

Sedimenttransportprozesse im Himalaya-Karakorum und ihre Bedeutung für Wasserkraftanlagen

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR-INGENIEURS

von der Fakultät für
Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH)
genehmigte

DISSERTATION

von
Dipl.-Ing. Sebastian M. Palt
aus Malapane

Tag der mündlichen Prüfung:	11. Juli 2001
Hauptreferent:	Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c.mult. Franz Nestmann
Koreferenten:	Prof. Gerhard Eisbacher, Ph.D. Priv.-Doz. Dr.-Ing. habil. Andreas Dittrich

Karlsruhe 2001

IN DER BEWEGUNG LIEGT DIE KRAFT

F4

Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit am Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe und meinen zahlreichen Auslandseinsätzen im Projekt „Wasserkraftentwicklung in Pakistan“ der Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ).

Herrn Professor Dr.-Ing. Dr. h.c. mult. Franz Nestmann möchte ich an dieser Stelle nicht nur für die Übernahme des Hauptreferates danken, sondern auch für die Unterstützung und die gewährten Freiheiten während meiner Tätigkeiten im Hause und am Einsatzort. Herrn Professor Gerhard Eisbacher, Ph.D. sowie Herrn Priv.-Doz. Dr.-Ing. Andreas Dittrich danke ich für die Übernahme der Koreferate und das fachliche Interesse an der Themenstellung.

Ein besonderer Dank gilt dem Team des GTZ-Projektes. An dieser Stelle sei vor allen Dingen dem Projekt Manager Herrn Dipl.-Ing. Herbert Kuntz gedankt, durch dessen Auftrag, institutionelle und logistische Unterstützung diese Arbeiten erst möglich wurden. Seinem persönlichen Engagement ist es zu verdanken, dass das GTZ-Projekt seit 1983 ein Netzwerk von Kooperationen in Planung, Bau und Fortbildung für eine nachhaltige Wasserkraftentwicklung aufgebaut hat, deren Partner bei den Arbeiten beteiligt waren.

Mein herzlichster Dank gebührt dem Teamleiter der Gruppe WAPDA-HEPO/GTZ Herrn Dr.-Ing. Juan Jose Victoria, von dem die Idee der Untersuchung des Sedimenttransportes für praktische Fragestellungen der Wasserkraftentwicklung stammt und der gezielt meine Aufgabenbereiche auf diese Thematik hinleitete. Sein Gespür für Prozesse in der Natur, seine vielseitige fachliche Kompetenz und nicht zuletzt sein Umgang mit den Menschen haben einen wesentlichen Einfluss auf meine Entwicklung in diesen Jahren. Dank auch an Herrn Dipl.-Ing. Wolfgang Spross, der mich immer wieder an die praktische Anwendbarkeit der Untersuchungen erinnerte. Die fachlichen Diskussionen mit beiden Kollegen haben wesentlich zum Praxisbezug der Arbeit beigetragen. An dieser Stelle möchte ich auch Herrn BauDir Dipl.-Ing. Hans-Dieter Döscher † danken, der mich 1996 in das Projekt einführte.

Die Naturuntersuchungen in dem schwierigen Gelände des Himalaya-Karakorums und ergänzende Auswertungen in Labor und Büro können nur im Team gelingen. An dieser Stelle sei allen, den Hydrologen, den Fahrern, den Vertiefern und Diplomanden sowie den Kollegen der WAPDA und der GTZ gedankt, die bei den umfangreichen Arbeiten beteiligt waren und wesentlich zum Gelingen der Untersuchung beigetragen haben.

Meine Dankbarkeit gilt insbesondere Frau Dipl.-Ing. Katinka Koll, die stets in der Erledigung jeglicher Dinge, die aus der Ferne nur schwierig zu organisieren waren, zur Seite stand. Des Weiteren möchte ich Herrn Dr.-Ing. Jochen Aberle danken. Der fachliche Austausch mit beiden Kollegen über ihre parallelen Untersuchungen zum ähnlichen Thema im Labor war bereichernd für die Vorgehensweise innerhalb der Arbeit. Mein Dank gilt auch allen übrigen Institutsangehörigen, die zum Gelingen der Arbeit beigetragen haben.

Den Herren Rolf Keller, Dr.-Ing. Juan Jose Victoria sowie Dipl.-Ing. Wolfgang Spross danke ich für die kritische Durchsicht des Manuskriptes. Mein Dank gilt auch meiner Familie für die Unterstützung in dieser Zeit.

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit den Sedimenttransportprozessen in alpinen Gebirgsregionen und deren Auswirkungen auf Wasserkraftanlagen. Ziel der Arbeit ist es, zum Verständnis des natürlichen Sedimenttransportes mit der für Gebirgsregionen typischen Charakteristik von „High Magnitude - Low Frequency - Prozessen“ beizutragen, um eine den Transportverhältnissen geeignete Auslegung von geplanten Wasserkraftanlagen zu finden.

Am Beispiel der Gebirgsregion des Himalaya-Karakorums werden die komplexen Transportvorgänge im großräumigen Raum des Makromaßstabes erläutert. Dabei wird auf die Massentransporte eingegangen, die durch Naturgefahren wie Erdbeben, Felsgleitungen, Erdbeben, Muren, Gletscherbrüche und Hochwässer ausgelöst werden. Der Schwerpunkt der Arbeit liegt in der Durchführung von umfangreichen Naturmessungen im untergeordneten Raum des Mesomaßstabes im Bereich von einzelnen Flussabschnitten. Die Naturmessungen umfassen morphologische und topographische Aufnahmen, Abflussmessungen, Geschiebe- sowie Schwebstoffmessungen an 16 Gebirgsflüssen eines insgesamt 80000 km² großen Projektgebietes im Himalaya-Karakorum. Aufgrund der extremen Verhältnisse der Gebirgsflüsse der Region hinsichtlich vorhandener Korngröße des Bettmaterials sowie der Größenordnung der Fließgeschwindigkeiten wurde für die Untersuchungen eigens der mobile Geschiebesammler B-69 entwickelt, gebaut und auf seine hydraulische und sedimentologische Effizienz hin geprüft. Der Einsatz des B-69 hat sich im Feld bewährt und ist für weitere Anwendungen bei Hochwasserereignissen in kiesführenden Flüssen geeignet.

Als maßgebender Parameter zur Beschreibung der Morphologie, der Strömung, der Sohlenstabilität und des Geschiebetransportes von Gebirgsflüssen im Mesomaßstab konnte das Gefälle I festgestellt werden. Das Gefälle I ist bestimmend für die Ausbildung der morphologischen Strukturen im Längsprofil, die sich mit zunehmendem Gefälle von der ebenen Sohle ($I < 1\%$) als eine Sequenz von lokalen Abstürzen, auch als Step-Pool-Systeme bezeichnet, ausbildet. Je steiler die Neigung des Gerinnes desto geringer wird der Abstand der Step-Pools in Längsrichtung und desto größer wird der Höhenunterschied an der einzelnen Struktur.

Mit der Ausbildung der Step-Pool-Systeme verändert sich die Rauheit des Flusses und damit der Fließwiderstand der Strömung. Der bei mildem Gefälle und ebenen Sohlen maßgeblich durch die Kornrauheit des Bettmaterials bestimmte Fließwiderstand nimmt mit zunehmendem Gefälle und der damit verbundenen zunehmenden Ausbildung der sohlmorphologischen Einheiten im Längsprofil ab. Die Rauheit der Morphologie des Gebirgsflusses überlagert die Kornrauheit und bestimmt die Energieverluste der Strömung. Auf dieser Erkenntnis werden, basierend auf logarithmischen und empirischen Fließformeln, mit Hilfe der analysierten Daten verschiedene empirische Ansätze zur Beschreibung des Fließwiderstandes der Strömung in Gebirgsflüssen entwickelt. Darüber hinaus wird gezeigt, dass die Strömung von Gebirgsflüssen einen strömenden Charakter besitzt und sich schießende Abflusszustände lediglich auf kurzen Strecken einstellen.

Neben den morphologischen Strukturen im Längsprofil zeigen Gebirgsflüsse, begünstigt durch die weite Sieblinie des Bettmaterials, Abpflasterungserscheinungen, die sich im Ergebnis als Deckschicht darstellen. Die morphologischen Strukturen führen insgesamt zu einer hohen Sohlenstabilität bei steilen Neigungen, die mit dem klassischen Kriterium des Shields-Parameters nicht mehr beschrieben werden kann. Anstelle des Shields-Parameters

τ_* wird für Neigungen mit $I > 1\%$ der dimensionslose spezifische Abfluss q_* verwendet. Dabei konnten in Übereinstimmung mit Naturbeobachtungen anderer Untersuchungen zwei Schwellenwerte, der Bewegungsbeginn von Feinmaterial und der von Deckschichtmaterial, festgestellt werden. Beim Bewegungsbeginn des Feinmaterials ist die Stabilität der Flusssohlen nicht gefährdet, da der Korndurchmesser der bewegten Partikel zwischen $2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$ liegt. Die Elemente der Deckschicht werden erst bei weitaus größeren Strömungsbelastungen, etwa 3-4 mal höheren dimensionslosen spezifischen Abflüssen, transportiert. Aus den Naturmessungen entwickelte empirische Ansätze für beide kritische Stabilitätszustände der Sohle werden formuliert.

Entsprechend den Beobachtungen zur Sohlenstabilität zeigen sich die Transportformen des Geschiebetransportes. Der Transport des Feinmaterials bedeutet einen selektiven Geschiebetransport mit geringen Geschieberaten. Mit der beginnenden Bewegung der Deckschichtelemente steigen die Korngrößen und die Transportraten sprunghaft an. Die Analyse des einsetzenden Geschiebetriebes durch Feinkies erlaubt eine Berechnung der auf die Sohle tatsächlich wirksamen Sohlenschubspannung durch das Reibungsgefälle I_r anstatt des Energiegefälles I . Das Reibungsgefälle I_r berücksichtigt die Energieverluste der Strömung, die zum großen Teil durch die morphologischen Strukturen verursacht werden. Der Vergleich der durchgeführten Naturmessungen mit den Ergebnissen der Laboruntersuchungen zum Geschiebetransport in steilen Gerinnen an der ETH Zürich zeigt eine Erweiterung der Naturmessungen durch die Daten von MEYER-PETER/MÜLLER (1949). Die Analyse der Natur- und Labordaten führt zur Formulierung einer neuen Geschiebetransportformel für Gebirgsflüsse.

Der Schwebstofftransport in Gebirgsflüssen unterliegt den Einflüssen des Makromaßstabes und ist gekennzeichnet durch extreme Belastungen innerhalb kürzester Zeiträume. Dadurch führt die Anwendung von Schwebstoffkonzentrations-Abfluss-Beziehungen zur erheblichen Unterschätzung der Transportraten. Erste Analysen und daraus folgernd Überlegungen zu einer den natürlichen Prozessen entsprechenden Abschätzung der transportierten Massen werden dargestellt.

Im Hinblick auf die durch Sedimente verursachten Probleme und Störungen im Betrieb bis hin zum Verlust von Wasserkraftanlagen wird auf den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit aufbauend ein Konzept zum genannten Themenkomplex „Sedimenttransportprozesse und Wasserkraft in alpinen Gebirgsregionen“ entwickelt. Das Konzept berücksichtigt sowohl die Transportprozesse im Makromaßstab, die bislang kaum quantitativ beurteilt werden können, als auch die Sedimentbewegungen im Mesomaßstab. Eine Methodik zur Datenerfassung und Berechnung der zu erwartenden Sedimentmassen wird entwickelt. Grundsätzlich zu beachtende Überlegungen bei der Wahl der Auslegung der Wasserkraftanlage im Hinblick auf die zu erwartenden Problemfelder im Betrieb und Management der Sedimente werden diskutiert und in Form einer Checkliste für den in der Praxis tätigen Ingenieur aufbereitet.

Abschließend wird, soweit es die Datengrundlage erlaubt, die Anwendung des entwickelten Konzeptes auf eine geplante Wasserkraftanlage am Allai Khwar, einem Nebenfluss des Oberen Indus, aufgezeigt. Darin werden zwei Ausbaualternativen unter Zuhilfenahme der im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelten Ansätze sowie der numerischen Modellierung verschiedener Betriebszustände diskutiert.

Abstract

In the present study the sediment transport processes in alpine mountain areas and their impact on hydropower development projects are investigated. The aim of the present work is to contribute to the understanding of the transport process system, which is characterized by high magnitude - low frequency - events, to ensure an appropriate layout of high head hydropower projects in mountain regions.

The sediment transport in large areas in the macro scale is triggered by natural hazards, such as earthquakes, rock slides, earth movements, debris flows, glacial lake outbursts and floods. The basic principle of complex transport processes in this scale is described and explained on the example of the Himalaya-Karakorum-region. The sediment transport process in the smaller scale, so called meso scale, is investigated by means of extensive field measurements at river reaches of 16 different mountain rivers of a 80000 km² large project area. The measurements include topographic survey works and measurements of discharge, bed load and suspended load. Since the conditions of mountain rivers in terms of size of bed material as well as available flow velocities can be considered as extreme, an appropriate bed load sampler named B-69 was developed, constructed and used in the field. Moreover the hydraulic as well as the sedimentological efficiency of the sampler was tested in the laboratory tests. Due to the nice performance of the bed load sampler B-69 at high flow velocities it might be useful for flood conditions in gravel-bed rivers in other parts the world as well.

Based on the results of the study the parameter of the river slope can be considered as the most important one for the characteristics of the morphology, the flow conditions, the bed stability as well as the bed load transport in steep mountain rivers. With increasing slope morphological structures in the longitudinal direction will develop from flat bed conditions. The so called step-pool-systems consist of a cascade of staircase local falls. Their distance in-between the falls as well as their height difference at the steps is strongly depending on the river slope.

Due to the development of the step-pool-systems the flow resistance is increasing. The resistance of flow at mild slopes and flat beds is mainly caused by the roughness of the bed material. With increasing slope the impact of the grain roughness vanishes and the resistance is mainly caused by the roughness of the morphological structures of step-pool-systems. Energy losses of flow are increased to a high extent. Based on the analysis of field measurements empirical formulae are developed, which consider the impact of morphological structures on the flow resistance in mountain rivers. Moreover it could be shown, that the flow in mountain rivers is subcritical. Supercritical flow conditions occur only on a limited distance in river reaches.

Apart from the morphological structure of step-pool-systems the bed of mountain rivers shows armouring effects. The result of this grain sorting process is a strong armour layer, which is characterized by high stability against acting forces caused by flow. The stability of armoured mountain rivers can not be described with the stability criteria according to SHIELDS (1936), the Shields-Parameter τ_* . Instead the dimensionless specific discharge q_* is used for mountain rivers with $I > 1\%$ in this analysis. During field measurements it was observed, that the stability of mountain rivers under natural conditions has to be distinguished between the incipient motion of fine gravel and the armour layer itself. The transport of fine gravels with grain diameters between $2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$ does not affect the stability of the armour layer.

The beginning of motion of the armour layer starts at 3-4 times higher dimensionless specific discharges. At that stage cobbles and boulders are transported by the current. Based on the analysis of field measurements empirical stability criteria are developed for both threshold conditions.

According to the above mentioned stability criteria the sediment transport in mountain rivers has to be distinguished between the fine gravel and coarse materials which are part of the armour layer. The transport of fine gravel can be considered as selective transport process, the bed load transport rates are relatively small. The transported masses increase enormous with the moving of the armour layer, consisting of large cobbles and boulders. Based on the analysis of the transport rates of the fine material it was possible to determine the effective bed shear stresses acting on the riverbed. It is calculated by taking into account the friction Slope I_r instead of the energy slope I_e . In the friction slope I_r energy losses caused by the roughness of step-pool-systems are implied. This means, that the theoretical shear stress is dissipated through high turbulence and energy losses and only a small part is acting on the river bed and causing the movement of grain particles. The comparison of field measurements with the laboratory data of ETH Zürich showed good agreement. Moreover the flume tests carried out by MEYER-PETER/MÜLLER (1949) could be used as an extrapolation of the measurements taken in the field. Therefore field and laboratory data have been combined to a data set, which was used for the development of a new bed load transport formula.

The suspended load transport in mountain rivers is controlled by triggering events in the macro scale. High suspended sediment concentrations occur at seldom events, which transport extraordinary masses within shortest period of time. The use of suspended load rating curves has a considerable underestimation of loads as consequence. Based on the analysis of a 22-year record of a gauging station in the project area, first approaches and calculation methodologies are developed for an improvement for estimation of suspended load yield representing natural conditions in a better way.

Based on the results of the present study a comprehensive concept is developed, how to avoid the problems during operation or even loss of hydropower plants in mountain areas by assessing the sediment transport in its natural way already at the stage of planning. The concept covers the transport processes in the macro as well as the meso scale. A methodology is developed, which guides the engineer in practice on the data collection and analysis, the estimation of sediment loads, the expected problems due to sediments during operation up to appropriate countermeasures in sediment management. The developed catalogue of actions and considerations should give a kind of guideline to find an appropriate layout of the scheme in terms of natural sediment transport conditions.

Finally the developed concept is applied to a planned high head hydropower project at the river Allai Khwar, a tributary to Upper Indus. Two different layout alternatives are discussed in the light of the results of the present study as well as the use of numerical modeling techniques of different flow conditions during operation.

INHALTSVERZEICHNIS

1. EINLEITUNG	1
2. GEOMORPHOLOGISCHE PROZESSE IM ALPINEN GEBIRGE	3
2.1 Alpine Gebirgs-Systeme	3
2.2 Geomorphologie	5
2.2.1 Tektonik	5
2.2.2 Relief	6
2.2.3 Vergletscherung.....	6
2.2.4 Klimatische Bedingungen.....	8
2.3 Naturgefahren	9
2.3.1 Seismizität	9
2.3.2 Massenbewegungen	10
2.3.3 Gletschersee-Ausbrüche.....	12
2.3.4 Hochwässer	14
2.3.5 Häufigkeit, Ausmaß und Interaktion von Naturgefahren	14
3. SEDIMENTTRANSPORT IN GEBIRGSFLÜSSEN – STAND DES WISSENS	17
3.1 Morphologie und Strömung	17
3.1.1 Morphologie	17
3.1.1.1 Sohlformen im Längsprofil.....	17
3.1.1.2 Deckschicht.....	19
3.1.2 Strömung	20
3.1.2.1 Logarithmische Fließformeln	20
3.1.2.2 Empirische Fließformeln.....	24
3.1.2.3 Kritische Abflusszustände	26
3.2 Sohlenstabilität	27
3.2.1 Stabilität ohne Deckschichten	27
3.2.2 Stabilität von Deckschichten im Grenzzustand.....	29
3.2.3 Stabilität bei steilem Gefälle	32
3.2.4 Stabilität von Blocksteinrampen	38
3.3 Geschiebetransport	46
3.3.1 Laboruntersuchungen	46
3.3.2 Naturuntersuchungen	52
3.3.2.1 Kornverteilung des transportierten Geschiebematerials	52
3.3.2.2 Empirische Geschiebefunktionen	54
3.4 Schwebstofftransport	59
3.4.1 Unterscheidung der Transportart	59
3.4.2 Schwebstoffmenge	62
4. AUSWIRKUNGEN DES SEDIMENTTRANSPORTES AUF WASSER-KRAFTANLAGEN	65
4.1 Unterbrechung der natürlichen Sedimenttransportprozesse	65
4.2 Speicherkraftwerke	68

4.2.1	Sedimentablagerung.....	68
4.2.1.1	Prinzip.....	68
4.2.1.2	Auffangwirkungsgrad.....	69
4.2.2	Erhaltung des Speicherraumes.....	72
4.2.2.1	Spülungen.....	72
4.2.2.2	Baggerungen.....	75
4.3	Laufwasserkraftwerke	76
4.4	Bedeutung für die Auslegung und Planung von Wasserkraftanlagen.....	77
5.	DURCHFÜHRUNG UND AUSWERTUNG VON NATURMESSUNGEN	79
5.1	Untersuchungsgebiet.....	79
5.2	Morphologie.....	82
5.2.1	Längsprofile.....	82
5.2.2	Querprofile.....	84
5.3	Hydrologie.....	86
5.3.1	Hydrologische Stationen.....	86
5.3.2	Abflussmessung.....	87
5.4	Sohlenmaterial.....	89
5.4.1	Aufnahme der Grobkomponenten der Deckschicht.....	89
5.4.2	Aufnahme der Feinkomponenten der Deckschicht.....	91
5.5	Geschiebe	94
5.5.1	Entwicklung des Geschiebefängers B-69.....	94
5.5.2	Effizienz des Geschiebefängers.....	98
5.5.2.1	Hydraulische Effizienz.....	98
5.5.2.2	Sedimentologische Effizienz.....	102
5.5.3	Feldeinsatz.....	107
5.6	Schwebstoffe	110
6.	DATENANALYSE	112
6.1	Morphologie und Strömung.....	112
6.1.1	Morphologische Beobachtungen.....	112
6.1.2	Strömungseigenschaften bei ausgebildeter Sohlenmorphologie	115
6.1.2.1	Logarithmische Fließformeln	115
6.1.2.2	Empirische Fließformeln.....	118
6.1.2.3	Zusammenhang zwischen Abflusszustand und Bewegungsbeginn	123
6.2	Sohlenstabilität steiler Gebirgsflüsse	125
6.2.1	Transportmechanismen	125
6.2.1.1	Beobachtungen im Gelände.....	125
6.2.1.2	Kriterien zum Bewegungsbeginn der Transportmechanismen.....	127
6.2.1.3	Dreidimensionale Effekte.....	132
6.2.2	Vergleich der Messdaten mit bekannten Stabilitätskriterien	133
6.2.2.1	Vergleich mit klassischen Ansätzen	133
6.2.2.2	Vergleich mit Deckschichtansätzen.....	134
6.2.2.3	Vergleich mit Ansätzen steiler Gerinne.....	136
6.2.2.4	Vergleich mit Blocksteinrampen und Deckwerken	140

6.2.2.5	Zusammenfassung der vergleichenden Betrachtungen.....	143
6.2.3	Sohlenstabilität steiler Gebirgsflüsse mit Step-Pool-Systemen.....	144
6.2.3.1	Bewegungsbeginn von Feinmaterial.....	144
6.2.3.2	Bewegungsbeginn der Deckschicht.....	145
6.2.3.3	Einfluss dreidimensionaler Effekte auf die Sohlenstabilität	147
6.2.3.4	Validierung mittels Daten aus der Literatur.....	149
6.3	Transportierte Geschiebemengen.....	152
6.3.1	Selektiver Transport und Transportkapazität.....	152
6.3.2	Vergleich mit anderen Naturuntersuchungen	155
6.3.2.1	Kornzusammensetzung des Geschiebes	155
6.3.2.2	Massentransport	156
6.3.3	Entwicklung einer Geschiebetransportformel für Gebirgsflüsse.....	159
6.3.3.1	Normierung effektiv wirkender Schubspannungen	159
6.3.3.2	Analyse der Naturmessungen	163
6.3.3.3	Vergleich der Naturmessungen mit VAW-Daten.....	164
6.3.3.4	Weg zu einer neuen Geschiebetransportformel.....	167
6.4	Transportierte Schwebstoffmengen.....	173
6.4.1	Beobachtungen im Gelände.....	173
6.4.2	Untersuchung der Transportart	174
6.4.3	Entwicklung von Schwebstoff-Abfluss-Kurven.....	177
7.	SEDIMENTTRANSPORTPROZESSE UND WASSERKRAFT IN ALPINEN GEBIRGSREGIONEN – ENTWICKLUNG EINES KONZEPTES	183
7.1	Gesamtkonzeption.....	183
7.2	Erfassung der Datengrundlage.....	191
7.2.1	Makromaßstab	191
7.2.1.1	Seismizität.....	191
7.2.1.2	Massenbewegungen	191
7.2.1.3	Gletschersee-Ausbrüche	192
7.2.2	Mesomaßstab	192
7.2.2.1	Morphologie	192
7.2.2.2	Hydrologie.....	193
7.2.2.3	Sedimente.....	193
7.3	Berechnung der Sedimentmassen	194
7.3.1	Makromaßstab	194
7.3.1.1	Seismizität.....	194
7.3.1.2	Massenbewegungen	195
7.3.1.3	Gletschersee-Ausbrüche	196
7.3.2	Mesomaßstab	197
7.3.2.1	Sohlenstabilität.....	197
7.3.2.2	Geschiebe.....	198
7.3.2.3	Schwebstoff	199
7.4	Belastung der Wasserkraftanlage durch Sedimente.....	199
7.4.1	Speicherkraftwerke	199
7.4.1.1	Geschiebe.....	199
7.4.1.2	Schwebstoff	200
7.4.2	Laufwasserkraftwerke	201
7.4.2.1	Geschiebe.....	201
7.4.2.2	Schwebstoff	202

