J., ACHLEITNER, S., SCHÖBERL, F., KIRNBAUER, R., AUFLEGER, M. & H., S. 2011. Zur Anwendung hydrologischer Modelle für die Bestimmung von Hochwasserabflüssen – Vergleich eines Unit Hydrograph Modells mit einem kontinuierlichen Wasserhaushaltsmodell. Heft 30.11. Hydrologie und Wasserwirtschaft – von der Theorie zur Praxis. Beiträge zum Tag der Hydrologie am 24./25. März 2011 an der Technischen Universität Wien (ISBN 978-3-941897-79-3).
- GEMS, B., SENDLHOFER, A., ACHLEITNER, S., HUTTENLAU, M. & AUFLEGER, M. 2012. Log jam of bridges - simulating effects in flooding by linking a physical and numerical model approach (angenommen). Interpraevent 2012.
- GERTSCH, E. 2009. Geschiebelieferung alpiner Wildbachsysteme bei Grossereignissen - Ereignisanalysen und Entwicklung eines Abschätzverfahrens. Geografisches Institut der Universität Bern, Dissertation, 204 Seiten.
- GILG, R., GUJER, W., KREBS, P., KREIKENBAUM, S., NEUMANN, C., ORT, C. & RAUCH, W. 2002. Vorlesungsunterlagen "Grundlagen der Siedlungsentwässerung", April 2002. ETH-Zürich, EAWAG, Universität Innsbruck, TU Dresden.
- GODINA, R., LALK, P., LORENZ, P., MÜLLER, G. & WEILGUNI, V. 2006. Hochwasser 2005 - Ereignisdokumentation, Teilbericht des Hydrografischen Dienstes. In: LEBENSMINISTERIUM (BMLFUW) (ed.). Wien, 26 Seiten.
- GRANT, G. E., SWANSON, F. J. & WOLMAN, M. G. 1990. Pattern and origin of stepped-bed morphology in high-gradient streams, Western Cascades, Oregon. Geological Society of America, Bulletin 102, 340-352.
- GRIFFITHS, D. I. 1981. Flow Resistance in Coarse Gravel Bed Rivers. Journal of the Hydraulics Division, Vol. 107, Nr.7, 899-918.
- GUTKNECHT, D. 1978. Methoden der hydrologischen Kurzfristvorhersage. Wiener Mitteilungen, Band 26, 288 Seiten.
- HAFNER, N. & FÜRST, J. 2007. Hydrologischer Atlas Österreichs - Bodenbedeckung (1.5). In: LEBENSMINISTERIUM (BMLFUW) (ed.). Wien.
- HAGEN, K., GANAHL, E. & HÜBL, J. 2007. Analysis and Evaluation of Commonly Used Empirical Approaches for Flood Assessment in Torrents. BFW-Berichte 137/2007. Wien: Bundesforschungs- und Ausbildungszentrum für Wald Naturgefahren und Landschaft (BFW), 112 Seiten.
- HAGER, W. 1992. Fließformeln in Rauhgerinnen. Wasserwirtschaft, Wassertechnik, 8/92, 381-384.
- HAMPEL, R. 1968. Niederschlag und Abfluss in Wildbächen. Österreichische Wasserwirtschaft, Jg. 20, Nr. 3/4, 63-73.
- HAMPEL, R. 1970. Grundlagen der Wildbachverbauung. Wildbach- und Lawinenverbau, Jg. 34, Nr. 2, 69-139.
- HAMPEL, R. 1978. Eine Hochwasserformel für kleine Einzugsgebiete. Zeitschrift für Wildbach- und Lawinenverbauung, Jg. 42, Nr. 2, 63-73.
- HAMPEL, R. 1979. Eine Hochwasserformel für kleine Einzugsgebiete (Ergänzung). Zeitschrift für Wildbach- und Lawinenverbauung, Jg. 43, Nr. 2, 104-106.
- HAMPEL, R. 1980. Die Murenfracht von Katastrophenhochwässern. Wildbach- und Lawinenverbau, Jg. 44, Nr. 2, 71-102.