7.5	Sediment Management.....	202
7.5.1	Spülungen.....	202
7.5.1.1	Allgemeines	202
7.5.1.2	Geschiebe.....	203
7.5.1.3	Schwebstoff	204
7.5.2	Frühwarnsysteme	205
7.5.3	Stauhaltungen.....	206
7.5.4	Baggerungen	206
8.	ANWENDUNGSBEISPIEL ALLAI KHWAR	207
8.1	Allgemeines	207
8.2	Lage.....	207
8.3	Datengrundlage	208
8.3.1	Makromaßstab	208
8.3.1.1	Seismizität.....	208
8.3.1.2	Massenbewegungen	209
8.3.1.3	Gletschersee-Ausbrüche	210
8.3.2	Mesomaßstab	211
8.3.2.1	Morphologie	211
8.3.2.2	Hydrologie.....	212
8.3.2.3	Sedimente.....	214
8.4	Berechnung der Sedimentmassen	216
8.4.1	Makromaßstab.....	216
8.4.2	Mesomaßstab nach bisherigem Verfahren.....	217
8.4.2.1	Sohlenstabilität.....	217
8.4.2.2	Geschiebe.....	217
8.4.2.3	Schwebstoffe.....	218
8.4.3	Mesomaßstab nach neuen Erkenntnissen	220
8.4.3.1	Sohlenstabilität.....	220
8.4.3.2	Geschiebe.....	220
8.4.3.3	Schwebstoff	224
8.4.4	Mesomaßstab – Vergleich der Verfahren.....	226
8.5	Auswirkungen der Sedimente auf die Wasserkraftanlage.....	227
8.5.1	Saisonspeicher	227
8.5.1.1	Numerische Simulation des Betriebszustandes.....	227
8.5.1.2	Geschiebe.....	228
8.5.1.3	Schwebstoff	228
8.5.2	Tagesspeicher	230
8.5.2.1	Numerische Simulation des Betriebszustandes.....	230
8.5.2.2	Geschiebe.....	230
8.5.2.3	Schwebstoff	231
8.6	Sediment Management.....	232
8.6.1	Saisonspeicher	232
8.6.1.1	Numerische Simulation einer Spülung.....	232
8.6.1.2	Geschiebe.....	233
8.6.1.3	Schwebstoff	234
8.6.2	Tagesspeicher	234
8.6.2.1	Numerische Simulation einer Spülung.....	234
8.6.2.2	Geschiebe.....	235
8.6.2.3	Schwebstoff	236

9. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	237
LITERATURVERZEICHNIS	246
ANHÄNGE	

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 2.1:	Globale Sedimenttransportraten (aus: CLARK 1987)	3
Abb. 2.2:	Wirkung der Plattentektonik auf das fluviale Systems in Gebirgsregionen am Beispiel des Indus bei Sassi (aus: SHRODER 1993)	5
Abb. 2.3:	Bedeutende Gletscher im Projektgebiet (aus: SHRODER ET AL. 1993)	7
Abb. 2.4:	Zusammenfluss der Flüsse Rupal und Khirim zum Fluss Astor (Foto: PALT)	7
Abb. 2.5:	Links: Hypsometrische Kurve des Oberen Industales (aus: HEWITT 1993) Rechts: Topoklimatische Kurve des Himalaya (aus: GOUDIE ET AL. 1984)	9
Abb. 2.6:	Erfasste Erdbeben zwischen 17.08. - 14.09.1980 (aus: YIELDING ET AL. 1984)	9
Abb. 2.7:	Massenbewegungen in alpinen Gebirgs-Systemen (aus: SHRODER 1993)	10
Abb. 2.8:	Beispiele für Murengänge im Projektgebiet des Himalaya-Karakorums (Fotos: PALT, WEINBRECHT)	12
Abb. 2.9:	Abflussscharakteristik eines GLOF (aus: SATTLER 1998) ___ eisgedämmt, ----- moränengedämmt	13
Abb. 2.10:	Interaktion der einzelnen geomorphologischen Einheiten und der daraus resultierenden Naturgefahren in Form von Sedimenteintrag in das fluviale System	15
Abb. 3.1:	Grundriss und Längsschnitt der typischen Soilmorphologie von Gebirgsflüssen (aus: SCHÄLCHLI 1991)	17
Abb. 3.2:	Geometrische Größen eines Step-Pools	18
Abb. 3.3:	Länge der Steps L in Abhängigkeit des Gefälles I (aus: GRANT ET AL. 1990)	19
Abb. 3.4:	Froude-Zahlen Fr in Abhängigkeit des Gefälles I (aus: GRANT 1997)	27
Abb. 3.5:	Shields-Parameter τ_{*c} als Funktion der Korn-Reynolds-Zahl Re_{*} .	27
Abb. 3.6:	Ansatz nach SCHÖBERL (1979) im Shields Diagramm (aus: DITTRICH 1997)	30
Abb. 3.7:	Shields-Parameter τ_{*c} als Funktion des Korn-Parameters d_{max}/d_{50D} (aus: Chin et al.1994, modifiziert)	31
Abb. 3.8:	Vergleich der Kornverteilung von Deckschichten und deren Ausgangsmaterial (aus: ROSPORT 1997, CHIN ET AL. 1994)	32
Abb. 3.9:	Kräfteansatz am Einzelkorn bei großem Sohlengefälle (aus: ROSPORT 1997, modifiziert)	33
Abb. 3.10:	Bedeutung des Gefälles für den Bewegungsbeginn (aus: ROSPORT 1997)	34
Abb. 3.11:	Bauweise von Rampen (aus: WHITTAKER UND JÄGGI 1986)	38
Abb. 3.12:	Definition des Packungsfaktors P_c (aus: HARTUNG UND SCHEUERLEIN 1970)	42
Abb. 3.13:	Beispielhafter Vergleich der verschiedenen Bemessungsformeln für Blocksteinrampen	43
Abb. 3.14:	Versuchsdaten und entwickelte Geschiebefunktion vom MPM (aus: SMART UND JÄGGI 1983)	46
Abb. 3.15:	Abhängigkeit des Geschiebe-transportes von der Dichte des Feststoff-Wasser-Gemisches für verschiedene Gefällebereiche (aus: RICKENMANN 1990)	50
Abb. 3.16:	Zusammenfassung der an der VAW gemessenen Datengrundlage zur Entwicklung von Gl. (3.76) (aus: RICKENMANN 1990)	51
Abb. 3.17:	Grenzkornverteilungslinien nach LAUFFER UND SOMMER (1982)	52
Abb. 3.18:	Kornverteilung der Geschiebe-proben, Pitzbach (aus: HOFER 1987)	53
Abb. 3.19:	Kornverteilungskurven des transportierten Geschiebes und des Sohlenmaterials in den Rocky Mountains (aus: LEOPOLD 1992)	54
Abb. 3.20:	Charakteristik der Q - und Q_g -Ganglinien (aus: HOFER 1987)	55
Abb. 3.21:	Geschiebetrieb des Erlenbaches, Vergleich der gemessenen Daten mit der Geschiebefunktion in Gl.(3.71) bei drei verschiedenen kritischen Abflüssen (aus: HEGG UND RICKENMANN 1999)	56
Abb. 3.22:	Abgelagertes Sedimentvolumen in Abhängigkeit des Wasservolumens am Erlenbach (aus: RICKENMANN 1994)	57
Abb. 3.23:	Q_g in Abhängigkeit von V_e	58
Abb. 3.24:	Relative Konzentrationsverteilung nach ROUSE (1937) (aus: DVWK 1986)	60
Abb. 3.25:	Gemessene Schwebstoffkonzentrationen C als Funktion des Abflusses Q am Tsidjouire Nouve Gletscher-schmelzwasser (aus: GURNELL 1987)	62
Abb. 4.1:	Prinzip der Stauraumverlandung (aus: MORRIS UND FAN 1997, modifiziert)	68
Abb. 4.2:	Klärwirkung von Stauanlagen für Schwebstoffe nach BRUNE (aus: MORRIS UND FAN 1997)	70
Abb. 4.3:	Klärwirkung von Stauanlagen für Schwebstoffe nach CHURCHILL (aus: MORRIS UND FAN 1997)	70

Abb. 4.4:	Prinzip Spülung von Stauräumen, (B) Druckspülung und (C) Leerspülung (aus: MORRIS UND FAN 1997)	73
Abb. 4.5:	Ausbildung des Spülkanals im Grundriss und im Querschnitt in Laborversuchen (aus: SHEN UND JANSSEN 1999)	74
Abb. 4.6:	Erodierbare Sedimentablagerungen als Funktion der Geometrie des Spülkanals und des Spülabflusses (aus: LAI UND SHEN 1996)	74
Abb. 4.7:	Geschiebe-Bypass mit Spülstollen zur Vermeidung der Stauraumverlandung (aus: VISCHER 1981)	75
Abb. 5.1:	Pegelnetz im Projektgebiet mit Messstationen ▲ der vorliegenden Untersuchung	80
Abb. 5.2:	Topologische Datengrundlage des Flussgebietes Khanbari	82
Abb. 5.3:	Wasserspiegellagen mit Step-Pool Morphologie bei verschiedenen Abflüssen	84
Abb. 5.4:	Tracermethode der Querprofilmarkierung (Foto: PALT)	85
Abb. 5.5:	Automatischer Pegel mit Datenlogger und Schreibpegel (aus: Ministry of Water and Power of Pakistan, GTZ 1999)	87
Abb. 5.6:	Prinzip der Zweipunktmessung (aus: DVWK 1991)	88
Abb. 5.7:	Ausgeprägte Deckschicht mit Försterlehre, Astor, Dez. 1999 (Foto: PALT)	90
Abb. 5.8:	Linienzahlanalyse zweier Messungen am Astor im Vergleich	91
Abb. 5.9:	Kornverteilungen des Unterschichtmaterials des Flusses Astor	91
Abb. 5.10:	Vergleich der Siebanalysen zwischen Unterschichtmaterial und Deckschicht, Naltar	92
Abb. 5.11:	Korngrößenverteilung der Deckschicht am Fluss Tormik mit a) Anpassung durch Unterschichtmaterial und b) Anpassung durch Fuller	93
Abb. 5.12:	Mittlere Sprunghöhe y_m und Sprungweite l_m von Geschiebekörnern in Abhängigkeit des Shields Parameters τ_* (aus: SHIQUIANG UND REN (1987))	96
Abb. 5.13:	Berechnung der mittleren Sprunghöhe y_m der Geschiebekörner	97
Abb. 5.14:	Beweglicher Geschiebefänger B-69 im Feldeinsatz von einer Messbrücke aus aufgenommen	97
Abb. 5.15:	Versuchsordnung zur Bestimmung der hydraulischen Effizienz	98
Abb. 5.16:	Deformation der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung durch den Geschiebefänger	99
Abb. 5.17:	Deformation der horizontalen Geschwindigkeitsverteilung durch den Geschiebefänger	100
Abb. 5.18:	Versuchsordnung zur Bestimmung der Sammeleffizienz	102
Abb. 5.19:	Sammeleffizienz α_G des Helley-Smith Fängers in Abhängigkeit der Korngröße d (aus: DVWK, 1992)	104
Abb. 5.20:	Sammeleffizienz α_G des B-69 Fängers in Abhängigkeit der Korngröße d	106
Abb. 5.21:	Abschätzung der Sammeleffizienz α_G für Korngrößen $d > 64$ mm	106
Abb. 5.22:	Prinzip der Geschiebemessung (aus: DVWK 1991)	108
Abb. 6.1:	Morphologie zweier Gebirgsflüsse mit unterschiedlicher Neigung, links: Gabral Khwar mit $I = 1,55\%$, rechts: Duber Khwar mit $I = 3,14\%$ (Fotos: PALT)	113
Abb. 6.2:	Durch Hangrutschungen bedingter Gefällewechsel des Indus (Foto: PALT)	113
Abb. 6.3:	Einfluss der Sohlenmorphologie steiler Gerinne auf die Strömung bei steigendem Wasserstand	114
Abb. 6.4:	Fließwiderstand aller Messpunkte als Funktion der relativen Rauheit	115
Abb. 6.5:	Widerstandsbeziehungen aufgenommener Naturdaten in Abhängigkeit morphologischer Strukturen im Längsprofil	116
Abb. 6.6:	Vergleich der empirischen Beziehungen zur Abschätzung des Strickler-Beiwertes k_{st} mit aufgenommenen Messungen	118
Abb. 6.7:	Abhängigkeit des Strickler-Wertes k_{st} vom Gefälle I , Zusammenfassung der Naturdaten von JARRET (1984), BATHURST (1985) und der vorliegenden Untersuchung	119
Abb. 6.8:	Reduktion des Parameters k_{st}/k_r als Funktion des Gefälles I	121
Abb. 6.9:	Güte der Berechnung der zu erwartenden Energieverlustbeiwerte k_{st} durch Kenntnis des Gefälles I sowie der relativen Überdeckung h/d_{90} bei Anwendung von Gl. (6.9)	122
Abb. 6.10:	Querschnittsgemittelte Froude-Zahlen Fr der Messungen in Abhängigkeit des Gefälles I	123
Abb. 6.11:	Gemessene Froude-Zahlen Fr in den Messvertikalen	124
Abb. 6.12:	Zusammenhang zwischen der Froude-Zahl Fr und dem Bewegungsbeginn von Sedimenten	124
Abb. 6.13:	Transportiertes Feinmaterial der Flüsse Duber Khwar und Summar Gah	126

Abb. 6.14:	Transportiertes Deckschichtmaterial der Flüsse Kandia und Duber Khwar	127
Abb. 6.15:	Repräsentative Siebkurven der gemessenen Geschiebemischungen für die Transportmechanismen in Gebirgsflüssen im Vergleich zur Deckschicht	128
Abb. 6.16:	Kornverteilungsverhältnis d_{50G}/d_{50D} der gemessenen Geschiebeproben	129
Abb. 6.17:	Maßgebender Korndurchmesser d_{mG} der Geschiebeproben	129
Abb. 6.18:	Gemessene Geschiebemasse g_G der Geschiebeproben	129
Abb. 6.19:	Entwicklungsstadien der Kornzusammensetzung beim Übergang des Transportes von Feinmaterial hin zu Deckschichtmaterialien in einer Messlotrechten am Beispiel des Flusses Duber Khwar	131
Abb. 6.20:	Verteilung der hydraulischen und sedimentologischen Größen beim Transport von Feinmaterial in einem Querschnitt, Duber Khwar 07.06.2000	132
Abb. 6.21:	Verteilung der hydraulischen und sedimentologischen Größen beim Transport von Deckschichtmaterial in einem Querschnitt, Duber Khwar 08.06.1999	132
Abb. 6.22:	Vergleich der Messdaten mit SHIELDS	134
Abb. 6.23:	Vergleich der Messdaten mit MPM	134
Abb. 6.24:	Vergleich der Messdaten mit GÜNTER	135
Abb. 6.25:	Vergleich der Messdaten mit CHIN	135
Abb. 6.26:	Vergleich der Messdaten des Feinmaterials mit GRAF/SUSZKA	136
Abb. 6.27:	Vergleich der Messdaten des Deck-schichtmaterials mit GRAF/SUSZKA	136
Abb. 6.28:	Vergleich der Messdaten des Feinmaterials mit SUSZKA	137
Abb. 6.29:	Vergleich der Messdaten des Deck-schichtmaterials mit Suszka	137
Abb. 6.30:	Shields-Funktion als Funktion des Gefälles I	138
Abb. 6.31:	Shields-Funktion als Funktion der relativen Rauheit d/h	138
Abb. 6.32:	Relative Rauheit d/h als Funktion des Gefälles I	138
Abb. 6.33:	Vergleich der Messdaten des Feinmaterials mit BATHURST	139
Abb. 6.34:	Vergleich der Messdaten des Deckschichtmaterials mit BATHURST	139
Abb. 6.35:	Vergleich des gemessenen Bewegungsbeginns von Feintransport mit Ansätzen bei ausgeprägter Deckschicht und steilem Gefälle	141
Abb. 6.36:	Vergleich des gemessenen Bewegungsbeginns von Deckschichtmaterial mit Ansätzen bei ausgeprägter Deckschicht und steilem Gefälle	142
Abb. 6.37:	Querschnittsgemittelter Bewegungsbeginn des Feinmaterials	145
Abb. 6.38:	Querschnittsgemittelter Bewegungsbeginn des Deckschichtmaterials	146
Abb. 6.39:	Bewegung von Feinmaterial in der geschiebeführenden Breite	147
Abb. 6.40:	Deckschichtbewegung in der geschiebeführenden Breite	148
Abb. 6.41:	Vergleich der empirischen querschnittsgemittelten Ansätze mit Felddaten von BATHURST (1987)	149
Abb. 6.42:	Vergleich der entwickelten empirischen Ansätze in der geschiebeführenden Breite mit Daten verschiedener Laboruntersuchungen	150
Abb. 6.43:	Vergleich der Messdaten mit MPM bei $(k_{st}/k_r)^{1,5} = 1$	152
Abb. 6.44:	Vergleich der Messdaten mit MPM bei Berücksichtigung des Korrektur-beiwertes für Sohlformen	153
Abb. 6.45:	Vergleich der Messdaten mit der VAW 1983 Formel	153
Abb. 6.46:	Kornverteilungskurven des selektiven Geschiebetransportes verschiedener Flüsse des Einzugsgebietes im September 1999	156
Abb. 6.47:	Zeitliche Verteilung der Abflüsse Q und des Geschiebetriebes Q_G der Naturmessungen am Fluss Duber Khwar im Jahre 1999	157
Abb. 6.48:	Geschiebetrieb des Flusses Duber über einen Zeitraum von 12 Tagen im Sommer des Jahres 2000	159
Abb. 6.49:	Dimensionslose Transportrate ϕ als Funktion des Shields-Parameters τ_*	160
Abb. 6.50:	Effektiv wirkende Schubspannung $\tau_{reibung}$ als Funktion der theoretischen Schubspannung τ_{total}	162
Abb. 6.51:	Dimensionslose Transportrate ϕ als Funktion der normierten Shields-Parameter $\tau_* (k_{st}/k_r)^2$	163
Abb. 6.52:	Geschiebefunktion der Naturdaten für den Geschiebetriebzustand der latenten Erosion in Gebirgsflüssen	164
Abb. 6.53:	Vergleich der Originaldaten der Laboruntersuchungen an der VAW	165
Abb. 6.54:	Froude-Zahl Fr als Funktion des Gefälles I bei den Versuchen der VAW	166
Abb. 6.55:	Zusammenfassung der VAW-Daten mit Vergleich der Naturmessungen	166
Abb. 6.56:	Entwicklung der Geschiebefunktion mit Daten von MPM und eigenen Naturuntersuchungen (Gl. (6.28)) unter Verwendung des d_{50} als charakteristischen Korndurchmesser	167

Abb. 6.57:	Entwicklung der Geschiebefunktion mit Daten von MPM und eigenen Naturuntersuchungen (Gl. (6.31)) unter Verwendung des maßgebenden Korndurchmessers d_m	168
Abb. 6.58:	Entwicklung einer allgemeinen Geschiebefunktion für alle Zustände der Strömungsbelastung unter Verwendung der Daten von MPM, SJ und eigenen Naturuntersuchungen unter Berücksichtigung des d_{50}	169
Abb. 6.59:	Entwicklung einer allgemeinen Geschiebefunktion für alle Zustände der Strömungsbelastung unter Verwendung der Daten von MPM, SJ und eigenen Naturuntersuchungen unter Berücksichtigung des d_m	170
Abb. 6.60:	Vergleich des gemessenen und berechneten Geschiebetransportes mit Gl. (6.31) anhand der Messungen von MPM und eigener Naturdaten	172
Abb. 6.61:	Jährliche spezifische Schwebstofftransportraten im Vergleich (aus: Ferguson 1984)	173
Abb. 6.62:	Schwebstoffführung und Messprobe am Fluss Dainter am 05.06.1999	174
Abb. 6.63:	Verteilung der Schwebstoffkonzentration in einem Querschnitt, Tormik, 03.06.1999	175
Abb. 6.64:	Kornverteilung der gemessenen Schwebstoffe, Tormik, 03.06.1999	176
Abb. 6.65:	Schwebstoffkonzentration C als Funktion des Abflusses Q , Khan Khwar 1975 - 1995	177
Abb. 6.66:	Schwebstoff-Schlüsselkurve, Khan Khwar	178
Abb. 6.67:	Vergleich der berechneten Schwebstoffführung nach den Verfahren des Rating und Shifting, Khan Khwar 1980	178
Abb. 6.68:	Vergleich der berechneten Schwebstoffführung nach den Verfahren des Rating und Shifting, Khan Khwar 1986	178
Abb. 6.69:	Vergleich der Ergebnisse in der jährlichen Schwebstofffracht berechnet durch Rating- und Shifting-Verfahren, Khan Khwar	180
Abb. 6.70:	Vergleich der Ergebnisse in der jährlichen Schwebstofffracht berechnet durch Rating- und Peaking-Verfahren, Khan Khwar	181
Abb. 7.1:	Struktur des Konzeptes Sedimente und Wasserkraft	183
Abb. 7.2:	Übersicht des Konzeptes zur Beurteilung der Sedimenttransportprozesse in alpinen Gebirgsregionen zur Planung und Auslegung von Wasserkraftanlagen	185
Abb. 7.3:	Flussdiagramm zur Erfassung der Datengrundlage sowie der Berechnung der Sedimentmassen im Makromaßstab	186
Abb. 7.4:	Flussdiagramm zur Erfassung der Sedimentmassen aus Massenbewegungen im Makromaßstab	187
Abb. 7.5:	Flussdiagramm zur Erfassung der Datengrundlage sowie der Berechnung der Sedimentmassen im Mesomaßstab	188
Abb. 7.6:	Flussdiagramm zur Beurteilung der Auswirkungen der Sedimente auf Wasserkraftanlagen und deren Management bei Speicherkraftwerken	189
Abb. 7.7:	Flussdiagramm zur Beurteilung der Auswirkungen der Sedimente auf Wasserkraftanlagen und deren Management bei Laufwasserkraftwerken	190
Abb. 8.1:	Lage des Projektgebietes Allai Khwar (aus: MINISTRY OF WATER & POWER UND GTZ 2000)	208
Abb. 8.2:	Tektonisches Faltensystem im Bereich des Flusses Allai Khwar (aus: KUNERT 1993)	209
Abb. 8.3:	Monatliche Verteilung der Niederschläge meteorologischer Stationen in Nähe des Einzugsgebietes (aus: MINISTRY OF WATER & POWER UND GTZ 2000)	210
Abb. 8.4:	Längsschnitt des Allai Khwar	211
Abb. 8.5:	Gefälle des Allai Khwar bei Banna	211
Abb. 8.6:	Vergleich der täglichen Abflüsse zwischen Kund und Karora (1989 – 1996) (aus: MINISTRY OF WATER & POWER UND GTZ 2000)	212
Abb. 8.7:	Vergleich der beobachteten und mit Hilfe des Pegels Karora korrelierten täglichen Abflüsse am Pegel Kund und Karora (1994 – 1996) (aus: MINISTRY OF WATER & POWER UND GTZ 2000)	213
Abb. 8.8:	Abflussganglinie der mittleren monatlichen Abflüsse an der Wasserfassung der geplanten Hochdruckanlage Allai Khwar (aus: Ministry of Water & Power und GTZ 2000)	214
Abb. 8.9:	Dauerlinie der Abflüsse am Allai Khwar (aus: MINISTRY OF WATER & POWER UND GTZ 2000)	214
Abb. 8.10:	Kornverteilungskurven des Allai Khwar, Deckschicht - Unterschicht	215
Abb. 8.11:	Geschiebemessungen an der Station Banna	215
Abb. 8.12:	Geschiebemessungen an der Station Kund	216

Abb. 8.13:	Geschiebetransport des Allai Khwar nach SMART UND JÄGGI bei $I = 1,50\%$	217
Abb. 8.14:	Schwebstoffkonzentration C als Funktion des Abflusses Q mit daraus entwickelter empirischer Funktion für die ortsspezifischen Bedingungen des Allai Khwar	219
Abb. 8.15:	Abfluss- und Geschiebeganglinie des Allai Khwar im Jahre 1992	223
Abb. 8.16:	Transportierte Geschiebemengen in den Monaten März und April 1992	223
Abb. 8.17:	Transportierte Schwebstoffmengen des Allai Khwar im Jahre 1997, berechnet durch die Verfahren des Rating und Shifting	225
Abb. 8.18:	Geschwindigkeiten an der Wasseroberfläche des großen Speichers bei maximaler Stauhaltung, $Q = 260 \text{ m}^3/\text{s}$ (aus: STÖBER 1998)	228
Abb. 8.19:	Verlandung des Saisonspeichers durch Schwebstoffe bei zwei verschiedenen Belastungsszenarien	229
Abb. 8.20:	Geschwindigkeiten an der Wasseroberfläche des Tagesspeichers bei maximaler Stauhaltung, $Q = 260 \text{ m}^3/\text{s}$ (aus: STÖBER 1998)	230
Abb. 8.21:	Verlandung des Tagesspeichers durch Schwebstoffe bei zwei verschiedenen Belastungsszenarien	231
Abb. 8.22:	Simulation der Spülung des Stauraumes des Saisonspeichers. Darstellung der sohlennahen Geschwindigkeiten, A. Maximale Stauhaltung und B. Absenkung der Stauhaltung um 10 m (aus: STÖBER 1998)	232
Abb. 8.23:	Simulation der Spülung des Stauraumes des Tagesspeichers. Darstellung der sohlennahen Geschwindigkeiten, A. Maximale Stauhaltung und B. Absenkung der Stauhaltung um 10 m (aus: STÖBER 1998)	234

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 2.1:	Vergletscherungsgrad und spezifischer jährlicher Schwebstofftransport der Hauptnebenflüsse des Oberen Indus im Vergleich (aus: SATTLER 1998)	6
Tabelle 3.1:	Sohlenstabilitätskriterien für unterschiedliche Randbedingungen	45
Tabelle 5.1:	Charakteristische Parameter der Flüsse bei den Messungen im Himalaya-Karakorum	81
Tabelle 5.2:	Mittleres Gefälle bis zur Messstation und mittleres Flussgefälle \bar{I} im Vergleich	83
Tabelle 5.3:	Charakteristische Korndurchmesser der untersuchten Flüsse an den Messstationen	94
Tabelle 5.4:	Hydraulische Effizienz α_H des B-69	101
Tabelle 5.5:	Hydraulische Effizienz α_H des BfG-Geschiebefänger und Helley-Smith-Fänger	101
Tabelle 5.6:	Hydraulische Effizienz α_H des B-69 (Fortsetzung von Tab. 5.4)	103
Tabelle 5.7:	Sammeleffizienz α_G des B-69	105
Tabelle 5.8:	Rohdichten der Sedimente	109
Tabelle 6.1:	Kriterien zur Beschreibung des Bewegungsbeginns und der Bewegung von Deckschichtmaterial in natürlichen Gebirgsflüssen	130
Tabelle 6.2:	Zusammenstellung der Stabilitätskriterien nach Umformung gemäß Gl. (6.13)	140
Tabelle 6.3:	Übertragung der natürlichen Kornverteilungsverhältnisse zwischen Sohlenmaterial und selektivem Geschiebmaterial auf die Versuchsbedingungen vom MPM	154
Tabelle 6.4:	Berechnung der Wassertiefen h bezüglich der Anwendungsbereiche der Transportfunktionen für repräsentative Flüsse des Projektgebietes	171
Tabelle 6.5:	Extremereignisse in der Schwebstoffführung am Khan Khwar mit Konzentrationen $C > 10000 \text{ g/m}^3$ im Jahre 1980	181
Tabelle 8.1:	Werte der Dauerlinie	214
Tabelle 8.2:	Berechnung der jährlichen Geschiebetransportraten bei unterschiedlichen Gefällen	218
Tabelle 8.3:	Berechnung der jährlichen Schwebstofftransportraten mit Rating-Verfahren	219
Tabelle 8.4:	Berechnung der jährlichen Geschiebetransportraten bei unterschiedlichen Gefällen nach der neu entwickelten Geschiebefunktion	221
Tabelle 8.5:	Prozentuale Verteilung des Deckschichtmaterials und Feinmaterials an der gesamten jährlich transportierten Geschiebemenge	224
Tabelle 8.6:	Berechnung der Schwebstofftransportraten auf der Grundlage der 1996/1997 durchgeführten Messungen mit verschiedenen Verfahren	224
Tabelle 8.7:	Schwebstofftransportraten einzelner Ereignisse der Monate Juli/August 1997	225

SYMBOLVERZEICHNIS

Symbol	Einheit	Bedeutung
1. Arabische Zeichen		
a	[-]	Korrekturbeiwert für Gerinnegeometrie
a	[-]	Konstante zur Bestimmung des Strickler-Beiwertes
a	[m]	Referenzhöhe der Schwebstoffkonzentration
a _g	[-]	Kornstrukturkoeffizient nach Schöberl
A	[m ²]	Durchflossene Querschnittsfläche
A _i	[m ²]	Durchflossene Teilfläche an der Messlotrechten i
A	[-]	Auffangwirkungsgrad
b	[m]	Rinnenbreite
b	[-]	empirischer Koeffizient nach Rickenmann
b _m	[m]	Breite des Geschiebefängers
b _i	[m]	Breite des Teilquerschnittes i
B	[m]	Wasserspiegelbreite
B	[m]	Breite des Spülkanals
B _g	[m]	geschiebeführende Breite
c	[-]	empirischer Koeffizient bei Step-Pool-Systemen
c	[-]	Koeffizient bei Transportgleichung nach Smart und Jäggi
c, c ₁ , c ₂	[-]	empirische Koeffizienten
c ₁ , c ₂	[-]	Eichparameter
C	[-]	Integrationskonstante
C	[°]	Celsius
C	[g/m ³]	Schwebstoffkonzentration
C	[-]	Volumenkonzentration Schwebstoffe
C	[-]	empirischer Koeffizient nach Rickenmann
C _v	[-]	Volumenkonzentration Schwebstoffe
C _{v,a}	[-]	Volumenkonzentration der Schwebstoffe in der Referenzhöhe a
d	[m]	Korndurchmesser
d _i	[m]	Korndurchmesser eines Einzelkornes
d _i	[m]	mittlerer Durchmesser einer Kornfraktion
d ₁ , d ₂ , ...	[-]	Eichfaktoren
d _c	[m]	charakteristischer Korndurchmesser
d _{gr}	[m]	Grenzkorndurchmesser nach Kresser
d _m	[m]	maßgebender Korndurchmesser
d _{max}	[m]	maximaler Korndurchmesser
d _{mA}	[m]	maßgebender Korndurchmesser der Ausgangsmischung
d _{mD}	[m]	maßgebender Korndurchmesser der Deckschicht
d _{mG}	[m]	maßgebender Korndurchmesser des Geschiebes
d _s	[m]	äquivalenter Steindurchmesser
d ₅₀	[m]	Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang
d _{50D}	[m]	Korndurchmesser der Deckschicht bei 50% Siebdurchgang
d _{50G}	[m]	Korndurchmesser des Geschiebes bei 50% Siebdurchgang
D	[h]	Regendauer

Symbol	Einheit	Bedeutung
D	[-]	Durchgangwirkungsgrad
E	[-]	Erodierbarkeitskoeffizient
f_g	[-]	Kornfaktor des Geschiebefängers
F_τ	[N]	Schubkraft
F_s	[-]	Schwebstofffaktor
F_L	[N]	Liftkraft
Fr	[-]	Froude-Zahl
Fr_*	[-]	Korn-Froude-Zahl
Fr_{*c}	[-]	kritische Korn-Froude-Zahl
Fr_g	[-]	Korn-Parameter nach Schöberl
g	[m/s ²]	Erdbeschleunigung
g_G	[kg/ms]	Geschiebetransportrate pro Einheitsmeter
G	[N]	Gewichtskraft
G	[m ³]	Geschiebevolumen
G'	[N]	Gewicht unter Auftrieb
G_G	[kg]	Geschiebetransportmenge
G_N	[N]	normal gerichteter Anteil der Gewichtskraft
G_P	[N]	hangabwärts gerichteter Anteil der Gewichtskraft
G_s	[kg]	Schwebstofftransportmenge
h	[m]	Wassertiefe
h_c	[m]	kritische Wassertiefe
h_f	[m]	Fallhöhe
h_m	[m]	mittlere Wassertiefe
H	[m]	Wassertiefe eines moränengedämmten Gletschersees
i_m	[mm]	mittlere Niederschlagsintensität
I	[-]	Gefälle
I	[mm]	Regenintensität
I	[mm/h]	Regenintensität
\bar{I}	[-]	mittleres Gefälle des gesamten Flusslaufes
I_c	[-]	kritisches Gefälle
I_e	[-]	Energiegefälle
I_i	[m]	Gefälle der Flussstrecke i
I_r	[-]	Reibungsgefälle
I_S	[-]	Sohlengefälle
k_r	[m ^{1/3} /s]	Kornrauheit
k_s	[m]	äquivalente Sandrauheit
k_{st}	[m ^{1/3} /s]	Strickler-Beiwert
K	[m]	Kornparameter bei Step-Pool-Systemen
K_1, K_2	[-]	empirische Koeffizienten
l	[m]	Länge des Stauraumes
l	[m]	Mischungsweglänge
l_m	[m]	Mittlere Sprungweite eines Kornes
L	[m]	Länge zwischen zwei Step-Pool-Systemen
L_i	[m]	Länge der Flussstrecke i
$m_{Gf,F}$	[kg]	im Fänger während der Zeit T gefangene Geschiebemenge

Symbol	Einheit	Bedeutung
$m_{Gf,N}$	[kg]	natürliche in der Zeit T transportierte Geschiebemenge
m_{Gf}	[kg]	Geschiebetrieb
$m_{G,i}$	[kg]	Geschiebetransportmenge in der Messvertikalen i
m_s	[kg]	Schwebstoffmenge
$m_{s,i}$	[kg]	Schwebstofftransportmenge in der Messlotrechten i
n	[s/m ^{1/3}]	Manning-Beiwert
N	[-]	Anzahl der Steine auf einer Einheitsfläche
P_c	[-]	Packungsfaktor von Deckwerken
Δp_i	[-]	Anteil der Fraktion i an der Sieblinie nach Gewicht
q	[m ³ /sm]	spezifischer Abfluss
q_g	[m ³ /sm]	spezifische Geschiebetransportrate
q_c	[m ³ /sm]	kritischer spezifischer Abfluss
q_{*c}	[-]	kritischer dimensionsloser spezifischer Abfluss
q_r	[m ³ /sm]	reduzierter spezifischer Abfluss
Q	[m ³ /s]	Durchfluss
Q_c	[m ³ /s]	kritischer Durchfluss
Q_i	[m ³ /sm]	Durchfluss des Teilquerschnittes i
Q_s	[m ³ /s]	geschiebewirksamer Anteil des Durchflusses
Q_{min}	[m ³ /s]	Basisdurchfluss
Q_g	[m ³ /s]	Geschiebetransportrate
Q_G	[m ³ /s]	Geschiebetransportrate
$Q_{g,max}$	[m ³ /s]	maximale Basisgeschiebetransportrate
$Q_{g,min}$	[m ³ /s]	Basisgeschiebetransportrate
ΔQ_g	[m ³ /s]	Anstieg des Geschiebetransportes
Q_{max}	[m ³ /s]	Spitzenabfluss eines Gletscherseeausbruches
Q_{os}	[t/s]	ausgespülte Sedimentrate
R	[m]	hydraulischer Radius
R	[N]	Widerstandskraft
R_s	[m]	auf die Sohle bezogener hydraulischer Radius
Re_*	[-]	Korn-Reynolds-Zahl
s	[-]	relative Dichte des Sedimentes zum Wasser
s	[m]	Standardabweichung des Rauheitserhebungen
S	[m ³]	Speicherkapazität
SI	[s ² /m]	Sedimentationsindex
T	[s]	Zeiteinheit
T	[°]	Temperatur
u	[m/s]	mittlere Geschwindigkeit
u_*	[m/s]	Schubspannungsgeschwindigkeit
v	[m/s]	mittlere Geschwindigkeit
v_*	[m/s]	Schubspannungsgeschwindigkeit
v_c	[m/s]	kritische Geschwindigkeit
v_s	[m/s]	Sinkgeschwindigkeit
v_m	[m/s]	mittlere Geschwindigkeit
v_{mf}	[m/s]	mittlere Geschwindigkeit in Fangöffnung
v_{mv}	[m/s]	mittlere Geschwindigkeit im ungestörten Strömungsfeld

Symbol	Einheit	Bedeutung
V	[m/s]	mittlere Geschwindigkeit
V	[m ³]	Kapazität eines moränengedämmten Gletschersees
v_i	[m/s]	Geschwindigkeit an der Stelle i
V_e	[m ³]	effektives Wasservolumen bei Geschiebetransport
V_i	[m/s]	Mittlere Geschwindigkeit in der Messlotrechten i
V_{\max}	[m ³]	Kapazität eines eisgedämmten Gletschersees
V_r	[m ³]	Wasservolumen
V_{sed}	[m ³]	Sedimentvolumen
x	[-]	empirischer Koeffizient
y	[m]	Wassertiefe
y_i	[m]	Wassertiefe an der Messlotrechten i
y_m	[m]	mittlere Wassertiefe
y_m	[m]	mittlere Sprunghöhe eines Kornes
z	[-]	empirischer Koeffizient bei Step-Pool-Systemen
z	[m]	Koordinate zur Höhenangabe
Z	[-]	Rouse-Zahl
Z	[m ³]	mittlerer Jahreszufluss
2. Griechische Zeichen		
α	[°]	Neigungswinkel der Sohle
α_H	[°]	hydraulische Effizienz
α_G	[°]	Sammeleffizienz
β	[°]	Proportionalitätsfaktor
γ	[kg/m ³]	spezifisches Gewicht des Wassers
γ_s	[kg/m ³]	spezifisches Gewicht des Sedimentes
ε_s	[m ² /s]	turbulenter Austauschkoefizient des Sedimentes
ε_w	[m ² /s]	turbulenter Austauschkoefizient des Wassers
λ	[-]	Widerstandsbeiwert
λ	[-]	Sohlenstabilitätskoeffizient nach Günter
φ	[-]	innere Reibung des Sedimentes
κ	[-]	von Karman-Konstante
ϕ	[-]	Packungsdichte
ϕ	[-]	Einstein-Parameter
ν	[m ² /s]	Viskosität
ρ	[kg/m ³]	Dichte des Wassers
ρ_s	[kg/m ³]	Dichte des Sedimentes
σ	[-]	Luftbeimischungskoeffizient
τ	[N/m ²]	Sohlenschubspannung
τ_{0c}	[N/m ²]	kritische Sohlenschubspannung
τ_{0i}	[N/m ²]	Sohlenschubspannung an der Messlotrechten i
$\tau_{c(E)}$	[N/m ²]	Vergleichssohlenschubspannung gleichförmigen Materials
τ_*	[-]	Shields-Parameter
τ_{*c}	[-]	kritischer Shields-Parameter

1. Einleitung

Alpine Gebirgsregionen sind durch hohe Sedimenttransportraten gekennzeichnet. Bedingt durch die Reliefenergie sowie die Einflüsse der Tektonik, des Klimas und der Vergletscherung und deren Wechselwirkung weisen alpine Gebirgs-Systeme die höchsten Transportraten der Erde auf. Neben den Transportprozessen in den Gebirgsflüssen spielen Naturereignisse mit extremen Sedimentfrachten eine bedeutende Rolle. Die Gebirgsflüsse transportieren die in das fluviale System eingetragenen Massen in tiefere Lagen.

Gleichzeitig weisen Gebirgsregionen durch die hohe Lageenergie der Flüsse ein großes Wasserkraftpotential auf, die eine Nutzung zur Stromerzeugung ermöglicht. Durch den Bau von Wasserkraftwerken wird der Transport der Sedimente in den Gebirgsflüssen gestört, da die wasserbaulichen Anlagen einen Eingriff in das fluviale System darstellen. Verlandungsprozesse mit einhergehender Reduktion der Speicherkapazität und Energieproduktion, betriebliche Störungen bis hin zur Zerstörung der Anlagen sind die Folge.

Um eine nachhaltige Nutzung der regenerativen Energiequelle der Wasserkraft in Gebirgsregionen zu gewährleisten, sind bedingt durch natürliche Sedimenttransportprozesse angepasste technische Lösungen notwendig. Im Rahmen des Projektes „Wasserkraftentwicklung in Pakistan“ der Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ), zu dessen Aufgaben die Identifizierung und Entwicklung des Wasserkraftpotentials des Landes gehört, werden in Zusammenarbeit mit dem Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik (IWK) der Universität Karlsruhe die Sedimenttransportprozesse in Gebirgsregionen am Beispiel des pakistanischen Teils des Himalaya-Karakorums und deren Auswirkungen auf Wasserkraftanlagen untersucht. Ziel ist es, neben den üblichen Kriterien aus geologischen, hydrologischen, wirtschaftlichen und energiepolitischen Bedingungen, den Sedimenttransport bei der Planung von Wasserkraftanlagen in Gebirgsregionen verstärkt zu betrachten. Eine zentrale Bedeutung kommt hierbei der Erfassung der Charakteristik der Transportprozesse sowie der Beurteilung der zu erwartenden Sedimentmassen in Form von Geschiebe und Schwebstoffen zu. Zeitpunkt, Größenordnung und Zusammensetzung der Einträge sind entscheidend für die durch Sedimente verursachten Auswirkungen auf den Betrieb und die Unterhaltung der Wasserkraftanlagen. Die Auslegung der Kraftwerke und das Management der Sedimente sind den natürlichen Sedimenttransportverhältnissen anzupassen.

In der vorliegenden Arbeit werden die Sedimenttransportprozesse von der Quelle bis zur Wasserkraftanlage berücksichtigt. Hierbei werden die Transportprozesse hinsichtlich des räumlichen Maßstabes unterschieden. In Kapitel 2 werden die durch Naturgefahren getriggerten Masseneinträge im großräumigen Makromaßstab und deren Wirkungszusammenhänge genannt und erklärt. Sofern im Schrifttum vorhanden, werden quantitative Ansätze zur Beschreibung der Massenbewegungen angegeben. Zur Beurteilung der transportierten Sedimentfrachten im Mesomaßstab wird in Kapitel 3 auf die morphologische Ausbildung, den Fließwiderstand, die Sohlenstabilität sowie die transportierte Geschiebe- und Schwebstoffmenge von Gebirgsflüssen eingegangen. In Kapitel 4 werden die durch Sedimente entstehenden Probleme spezifisch auf Wasserkraftanlagen dargestellt. Dabei werden die Sedimente in ihrer Transportform und die Kraftwerke hinsichtlich ihrer Auslegung unterschieden. Die Effektivität von Gegenmaßnahmen, insbesondere verschiedene Spülungstechniken, wird angesprochen.

Der Schwerpunkt der Arbeit richtet sich auf die Sohlenstabilität und die Betrachtung des Geschiebetransportes. Bei der Diskussion der Sohlenstabilität werden neben den klassischen Ansätzen [SHIELDS (1936), MEYER-PETER/MÜLLER (1949)], den Ansätzen bei Berücksichtigung von Deckschichten [GÜNTER (1971), SCHÖBERL (1979, 1991), CHIN (1985, 1991)] und den Gleichungen für steile Gefälle [BATHURST (1984), GRAF/SUSZKA (1991), SUSZKA (1991), ABERLE (2000)] auch Stabilitätsansätze von Blocksteinrampen [LINFORD/SAUNDERS/OLIVIER (1967), HARTUNG/SCHEUERLEIN (1970), KNAUSS (1979), WHITTAKER/JÄGGI (1986)] berücksichtigt. Blocksteinrampen weisen mit steilem Gefälle und ausgeprägter Deckschicht eine ähnliche morphologische Struktur wie natürliche Gebirgsflüsse auf und werden deshalb auf eine mögliche Analogie hin untersucht. Bei der Beurteilung der zu erwartenden transportierten Geschieberaten werden insbesondere die Laboruntersuchungen von MEYER-PETER/MÜLLER (1949), SMART UND JÄGGI (1983) und RICKENMANN (1990) diskutiert, da sie speziell für die steile Gerinne entwickelt wurden. Die meisten der genannten Ansätze zur Berechnung der Sohlenstabilität und des Geschiebetransportes sind auf der Grundlage von Laboruntersuchungen entstanden. Ihre Übertragbarkeit auf die Bedingungen von Gebirgsflüssen in alpinen Gebirgs-Systemen wie dem Himalaya in Asien, den Anden in Südamerika oder den Alpen in Europa ist bislang ungeklärt und wird in der Arbeit durch Messungen in der Natur überprüft. Hierfür stehen insgesamt 16 Gebirgsflüsse unterschiedlicher Neigung und Charakteristik in einem Gebiet der Größe von ca. 80000 km² im Projektgebiet des Himalaya-Karakorums zur Verfügung.

Die umfangreichen Naturuntersuchungen wurden im Rahmen der hydrologischen Arbeiten des GTZ-Projektes durchgeführt. Die Naturmessungen beinhalteten die Aufnahme des Sohlenmaterials, topographische Messungen, Abfluss-, Geschiebe- sowie Schwebstoffmessungen und werden eingehend in Kapitel 5 erklärt. Zur Untersuchung der Sohlenstabilität und des Geschiebetransportes wurde der mobile Geschiebefänger B-69 speziell für die Anforderungen in Gebirgsflüssen entwickelt sowie dessen hydraulische und sedimentologische Effizienz in Laborversuchen am Theodor-Rehbock-Laboratorium der Universität Karlsruhe gemessen.

Auf der Grundlage der Naturmessungen werden neue Erkenntnisse zum Fließverhalten und Sedimenttransport von Gebirgsflüssen gewonnen. Dabei werden die Ergebnisse weiterer Natur- und Laboruntersuchungen für Gebirgsflüsse genutzt. Hierbei zeigt sich, dass der Parameter des Gefälles eine maßgebende Kenngröße für eine Vielzahl von Phänomenen ist. Empirische Ansätze zum Fließwiderstand, zur Sohlenstabilität und zum Geschiebetransport bei ausgebildeten morphologischen Strukturen und steilen Neigungen werden in Kapitel 6 formuliert. Aufbauend auf den Erkenntnissen der Untersuchung wird in Kapitel 7 ein Konzept zum Themenkomplex „Sedimenttransportprozesse – Wasserkraft“ für den Einsatz in der Praxis entwickelt. Dieses umfasst die Erfassung der Datengrundlage sowie die Berechnung der zu erwartenden Sedimentmassen im Makro- und Mesomaßstab, die Beurteilung der Auswirkungen der Sedimente auf die vorgesehene Anlage sowie Vorschläge zum Sediment Management. Abschließend wird das Konzept, soweit es die vorhandene Datengrundlage erlaubt, in dem Beispiel der geplanten Wasserkraftanlage „Allai Khwar“, Pakistan, angewendet. Hierbei werden die neuen Berechnungsgrundlagen eingesetzt und mit der bisherigen Vorgehensweise verglichen. Des Weiteren werden zwei mögliche Ausbaualternativen des Standortes im Hinblick auf den Sedimenttransport diskutiert.