- HAMPEL, R. 1984. Der Aufbau von Hochwasserformeln. Zeitschrift für Wildbach- und Lawinenverbauung, Vol. 48, Nr. 1, 99-115.

- HAMPEL, R. 1990. Formelsammlung und Rechenschema für Wasser und Geschiebe in Wildbächen. Zeitschrift für Wildbach- und Lawinerverbauung, Jg. 54, Nr. 11, 167-176.
- HANDSCHIN, W. & DUSS, H. 1997. Holzprobleme an Wildbächen (1.Phase: Literaturstudie und Prozessanalyse); unveröffentlicht.
- HARTLIEB, A. & BEZZOLA, G. R. 2000. Ein Überblick zur Schwemmholtzproblematik. Wasser, Energie, Luft, Jg. 92, Nr. 1/2, 1-5.
- HEY, R. D. 1979. Flow Resistance in Gravel-Bed Rivers. Journal of the Hydraulics Division, Vol. 105, Nr. 4, 365-379.
- HOCHWASSERNACHRICHTENDIENST BAYERN. 2010. <http://www.hnd.bayern.de/lexikon/glossaraf.htm>. Bayrisches Landesamt für Umwelt (BayLfU), Zugriff: 31.10.2010.
- HODEL, H. 1993. Untersuchung zur Geomorphologie, der Rauheit, des Strömungswiderstandes und des Fließvorgangs in Bergbächen. VAW - ETH Zürich, Dissertation.
- HOFBAUER, R. 1916. Eine neue Formel für die Ermittlung der größten Hochwassermengen. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, 38-40.
- HÜBL, J. 2009. Hochwässer in Wildbacheinzugsgebieten. Wiener Mitteilungen, Band 216 - "Hochwässer - Bemessung, Risikoanalyse und Vorhersage", 45-58.
- HUNZIKER, R. 1995. Fraktionsweiser Geschiebetransport. In: VISCHER (VAW - ETH ZÜRICH) (ed.) VAW - Mitteilungen Nr. 138, 209 Seiten.
- HUNZIKER, R., KASPAR, H., STOCKER, S. & MÜLLER, D. 2008. Schwemmholtz - Management Kleine Emme und Reuss. In: MINOR (VAW - ETH ZÜRICH) (ed.) VAW - Mitteilungen Nr. 208, Internationales Symposium 2008 in Zürich - Neue Anforderungen an den Wasserbau, 11.-12. September 2008, VAW - ETH Zürich, 451-461.
- HUTTENLAU, M. & STÖTTER, J. 2008. Ermittlung des monetären Werteinventars als Basis von Analysen naturgefahreninduzierter Risiken. Geographica Helvetica, Heft 2/2008, 85-93.
- HUTTENLAU, M., STÖTTER, J. & STIEFELMEYER, H. 2010. Risk-based damage potential and loss estimation of extreme flooding scenarios in the Austrian Federal Province of Tyrol. Natural Hazards and Earth System Sciences, Vol. 10, Nr. 12, 2451-2473.
- HYDROGRAPHISCHER DIENST IN ÖSTERREICH 2007. Hydrographisches Jahrbuch von Österreich 2007. In: LEBENSMINISTERIUM (BMLFUW) (ed.) 115. Band.
- ISHIKAWA, Y. 1990. Studies on disasters caused by debris flows carrying floating logs down mountain streams. Universität Kyoto, Dissertation, 121 Seiten.
- JÄGGI, M. 1984. Der Geschiebetransport in Flüssen nach der VAW-Formel 1983. Schweizer Ingenieur und Architekt, 47/84, 940-943.
- JARRETT, R. D. 1984. Hydraulics of high gradient streams. Journal of Hydraulic Engineering, Vol.110, Nr. 11, 1519-1539.
- KELLER, E. A. & SWANSON, F. J. 1979. Effects of large organic material on channel form und fluvial processes. Earth Surface Processes and Landforms, Vol. 4, 361-380.
- KEULEGAN, G. H. 1938. Laws of turbulent flow in open channels. Journal of Research of the National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, Vol. 21, 707-741.