2. Geomorphologische Prozesse im alpinen Gebirge

2.1 Alpine Gebirgs-Systeme

Gebirge sind das Ergebnis der aktiven Plattentektonik der Erde. Das individuelle Erscheinungsbild verschiedener Gebirge ist abhängig von klimatischen Witterungsbedingungen, Massenbewegungen, sowie glazialen und fluvialen Kräften, deren Wechselspiel die Geomorphologie der Gebirgsregion bestimmt. Im Schrifttum finden sich verschiedene Ansätze zur Klassifizierung der Gebirge, darunter Höhe, Volumen, Relief, Steilheit und Ausdehnung. Bezüglich des Sedimenttransportes von Gebirgsregionen werden heute zunehmend die hydrologischen, geomorphologischen und klimatischen Bedingungen der Region als maßgebend angesehen (BARSCH UND CAINE 1984) und Gebirge in „Alpines Relief“ sowie „Rocky Mountain Relief“ unterteilt. Der Unterschied zwischen den beiden Gebirgstypen liegt in der glazialen Erosion, die beim alpinen Relief deutlicher ausgeprägt ist als beim Rocky Mountain Relief. Nach Hewitt (aus: CLARK 1987) zeichnen sich alpine Regionen durch folgende Charakteristika aus: Hohes Energiepotential, ausgeprägte Landschaftselemente, große Höhen, steile Neigungen, felsiges Terrain und die Verfügbarkeit von Schnee und Eis. Die Wechselwirkung der verschiedenen Elemente der alpinen Gebirgs-Systeme führt im Ergebnis zu den höchsten Sedimenttransportraten der Erde, wie sie in Abb. 2.1 dargestellt sind.

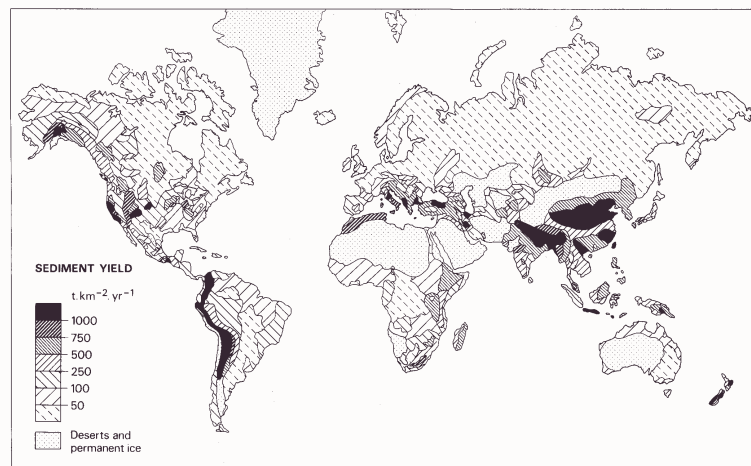


Abb. 2.1: Globale Sedimenttransportraten (aus: CLARK 1987)

Abb. 2.1 zeigt, dass die höchsten Erosionsprozesse nahezu identisch sind mit der Lage der Hochgebirgsketten der Erde. Es stellen sich jährliche Transportraten in Höhe von mehr als 1000 t/km² ein. Hierzu gehören die Alpen in Europa, die Anden in Südamerika, die westlichen Kordilleren an der Pazifikküste Nordamerikas sowie der Himalaya in Asien.

Im Folgenden soll versucht werden, die wesentlichen morphodynamischen Prozesse in alpinen Gebirgs-Systemen darzustellen. Dies wird beispielhaft anhand eines Teiles der Gebirgsregion des Himalayas aufgezeigt. Es handelt sich hierbei um das der Studie zugrunde gelegte Projektgebiet im Norden Pakistans, welches Teile der Formationen des Hindukush, des Karakorum sowie des Himalayas umfasst. Dabei sollte beachtet werden, dass einige spezifische Bedingungen des Untersuchungsgebietes (z.B. Monsunregen) nicht auf andere alpine Regionen der Erde übertragbar sind. Bezüglich der Transportart der

bewegten Massen kann jedoch davon ausgegangen werden, dass eine Übertragbarkeit auf andere Regionen gegeben ist.

Die Beurteilung der fluvialen Transportprozesse in einem alpinen Gebirgs-System ist eng mit dem räumlichen und zeitlichen Maßstab verbunden. Auf letzteren soll an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden, da die Genese der Gebirgszüge nicht im Vordergrund steht. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird der räumliche Maßstab näher betrachtet, weil die den Transport kontrollierenden Faktoren stark von der Größe des Untersuchungsraumes abhängen. Im Rahmen der Untersuchungen werden drei verschiedene Maßstäbe, Makro-, Meso- sowie Mikromaßstab, unterschieden und im Folgenden definiert.

Der Makromaßstab umfasst ein bzw. mehrere Einzugsgebiete. Massenbewegungen oberhalb der näher zu untersuchenden Flusstrecke sind bei der Beurteilung der transportierten Massen zu berücksichtigen. Grosse Massenbewegungen, wie beispielsweise Felsgleitungen, Hangrutschungen, Murengänge sowie externe Sedimentquellen aus Schnee- und Gletscherschmelze sind für die Größenordnung der transportierten Massen eines Flusses ausschlaggebend und können zu kurzfristigen Spitzen im Sedimenttransport führen.

Im Mesomaßstab wird der Gebirgsfluss näher untersucht. Dazu wird ein Abschnitt des Flusslaufes gewählt, welcher eine repräsentative Strecke für den Gebirgsfluss bzw. die zu untersuchende Strecke darstellt. Wechselnde Wasserstände und deren Auswirkung auf den Sedimenttransport werden erfasst. Die den Massentransport in dieser Skala kontrollierenden Faktoren ändern sich. Die Zusammensetzung des Bettmaterials, die Geologie des Bodens, die Vegetation sowie anthropogene Einflüsse gewinnen zunehmend an Bedeutung.

Eine detaillierte Aufnahme der physikalischen Größen und Strukturen findet im Mikromaßstab statt. Die Auflösung der Parameter geht bis in den Bereich der Sohlstrukturen auf wenigen Metern Fläche des Flussschlauches zurück. Die Auswirkung, welche einzelne Steine und deren Akkumulationen in Form von Clustern auf das lokale Strömungsfeld des Gebirgsflusses haben, werden aufgenommen.

Die Entwicklung infrastruktureller Projekte in Gebirgsregionen muss sich mit dem Makromaßstab sowie dem Mesomaßstab auseinandersetzen. Die Naturuntersuchungen zum Sedimenttransport werden in der vorliegenden Arbeit im Mesomaßstab durchgeführt. Die Auswirkung hydraulischer Größen auf den Beginn des Transportes sowie die Größenordnung der transportierten Massen werden untersucht. Dies bedeutet jedoch nicht, dass die im fluvialen System transportierten Massen vollends erfasst werden. Das fluviale System des Gebirgsflusses im Mesomaßstab ist als Teil des größeren und weitaus komplexeren alpinen Sediment-Systems im Makromaßstab zu betrachten (CLARK 1987). Deshalb sind im Makromaßstab Naturgefahren zu berücksichtigen, welche enorme Massen in Bewegung setzen können und damit in den Mesomaßstab eingreifen. Die aus dem Makromaßstab mobilisierten Massen können die im Mesomaßstab transportierten Mengen um ein Vielfaches übertreffen. In diesem Kapitel sollen am Beispiel des Himalaya-Karakorum die wesentlichen Einflussgrößen für großräumige Massenbewegungen sowie deren ineinandergreifende Wechselwirkung im Makromaßstab aufgezeigt werden.

2.2 Geomorphologie

2.2.1 Tektonik

Die Umweltbedingungen von Gebirgen weisen ein hohes Maß an potentieller Energie auf und sind durch hohe Instabilität sowie Variabilität gekennzeichnet. Die Grundvoraussetzung für das hohe Energiepotential ist die Plattentektonik. Das Gebirge des Himalaya ist durch Kollision des indischen Subkontinentes mit der eurasischen Platte entstanden. Die Bewegung findet seit etwa 40 Millionen Jahren mit einer Geschwindigkeit von ca. 50 mm/a statt. Bei der Kollision handelt es sich um ein Zusammentreffen zweier Platten mit Kontinentalkruste. Aufgrund der zum Plattengestein geringeren Dichte tritt eine Verformung ein (MIYASHIRO ET AL. 1979). Die Krustenverformung findet durch zwei Hauptmechanismen statt, eine seitliche sowie eine vertikale Verdrängung, welche zur Gebirgsaufaltung des Himalaya, Hindukush, Pamir und Karakorum führen. Die derzeitige vertikale Erhebung des Karakorum liegt zwischen 0,2 und 5 mm pro Jahr (SHRODER 1993).

Die Verformung und Verdrängung der Massen geschieht entlang von Störungszonen, die auch als Falten bezeichnet werden. Welchen Einfluss das Faltensystem des Himalaya auf die fluvialen Prozesse des Gebirges hat, zeigt Abb. 2.2. Hier wird das Wechselspiel zwischen der in Ost-West-Richtung verlaufenden Main Mantle Thrust (MMT) und der in Nord-Süd-Richtung kreuzenden Raikot-Falte deutlich. Die Auswirkung dieser Bewegung ist im Flusslauf des Indus sichtbar. Der Indus fließt in Richtung des Nanga Parbat-Haramosh-Gebirges nach Westen, biegt dann scharf nach Norden ab, um wenig später bei der Ortschaft Sassi wieder in Richtung Süden weiter zu fließen, bevor er dann wieder die westliche Richtung aufnimmt. Während der Fluss auf einer Strecke von etwa 1000 km linear westlich fließt, erfährt er hier einen lokalen Versatz von 30 – 40 km. Der Versatz liegt in der Bewegung der Platten begründet. Wie in Abb. 2.2 zu sehen ist, wurde zuerst der westliche Teil, der Kohistan, in Richtung Süden verschoben (Step 2). Später erfolgte eine Umkehrung der Bewegung, die zum Versatz führte und das östlich gelegene Ladakh-Gebiet wurde relativ zu Kohistan in Richtung Süden bewegt (Step 3) (SHRODER 1993).

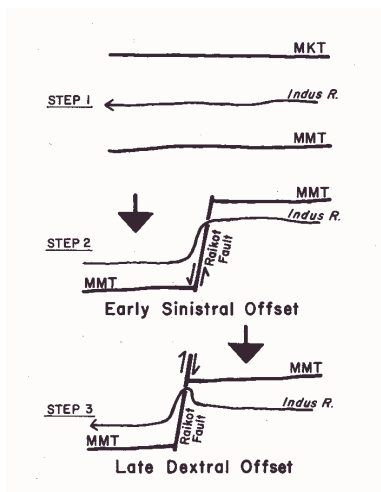


Abb. 2.2: Wirkung der Plattentektonik auf das fluviale Systems in Gebirgsregionen am Beispiel des Indus bei Sassi (aus: SHRODER 1993)

2.2.2 Relief

Als Folge der vertikalen Erhebung des Gebirges entsteht ein ausgeprägtes Relief. Der Karakorum gilt als die Region mit der höchsten Reliefenergie der Erde. Das relative Relief der Haupttäler ist selten geringer als 4000 m und selbst die Seitentäler weisen eine vertikale Erhebung von bis zu 2000 m bei einer horizontalen Distanz von 1 - 2 km auf (GOUDIE ET AL. 1984).

Nach GOUDIE ET AL. (1984) bieten die Größenordnung des Reliefs, die Steilheit der Flanken sowie die Ausmaße der Geröllschüttungen ideale Voraussetzungen für Instabilitäten, Massenbewegungen und Naturgefahren. Zu den wesentlichen Massenbewegungen gehören Hangrutschungen, Erd- und Felsrutsche, sowie Murengänge. Das Ausmaß der als Naturgefahren eintretenden Ereignisse und deren Trigger werden in Kapitel 2.3.2 diskutiert.

Betrachtet man die Bewegungen der einzelnen Hangrutschungen im Detail, stellt man eine langsame Bewegung über die Jahre hinweg fest. Andererseits kann man über längere Zeiträume in der Makroskala eine Reihe von neuen Hangrutschungen beobachten. Dies deutet darauf hin, dass es sich bei den Massenbewegungen mit deutlich sichtbaren Ausmaßen um Ereignisse mit geringen Wiederkehrwahrscheinlichkeiten handelt.

2.2.3 Vergletscherung

Die Gebirgsregion des Himalaya-Karakorums weist die größten Gletscherflächen außerhalb der Polargebiete auf. Die Gletschermassen übernehmen in dem komplexen geomorphologischen System die Funktion der Speicherung des Wasserhaushaltes (WEIERS 1995). Mit den im Sommer im Gebirge steigenden Temperaturen erreichen die Flüsse ihre maximalen Abflüsse, die im Wesentlichen aus der Schnee- und Gletscherschmelze der hohen Lagen stammen.

In Abb. 2.3 sind die größten Gletscher des Himalaya-Karakorums als schwarze Flächen zu sehen, hierzu gehören der Batura und Hispar im Einzugsgebiet des Flusses Hunza, der Biafo, Baltaro und Siachen im Gebiet des Shigar, sowie der Raikot und Sachen Gletscher im Einzugsgebiet des Astors. SATTLER (1998) berechnete anhand von topographischen Karten den Vergletscherungsgrad, definiert als das Verhältnis zwischen den Gletscherflächen und dem Einzugsgebiet der großen Nebenflüsse des Indus. Der Vergletscherungsgrad sowie die Fläche der Einzugsgebiete der wichtigsten Nebenflüsse des Oberen Indus ist zusammen mit der spezifischen jährlichen Schwebstofffracht (WAPDA 1995) in Tab. 2.1 dargestellt.

Tabelle 2.1: Vergletscherungsgrad und spezifischer jährlicher Schwebstofftransport der Hauptnebenflüsse des Oberen Indus im Vergleich (aus: SATTLER 1998)

Einzugsgebiet	Einzugsgebiet- Fläche [km ²]	Vergletscherungs- Grad [%]	Spez. Schwebstofffracht [t/km ² a]
Gilgit	12100	9,49	1087
Hunza	13160	35,86	3808
Shigar	6780	39,48	3665
Shyok	33700	30,42	879
Astor	4040	5,89	376



Abb. 2.3: Bedeutende Gletscher im Projektgebiet (aus: SHRODER ET AL. 1993)



Abb. 2.4: Zusammenfluss der Flüsse Rupal und Khirim zum Fluss Astor (Foto: PALT)

Aus Tabelle 2.1 wird ersichtlich, welche bedeutende Rolle den Gletschern als Sedimentquelle von Schwebstoffen in alpinen Gebirgsregionen zukommt. Mit Ausnahme des Shyok verhält sich die spezifische Schwebstofffracht der Einzugsgebiete proportional zum Vergletscherungsgrad. Die mit dem Schmelzwasser transportierten Sedimentfrachten erreichen im Sommer beispielsweise am Batura Gletscher Werte bis zu 30000 t/d (COLLINS 1994). Dieser Effekt ist auch anschaulich in der Natur zu beobachten. Abb. 2.4 zeigt den Zusammenfluss der Flüsse Rupal und Khirim zum Fluss Astor nahe der Ortschaft Gorikot (Abb. 2.3). Der Fluss Rupal ist der Vorfluter des Einzugsgebietes, in dem der Raikot Gletscher liegt. Er transportiert hohe Schwebstofffrachten, die in der unteren Bildhälfte in Abb. 2.4 deutlich zu erkennen sind.

Neben der Funktion als wichtige Sedimentquelle für Schwebstoffe bilden sich in alpinen Regionen an den Gletschern oftmals Seen aus. Die Gletscherseen lassen sich im Wesentlichen in die Kategorien der eis- und moränengedämmten Gletscherseen einordnen.

HEWITT (1982) spricht von etwa 30 Gletschern im Oberen Industal und im Karakorum, die wesentliche Dämme bilden und von einer noch höheren Anzahl von Gletschern, die Flussläufe kreuzen und damit die mögliche Gefahr des Flusssaufstaus darstellen. Die Gletscherseen stellen ein hohes Gefährdungspotential durch den möglichen Bruch von Gletscherteilen und der daraus entstehenden durch Sedimente angereicherten Flutwelle im Flusssystem dar. Im englischen Sprachgebrauch spricht man dann von „Glacial Lake Outburst Floods“ (GLOF) bzw. dem aus Island stammenden Wort „Jökulhaup“ (dt. Gletschersprung). Auf die Versagensmechanismen sowie deren Auswirkungen wird in Kapitel 2.3.3 eingegangen.

2.2.4 Klimatische Bedingungen

Die klimatischen Bedingungen des alpinen Gebirgs-Systems spielen eine wesentliche Rolle für die physikalischen und chemischen Verwitterungsprozesse des Gesteins. Bei der physikalischen Verwitterung werden die aufnehmbaren inneren Drücke des anstehenden Gesteins durch äußere Kräfte überschritten, wie beispielsweise Frost und durch Plattenbewegungen hervorgerufene Lasten, die zu einer sukzessiven Zerstörung des Gesteins führen.

Chemische Witterungsprozesse sind in tropischen Gebirgen von größerer Bedeutung als in alpinen Gebieten. Trotzdem konnte im Karakorum nachgewiesen werden, dass selbst in 4000 m Höhe im Sommer Oberflächentemperaturen zwischen 30°C unter sonnigen Bedingungen und 20°C unter Wolken erreicht werden, welche in Zusammenhang mit Feuchte zu chemischen Prozessen führen können (GOUDIE ET AL. 1984).

Die Niederschlagsrate ist in alpinen Gebirgs-Systemen abhängig von der Höhenlage. Aufgrund der hohen Lage des alpinen Himalayas zeigt sich die Masse des Niederschlages in Form von Schnee. Der linke Teil der Abb. 2.5 zeigt die hypsometrische Kurve des Oberen Industales oberhalb des Tarbela Reservoirs. Darin wird deutlich, dass sich die fluvialen Systeme in den Tälern befinden, welche durch arides bzw. semi-arides Klima und Ablagerungen von Massenbewegungen aus höheren Lagen gekennzeichnet sind. In den höheren Lagen (> 3000 m) wird die zunehmende Niederschlagsrate in Form von Schnee und Eis gespeichert (HEWITT 1993).

Neben der für alpine Gebirgs-Systeme typischen Niederschlagsverteilung über die Höhe ist im Falle des Gebirgsmassivs des Himalayas der Monsunregen von besonderer Bedeutung. Im Schrifttum ist die Frage des Vordringens monsunaler Strömungen bis in das Industal hinein umstritten (WEIERS 1995). Die jährliche Ganglinie der im südlichen Teil der in Kohistan gelegenen Pegel zeigt jedoch zwei Abflussspitzen. Die erste Spitze ist durch die Schneeschmelze der auf einer mittleren Höhe von ca. 1400 m gelegenen Einzugsgebiete bedingt. Die zweite Spitze erfolgt in den Monaten Juli/August/September und ist von ihrem Zeitpunkt sowie Ausmaß von der Stärke der Niederschläge der Monsunaufläuer geprägt. Nur selten dringen die Monsunregen bis in das Obere Industal bzw. den Karakorum hinein. Wenn dies der Fall ist, sind jedoch katastrophale Hochwässer zu erwarten, wie dies Anfang September des Jahres 1992 letztmals geschehen ist. Die erreichten Abflüsse entsprachen Hochwasserereignissen mit einer Wiederkehrwahrscheinlichkeit von etwa 100 Jahren.

Die topoklimatischen Bedingungen spielen eine weitere wesentliche Voraussetzung für die Entwicklung der geomorphologischen Einheiten alpiner Räume. Insbesondere die sich innerhalb eines Jahreszyklus verändernde Temperatur in den Höhenlagen ist für die

Verwitterungsprozesse sowie die Massenbewegungen entscheidend. Dies wird in Abb. 2.5 deutlich, die die saisonale Veränderung der Temperaturzonen des Karakorums zeigen. Der im rechten Teil der Abbildung als weißes Band markierte Streifen symbolisiert einen ständigen Wechsel zwischen Frost- und Tauwetter, der nach HEWITT (1993) für die Ausprägung der Geomorphologie mit entscheidend ist. Unterhalb des Bandes sind die Temperaturen kontinuierlich über Null, oberhalb des Streifens herrscht Permafrost. Danach ist die Sonneneinstrahlung der entscheidende Parameter zum Abschmelzen von Schnee- und Eismassen. Dies erklärt auch die hohen Wasserstände im Himalaya zwischen den Monaten Mai und Oktober. Des Weiteren wird daraus ersichtlich, dass die Wassermassen zum großen Teil aus der Schnee- und Gletscherschmelze stammen.

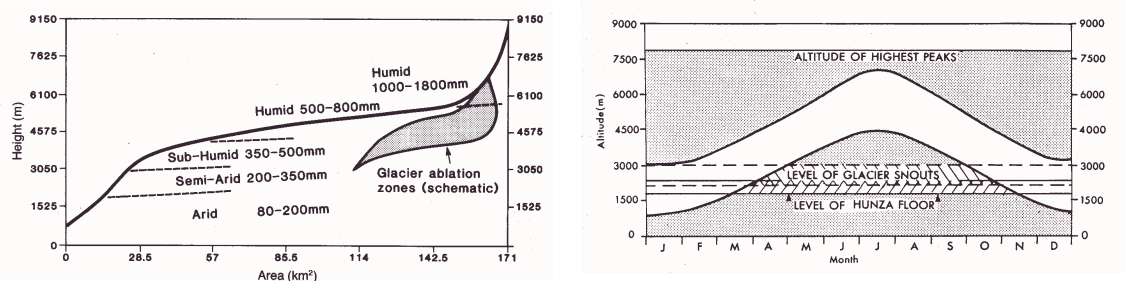


Abb. 2.5: Links: Hypsometrische Kurve des Oberen Industales (aus: HEWITT 1993)
Rechts: Topoklimatische Kurve des Himalaya (aus: GOUDIE ET AL. 1984)

2.3 Naturgefahren

2.3.1 Seismizität

Bedingt durch die zuvor beschriebene Plattentektonik des Gebirgs-Systems ist die seismische Aktivität in der Region hoch. Aufgrund der gegenseitigen Behinderung der Bewegung der Platten kommt es zum stetigen Aufbau von Spannungen an den Plattenrändern, bis diese groß genug werden, um den Widerstand der Reibungskräfte zu überwinden. Es kommt zu einer ruckartigen Lösung im Erdmantel und einer plötzlichen Bewegung der Platten, bei der große Massen mobilisiert werden können. Die Erdstöße pflanzen sich in der gesamten Kruste als Druckwellen fort und werden an der Oberfläche als Erdbeben spürbar.

Im Rahmen des Internationalen Karakoram Projektes wurden im Norden Pakistans im Sommer 1980 über mehrere Wochen hinweg Messungen durchgeführt. Hierbei wurden sowohl mobile Messeinheiten sowie die Daten von festen Messstationen ausgewertet. Insgesamt wurden in diesem Zeitraum 371 Beben geringer und mittlerer Stärke im Himalaya und dessen Flanken geortet, welche in verschiedenen Tiefen gemessen wurden (Abb. 2.6). Davon befanden sich 72 Erdbeben in Nordpakistan (YIELDING

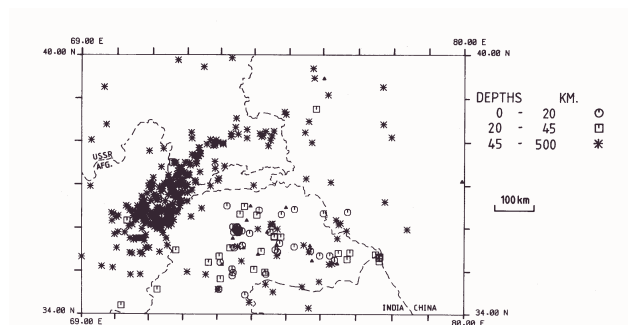


Abb. 2.6: Erfasste Erdbeben zwischen 17.08. - 14.09.1980 (aus: YIELDING ET AL. 1984)

ET AL. 1984). Das letzte große Erdbeben fand im Jahre 1974 bei Pattan in Kohistan statt. Innerhalb der Kampagne von 1980 in der Nähe durchgeführte Messungen konnten seismische Aktivitäten in diesem Gebiet nachweisen.

Erdbeben kleinen und großen Ausmaßes setzen Massen in Bewegung. Die hohe seismische Aktivität in dem alpinen Raum des Himalaya führt in Verbindung mit der Reliefenergie zu einer hohen Dynamik von Massenbewegungen jeglicher Art, die ein großes Gefahrenpotential darstellen.

2.3.2 Massenbewegungen

In alpinen Gebirgs-Systemen gibt es verschiedene Formen der Massenbewegung, die in Abb. 2.7 dargestellt sind. Zu den wichtigsten zählen Felsgleitungen, Erdrutsche und Murengänge.

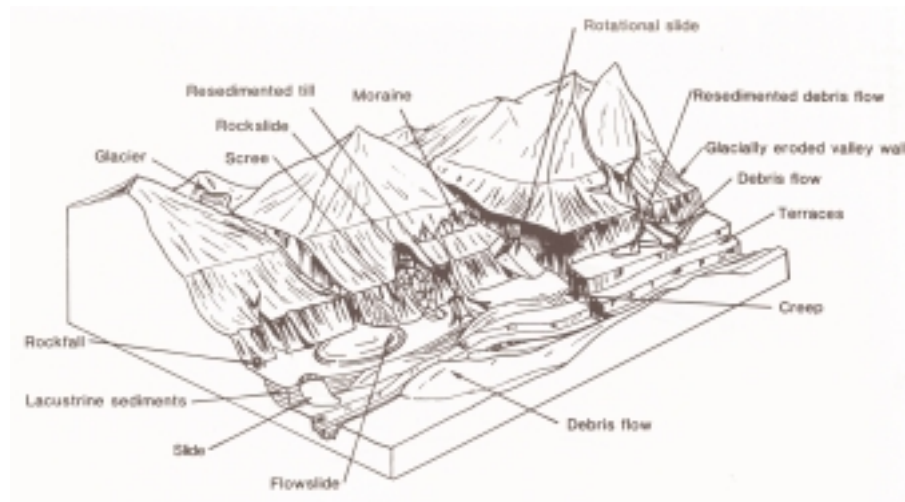


Abb. 2.7: Massenbewegungen in alpinen Gebirgs-Systemen (aus: SHRODER 1993)

Von großer Bedeutung im Gebiet des Himalayas sind Felsgleitungen. Diese finden meist an Hängen statt, an denen die Hangneigung fast gleich bzw. parallel zur Neigung des anstehenden Muttergesteins ist. Planare Unregelmäßigkeiten des Gesteins wie Spalten, parallel zum Hang verlaufende schiefrige Strukturen und Klüftungen begünstigen Felsgleitungen. Bei dieser Art der Massenbewegung können bis zu mehreren Millionen m^3 Material in Bewegung geraten, welche bei schnellen Bewegungen zum totalen Strukturverlust führen. Aus dem Gebirgs-System des Himalayas sind mehrere historische Felsgleitungen aus dem Jahre 1841 im Bereich der Raikot-Falte bekannt, die durch ein starkes Erdbeben im Winter 1840-41 ausgelöst wurden und noch heute im Gelände gut zu erkennen sind. Eine weitere Gleitung bei Bunji im Jahre 1887 führte zu einem natürlichen Damm im Indus mit einer Höhe von 150 m, deren Flutwelle eine bei Tarbela (ca. 350 km unterstrom) rastende Armee hinwegspülte (SHRODER 1993).

Bei Erdrutschen können, abhängig von dem Ausmaß der Bewegung, zwischen $10^4 m^3$ und $10^8 m^3$ Material bewegt werden. In Zusammenhang mit den steilen Hängen des Gebirges wird dieses Material oftmals in die fluvialen Systeme bewegt, welche dann das Material über längere Zeiträume hinweg weiter transportieren. Zu Rutschungen kommt es durch Zunahme der Scherspannung im Boden und durch Reduzierung des Scherwiderstandes. Die Ursachen für Erdrutsche liegen in langandauernden Starkniederschlägen, kombiniert mit Schnee, gefrorenem Untergrund und bestimmten geologischen Voraussetzungen (DE JONG 1997). Da

oftmals Starkniederschläge Trigger für Erdbeben darstellen, wird an dieser Stelle ein Schwellenwert angegeben, ab welcher Regenintensität I (in mm/h) bzw. Regendauer D (in h) mit Erdbeben zu rechnen ist. Werden die berechneten Größen der Gleichung überschritten, besteht die Gefahr von Erdbeben. Das Kriterium wurde von LARSON UND SIMON (aus: MORRIS UND FAN 1997) aus der Analyse von 256 intensiven tropischen Regenfällen in Puerto Rico empirisch entwickelt und ist in Gl. (2.1) angegeben. Inwiefern eine Übertragbarkeit auf die ariden und semi-ariden Gebiete des Himalayas gegeben ist, wäre näher zu untersuchen.

$$I = 91.46 \cdot D^{-0.82} \quad (2.1)$$

Eine im Himalaya wichtige Form und häufig vorkommende Bewegungsart ist das Abfließen von sediment- und schuttgesättigtem Wasser, die auch als Murengänge bezeichnet werden. Im englischen Sprachgebrauch wird diese Bewegungsform auch als Debris Flow benannt. Je nach Fließverhalten und spezifischem Gewicht der Schutt-Wasser-Mischung kann man viskose und halbviskose Muren unterscheiden. Während viskose Muren einen hohen Fließwiderstand mit periodischem laminarem Fließvorgang aufweisen, besitzen halbviskose Ströme einen geringen Fließwiderstand, bei dem der Abfluss kontinuierlich und turbulent ist.

Muren entstehen durch die Mobilisierung des Mantels von losen Steinen und Verwitterungsschutt, der besonders in ariden Gebieten mit fehlender Vegetation die steilen Hanglagen bedeckt. Die Ursache für die Entstehung von Muren ist hoher Wasserandrang. Dies wird in der Regel durch intensiven Niederschlag, plötzlich einsetzende Schneeschmelze oder seltener durch Bruch moränengedämmter Gletscherseen ausgelöst. Bei Murengängen mit hoher Viskosität wird der Untergrund stark erodiert, der zu U-förmigen bzw. rechteckförmigen Rinnen mit seitlichen Graten aus abgelagertem Grobmaterial führt. Muren mit geringerer Viskosität greifen die Bodenoberfläche nur wenig an, da die Mure keine große Mächtigkeit besitzt und damit kein starker Druck auf den Untergrund ausgeübt wird. Eine typische Charakteristik von Muren ist der periodische Fluss. Zeitweise können sich aus großen Blöcken oder Baumstämmen natürliche Dämme bilden, die zum temporären Aufstau führen. An der Mündung der Muren bilden sich große Sedimentationsfächer aus.

Muren haben einen bedeutenden Einfluss auf den Sedimenttransport von Gebirgsflüssen. Die wassergesättigten Muren weisen teilweise einen hohen Anteil an Feinmaterialien auf, der beim Kontakt mit dem fließenden Gewässer weitertransportiert wird. Darüber hinaus können Murengänge durch das bewegte Material einen natürlichen Damm in Fließgewässern bilden (HUGHES UND NASH 1986). Bei der entstehenden Flutwelle beim Durchbruch des Dammes werden große Feststoffmassen transportiert.

Die Häufigkeit dieser Ereignisse ist relativ hoch. HUGHES UND NASH haben 1980 im Rahmen des Karakorum Projektes einen Murengang in der Nähe von Gupis beobachtet, der einen natürlichen Damm bildete. Der daraus entstandene See ist heute noch in seiner ursprünglichen Form zu sehen. Im Juli des Jahres 1999 ging wenige Kilometer unterstrom des Ereignisses von 1980 eine weitere Mure ab, die ebenfalls zur kurzzeitigen Blockade des Flusses Ghizar führte. Der Sedimentationsfächer der Mure von 1999 ist in Abb. 2.8 links zu sehen, die eine stark viskose Zusammensetzung des Materials erwarten lässt. Im rechten Bild der Abb. 2.8 ist eine weniger viskose Mure während des Abganges zu sehen. Das Bild zeigt die Zusammensetzung des Kornmaterials der Mure, bei der sowohl große Blöcke als auch Feinmaterial transportiert wurden. Der Abgang der Mure dauerte ca. 2 Stunden an und

bewegte sich in Impulsen (WEINBRECHT 1998). Der Debris Flow erfolgte im Juli 1998 auf der Strasse zwischen Gilgit und Skardu unterhalb des Haramosh Gipfels.

Beide Ereignisse erfolgten nach einer über mehrere Tage andauernden Hitzeperiode. Dies spricht für die Vermutung, dass die Murengänge im Gebirgs-System des Himalayas ihren Ursprung in den höheren Lagen (> 3000 m) in Zusammenhang mit Schnee- und Gletscherschmelze finden und die Massen aus der hohen Reliefenergie mobilisiert werden.



Abb. 2.8: Beispiele für Murengänge im Projektgebiet des Himalaya-Karakorums (Fotos: PALT, WEINBRECHT)

Des Weiteren ist darauf hinzuweisen, dass die Massenbewegungen neben den natürlichen geomorphologischen Prozessen zunehmend durch anthropogene Einflüsse verursacht werden. Durch den exponentiell wachsenden Bevölkerungsdruck in den Gebirgen werden zunehmend Regionen besiedelt, die sich in einem instabilen Zustand befinden. Die mit der Besiedlung einhergehende Abholzung von Wäldern, Übergrasung von Wiesen sowie der Aufbau von Infrastruktur vergrößert die Instabilität und begünstigt dadurch das Auftreten von Massenbewegungen.

Eine Quantifizierung der zu erwartenden Sedimentmassen durch die oben beschriebenen Formen ist schwierig, da sie von den spezifischen lokalen Bedingungen abhängig ist. Um die Menge der durch Massenbewegungen ausgelöst und in die fluvialen Systeme weitgehend eingetragenen Sedimente beispielsweise in einem Einzugsgebiet abschätzen zu können, eignen sich Luftaufnahmen sowie Satellitenbilder, die in regelmäßigen zeitlichen Abständen aufgenommen werden. Damit kann über den Vergleich der Aufnahmen eine Aussage über die von Massenbewegungen betroffenen Flächen des Gebietes sowie durch Feldbegehungen eine grobe Schätzung der Volumina durchgeführt werden. Ist eine langzeitige Aufnahme des Untersuchungsgebietes vorhanden, können erste Aussagen über die Häufigkeit der extremen Ereignisse getroffen werden.

2.3.3 Gletschersee-Ausbrüche

Die Entstehung von Gletscherseen kann mehrere Ursachen haben. Zum einen kann sich durch Schmelzprozesse und die Erweiterung von wassergefüllten Löchern im Laufe der Zeit ein See ausbilden. Eine weitere Ursache stellen die Seiten- und Endmoränen zurückweichender Gletscher dar. Sie bilden natürliche Dämme, hinter denen sich durch ein Zurückschreiten der Gletscher das Schmelzwasser aufstauen kann. Die Seen können Tiefen bis zu 150 m und eine Fläche zwischen 1 – 2 km² bilden, die ein Wasservolumen von bis zu 1·10⁷ m³ enthält.

Eisgedämmte Seen vertiefen sich bedingt durch die Dichte- und Temperaturunterschiede von Eis und Wasser, bis der Wasserdruck für den Eisdamm zu hoch wird oder das Wasser einen partiellen Ausfluss durch subglaziale Kanäle findet. Nach dem Entleeren erfolgt eine Abdichtung durch Eisbildung, welche eine erneute Bildung des Sees mit Aufstau des Wassers zur Folge hat. Daraus ergibt sich eine regelmäßige Abfolge von Seebildung und Dambruch.

Bei moränengedämmten Seen besteht der Kern der Moränen teilweise aus Toteis, welches zusammen mit der isolierenden Wirkung der Schuttdecke die Dichtheit des natürlichen Dammes verstärkt. Der Unterschied gegenüber den eisgedämmten Gletscherseen besteht in der Tatsache, dass moränengedämmte Seen nur einmal versagen und damit die Moräne zerstört wird (IVES 1986). Die Einmaligkeit des Versagens hat eine kürzere Hochwasserwelle mit weitaus größerem Spitzenabfluss zur Folge als

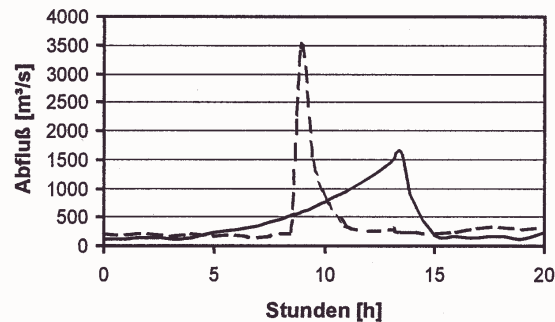


Abb. 2.9: Abflusscharakteristik eines GLOF (aus: SATTLER 1998)
 — eisgedämmt
 - - - - moränengedämmt

beim eisgedämmten Gletscherbruch (Abb. 2.9). Dementsprechend ist die zerstörerische Kraft des moränengedämmten GLOFs weitaus stärker.

Bezüglich der Versagensmechanismen der Gletscherseen gibt es mehrere Theorien und Ansätze, die aufgrund fehlender grundlegender Untersuchungen kaum verifiziert sind. Neben der Überströmung und damit zusammenhängender Erosion des Dammkörpers geht man von einem Gleichgewichtszustand des Eisdammes und des im See herrschenden Wasserdruckes aus. Aufgrund der etwa 10% geringeren Dichte des Eiskörpers gegenüber Wasser ergäbe sich bei einem Wasserstand von 9/10 des Eisdammes das Versagen des natürlichen Dammes wegen Auftrieb (IVES 1986). GLEN (1954) geht vom Gleichgewichtszustand des horizontalen Wasserdruckes auf den Damm und dem Eigengewicht des Dammes aus, welche die Bildung einer Scherfuge zur Folge hat. Ein weiterer in der Natur häufig vorkommender Grund für die Zerstörung von Gletscherseen liegt in Impulswellen, die durch Lawineneinwirkung oder Massenbewegungen ausgelöst werden. Nachträgliche Berechnungen des durch eine Lawine ausgelösten Bruches des moränengedämmten Sees Dig Tsho in Nepal ergab eine Wellenhöhe von 4 m (VUICHARD UND ZIMMERMANN 1987) mit einem Spitzenabfluss von 1600 m³/s und 3 Millionen m³ mobilisiertem Geschiebe.

Zur Abschätzung der durch die Gletscherseen initiierten Flutwellen gibt es nur wenige Angaben im Schrifttum. CLAGUE UND MATHEWS (1973) fanden nach Untersuchungen von insgesamt zehn eisgedämmten Gletscherseen in Kanada und Europa heraus, dass der Spitzenabfluss Q_{\max} eine Funktion der Seekapazität V_{\max} ist und nach Gl. (2.2) beschrieben werden kann.

$$Q_{\max} = 75 \cdot \left(\frac{V_{\max}}{10^6} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.2)$$

Für moränengedämmte Gletscherseen können nach den Erfahrungen von BLOWN UND CHURCH (1985) die Ergebnisse der Analyse von historischen Erddammbrüchen von MAC DONALD UND LANDRIDGE-MONOPOLIS (1984) genutzt werden. Danach ergibt sich der Spitzenabfluss Q_{\max} als Funktion des Produktes der Wassertiefe H und des Wasservolumens V :

$$Q_{\max} = 2,7 \cdot (H \cdot V)^{0,42} \quad (2.3)$$

HEWITT (1982) spricht von etwa 30 Gletschern im Oberen Industal und im Karakorum, die natürliche Dämme bilden. Darüber hinaus gibt es eine noch höhere Anzahl an Gletschern, die in unmittelbarer Nähe von Flussufern liegen und damit eine potentielle Gefahr darstellen. Für die Region des Oberen Industales gibt es eine Auflistung (HEWITT 1982), nach der es zwischen 1901-1979 ca. 28 Gletscherseeausbrüche gab, von denen 15 eine Flutwelle auslösten und 7 davon zu größeren Schäden führten.

2.3.4 Hochwässer

Die obigen Beschreibungen der Naturgefahren verdeutlichen, dass es sich bei alpinen Gebirgsregionen um komplexe Systeme handelt, die von einer Vielzahl geomorphologischer Einheiten bestimmt werden. Die genannten Ereignisse sind oftmals mit Flutwellen gekoppelt. Daraus folgt, dass die Hochwässer in Gebirgsregionen nicht nur durch Niederschläge und Schnee- und Gletscherschmelze hervorgerufen werden, sondern zusätzlich durch den Flusslauf blockierende Massenbewegungen sowie den Bruch natürlich gebildeter Gletscherseen erzeugt werden.

Neben der Initiierung einer Flutwelle werden bei den letztgenannten Naturgefahren auch große Mengen an Sedimenten in das fluviale System eingetragen. Hierbei stellt das Flusssystem neben dem Transportmedium der im Einzugsgebiet mobilisierten Feststoffe auch den Übergang von der Makroskala in die Mesoskala dar. Mit der Änderung des Maßstabes verändern sich die den Sedimenttransport beeinflussenden Faktoren und Parameter. Dabei geht es dann um die Fragestellung, bei welchen hydrologischen und hydraulischen Bedingungen die in das fluviale System eingetragenen Feststoffe weiter transportiert werden. Des Weiteren ist zu betrachten, welche Korngrößen vom Flusssystem bewegt werden ohne die Stabilität des fluvialen Systems zu zerstören. Hierbei gewinnt die Widerstandskraft der Flusssohlen gegenüber den angreifenden Strömungskräften an Bedeutung, da mit der Zerstörung des fluvialen Systems auch eine zusätzliche Mobilisierung von weiteren Sedimenten aus dem Flusssystem verbunden ist. Diese Fragestellungen werden eingehend in Kapitel 3 dieser Arbeit diskutiert.

2.3.5 Häufigkeit, Ausmaß und Interaktion von Naturgefahren

Die Beschreibung der geomorphologischen Einheiten in den vorigen Kapiteln sowie der daraus resultierenden Naturgefahren zeigt, dass die Entwicklung der alpinen Gebirgslandschaft in ihrer heutigen Form nur durch Ereignisse mit großem Ausmaß und großer Wirkung gebildet werden konnte (BRUNSDEN UND JONES 1984). Der Sedimenttransfer vom Makromaßstab hinein in den Mesomaßstab durch das fluviale System ist gekennzeichnet durch extreme Ereignisse, die innerhalb kurzer Zeit enorme Massen transportieren.

Die historischen Felsgleitungen in der Nähe des Nanga Parbat von 1841 zeigen, dass solche Extremereignisse nicht regelmäßig wiederkehren. Die Auftretenswahrscheinlichkeit ist

gering, deshalb spricht man im englischen Sprachgebrauch auch von sog. „High Magnitude - Low Frequency Events“ (dt. großes Ausmaß - geringe Wiederkehr). Dies lässt sich ebenfalls auf andere Naturgefahren übertragen. Das letzte große Erdbeben im Projektgebiet war 1974 in Pattan. Innerhalb von 80 Jahren wurden ca. 30 Gletscherbrüche festgestellt, davon keine zwischen 1953 und 1977, ein Zeitraum von 24 Jahren. Die geringe Wiederkehr der Ereignisse bedeutet aber nicht, dass diese Naturgefahren und deren teilweise katastrophalen Auswirkungen bezüglich transportierter Sedimentmassen nicht existieren. Im Gegenteil, das Phänomen des „High Magnitude - Low Frequency“ scheint ein Grundprinzip aller geomorphologischer Prozesse alpiner Gebirgs-Systeme zu sein, das sowohl für die langzeitige als auch die kurzzeitige Entwicklung der Morphologie prägend ist (GOUDIE ET AL. 1984).

Neben der Charakteristik der Transportprozesse ist die gegenseitige Beeinflussung der oben genannten Phänomene zu nennen. Das Wechselspiel der Naturgefahren ist vielfältig, weil mehrere Effekte unmittelbar nacheinander, aber auch gleichzeitig miteinander ablaufen können. Im Folgenden soll versucht werden, in Form eines Diagramms in Abb. 2.10 einzelne Interaktionen in alpinen Gebirgs-Systemen aufzuzeigen, um die verschiedenen auf das fluviale System wirkenden Sedimentströme darzustellen.

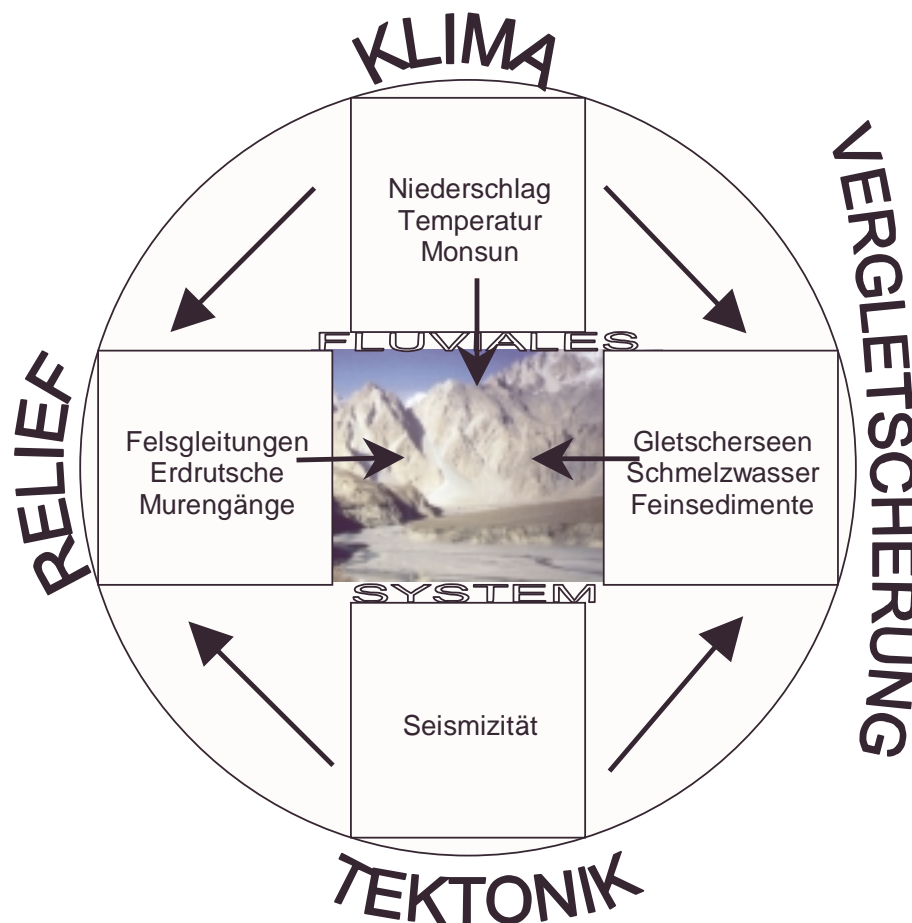


Abb. 2.10: Interaktion der einzelnen geomorphologischen Einheiten und der daraus resultierenden Naturgefahren in Form von Sedimenteintrag in das fluviale System

Als hauptsächliche Trigger für Naturgefahren und daraus resultierenden Sedimentbewegungen können genannt werden:

- Seismizität
- Niederschläge
- Temperatur

Wie in Abb. 2.10 zu sehen ist, kann die Tektonik mit der seismischen Aktivität als dynamische Kraft des alpinen Gebirgs-Systems angesehen werden. Sie ist die Grundvoraussetzung zur Bildung der hohen Reliefenergie, kann aber zugleich auch eine zerstörerische Wirkung auf die geologischen Bedingungen haben. Auf der anderen Seite wirken die klimatischen Bedingungen als erodierende Größe in dem Gesamtsystem. Die Niederschlagsintensitäten gekoppelt mit den Temperaturschwankungen führen einerseits zu erheblichen Massenbewegungen und andererseits zu Abflüssen in den fluvialen Systemen, die für den Transport der erodierten Materialien sorgen. Die hohen Temperaturen führen ebenfalls zur Schnee- und Gletscherschmelze in den Einzugsgebieten und zur Ansammlung von Schmelzwasser in den Gletscherseen, deren plötzlicher Bruch zum enormen Sedimenteintrag in die Flüsse in kürzester Zeit führen kann. Durch die Wirkung von Starkniederschlägen in der Monsunzeit können die klimatischen Bedingungen ebenfalls direkt auf das fluviale System wirken und zu starken Oberflächenerosionen und kurzzeitigen Hochwässern führen.

Wie bereits erwähnt, findet bei der Betrachtung der externen Sedimenteinträge in das Flusssystem bereits eine Veränderung des Maßstabes statt, die Transportvorgänge des Makroräumes werden dem Mesoraum im Fluss übergeben. Im folgenden Kapitel werden die im Mesomaßstab eine wesentliche Rolle spielenden Parameter näher analysiert und die Fragestellungen zu den Sedimenttransportvorgängen im Fluss im Detail erörtert.