- KIRNBAUER, R., KOHL, B. & MARKART, G. 2009. Hochwasserauslösende Prozesse. Wiener Mitteilungen, Band 216 - "Hochwässer - Bemessung, Risikoanalyse und Vorhersage", 21-43.
- KIRONOTO, B. A. & GRAF, W. H. 1994. Turbulence characteristics in rough uniform open-channel flow. Proceedings of the Institution of Civil Engineers (ICE) - Water Maritime and Energy, Vol. 106, 333-344.
- KLEMENT, E. & WUNDERLICH, W. 1964. Hochwasser-Abflußspenden in alpinen Gebieten mit besonderer Berücksichtigung der österreichischen Silvretta. Österreichische Wasserwirtschaft, Jg. 16, Nr. 3/4, 65-75.
- KLENKHART & PARTNER CONSULTING ZT GMBH, ARBEITSBEREICH WASSERBAU UNIVERSITÄT INNSBRUCK & ALPS GMBH 2011. Ausbau Kraftwerk Kaunertal, Bericht - Feststoffe Teil 1, Grundlagenbericht für FB Feststoffe (Vorabzug, unveröffentlicht), im Auftrag der TIWAG - Tiroler Wasserkraft AG.
- KLING, H., NACHTNEBEL, H.-P. & FÜRST, J. 2007. Hydrologischer Atlas Österreichs - Mittlerer jährlicher Gebietsniederschlag aus der Wasserbilanz (2.3). In: LEBENSMINISTERIUM (BMLFUW) (ed.). Wien.
- KOZLOWSKI, B. & ERGENZINGER, P. 1999. Ring structures - a specific new Cluster type in steep mountain torrents. 28<sup>th</sup> IAHR Congress: Sustainable Water Resources Management, 22.-27. August 1999, Graz, Eigenverlag - IWA/IAHR, 410.
- KRESNIK, P. 1886. Allgemeine Berechnung der Wasser-, Profils- und Gefälleverhältnisse für Flüsse und Kanäle. Technische Vorträge und Abhandlungen, Wien, zitiert in Schaffernak, F. (1935): Hydrographie, Springer Verlag, Wien.
- KRONFELLNER-KRAUS, G. 1984. Extreme Sedimentations and Gullyings of Torrents. Interpraevent 1984, 109-118.
- KÜRSTEINER, L. 1917. Das neue Elektrizitätswerk der Stadt Chur. Schweizerische Bauzeitung, Vol. 12, 4-8.

- LANGE, D. & BEZZOLA, G. R. 2006. Schwemmholtz - Probleme und Lösungsansätze. In: MINOR (VAW - ETH ZÜRICH) (ed.) VAW - Mitteilungen Nr. 188, 123 Seiten.
- LÄNGER, E. 1981. Die Hochwasser-Abflussmenge kleiner Wildbacheinzugsgebiete. Zeitschrift für Wildbach- und Lawinenverbauung, Jg. 45, Nr. 1, 46-58.
- LAUTERBURG, R. 1887. Anleitung zur Berechnung der mitteleuropäischen Quellen- und Strom-Abflussmengen aus der Regenmenge, Größe und Beschaffenheit der Quellen- und Flussgebiete. Allgemeine Bauzeitung, Heft 2-4, 9-13, 17-20, 27-30.
- LEOPOLD, L. B., WOLMAN, M. G. & MÜLLER, J. P. 1964. Fluvial processes in geomorphology, San Francisco, Freeman, W.H., 522 Seiten.
- LIENKAEMPER, G. W. & SWANSON, F. J. 1986. Dynamics of large woody debris in streams in old-growth Douglas-fir forests. Canadian Journal of Forest Research, Vol.17, 150-156.
- LIMERINOS, J. T. 1970. Determination of the Manning coefficient from Measured Bed Roughness in Natural Channels. Geological Survey Water-Supply Paper 1898-B, 52 Seiten.
- MANIAK, U. 2005. Hydrologie und Wasserwirtschaft - Eine Einführung für Ingenieure, 5. Auflage, Berlin, Springer Verlag, 666 Seiten.
- MANNING, R. 1889. On the flow of water in open channels and pipes. Transactions Institution Civil Engineers of Ireland 20, 161-207.
- MARKART, G., KOHL, B., SOTIER, B., SCHAUER, T., BUNZA, G. & STERN, R. 2004. A Simple Code of Practice for Assessment of Surface Runoff Coefficients for Alpine Soil-Vegetation Units in Torrential Rain (Version 1.0). BFW-Dokumentation, Schriftenreihe des Bundesforschungs- und Ausbildungszentrum für Wald Naturgefahren und Landschaft (BFW), Nr. 3. Wien, 88 Seiten.
- MENDEL, H. G. 2000. Elemente des Wasserkreislaufs: Eine kommentierte Bibliographie zur Abflussbildung, 1. Auflage, Berlin, Analytica.
- MERZ, R. & BLÖSCHL, G. 2007. Ereignisbezogene Abflussbeiwerte, Hydrologischer Atlas Österreich. In: BMLFUW (ed.) Hydrologischer Atlas von Österreich (HAÖ), 3. Lieferung 2007. Wien.
- MEYER-PETER, E. & MÜLLER, R. 1949. Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebes. Schweizerische Bauzeitung, Vol. 67, 29-32.
- MÜLLER, R. 1943. Theoretische Grundlagen der Fluss- und Wildbachverbauungen. In: VAW - ETH ZÜRICH (ed.) VAW - Mitteilungen Nr. 4, 193 Seiten.
- NASH, J. E. & SUTCLIFFE, J. V. 1970. River flow forecasting through conceptual models part I - A discussion of principles. Journal of Hydrology, Vol. 10, Issue 3, 282-290.
- NESTROY, O. 1999. Die Bodenkarte Österreichs als Beitrag zur Europa-Bodenkarte 1:1 Mio. In: ÖSTERREICHISCHE BODENKUNDLICHE GESELLSCHAFT (ÖBG) (ed.) Mitteilung der Österreichischen Bodenkundlichen Gesellschaft, Band 57. Wien. 93-101.
- NUJIC, M. 2009a. Hydro\_AS-2D - Ein zweidimensionales Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis. Benutzerhandbuch, 73 Seiten.
- NUJIC, M. 2009b. Hydro\_GS-2D - 2d- Geschiebetransportmodell, Arbeitsblatt Geschiebe, 18 Seiten.
- ONR 24800 2009. Schutzbauwerke der Wildbachverbauung - Begriffe und ihre Definitionen sowie Klassifizierung 2009-02-15. Österreichisches Normungsinstitut ON, 75 Seiten.
- OSTROWSKI, M. W. 2007. Vorlesungsunterlagen "Ingenieurhydrologie I". Fachgebiet Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung, TU Darmstadt.
- OVERNEY, O. & BEZZOLA, G. R. 2008. Schwemmholtz: Strategien und Perspektiven. In: MINOR (VAW - ETH ZÜRICH) (ed.) VAW - Mitteilungen Nr. 208, Internationales Symposium 2008 in Zürich - Neue Anforderungen an den Wasserbau, 11.-12. September 2008, VAW - ETH Zürich, 475-486.
- PAGLIARA, S. & CARNACINA, I. 2010. Temporal scour evolution at bridge piers: effect of wood debris roughness and porosity. Journal of Hydraulic Research, Vol. 48, Nr. 1, 3-13.
- PAGLIARA, S. & CHIAVACCINI, P. 2006. Flow resistance of rock chutes with protruding boulders. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 132, Nr. 6, 545-552.
- PALT, S. M. 2001. Sedimenttransportprozesse im Himalaya-Karakorum und ihre Bedeutung für Wasserkraftanlagen. Institut für Wasser und Gewässerentwicklung, Universität Karlsruhe, Dissertation, 312 Seiten.
- PAULI, M. 2009. Geschiebetransport während des Augusthochwassers 2005 - Geschiebetransportberechnungen in Wildbach- und Gebirgsflusseinzugsgebieten. Geographisches Institut der Universität Bern, Diplomarbeit, 209 Seiten.