3. Sedimenttransport in Gebirgsflüssen – Stand des Wissens

3.1 Morphologie und Strömung

3.1.1 Morphologie

3.1.1.1 Sohlformen im Längsprofil

Die Geomorphologie von Hochgebirgsregionen ist geprägt durch das Wechselspiel seismischer, geologischer und klimatischer Bedingungen. Die voneinander abhängigen Naturereignisse bilden gemeinsam mit der Topographie des betrachteten Einzugsgebietes ein geomorphologisches System, deren Ausbildung und weitere Entwicklung als Ergebnis der Morphologie des Gebietes zu beobachten ist. Der Gebirgsfluss ist als Teil des Systems diesen Einflüssen unterworfen und übernimmt dabei gleichzeitig eine wesentliche Rolle für die Transportprozesse des Einzugsgebietes.

Die Topographie von Gebirgsregionen ist gekennzeichnet durch steile Gefälle. Die Unterschiede zwischen den maximalen und minimalen Höhen eines Einzugsgebietes betragen bei relativ kurzer Länge der Gewässer Neigungen zwischen 0,1% und 10% (BATHURST ET AL. 1985). Bei Flüssen mit steilem Gefälle ist eine Veränderung der Bettform festzustellen, das Längsprofil entwickelt eine kaskadenförmige Sequenz. Im Schrifttum werden zwei Formen genannt, deren Erscheinungsform der Größe des Gefälles zugeordnet wird. Bei flacheren Gefällen bilden sich Riffel-Pool-Sequenzen aus, steilere Gefälle weisen Step-Pool-Systeme auf (siehe Abb. 3.1). Abhängig von den speziellen Bedingungen der Untersuchungsgebiete lassen sich unterschiedliche Kriterien zur Klassifizierung der Flüsse für die jeweilige Bettform finden. Nach SCHÄLCHLI (1991) bilden sich Riffel-Pool-Sequenzen bei Gefällen zwischen $1,5\% < I < 7\%$ und Step-Pool-Systeme bei $3,5\% < I < 12,5\%$ aus. GRANT ET AL. (1990) stellten ein ausgeprägtes kaskadenförmiges Längsprofil zwischen $2\% < I < 10\%$ fest. Die von SCHÄLCHLI bestimmten Kriterien deuten durch den weiten Bereich der Überlappung der Bettformen zwischen $3,5\% < I < 7\%$ bereits darauf hin, dass die Klassifizierung auch dem subjektiven Urteilsvermögen unterliegt. Dies wurde auch durch die Untersuchungen von WHITTAKER (1987) bestätigt.

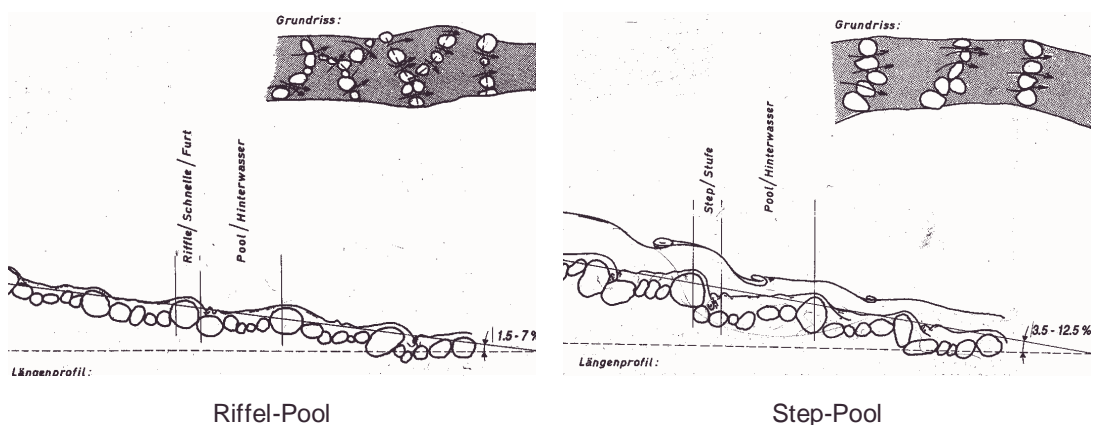


Abb. 3.1: Grundriss und Längsschnitt der typischen Sohlmorphologie von Gebirgsflüssen (aus: SCHÄLCHLI 1991)

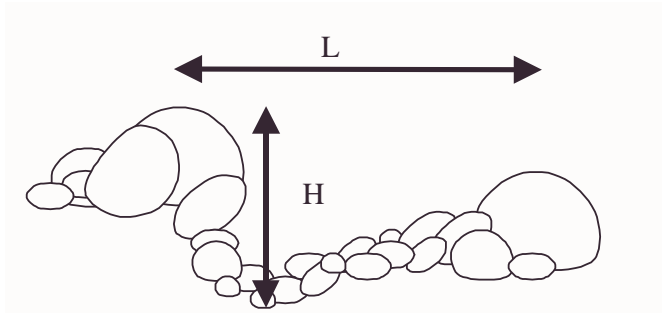


Abb. 3.2: Geometrische Größen eines Step-Pools

Die Stufen bestehen im Allgemeinen aus einer geringen Anzahl von Steinen und Blöcken der größten im Sohlenmaterial vorhandenen Korngröße. Im darauf folgenden Bereich des Pools finden sich mittelgroße und feinkörnige Materialien. Die Geometrie der Absturz-Becken kann durch die Parameter der Absturzhöhe H und der Länge L

zwischen zwei lokalen Abstürzen beschrieben werden (Abb. 3.2). Für steile Gerinne konnte durch die Untersuchungen mehrerer Autoren [GRANT ET AL. (1990), SCHÄLCHLI (1991), WHITTAKER UND JÄGGI (1982)] übereinstimmend festgestellt werden, dass sich der Abstand L invers proportional zum Gefälle I verhält und in der allgemeinen Form der Gl. (3.1) beschrieben werden kann (aus: BILLI ET AL. 1998).

$$L = \frac{K}{c \cdot I^z} \quad (3.1)$$

Darin ist L der Längenabstand zwischen den Stufen, I die Gerinneneigung, K eine repräsentative Größe des vorhandenen Sohlenmaterials sowie c und z empirisch bestimmte Konstanten. Der Kornparameter K wird in einigen Untersuchungen auch durch die Absturzhöhe H ersetzt, da der lokale Absturz aus der größten Fraktion des Sohlenmaterials besteht und eine gute Korrelation mit dem Korndurchmesser d_{90} bei 90% Siebdurchgang aufweist. Daraus folgt, dass der Parameter K eine individuelle Variable darstellt, die sich aus der Kornzusammensetzung des Sohlenmaterials der betrachteten Flüsse ergibt. Mit Hilfe von Gl. (3.1) kann die morphologische Ausprägung im Längsprofil verschiedener Flüsse miteinander verglichen werden. Bei den Untersuchungen von WHITTAKER (1987) wurden drei unterschiedliche Flüsse untersucht und die Parameter in Gl. (3.1) zu $K = 0,3113$, $c = 1$ und $z = 1,188$ bestimmt. Wie in Abb. 3.3 zu sehen ist, passen sich die von Grant beobachteten morphologischen Einheiten der Flüsse Lookout Creek und French Pete Creek (Oregon) gut in die von WHITTAKER empirisch bestimmte Beziehung ein.

BILLI ET AL. (1998) wenden das Kriterium auf die unterschiedlichen Gefällestrecken eines einzelnen Flusses an. Die Analyse der aufgenommenen Geometrien der Absturz-Becken des Rio Cordon zeigen jedoch keinen Trend des Längenabstandes L in Abhängigkeit des Gefälles I . Dies ist darauf zurückzuführen, dass die acht Flussstrecken des Rio Cordon mehrheitlich bei einem Gefälle zwischen 12% und 18% liegen. Unter natürlichen Bedingungen variiert das Gefälle entlang des Flusslaufes nur in kleinem Maße und ist im Wesentlichen durch die topographischen und geologischen Bedingungen des Einzugsgebietes bestimmt. Die Gefällevariationen eines Flusslaufes sind gering, so dass sich die geometrischen Parameter der Step-Pool-Systeme eines steilen Gewässers als Punkteschar in einem kleinen Gefälleintervall darstellen (siehe Abb. 3.3). Demzufolge kann die Step-Pool Geometrie am Rio Cordon keine signifikante Korrelation zum Gefälle I aufweisen.

Die Untersuchungen der Step-Pool-Systeme von Gebirgsflüssen machen deutlich, wie stark der Einfluss der Topographie und damit des Gefälles auf die Morphologie des Gewässers ist.

Vor diesem Hintergrund kann die Hypothese aufgestellt werden, dass auch die Strömung und deren Energieverluste in Gebirgsflüssen maßgeblich durch die Neigung des Gerinnes bestimmt wird. Dieser Gedanke wird in Kapitel 6.1.2.2 nochmals aufgegriffen.

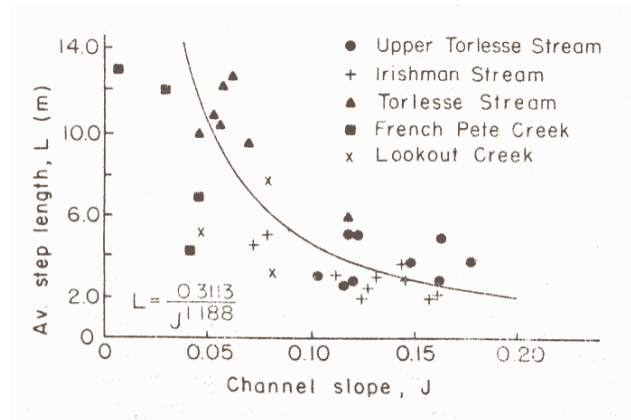


Abb. 3.3: Länge der Steps L in Abhängigkeit des Gefälles J (aus: GRANT ET AL. 1990)

3.1.1.2 Deckschicht

Neben der Ausbildung der Sohlformen im Längsprofil durch lokale Absturz-Sequenzen spielt im Mesomaßstab auch die Bildung von Deckschichten eine bedeutende Rolle hinsichtlich der Morphologie von Gebirgsflüssen.

Eine wichtige Voraussetzung für die Entwicklung einer Deckschicht ist eine weite Sieblinie, die sowohl Kornfraktionen geringer Durchmesser als auch grober Anteile umfasst. Diese Bedingung ist bei Gebirgsflüssen ideal erfüllt, da das Bettmaterial feine Kiese im Millimeter-Bereich bis hin zu Blöcken im Bereich von einem Meter beinhaltet. Deckschichten entstehen durch selektiven Transport, bei denen die Sohlenschubspannungen über längere Zeiträume unterhalb der kritischen Schubspannungen zum Bewegungsbeginn aller Korngrößen der Sohlenoberfläche liegen (GOMEZ 1994). Dadurch werden Partikel geringeren Durchmessers ausgewaschen, grobe Körner bleiben an der Sohlenoberfläche liegen. Somit kommt es zu einer Anreicherung der groben Kornfraktionen an der Oberfläche des Flussbettes, die als Deckschicht bezeichnet wird.

Eine Deckschicht weist eine Dicke von etwa einem Korndurchmesser auf (GOMEZ 1994). Im Falle von Gebirgsflüssen trifft dieses Kriterium bereits auf ihre Grenzen, da die Weite der Sieblinie Schwierigkeiten in der Zuordnung des repräsentativen Durchmessers bereitet. Unterhalb der Deckschicht befindet sich das Unterschichtmaterial, welches das komplette Spektrum aller Kornfraktionen in der ursprünglichen Verteilung enthält. In einigen Versuchen wurden Deckschichten untersucht [GESSLER (1965), GÜNTER (1971), CHIN (1985, 1994), ROSPORT (1997)]. Dabei wurden die verschiedenen Entwicklungsstadien vom Ausgangsmaterial hin zur Deckschicht im Grenzzustand und deren Stabilität betrachtet. Der Aspekt der Sohlenstabilität wird in Kapitel 3.2.2. detailliert diskutiert. Die Deckschicht steht in direktem Kontakt mit dem Strömungsangriff des Wassers und ist deshalb bedeutend für Fragen zum Fließwiderstand, zur Sohlenstabilität und dem Geschiebetransport, welche im Rahmen der Arbeit näher erörtert werden.

Neben den Deckschichten weisen grobe Kiessohlen weitere untergeordnete Texturen des Sohlenmaterials im Mikromaßstab auf. In jüngster Zeit befassen sich mehrere Untersuchungen mit detaillierten geometrischen Aufnahmen kiesiger Sohlstrukturen (REID ET

AL. 1992, CHURCH ET AL. 1998). Eine wesentliche Erscheinungsform der Strukturen sind Cluster, bei denen es zur lokalen Akkumulation von aufeinander liegenden Steinen größerer Durchmesser kommt. Bei den Untersuchungen stand die Entstehung der Strukturen an der Sohle sowie deren Auswirkung auf das Strömungsfeld im Vordergrund. Angesichts der derzeit noch uneinheitlichen und mit großen Unsicherheiten behafteten Verfahren zur Aufnahme der Kornzusammensetzung der Deckschicht sowie der Erfassung des Gefälles im Längsprofil scheinen diese Untersuchungen jedoch für praktische Fragestellungen von untergeordneter Bedeutung zu sein und werden hier nicht weiter behandelt.

Die Fragestellung, welche Einflüsse die morphologischen Strukturen auf die Strömung im Mesomaßstab haben und welche Auswirkungen dadurch auf die Sohlenstabilität und den Geschiebetransport zu erwarten sind, erscheint in diesem Zusammenhang als wichtig und soll in der Arbeit weiter erörtert werden. Aus der in steilen Gerinnen veränderten Sohlenkonfiguration durch Step-Pool-Systeme und Deckschichten folgt eine starke Beeinflussung der Strömungscharakteristik. Der Fließwiderstand von Gebirgsflüssen ist gegenüber Flachlandgewässern deutlich größer (BATHURST 1985) und wird im folgenden Kapitel eingehend diskutiert. Aufgrund der hohen Turbulenzintensität sowie der sich bei Niedrigwasser einstellenden Fließwechsel an den Abstürzen sind die Energieverluste deutlich höher als bei ebenen Sohlen. Es kommt zu einer Verformung des vertikalen Geschwindigkeitsfeldes, die sich auch auf die Sohlenstabilität sowie den Sedimenttransport auswirkt.

3.1.2 Strömung

3.1.2.1 Logarithmische Fließformeln

Für hydraulische Berechnungen turbulenter Strömungen über rauen Sohlen werden Fließgesetze verwendet, die das Widerstandsverhalten der natürlichen Gerinne beschreiben. Hierbei ist zwischen den logarithmischen Fließformeln, welche auf turbulenz-theoretischen Ansätzen basieren, und den rein empirischen Gleichungen zu unterscheiden.

Beide Ansätze gehen von einer vertikalen logarithmischen Geschwindigkeitsverteilung aus, wie sie als logarithmisches Wandgesetz in Gl. (3.2) dargestellt ist. Darin ist u die über die Tiefe integrierte mittlere Geschwindigkeit, u_* die Schubspannungsgeschwindigkeit nach Gl. (3.3), λ der Widerstandsbeiwert, κ die von Karman-Konstante mit $\kappa = 0,4$, y die Wassertiefe, k_s die äquivalente Sandrauheit nach NIKURADSE (1933) und C eine Integrationskonstante, die für vollkommen raue Strömungen in offenen Gerinnen den Wert 8,5 annimmt (DITTRICH 1997). Die relative Rauheit ist aus der Rohrhydraulik definiert als der Quotient aus dem hydraulischen Radius R und der äquivalenten Sandrauheit k_s . Der Parameter k_s bezeichnet den Durchmesser der bei den Versuchen von NIKURADSE verwendeten Sandkörner.

$$\frac{u(y)}{u_*} = \sqrt{\frac{8}{\lambda}} = \frac{1}{\kappa} \cdot \ln\left(\frac{y}{k_s}\right) + C \quad (3.2)$$

$$u_* = \sqrt{g \cdot y \cdot I} \quad (3.3)$$

Die logarithmische Geschwindigkeitsverteilung nach Gl. (3.2) ist bei Gebirgsflüssen nicht über die gesamte Wassertiefe gültig. Zwei Effekte sind in diesem Zusammenhang zu nennen. Zum einen der Einfluss der großen relativen Rauheit k_s/y , die sich mit zunehmendem Gefälle einstellt, und zum anderen die im vorigen Kapitel beschriebenen

Sohlformen. Während sich eine Reihe von Labor- und Naturuntersuchungen [BAYAZIT (1982), HEY (1979), BATHURST (1985)] mit dem Einfluss der relativen Rauheit beschäftigt hat, gibt es bislang kaum Ansätze zur Berücksichtigung der Sohlformen.

Die vertikale Geschwindigkeitsverteilung kann in drei Bereiche eingeteilt werden: die Rauheitsunterschicht an der Sohle sowie die innere und obere Schicht der Strömung. Im Schrifttum findet sich bezüglich der Geschwindigkeit in der Rauheitsunterschicht eine Abweichung von der logarithmischen Verteilung. Während sich beispielsweise bei den Laboruntersuchungen von BAYAZIT (1982) geringere Geschwindigkeiten einstellten, zeigten die Messungen von DITTRICH größere Werte. Übereinstimmend ist jedoch die Feststellung, dass die Turbulenzintensität in Sohlennähe gedämpft wird und damit zu einer geringeren Belastung der Sohle führt, was Auswirkungen auf die Sohlenstabilität erwarten lässt.

Dieses Phänomen konnte durch Naturmessungen an kiesführenden Flüssen in Colorado, USA (WIBERG UND SMITH 1991) mit Gefällen $0,5\% < I < 2,9\%$ sowie neueren Feldmessungen von SMART (1999) bestätigt werden. Im sohlnahen Bereich wurde hier eine deutliche Reduktion der Geschwindigkeit festgestellt. An dieser Stelle soll erwähnt werden, dass die Messung sohlnaher Geschwindigkeiten in der Natur mit großen Schwierigkeiten verbunden ist. Bei Feldmessungen kann die Messlotrechte bei größeren Geschwindigkeiten nur mittels schwerer Gewichte sichergestellt werden. Der Abstand zwischen dem Flügel und dem Boden des Gewichtes liegt bei Verwendung der Standardausrüstung des Unites States Geological Survey (USGS) bei 0,305 m, so dass der interessante sohlnahe Bereich nicht erfasst werden kann. SMART (1999) löst dieses Problem durch die Verwendung eines elektronischen Pitotrohres (NIKORA UND SMART 1997).

Trotz der Abweichungen vom logarithmischen Geschwindigkeitsprofil im sohlnahen Bereich konnte durch eine Reihe von Untersuchungen nachgewiesen werden, dass die Gültigkeit des logarithmischen Wandgesetzes über den großen Teil der Wassertiefe zutrifft und mittlere Geschwindigkeiten in guter Näherung berechnet werden können (ROSPORT 1997). Daher ist die Annahme eines logarithmischen Geschwindigkeitsprofils zur Berechnung der mittleren Geschwindigkeit in Gebirgsflüssen zunächst gerechtfertigt. Im Folgenden werden einige der logarithmischen Beziehungen diskutiert.

Die logarithmischen Fließgesetze sind von dem von COLEBROOK-WHITE (1937) entwickelten Fließgesetz für vollkommen raue Strömungen in Rohren abgeleitet. Danach lässt sich die mittlere Geschwindigkeit u einer offenen Gerinneströmung bei Normalabfluss mit dem Sohlengefälle I und dem Widerstandsbeiwert λ nach Gl. (3.4) berechnen.

$$u = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \sqrt{R \cdot I} \quad (3.4)$$

Für ausreichende Breiten-Tiefen-Verhältnisse kann der hydraulische Radius R auch durch die mittlere Wassertiefe y ersetzt werden und Gl. (3.4) wie folgt geschrieben werden:

$$\frac{u}{u_*} = \sqrt{\frac{8}{\lambda}} = \frac{u}{\sqrt{g \cdot y \cdot I}} \quad (3.5)$$

Der Widerstandsbeiwert λ ist eine Funktion der relativen Rauheit k_s/y , der Rauheitsstruktur, der Querschnittsform, der Linienführung sowie weiteren geometrischen Randbedingungen. Zur Übertragung des Parameters k_s auf natürliche Fließgewässer wurden eine Reihe von Untersuchungen durchgeführt, die die äquivalente Sandrauheit k_s durch die absolute

Rauheitshöhe k der Rauheitselemente auszudrücken versuchten. Dies ist allerdings bei ungleichförmigem Material wegen der stark variierenden Korngrößen schwierig. Eine umfassende Zusammenstellung und eingehende Diskussion der verschiedenen Untersuchungen zu diesem Thema ist in der Arbeit von DITTRICH (1997) enthalten.

Die Sohlen in Gebirgsflüssen sind durch besonders weite Sieblinien gekennzeichnet. Dadurch ist die Bestimmung des Parameters k bzw. k_s kaum möglich, so dass auf empirische Näherungen zurückgegriffen werden muss. In den meisten Fällen werden im Schrifttum empirische Beziehungen zwischen der äquivalenten Sandrauheit k_s und einem charakteristischen Korndurchmesser d angegeben. Dabei kommen zumeist Korndurchmesser zwischen 50% und 90% des Siebdurchganges zur Anwendung. Die Näherungsgleichungen weisen aufgrund der verschiedenen Versuchsbedingungen und der unterschiedlichen Kornparameter erhebliche Variationen auf. Informationen hierzu sind den Arbeiten von ROSPORT (1997) und DITTRICH (1997) zu entnehmen.

Die im Folgenden erläuterten logarithmischen Fließformeln beziehen sich auf den Fließwiderstand von Gebirgsflüssen mit weiter Sieblinie, steiler Neigung sowie relativ großen Rauheiten. Da in der vorliegenden Arbeit Naturmessungen durchgeführt wurden, liegt der Schwerpunkt der diskutierten Ansätze ebenfalls auf Untersuchungen in der Natur. Eine der ersten Arbeiten zum Widerstandsverhalten von Gebirgsflüssen stammt von HEY (1979). HEY untersuchte natürliche Gewässer mit kiesigem Sohlenmaterial und geringen Überdeckungen und fand folgende Beziehung:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 2,5 \cdot \ln\left(\frac{a \cdot R}{3,5 \cdot d_{84}}\right) \quad (3.6)$$

Darin stellt der Parameter a einen Korrekturfaktor für die Geometrie des Gerinnes dar. Für sehr breite Gerinne nimmt der Parameter a den Wert 11,09 an und steigt auf 13,46 im Falle eines kreisförmigen Rohres. In Gl. (3.6) wird bereits deutlich, dass die hydraulische Wirkung der Rauheit auf das Strömungsfeld etwa 3,5 mal größer ist als die geometrische Größe des Korndurchmessers bei 84% Siebdurchgang. Formt man HEY's Ansatz nach Gl. (3.2) um, und setzt für den Geometrieparameter a die oben genannten Grenzen ein, so ergeben sich identische Ansätze (Gl.(3.7)) wie bei KEULEGAN (1938).

$$\begin{aligned} \sqrt{\frac{8}{\lambda}} &= 2,5 \cdot \ln\left(\frac{R}{d_{84}}\right) + 2,5 \cdot \ln\left(\frac{a}{3,5}\right) \\ \sqrt{\frac{8}{\lambda}} &= 2,5 \cdot \ln\left(\frac{R}{d_{84}}\right) + 6,24 \end{aligned} \quad (3.7)$$

Einer der wesentlichen auf Naturuntersuchungen basierenden Ansätze geht auf BATHURST (1985) zurück. Er wertete insgesamt 44 Abflussmessungen an 16 verschiedenen Pegelstationen englischer Gebirgsflüsse im Gefällebereich $0,4\% < I < 4\%$ bei einer Überdeckung von $0,4 < h/d_{84} < 11$ aus. Aus den Abflussmessungen waren folgende hydraulische Parameter bekannt: der Abfluss Q , die Querschnittsfläche A , die Wasserspiegelbreite b und die mittlere Fließgeschwindigkeit v . Daraus wurde unter der vereinfachenden Annahme von Rechteckquerschnitten die mittlere Wassertiefe h bestimmt. Zusätzlich wurden die Kornparameter des Sohlenmaterials sowie durch drei aufeinanderfolgende Querschnitte die Energieneigung I_e bestimmt. Der Vergleich des Energiegefälles zum Wasserspiegelgefälle zeigte eine Abweichung von unter 5%. Deshalb

wurde vereinfacht die Wasserspiegelneigung als Gefälleparameter für weitere Rechnungen verwendet. Darüber hinaus wurden die Naturmessungen mit den Ergebnissen von Laborversuchen in steilen Gerinnen ohne Bettformen von der California State University (CSU) und der Ecole Polytechnique Federale de Lausanne (EPFL) ergänzt. Bei beiden Untersuchungen wurden Daten mit fester Sohle berücksichtigt. Die Auswertung der aufgenommenen Messungen nach Gleichung (3.5) ergibt folgende Widerstandsbeziehung:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 5,62 \cdot \log\left(\frac{h}{d_{84}}\right) + 4 \quad (3.8)$$

beziehungsweise in Form des Logarithmus naturalis:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 2,44 \cdot \ln\left(\frac{h}{d_{84}}\right) + 4 \quad (3.9)$$

Der Vergleich der Messungen mit dem Ansatz von HEY zeigte, dass die Widerstandswerte zum einen über den Werten von Gl. (3.6) lagen und zum anderen eine größere Streubreite aufwiesen. Die Variationen zeigten sich vor allen Dingen bei steileren Flüssen, bei denen größere Unsicherheiten in der Bestimmung der Kornparameter bestehen (BATHURST 1985), die auf die weite Sieblinie und die Grobkomponenten zurückzuführen sind. Ein weiterer bei BATHURST nicht genannter Grund könnte jedoch auch in der Entwicklung von Sohlformen bei steileren Gerinnen liegen. Der Einfluss der Sohlkonfiguration durch Riffel-Pools und Step-Pools wird nach den Ausführungen in Kapitel 3.1.1.1 bei Flüssen mit einem Gefälle von $I > 1\%$ deutlich. Angesichts des Gefällebereiches der Untersuchungen mit $0,4\% < I < 4\%$ ist davon auszugehen, dass sich bei den steileren Flussstrecken bereits Sohlkonfigurationen in Form von Riffel-Pool-Sequenzen gebildet haben, deren Einfluss sich in größeren Variationen des Widerstandsbeiwertes gezeigt hat.