- PETICZKA, R. & KRIZ, K. 2007. Hydrologischer Atlas Österreichs - Bodenübersichtskarte (1.4). In: LEBENSMINISTERIUM (BMLFUW) (ed.). Wien.
- PINZER, B. & PINZER, E. 2008. Ötztal - Landschaft, Kultur, Erholungsraum, Innsbruck, Löwenzahn, 511 Seiten.
- RICE, C. E., KADAVY, K. C. & ROBINSON, K. M. 1998. Roughness of Loose Rock Riprap on Steep Slopes. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 124, Nr. 2, 179-185.
- RICKENMANN, D. 1990. Bedload transport capacity of slurry flows at steep slopes. In: VISCHER (VAW - ETH ZÜRICH) (ed.) VAW - Mitteilungen Nr. 103, 249 Seiten.
- RICKENMANN, D. 1991. Hyperconcentrated flow and sediment transport at steep slopes. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 117, Nr. 11, 1419-1439.



- RICKENMANN, D. 1995. Beurteilung von Murgängen. Schweizer Ingenieur und Architekt, 48/95, 1104-1108.
- RICKENMANN, D. 1996. Fließgeschwindigkeit in Wildbächen und Gebirgsflüssen. Wasser, Energie, Luft, Jg. 88, Nr. 11/12, 298-304.
- RICKENMANN, D. 1997. Schwemmholtz und Hochwasser. Wasser, Energie, Luft, Jg. 89, Nr. 5/6, 115-119.
- RICKENMANN, D. 2001. Comparison of bed load transport in torrents and gravel bed streams. Water Resources Research, Vol. 37, Nr. 12, 3295-3305.
- RICKENMANN, D. 2004. Vorlesungsunterlagen "Channel Processes (floods, sediment transport, debris flows)". Institut für Alpine Naturgefahren, BOKU Wien.
- RICKENMANN, D. 2005. Geschiebetransport in steilen Gefällen. In: MINOR (VAW - ETH ZÜRICH) (ed.) VAW - Mitteilungen Nr. 174, Festkolloquium 75 Jahre VAW, VAW - ETH Zürich, 107-119.
- RICKENMANN, D. 2007. Modellierung von Murgängen und Sedimenttransport in Wildbächen. Tagungspublikation zum 1. Departmentkongress Bautechnik und Naturgefahren, BOKU Wien, Ernst & Sohn, 29-35.
- RICKENMANN, D., CHIARI, M. & FRIEDL, K. 2006. SETRAC - A sediment routing model for steep torrent channels. River Flow 2006 - Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, 6.-8. September 2006, Lissabon, 843-852.
- RICKENMANN, D., HUNZINGER, L. & KOSCHNI, A. 2008. Flood Events and Sediment Transport during the Rain-Storm of August 2005 in Switzerland Interpraevent 2008, 465-476.
- RIMBÖCK, A. 2002. Naturversuch Seilnetzsperrn zum Schwemmholtzrückhalt in Wildbächen - Planung, Aufbau, Versuchsdurchführung und Ergebnisse. In: STROBL, T. (ed.) Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Nr. 93, TU München. 31-90.
- RIMBÖCK, A. 2003. Schwemmholtzrückhalt an Wildbächen - Grundlagen zu Planung und Berechnung von Seilnetzsperrn. In: STROBL, T. (ed.) Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Nr. 94, TU München. 184 Seiten.
- RINDERER, M., JENEWEIN, S., SENFTER, S., RICKENMANN, D., SCHÖBERL, F., STÖTTER, J. & HEGG, C. 2009. Runoff and bedload transport modelling for flood hazard assessment in small alpine catchments - the PROMAB<sup>GIS</sup> model In: VEULLIET, E., STÖTTER, J. & WECK-HANNEMANN, H. (eds.) Sustainable Natural Hazard Management in Alpine Environments. Berlin-Heidelberg: Springer Verlag, 69-101.
- ROSPORT, M. 1997. Hydraulics Of Steep Mountain Streams. International Journal of Sediment Research, Vol. 12, Nr. 3, 99-108.
- RUDOLF-MIKLAU, F., ELLMER, A., GRUBER, H., HÜBL, J., KLEEMAYR, K., LANG, E., MARKART, G., SCHEURINGER, E., SCHMID, F., SCHNETZER, I., WEBER, C. & WÖHRER-ALGE, M. 2006. Hochwasser 2005 - Ereignisdokumentation, Teilbericht der Wildbach- und Lawinenverbauung. In: LEBENSministerium (BMLFUW), BUNDESFORSCHUNGS- UND AUSBILDUNGSZENTRUM FÜR WALD NATURGEFAHREN UND LANDSCHAFT (BFW) & INSTITUT FÜR ALPINE NATURGEFAHREN - BOKU WIEN (eds.). Wien, 142 Seiten.
- RUDOLF-MIKLAU, F. & SEREINIG, N. 2009. Festlegung des Bemessungshochwassers: Prozessorientierte Harmonisierung für Flüsse und Wildbäche. Österreichische Wasserwirtschaft, Jg. 61, Nr. 7/8, 27-32.
- RUF, G. 1988. Neue Ergebnisse über die Fließgeschwindigkeit in sehr rauen Gerinnen (Wildbächen). Interpraevent 1988, 165-176.
- SALCHER, E. 1936. Zur Berechnung von Hochwasserabflüssen. Wasserwirtschaft und Technik, Nr. 28-30, 278-280.
- SANDER, B. & HAEFLIGER, P. 2001. Hochwasserschutz durch das Speicherkraftwerk Mattmark. Wasser, Energie, Luft, Jg. 93, Nr. 7/8, 169-174.
- SCHÄLCHLI, U. 1991. Morphologie und Strömungsverhältnisse in Gebirgsbächen: ein Verfahren zur Festlegung von Restwasserabflüssen. In: VISCHER (VAW - ETH ZÜRICH) (ed.) VAW - Mitteilungen Nr. 113, 112 Seiten.
- SCHÖBER, J., SCHLEITNER, S., KIRNBAUER, R., SCHÖBERL, F. & SCHÖNLAUB, H. 2010. Hydrological modelling of glacierized catchments focussing on the validation of simulated snow patterns - applications within the flood forecasting system of the Tyrolean river Inn. Advances in Geosciences, Vol. 27/2010, 99-109.
- SCHÖBERL, F. 2008. Hochwasserschutz durch Hochwasserrückhalt - Analyse der Rückhaltewirkung von Gebirgsspeicheranlagen im Raum Tirol. Innsbrucker Geographische Gesellschaft: Innsbrucker Jahresbericht 2003-2007, 115-127.
- SCHÖNLAUB, H. & HOFER, B. 2009. Die Hochwassersituation in abgeleiteten Bächen. Wasserwirtschaft, 09/2009, 23-29.
- SENDLHOFER, A. 2010. Systematische Versuchsreihen zur Überprüfung der Verklattungssicherheit von Brücken. Arbeitsbereich Wasserbau, Universität Innsbruck, Diplomarbeit, 125 Seiten.
- SHERMAN, L. K. 1932. Streamflow from rainfall by the unit-graph method. Engineering News-Record, Vol. 108, 501-505.
- SIMMLER, H. 1971. Die Mehrzweckfunktion von Wasserkraftanlagen. Österreichische Wasserwirtschaft, Jg. 23, Nr. 11/12, 236-243.

- SKODA, G. & LORENZ, P. 2007a. Hydrologischer Atlas Österreichs - Mittlere Niederschlagshöhe, Modellrechnung mit unkorrigierten Daten (2.2). In: LEBENSMINISTERIUM (BMLFUW) (ed.).
- SKODA, G. & LORENZ, P. 2007b. Hydrologischer Atlas Österreichs - Variabilität der Niederschläge (2.4). In: LEBENSMINISTERIUM (BMLFUW) (ed.).