WIBERG UND SMITH (1991) werteten Feldmessungen an neun verschiedenen Flüssen in Colorado aus. Bei den Messungen wurden vertikale Price-Type AA Flügel eingesetzt und die Geschwindigkeiten in Abständen von 0,1 der Wassertiefe h gemessen. Somit konnten in den 3-4 Messvertikalen eines Querschnittes ca. 8-10 Messpunkte aufgenommen werden, die ein vertikales Geschwindigkeitsprofil bildeten. Bei den Geschwindigkeitsprofilen konnte eine gewisse Variabilität festgestellt werden. Die Mehrzahl der Profile zeigte die Gültigkeit eines logarithmischen Geschwindigkeitsgesetzes, welches aus den Messungen wie folgt formuliert wurde:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 2,4 \cdot \ln\left(\frac{h}{d_{84}}\right) + 2,04 \quad (3.10)$$

Der Gefällebereich der Flüsse lag zwischen $0,5\% < I < 2,9\%$, drei der Flüsse waren steiler als 1,5%. Inwiefern Bettformen bei der Auswertung der Daten berücksichtigt wurden, konnte nicht festgestellt werden. Gl. (3.10) ist dem Ansatz von BATHURST in Gl. (3.9) ähnlich, lediglich der Wert der Konstanten ist verschieden.

BRAY (1979) hat bei Messungen kanadischer Flussläufe gezeigt, dass sowohl die Steigung der Funktion als auch die Konstante wesentlich von der Wahl des charakteristischen Korndurchmessers abhängen. Um einen Vergleich mit den bereits diskutierten Ansätzen zu ermöglichen, wird an dieser Stelle lediglich der Ansatz basierend auf dem Korndurchmesser d_{90} des Sohlenmaterials angegeben, der dem Ansatz von BATHURST (1985) ähnlich ist:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 2,65 \cdot \ln\left(\frac{h}{d_{90}}\right) + 3,56 \quad (3.11)$$

3.1.2.2 Empirische Fließformeln

Neben den logarithmischen Fließformeln sind die empirischen Gleichungen zur Berechnung der mittleren Fließgeschwindigkeit im Wasserbau weit verbreitet. Hier soll lediglich auf zwei Ansätze eingegangen werden, die auf die GAUCKLER-MANNING-STRICKLER-Gleichung (GMS) zurückgehen. Sie lautet:

$$u = k_{st} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (3.12)$$

Der Parameter k_{st} ist der sogenannte Strickler-Beiwert nach STRICKLER (1923). Er stellt einen Gesamtenergieverlust dar, der alle Energieverluste aus der Linienführung, der Querschnittsform, der Rauheit der Sohle und den Uferbereichen etc. in einem Wert einschließt. Eine Zuordnung einzelner Einflussfaktoren ist daher nicht möglich. Trotzdem ist der Energieverlustbeiwert nach Strickler weit verbreitet, da es zahlreiche auf praktische Erfahrungen basierende Schätzwerte gibt mit denen eindimensionale Berechnungen der mittleren Fließgeschwindigkeit und der Wasserspiegellagen in guter Näherung durchgeführt werden können. Für Gebirgsflüsse gibt es bislang wenige Erfahrungswerte, die eine zuverlässige Abschätzung für den Strickler-Beiwert in Abhängigkeit einer messbaren physikalischen Größe beschreiben.

Erste Untersuchungen zur Bestimmung der Energieverluste in Gebirgsflüssen mittels Manning-Beiwerte n wurden von JARRET (1984) durchgeführt. Der Manning-Beiwert n stammt aus dem englischsprachigen Raum und stellt den inversen Wert des Strickler-Beiwertes k_{st} dar. Unter Annahme einer logarithmischen Geschwindigkeitsverteilung, welche Voraussetzung zur Anwendung der GMS-Gleichung ist, wurden an 21 verschiedenen Gebirgsflüssen in den Rocky Mountains, USA, insgesamt 75 Abflussmessungen mittels Flügel (Price-Type AA) bei verschiedenen Wasserständen durchgeführt. Die Flussstrecken wiesen Neigungen zwischen $0,2\% < I < 3,4\%$ mit relativen Rauheiten $0,3 < h/d_{90} < 11$ auf. Die Messungen wurden bei verschiedenen Wasserständen zwischen Niedrig- und Hochwasser durchgeführt. Die Energieneigung wurde durch drei bis fünf aufeinander folgende Querprofile bestimmt. Ähnlich dem Ergebnis von BATHURST (1985) zeigte das Energiegefälle I_e keine signifikante Abweichung gegenüber dem Wasserspiegelgefälle.

Die Korrelation des Strickler-Beiwertes k_{st} mit verschiedenen hydraulischen Parametern der Abflussmessung machte deutlich, dass der Energieverlustbeiwert n mit dem Gefälle I besser korreliert als mit der charakteristischen Korngröße d_{84} des Sohlenmaterials. Bei ähnlicher Größe des Sohlenmaterials wiesen Flussstrecken mit geringem Gefälle höhere k_{st} -Werte auf als bei größeren Gerinneneigungen (JARRET 1984). Dies legt die Hypothese nahe, dass das Gefälle I die maßgebende physikalische Größe sowohl zur Beschreibung der Bettform (siehe Kapitel 3.1.1.1) als auch der Strömung in Gebirgsflüssen ist. Zur Abschätzung des Energieverlustbeiwertes k_{st} verwendete Jarret neben dem Gefälle I zusätzlich den hydraulischen Radius R und entwickelte durch das Verfahren der multiplen linearen Regression die in metrischer Form geschriebene empirische Funktion (Gl. (3.13)), welche die Grundlage zur Entwicklung einer Regime-Formel darstellt.

$$k_{st} = 3,1 \cdot R^{0,16} \cdot I^{-0,18} \quad (3.13)$$

Darüber hinaus gibt es eine Reihe weiterer empirischer Gleichungen, die eine Berechnung der mittleren Fließgeschwindigkeit in Gebirgsflüssen erlauben. Die Gleichungen sind im Wesentlichen aus Potenzgesetzen und multiplen linearen Regressionen entwickelt worden. Stellvertretend soll an dieser Stelle der Ansatz nach RICKENMANN (1996) vorgestellt werden. Zur Entwicklung des Ansatzes standen insgesamt 373 Messungen acht verschiedener Untersuchungen zur Verfügung und stellt damit ein weites Spektrum unterschiedlicher Randbedingungen dar. Unter anderen wurden auch die oben beschriebenen Naturdaten von BATHURST und JARRET in der Analyse berücksichtigt. RICKENMANN beobachtete für Gefälle I größer als etwa 0,6% - 1% mit zunehmendem Gefälle eine deutliche Abnahme des Energieverlustbeiwertes k_{st} . Bei Betrachtung der relativen Rauheit h/d_{90} als abhängigen Parameter stellte er die Abnahme des k_{st} -Wertes für Werte $h/d_{90} < 3-4$ fest, die er auf eine Abweichung der logarithmischen Geschwindigkeitsverteilung bei geringen Überdeckungen zurückführte. Die veränderte Geschwindigkeitsverteilung könnte aber auch durch die Entwicklung von Bettkonfigurationen an der Sohle begründet sein, die sich ab einem Gefälle von ca. 1% einstellt. RICKENMANN entwickelte für die verschiedenen Gefällebereiche zwei empirische Potenzgleichungen zur Berechnung der mittleren Fließgeschwindigkeit in Gebirgsflüssen:

$$u = \frac{0,37 \cdot g^{0,33} \cdot Q^{0,34} \cdot I^{0,20}}{d_{90}^{0,35}} \quad \text{für } I > 0,8\% \quad (3.14a)$$

$$u = \frac{0,96 \cdot g^{0,36} \cdot Q^{0,29} \cdot I^{0,35}}{d_{90}^{0,23}} \quad \text{für } I < 0,8\% \quad (3.14b)$$

Die Berechnung des Strickler-Beiwertes erfolgt in der gleichen Weise nach Gl. (3.15a) und Gl. (3.15b).

$$k_{st} = \frac{0,97 \cdot g^{0,41} \cdot Q^{0,19}}{I^{0,19} \cdot d_{90}^{0,35}} \quad \text{für } I > 0,8\% \quad (3.15a)$$

$$k_{st} = \frac{4,36 \cdot g^{0,49} \cdot Q^{0,02}}{I^{0,03} \cdot d_{90}^{0,23}} \quad \text{für } I < 0,8\% \quad (3.15b)$$

Werden die mittleren Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen von Gebirgsflüssen mit den in diesem Kapitel dargestellten semiempirischen logarithmischen Fließgesetzen oder den empirischen Beziehungen berechnet, so sind die Abweichungen gegenüber den gemessenen Werten relativ groß. BATHURST stellt den zu erwartenden Fehler durch Gl. (3.9) zu der tatsächlichen Fließgeschwindigkeit mit einer prozentualen Abweichung zwischen $\pm 25\%$ und $\pm 35\%$ fest. Nach Angaben von JARRET liegt die Fehlerrate nach Gl. (3.13) bei ca. $\pm 28\%$. Dies deutet bereits auf die eingeschränkte Anwendbarkeit der Widerstandsgleichungen auf unabhängige hydraulische Messungen hin. Aus diesem Grund sind die jeweiligen Randbedingungen der Versuchsbedingungen als Anwendungsgrenzen für Berechnungen zu empfehlen. Eine universelle Widerstandsbeziehung, welche den gesamten Bereich des Gefälles bzw. der relativen Rauheit abdeckt, kann nach BATHURST (1985) nicht formuliert werden.

An dieser Stelle soll nochmals darauf hingewiesen werden, dass die hier erwähnten Beziehungen für glatte Sohlformen entwickelt wurden. Kaskadierungseffekte durch Sohlformen wurden nicht berücksichtigt, auch wenn diese Aussage im Widerspruch zu den untersuchten Gefällebereichen steht. Des Weiteren war bei der Mehrheit der Versuche kein

Geschiebetransport an der Sohle festzustellen [BATHURST (1985), JARRET (1984)]. Während BATHURST und JARRET übereinstimmend größere Energieverluste beim Transport von Geschiebematerial erwarten, weist RICKENMANN (1996) aufgrund von Laborversuchen auf ähnliche Potenzgleichungen für stabile und bewegliche Sohlen hin, was auf keine Änderung der Energieverluste durch Transportprozesse hindeutet.

3.1.2.3 Kritische Abflusszustände

Eine weitere wichtige Eigenschaft der Strömung ist unmittelbar mit der mittleren Fließgeschwindigkeit verbunden. Gerade bei steilen Gerinnen mit großen Geschwindigkeiten stellt sich die Frage, ob die Gerinneströmung schießenden oder strömenden Charakter hat. Die beiden Abflusszustände können durch die dimensionslose hydraulische Größe der Froude-Zahl Fr ausgedrückt werden, die das Verhältnis zwischen Trägheits- und Schwerkraftwirkung darstellt (NAUDASCHER 1992). Darin sind u die mittlere Geschwindigkeit, A die Querschnittsfläche und B die Wasserspiegelbreite des Gerinnes.

$$Fr = \frac{u}{\sqrt{g \cdot \frac{A}{B}}} \quad (3.16)$$

JARRET (1984) und TRIESTE (1992) fanden durch ihre Untersuchungen an steilen Gewässern heraus, dass sich wegen der hohen Turbulenzintensität und der daraus folgenden hohen Energieverluste schießende Strömungszustände lediglich über kurze Strecken der Gerinne einstellten. Die hohe Turbulenz der Strömung wird durch die in Gebirgsflüssen typische Variabilität der Querschnitte sowie den großen Widerstand einzelner Gesteinsblöcke verursacht. BATHURST (1978) sah an den morphologischen Sequenzen sehr steiler Gerinne stark ungleichförmige Strömungen, bei denen lokal schießende Strömungen vorherrschen konnten. Bei Betrachtung einer längeren Flusstrecke nahm die Strömung einen gleichförmigen Charakter an. Bei JARRET konnte auch keine Korrelation zwischen der Froude-Zahl Fr und dem Gefälle I der Flüsse festgestellt werden. Die mehrheitlich maximal erreichten Froude-Zahlen lagen bei seinen Messungen bei ca. 0,8. Unter der Annahme, dass während des Sedimenttransportes Energie zur Bewegung des Geschiebematerials notwendig wird, geht er davon aus, dass selbst bei Hochwasser die Grenzwassertiefe h_{gr} nicht unterschritten wird. Diese Beobachtung stellt im Übrigen eine wichtige Voraussetzung für die numerische Modellierung von Hochgebirgsflüssen dar. Abhängig von der Auflösung und Generierung zwei- und dreidimensionaler Netze zur Simulation von Flusstrecken können strömende Abflusszustände bis in den Bereich von Hochwässern modelliert werden (LOPEZ UND FALCON 1999).

Ausgehend von empirischen und analytischen Ergebnissen formulierte GRANT (1997) die Hypothese, dass die Interaktion zwischen Gerinnehydraulik und Sohlkonfiguration keine schießenden Abflüsse bei Flüssen mit mobiler Sohle zulässt. Die analytischen Überlegungen basieren auf der Widerstandsbeziehung für kiesführende Flüsse nach BAYAZIT (1982) und dem Sohlenstabilitätskriterium nach SHIELDS (1936). Danach lässt sich die Froude-Zahl bei Bewegungsbeginn von Sedimenten mit folgender Beziehung berechnen.

$$Fr = 2,18 \cdot \left[\ln \left(1,65 \frac{\tau_{*c}}{I} \right) + 1,35 \right] \cdot I^{0,5} \quad (3.17)$$

Unter Zuhilfenahme veröffentlichter Abflussdaten mit und ohne Sedimenttransport nähert sich die Funktion in Gl. (3.17) nach GRANT bei steigendem Gefälle asymptotisch dem Grenzzustand von $Fr = 1$ (Abb. 3.4). Bei Froude-Zahlen, die den durch Gl. (3.17) beschriebenen kritischen Zustand überschreiten, findet Sedimenttransport statt. Damit sind die Ergebnisse von GRANT gegenüber den Feldmessungen von JARRET widersprüchlich, der keine Steigerung der Froude-Zahl mit zunehmendem Gefälle feststellen konnte. Der asymptotische Verlauf der Funktion ist vermutlich auf den Einfluss der relativen Rauheit zurückzuführen. Die relative Rauheit y/d_{84} sinkt mit steigendem Gefälle I weitaus stärker als die mittlere Fließgeschwindigkeit der Gebirgsflüsse. Nach Gl. (3.16) steigt demnach die Froude-Zahl mit steigendem Gefälle an. In diesem Zusammenhang ist zu bemerken, dass in der analytischen Überlegung GRANTS die Annahme eines konstanten Shields-Parameters τ_{*c} bei steigendem Gefälle I nicht mehr gültig ist, wie im folgenden Kapitel gezeigt wird.

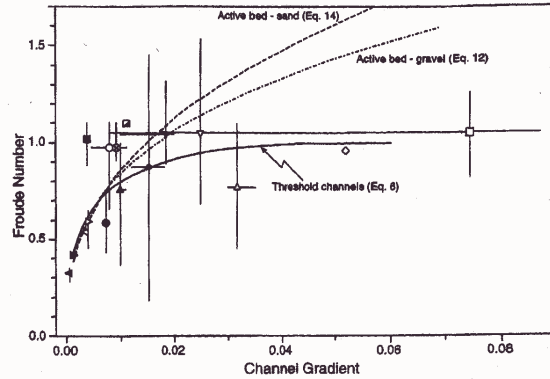


Abb. 3.4: Froude-Zahlen Fr in Abhängigkeit des Gefälles I (aus: GRANT 1997)

3.2 Sohlenstabilität

3.2.1 Stabilität ohne Deckschichten

Der klassische Berechnungsansatz zur Bestimmung des Bewegungsbeginns geht auf die Untersuchungen von SHIELDS (1936) zurück. Ausgehend vom Kräftegleichgewicht an einem in der Sohle eingebetteten Einzelkorn wird bei Vernachlässigung der Liftkraft F_L der Grenzzustand des Bewegungsbeginns durch das Gleichgewicht der durch die Strömung bedingten Scherkraft F_τ und der Widerstandskraft R des Kornes bestimmt. Hieraus ergibt sich der funktionale Zusammenhang zwischen dem kritischen Shields-Parameter τ_{*c} und der Korn-Reynolds-Zahl Re_* . Der Shields-Parameter wird im Schrifttum auch oft als Korn-Froude-Zahl Fr_* bezeichnet, τ_{oc} ist die Sohlenschubspannung, d der Korndurchmesser des Materials, ρ die Dichte des Wassers und ρ_s die Dichte des Sedimentes.

$$\tau_{*c} = \frac{\tau_{oc}}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d} = f(Re_*) \quad (3.18)$$

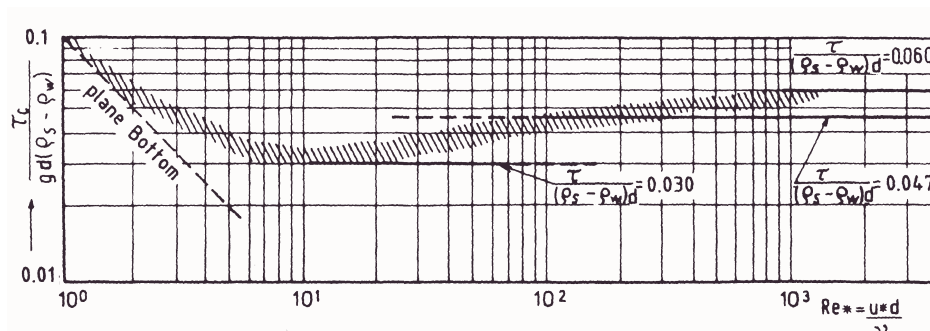


Abb. 3.5: Shields-Parameter τ_{*c} als Funktion der Korn-Reynolds-Zahl Re_*

Nach den Laborversuchen von SHIELDS verschwindet bei vollkommen hydraulisch rauen Sohlen bei Kornreynoldszahlen $Re_* > 500$ die Abhängigkeit von Zähigkeitseinflüssen und es ergibt sich die Konstante 0,06. Die Versuche wurden mit gleichförmigem Material ($0,36 \text{ mm} < d_m < 3,44 \text{ mm}$), Material unterschiedlicher Dichte ($1,06 \text{ g/cm}^3 < \rho_s < 4,3 \text{ g/cm}^3$), einer annähernd horizontalen Sohlenneigung I_s und bei großen Überdeckungen durchgeführt. Aufgrund der Versuchsbedingungen ist die Shieldsfunktion nur begrenzt auf Gebirgsflüsse anwendbar, die sich durch weite Sieblinien und steile Neigungen auszeichnen.

Im Gegensatz zu SHIELDS kamen bei den Untersuchungen von MEYER-PETER UND MÜLLER (MPM) (1949) neben gleichförmigen Materialien ($d = 5,05 \text{ mm}$ und $d = 28,6 \text{ mm}$) auch ungleichförmige ($0,4 \text{ mm} < d < 4,5 \text{ mm}$) zur Anwendung. Die in den Laborversuchen eingestellten Neigungen I_s bewegten sich zwischen 0,04 % und 2,3 % und deckten somit den Bereich von Gebirgsflüssen mit mildem Gefälle ab. Der kritische Zustand des Bewegungsbeginns wurde analog zu SHIELDS durch Extrapolation der gemessenen Geschiebetransportraten auf den konstanten Wert von 0,047 bestimmt.

$$\tau_{oc} = 0,047 \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d_m \quad (3.19)$$

Als Korndurchmesser wird der maßgebende Durchmesser d_m der Kornmischung verwendet, der sich aus der Summe der Produkte der mittleren Korndurchmesser d_i und ihrem fraktionsweisen prozentualen Anteil Δp_i berechnen lässt:

$$d_m = \sum_{i=1}^n d_i \cdot \Delta p_i \quad (3.20)$$

Damit wurde die Gültigkeit des funktionalen Zusammenhanges nach SHIELDS auf ungleichförmiges Material sowie größere Neigungen erweitert. Eine Deckschichtbildung konnte jedoch wegen der kontinuierlichen Sedimentzugabe während der Versuche und des verwendeten Sohlenmaterials nicht entstehen. Daher ist die Übertragung des Ansatzes nach MEYER-PETER UND MÜLLER auf natürliche Verhältnisse mit weit abgestuften Sieblinien und der sich daraus entwickelten Deckschichten nur eingeschränkt möglich.

Die unterschiedlichen Konstanten der beiden Funktionen nach SHIELDS und MPM machen die Schwierigkeit der Festlegung des Bewegungsbeginns deutlich. Die Destabilisierung einzelner Sedimentkörner ist auf turbulenzbedingte Sohlenschubspannungsschwankungen zurückzuführen (GÜNTER 1971), welche in der Arbeit von DITTRICH ET AL. (1992) eingehend diskutiert werden.

Wie bereits in Kapitel 3.1 beschrieben, ist die Strömung und damit auch die Sohlenstabilität im Wesentlichen von drei Faktoren abhängig:

- Deckschicht
- Steilheit des Gefälles
- Morphologie des Längsprofils

Das Bettmaterial von Gebirgsflüssen zeichnet sich durch Deckschichten aus, die durch Abpflasterungsprozesse entstanden sind. Die stark ausgebildeten Deckschichten verleihen der Sohle eine Stabilisierung der Widerstandskraft R gegenüber den Strömungskräften. Auf der anderen Seite können gerade Flüsse in Hochgebirgsregionen große Gefälle aufweisen, die zu einer Zunahme der talwärts gerichteten Gewichtskomponente und damit einer Destabilisierung der Widerstandskraft des Bettmaterials führt. Die mit der Steilheit des Gerinnes zunehmende Ausprägung der Morphologie im Längsprofil wirkt durch lokale

Energiedissipationen destabilisierend auf den Strömungsangriff F_τ . Die Überlagerung der drei unterschiedlichen Effekte und deren Wirkung auf das Wechselspiel zwischen Strömung und Sohle ist kaum analytisch zu untersuchen. In den folgenden Kapiteln werden verschiedene aus dem Schrifttum bekannte Ansätze vorgestellt, die die Untersuchung einzelner Phänomene beziehungsweise deren Überlagerung zum Ziel hatten.

3.2.2 Stabilität von Deckschichten im Grenzzustand

Die Stabilität von Deckschichten wird unterschieden zwischen Deckschichten im Zwischenzustand und Deckschichten im Grenzzustand. Eine detaillierte Zusammenstellung und Diskussion der Ansätze findet sich in ROSPORT (1997) und DITTRICH (1997). Für die Beurteilung von Geschiebetransportprozessen ist die Grenzbelastung einer Deckschicht von größerem Interesse als die Zustandsform der sich entwickelnden Deckschicht. Das Aufbrechen der Deckschicht bei maximaler Beanspruchung lässt eine enorme Massenbewegung des ungeschützten Materials erwarten. Deshalb werden an dieser Stelle die Ansätze mit maximaler Bettstabilität der Abpflasterungsschicht diskutiert.