- SMART, G. M. & JÄGGI, M. N. R. 1983. Sediment Transport on Steep Slopes. In: VISCHER (VAW - ETH ZÜRICH) (ed.) VAW - Mitteilungen Nr. 64, 191 Seiten.
- SNYDER, F. F. 1938. Synthetic unit-graphs. Transactions - American Geophysical Union, Vol. 19, 447-454.
- STEINACKER, R. 1988. Alpine Flood Events in the Summer of 1987 and their Meteorological Marginal Conditions. Österreichische Wasserwirtschaft, Jg. 40, Nr. 5/6, 129-134.
- STEPANEK, L., KOHL, B., PIRKL, H., PERZL, F., MARKART, G., KLEBINDER, K. & RIEDL, F. 2006. Hochwasser Paznaun 2005 - Wald - Abfluss - Potentiale, Bericht der Wildbach- und Lawinenverbauung. In: LEBENSMINISTERIUM (BMLFUW), AMT DER TIROLER LANDESREGIERUNG & BUNDESFORSCHUNGS- UND AUSBILDUNGSZENTRUM FÜR WALD NATURGEFAHREN UND LANDSCHAFT (BFW) (eds.). Wien, 192 Seiten.
- STRASSER, K.-H. 2008. Schwemmh Holzmanagement - Probleme und Lösungsansätze. In: MINOR (VAW - ETH ZÜRICH) (ed.) VAW - Mitteilungen Nr. 208, Internationales Symposium 2008 in Zürich - "Neue Anforderungen an den Wasserbau", 11.-12. September 2008, VAW - ETH Zürich, 517-530.
- STRICKLER, A. 1923. Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen. In: MUTZNER, C. (ed.) Amt für Wasserwirtschaft Bern, Mitteilung 16. Bern.
- TAKAHASHI, T. 1978. Mechanical characteristics of debris flow. Journal of Hydraulics Division, Vol. 104, Nr. 4, 612-624.
- THOMPSON, S. M. & CAMPBELL, P. L. 1979. Hydraulics of a large channel paved with boulders. Journal of Hydraulic Research, Vol. 17, Nr. 4, 341-355.
- TSCHADA, H. 1983. Einfluß der Wasserkraftnutzung auf den Hochwasserschutz am Beispiel der Kraftwerksgruppe Sellrain-Silz. Interpraevent 1983, 86-99.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE) 2000. Hydrologic Modeling System HEC-HMS, Technical Reference Manual, v3.4. USACE - Hydrologic Engineering Center.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE) 2008a. HEC-RAS River Analysis System - Hydraulic Reference Manual, v4.0. USACE - Hydrologic Engineering Center.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE) 2008b. Hydrologic Modeling System HEC-HMS, User's Manual, v3.2. USACE - Hydrologic Engineering Center.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE) 2010. HEC-RAS, River Analysis System, User's Manual, v4.1. USACE - Hydrologic Engineering Center.
- U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE (USDA) 1985. National engineering handbook, Section 4 - Hydrology. Washington DC.
- UCHIOGI, T., SHIMA, J., TAJIMA, H. & ISHIKAWA, Y. 1996. Design Methods For Wood-Debris Entrapment. Interpraevent 1996, 279-288.
- VAW 1998. Geschiebsammler Dorfbach Sachseln. In: MINOR (VAW - ETH ZÜRICH) (ed.) Berichte der VAW - ETH Zürich, Nr. 4126.
- VAW 2001. Schwemmh Holz Riemenstaldnerbach In: MINOR (VAW - ETH ZÜRICH) (ed.) Berichte der VAW - ETH Zürich, Nr. 4138.
- VOGEL, S. 2003. Ansätze zur Bemessung rauer Rampen in aufgelöster Bauweise. Institut für Wasserwesen, Universität der Bundeswehr München, Mitteilungen Heft 88, Dissertation, 161 Seiten.
- WALDNER, P., KÖCHLI, D., USBECK, T., SCHMOCKER, L., SUTTER, F., RICKLI, C., RICKENMANN, D., LANGE, D., HILKER, N., WIRSCH, A., SIEGRIST, R., HUG, C. & KAENNEL, M. 2007. Schwemmh Holz des Hochwassers 2005 - Schlussbericht des WSL-Teilprojekts Schwemmh Holz der Ereignisanalyse BAFU/WSL des Hochwassers 2005. In: EIDGENÖSSISCHE FORSCHUNGSANSTALT FÜR WALD SCHNEE UND LANDSCHAFT (WSL) (ed.). Birmensdorf, 72 Seiten.
- WALTHER, S., SCHÖNBÄCHLER, D. & BURKHARD, A. 1996. Projekt CONSECRU, Schlussbericht Teilprojekt Schwemmh Holz. Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BAFU), Bern, 43 Seiten.
- WEICHERT, R. 2006. Bed morphology and stability of steep open channels. In: MINOR (VAW - ETH ZÜRICH) (ed.) VAW - Mitteilungen Nr. 192, 265 Seiten.
- WEILGUNI, V. 2009. eHyd - Fachkarte Bemessungsniederschlag (14.04.2009), Lebensministerium (BMLFUW), Abteilung VII/3 - Wasserhaushalt, 6 Seiten.
- WHITTAKER, J. & JÄGGI, M. 1986. Blockschwellen. In: VISCHER (VAW - ETH ZÜRICH) (ed.) VAW - Mitteilungen Nr. 91, 187 Seiten.
- WIBERG, P. L. & SMITH, J. D. 1991. Velocity distribution and bed roughness in high gradient streams. Water Resources Research, Vol. 27, Nr. 25, 825-838.
- WIDMANN, R. 1974. Erfahrungen mit Hochwasserentlastungen österreichischer Talsperren. Österreichische Wasserwirtschaft, Jg. 26, Nr. 5/6, 116-120.
- WIDMOSER, P. 1978. Zur Berechnung der Anlaufzeit nach Kirpich, Wasser und Boden, 30. Jg., Hamburg-Berlin, Verlag Paul Parey.

- WONG, M. & PARKER, G. 2006. Reanalysis and Correction of Bed-Load Relation of Meyer-Peter and Müller using their own Database. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 132, Nr. 11, 1159-1168.
- WUNDT, W. 1953. *Gewässerkunde*, Berlin-Göttingen-Heidelberg, Springer Verlag, 320 Seiten.
- YALIN, M. S. 1977. *Mechanics of Sediment Transport*, Oxford, Pergamon Press, 290 Seiten.
- ZELLER, J. 1981. Starkniederschläge und ihr Einfluss auf Hochwasserereignisse, 2. Auflage des Berichtes Nr. 126. In: EIDGENÖSSISCHE ANSTALT FÜR DAS FORSTLICHE VERSUCHSWESSEN (ed.). Birmensdorf.
- ZELLER, J. 1985. Feststoffmessung in kleinen Gebirgseinzugsgebieten. *Wasser, Energie, Luft*, Jg. 77, Nr. 7/8, 246-251.
- ZIMMERMANN, M. & LEHMANN, C. 1999. Geschiebefracht in Wildbächen: Grundlagen und Schätzverfahren. *Wasser, Energie, Luft*, Jg. 91, Nr. 7/8, 189-194.
- ZOLLINGER, F. 1983. Die Vorgänge in einem Geschiebeablagerungsplatz - Ihre Morphologie und die Möglichkeiten einer Steuerung. Institut für Kulturtechnik - ETH Zürich, Dissertation, 265 Seiten.



Univ. Prof. W. Rauch  
Universität Innsbruck  
Institut für Infrastruktur  
Arbeitsbereich Umwelttechnik  
Technikerstraße 13  
A - 6020 Innsbruck  
[www.uibk.ac.at/umwelttechnik](http://www.uibk.ac.at/umwelttechnik)



Univ. Prof. M. Aufleger  
Universität Innsbruck  
Institut für Infrastruktur  
Arbeitsbereich Wasserbau  
Technikerstraße 13  
A - 6020 Innsbruck  
[www.uibk.ac.at/wasserbau](http://www.uibk.ac.at/wasserbau)