MEYER-PETER UND MÜLLER (1949) wiesen bereits auf das gröbere Korngemisch einer natürlichen Pflasterung hin. Die Ergebnisse stützten sich auf Versuche über die Kolkwirkung unterhalb von Staustufen. Darin bezeichnet d_{90} den Korndurchmesser bei 90% Siebdurchgang der Pflasterungsschicht der Kolkwanne, welche infolge von Erosionsvorgängen entstanden war. Bedingt durch die größere Widerstandskraft der Sohle entstand nachfolgende Beziehung für den Bewegungsbeginn natürlicher Deckschichten:

$$\tau_{0c} = 0,045 \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d_{90} \quad (3.21)$$

In der Fortführung der Versuche von GESSLER (1965) untersuchte GÜNTER (1971) die maximale Bettstabilität von Deckschichten im Labor. Dabei kamen drei unterschiedliche Kornmischungen ($d_{m1} = 2,13$, $d_{m2} = 1,32$, $d_{m3} = 2,62$) mit gleichem maximalem Korndurchmesser $d_{max} = 6$ mm zur Anwendung, die Versuche wurden im Gefällebereich zwischen 0,14% und 0,55% gefahren. Bei den Versuchen wurde insbesondere die Entwicklung der Kornzusammensetzung von der Ausgangsmischung hin zur Deckschicht im Grenzzustand verfolgt. Die kritische Sohlenschubspannung τ_{0c} bei maximaler Stabilität der Deckschicht lässt sich berechnen nach:

$$\tau_{0c} = \lambda \cdot \tau_{c(E)} = \lambda \cdot 0,047 \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d_{max} \quad (3.22)$$

Die kritische Schubspannung $\tau_{c(E)}$ stellt einen Vergleichswert gleichförmigen Materials dar, wobei der Korndurchmesser der gleichförmigen Sohle dem maximalen Durchmesser der Kornmischung entspricht. Der Koeffizient λ ergibt sich aus der Verteilungsfunktion der Sieblinie der Ausgangs- sowie Deckschichtkornmischung. Die maßgebenden Durchmesser d_m der jeweiligen Kornmischung werden jeweils nach Gl. (3.20) berechnet:

$$\lambda = \left(\frac{d_{mD}}{d_{max}} \right)^{0,64} \cdot \left(\frac{d_{mA}}{d_{max}} \right)^{0,33} \quad (3.23)$$

SCHÖBERL (1979, 1991) untersuchte die maximale Bettstabilität ungleichförmigen Materials bei Gefällen zwischen 0,85% und 2,63% mit einer Kornmischung, deren charakteristische Werte $d_{min} = 4,0$ mm, $d_m = 6,8$ mm und $d_{max} = 9,0$ mm waren. Danach ergibt sich die maximale Sohlenschubspannung im Grenzzustand der Belastung:

$$\tau_{0c} = Fr_{*c} \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d_{mD} \quad (3.24)$$

Der wesentliche Unterschied gegenüber den anderen Ansätzen ist, dass die kritische Korn-Froude-Zahl Fr_{*c} keinen konstanten Wert annimmt, sondern im hydraulisch rauen Bereich variabel ist und von dem Faktor $a \cdot Fr_g^2$ abhängt (Abb.3.6), worin a den Kornstrukturkoeffizienten bezeichnet.

$$Fr_{*c} = \frac{0,6^2}{a \cdot Fr_g^2} \quad (3.25)$$

$$a = \left(\frac{d_{90D}}{d_{50D}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{d_{mA}}{d_{50D}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.26)$$

$$Fr_g^2 = \frac{v^2}{g' \cdot d_{mD}} \quad (3.27)$$

$$g' = g \cdot \frac{(\rho_s - \rho_w)}{\rho_w} \quad (3.28)$$

Das Produkt der Koeffizienten stellt ein Maß für die Sohlschubspannungsschwankungen dar, welche bereits bei GESSLER (1965) nachgewiesen wurden. Damit ergibt sich eine Variabilität des Shields-Parameters zwischen ca. 0,03 und 0,06, welche entgegen den Beobachtungen von MEYER-PETER UND MÜLLER auch im hydraulisch rauen Bereich fortbesteht.

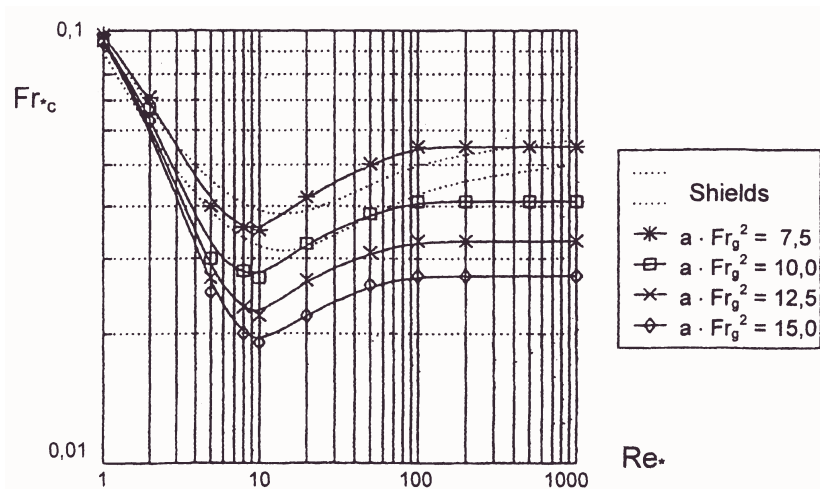


Abb. 3.6: Ansatz nach SCHÖBERL (1979) im Shields Diagramm (aus: DITTRICH 1997)

Die meisten im Labor durchgeführten Untersuchungen zur Stabilität von Deckschichten decken einen nur geringen Bereich von Kornmischungen ab und wurden meist bei niedrigen Sohlschubspannungen durchgeführt. Aus diesem Grund verwendete CHIN (1985, 1994) bei seinen Experimenten in einer 19 m langen, 0,45 m breiten und 0,44 m tiefen Rinne natürliche Sedimente von Flüssen zwischen 0,15 mm bis zu 37,5 mm. Er stellte bei seinen Laboruntersuchungen fest, dass die Stabilität von ungleichmäßigem Material weitaus komplexer ist als bei Einkorngemischen. Zusätzliche Phänomene wie das ungleichmäßige relative Herausragen eines Einzelkornes aus der Deckschicht, sowie dessen Einbettung in das Korngerüst der Deckschicht beeinflussten maßgebend die Stabilität bei seinen Versuchen. CHIN erweiterte den Shields'schen Ansatz durch den Term d_i/d_{50} , der in einfacher

Weise die Wechselwirkung eines Einzelkornes zu den unmittelbar umgebenden Körnern ausdrücken sollte:

$$\tau_{*c} = \frac{\tau_{oc}}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d} = f \left(\text{Re}_{*i}, \frac{d_i}{d_{50}} \right) \quad (3.29)$$

Die Versuchsergebnisse zeigten deutlich, dass die Deckschichtbildung ein Sortierungsprozess ist, der im Wesentlichen vom maximalen Durchmesser der Kornmischung d_{\max} sowie dem Korndurchmesser d_{50D} bei 50% Siebdurchgang der Deckschicht abhängt. Bei Steigerung der Sohlschubspannung auf den kritischen Grenzwert der maximalen Belastung strebt das Verhältnis der beiden Durchmesser d_{\max}/d_{50D} asymptotisch gegen einen Grenzwert, den CHIN auf den Wert 1,8 festlegte. Dieses Kriterium leitete CHIN mit Hilfe eigener sowie Ergebnisse anderer Autoren [GESSLER (1965), GÜNTER (1971), etc.] ab. Für hydraulisch raue Verhältnisse und Korngrößen $d > 6$ mm ergibt sich für die maximale Stabilität einer Deckschicht im Grenzzustand Gleichung (3.30). Wie in der graphischen Darstellung in Abb. 3.7 des in Gl. (3.30) angegebenen funktionalen Zusammenhanges zu sehen ist, wird der Shields-Parameter bei CHIN variabel und bewegt sich zwischen den Werten 0,04 und 0,025.

$$\tau_{oc} = 0,05 \cdot \left[0,4 \cdot \left(\frac{d_{\max}}{d_{50D}} \right)^{-\frac{1}{2}} + 0,6 \right]^2 \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d_{50D} \quad (3.30)$$

Die oben beschriebenen Ansätze geben durch Laborversuche entwickelte empirische Gleichungen zur Bestimmung der Stabilität von Deckschichten im Grenzzustand an. Im Vergleich zum ursprünglichen Ansatz nach SHIELDS wird als Kornparameter der Durchmesser der Deckschicht verwendet, der durch den Abpflasterungsprozess entstanden ist. Dadurch können größere kritische Schubspannungen durch die Sohle aufgenommen werden. Die erreichbare maximale Bettstabilität ist entgegen dem Shields'schen Ansatz nicht mehr konstant. Der Shields-Parameter bleibt in den Ansätzen für den hydraulisch rauhen Bereich unabhängig von der Korn-Reynolds-Zahl Re_* , die Konstante wird jedoch im Bereich zwischen 0,02 und 0,06 variabel und vom Prozess der Deckschichtbildung abhängig. GÜNTER verwendet hierfür den Faktor λ , SCHÖBERL führt den Kornstrukturkoeffizienten a ein und CHIN verwendet das Kornverhältnis d_{\max}/d_{50D} .

Die entwickelten dimensionslosen Koeffizienten weisen bei GESSLER, GÜNTER und SCHÖBERL einen funktionalen Zusammenhang zwischen der Sieblinie der Ausgangsmischung zu Beginn der Versuchsreihen und der Sieblinie der Deckschicht bei Erreichung maximaler Bettstabilität auf. Diese Vorgehensweise ist ideal zur Beschreibung

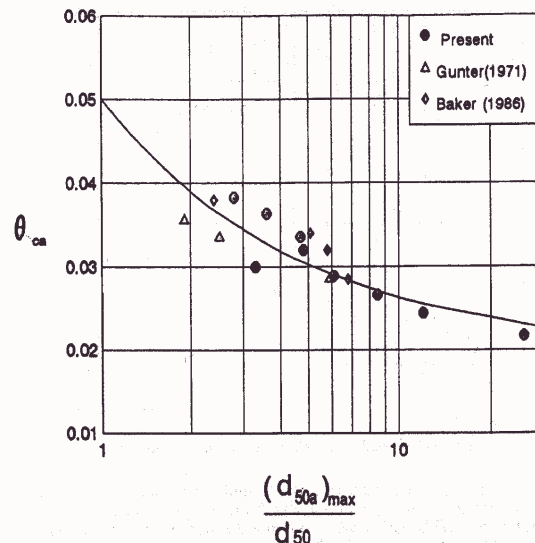


Abb. 3.7: Shields-Parameter τ_{*c} als Funktion des Korn-Parameters d_{\max}/d_{50D} (aus: Chin et al.1994, modifiziert)

des physikalischen Phänomens und durchaus geeignet für Flüsse mit fein- bis mittelkiesigem Material. In diesen Flüssen kann davon ausgegangen werden, dass eine repräsentative Probe des Unterschichtmaterials gesiebt werden kann und dem Ausgangsmaterial der Kornmischung entspricht.

Im Falle grobkiesigen Materials hingegen, wie es für Gebirgsflüsse mit steiler Neigung typisch ist, kann dieses Verfahren nicht angewendet werden. Die Kornverteilung des Ausgangsmaterials kann nicht bestimmt werden. Bedingt durch die Größe des anstehenden Korngemisches sowohl der Deckschicht als auch der Ausgangsmischung kann die Kornverteilung nur durch statistische Verfahren [FEHR (1987), KELLERHALS UND BRAY (1971)] ermittelt werden. CHIN ET AL. (1994) bemerkten, dass unter natürlichen Bedingungen der maximale Korndurchmesser d_{\max} nur durch eine große Volumenprobe in ausreichender Tiefe bestimmt werden kann. Dadurch stoßen die Verfahren zur Beschreibung der Stabilität der Deckschicht basierend auf der Kornzusammensetzung der Ausgangsmischung [GÜNTER (1971), SCHÖBERL (1979, 1991)] bei Gebirgsflüssen an die Grenzen der Anwendbarkeit.

Eine Ausnahme bezüglich der praktischen Umsetzung auf Gebirgsflüsse stellt der Ansatz von CHIN dar. Aufgrund der Tatsache, dass der maximale Korndurchmesser d_{\max} der Ausgangsmischung und der Deckschichtmischung identisch ist, kann der Ansatz von CHIN als von der Ausgangsmischung unabhängig angesehen und in die Praxis für grobkiesiges Material umgesetzt werden. Unterschiedliche Deckschichtversuche [CHIN ET AL. (1994), ROSPORT (1997)] haben gezeigt, dass alle Kornklassen der Ausgangsmischung auch in der Deckschicht wiederzufinden sind, lediglich deren prozentuale Zusammensetzung wird durch die Pflasterung verändert. Abb. 3.8 zeigt die Entwicklung der Kornverteilung vom Ausgangsmaterial hin zur Deckschicht.

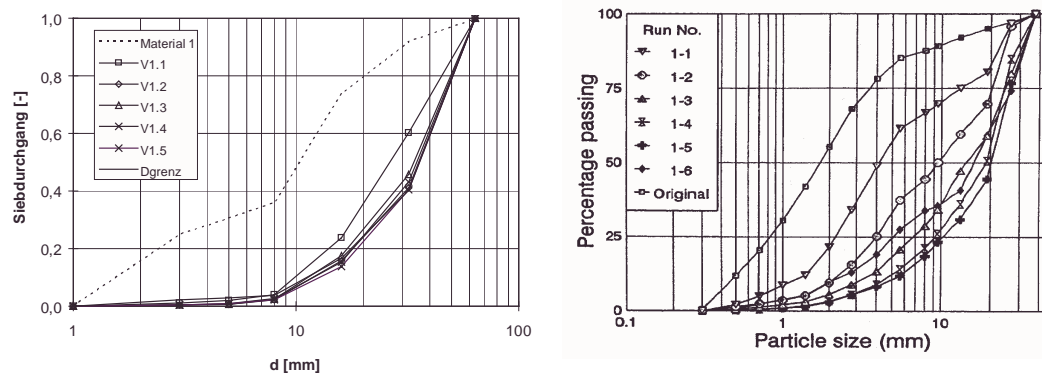


Abb. 3.8: Vergleich der Kornverteilung von Deckschichten und deren Ausgangsmaterial (aus: ROSPORT 1997, CHIN ET AL. 1994)

3.2.3 Stabilität bei steilem Gefälle

Die Abschätzung des Stabilitätszustandes eines Kornes, welches in der Sohle eines steilen und rauen Gewässers eingebettet ist, erfolgt analog dem Shields'schen Kräfteansatz (SHIELDS 1936). Wie zuvor diskutiert, nimmt bei voll ausgebildeter Rauheitsströmung über Sohlen mit geringer Neigung die kritische Sohlenspannung τ_{oc} einen konstanten Wert an. Dies trifft beispielsweise bei Mittelgebirgsflüssen zu (DITTRICH 1997). In steilen Gewässern, wie sie in alpinen Gebirgsregionen in den Nebenflüssen üblich sind, besteht der wesentliche Unterschied zum Shields'schen Ansatz in dem hangabwärts gerichteten Anteil der

Gewichtskraft G_P . Die Kraftkomponente G_P ist nicht mehr wie bei kleinen Gefällen α vernachlässigbar, sondern gewinnt im Kräftegleichgewicht an Bedeutung (siehe Abb. 3.9).

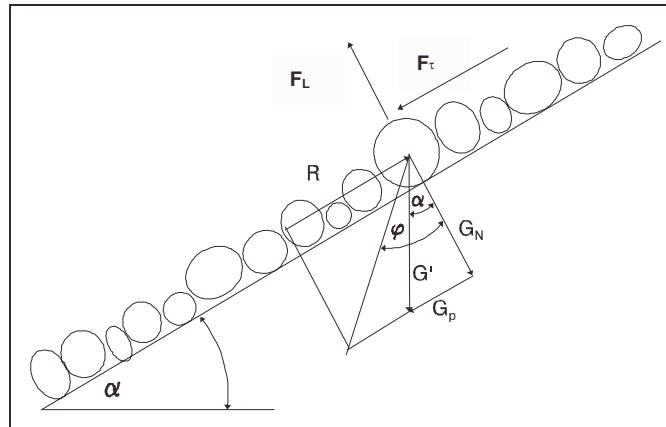


Abb. 3.9: Kräfteansatz am Einzelkorn bei großem Sohlengefälle (aus: ROSPORT 1997, modifiziert)

Abb. 3.9 zufolge resultiert die stabilisierende Kraft R aus der Einbindung des Kornes unter Auftrieb G' in das umgebende Sohlenmaterial mit dem natürlichen Reibungswinkel φ . Destabilisierende Kräfte sind die Scherkraft F_τ , die Liftkraft F_L und die Hangabtriebskraft G_P . Die Kraft F_τ resultiert aus der Überströmung, sowie, bei großen Einzelelementen und geringen Wassertiefen, aus der Umströmung des Kornes. Die Liftkraft F_L wird über ebenen Sohlen im Wesentlichen durch kohärente turbulente Strömungsstrukturen bewirkt, bei großen Körnern sind es dagegen eher die sich in der Nachlaufzone ausbildenden Wirbel [DITTRICH ET AL. (1992), DITTRICH (1997)]. Die Liftkraft F_L wird durch Druckkräfte hervorgerufen und wirkt senkrecht zur Unterlage. Mangels genauer Kenntnis über ihre analytische Erfassung wird sie der Gewichtskomponente normal zur Sohlenneigung G_N zugeordnet.

Im einzelnen können die Kräfte wie folgt festgelegt werden:

$$G_N = G' \cdot \cos \alpha - F_L \quad (3.31)$$

$$\text{mit: } G' = c_1 \cdot d^3 \cdot g \cdot (\rho_s - \rho) \quad (3.32)$$

$$G_P = G' \cdot \sin \alpha \quad (3.33)$$

$$R = G_N \cdot \tan \varphi \quad (3.34)$$

$$F_\tau = c_2 \cdot d^2 \cdot \tau_o \quad (3.35)$$

Im Grenzfall des Bewegungsbeginns ist $G_P + F_\tau = R$ und es ergibt sich nach Umformung für die kritische dimensionslose Schubspannung τ_{*c} der Ausdruck:

$$\tau_{*c} = \frac{\tau_{oc}}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d} = \frac{c_1}{c_2} \cdot \left((\cos \alpha \cdot \tan \varphi - \sin \alpha) - \frac{F_L \tan \varphi}{G'} \right) \quad (3.36)$$

Hierbei ist τ_{oc} die kritische Sohlenschubspannung, ρ_s und ρ sind die Dichten des Sedimentes und des Wassers, g ist die Erdbeschleunigung, d ist ein der Sieblinie entnommener charakteristischer Durchmesser der Sohle. Die Parameter c_1 und c_2 sind Formfaktoren, welche die Abweichung des Kornes von der Kugelform berücksichtigen, α ist der Winkel der

Sohlneigung, φ ist der Reibungswinkel des Sohlenmaterials, G' ist das Eigengewicht des Kornes unter Auftrieb und F_L die Liftkraft.

Während die linke Seite von Gl. (3.36) den klassischen Shields-Parameter darstellt, finden sich auf der rechten Seite weitere Größen, die den Bewegungsbeginn in steilen Gerinnen beeinflussen. Hierzu gehören der geometrische Einfluss der Kornform c_1/c_2 , das Gefälle ($\cos\alpha \cdot \tan\varphi - \sin\alpha$) und die Liftkraft F_L . Der Ansatz kann für geringe Sohlneigungen und unter Vernachlässigung der Liftkraft auf den Ansatz von SHIELDS zurückgeführt werden, bei dem die dimensionslose Schubspannung eine Funktion der Reynoldszahl des Kornes $u_* \cdot d/v$ ist. Eine Reihe von Autoren [BATHURST ET AL. (1982), GRAF (1991)] weist im Falle steiler Neigungen auf den Einfluss des Gefälles hin und modifiziert den Shields'schen Ansatz in folgender Form:

$$\tau_{*c} = \frac{\tau_{oc}}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d \cdot (\cos\alpha \cdot \tan\varphi - \sin\alpha)} = f(\text{Re}_*) \quad (3.37)$$

Die Bedeutung des Gefälles in Gl. (3.37) konnte von GRAF (1991) auf der Grundlage experimenteller Labordaten [ASHIDA UND BAYAZIT (1973), CAO (1985), SUSZKA (1987)] nachgewiesen werden (Abb. 3.10). Danach ist die Funktion $(\cos\alpha \cdot \tan\varphi - \sin\alpha)$ abhängig vom Sohlengefälle I_s . Für Neigungen $I < 1\%$ wird der Shields-Parameter, abhängig vom Reibungswinkel φ des Materials, unabhängig vom Gefälle und erfüllt somit Gl. (3.9). Für Gefälle $I > 1\%$ muss mit einer Änderung des Shields-Parameters gerechnet werden. Ab dieser Neigung fallen die Gewässer in die Kategorie der Gebirgsbäche und -flüsse (RICKENMANN 1996). Aus Abb. (3.10) wird auch ersichtlich, dass der Bereich zwischen $1\% < I < 2\%$ eine Art Übergang darstellt, da der Verlauf der Funktion ab einem Gefälle von $I > 2\%$ stark abfällt. Ab einem Gefälle von $I > \text{ca. } 2\%$ ändert sich die Morphologie von Gebirgsflüssen. Aus der ebenen Sohle entstehen zunächst Riffel-Pools und später Step-Pools (GRANT ET AL. 1990), deren Ausprägung sich mit steigendem Gefälle verstärkt.

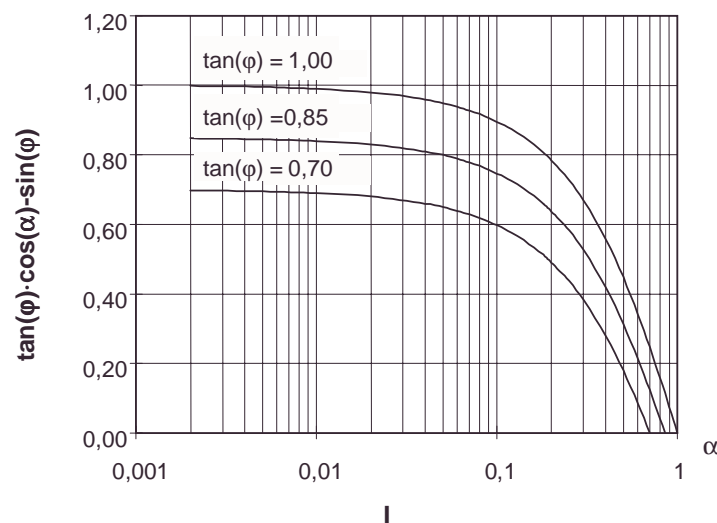


Abb. 3.10: Bedeutung des Gefälles für den Bewegungsbeginn (aus: ROSPORT 1997)

Ausgehend von der Erkenntnis, dass das Gefälle I für $\text{Re}_* > 500$ einen Einfluss auf den Shields-Parameter τ_* hat, haben GRAF UND SUSZKA (1991) die Labordaten von drei verschiedenen Stabilitätsuntersuchungen [CAO (1985), SUSZKA (1987), MIZUYAMA (1977)] als Grundlage für die Entwicklung eines neuen gefälleorientierten Ansatzes genutzt (Gl.(3.38)).

Das in den Versuchen verwendete Material variiert zwischen 5,5 mm und 44,5 mm, das Gefälle I deckt den Bereich bis 20% ab. Inwiefern bei den Versuchen mit Gefälle von $I > 2\%$ morphologische Einheiten ausgebildet waren, konnte nicht festgestellt werden.

$$\tau_{0c} = 0,042 \cdot 10^{2,2 \cdot I} \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d \quad (3.38)$$

In einer Reihe von weiteren Untersuchungen wurde eine Abhängigkeit des Shields-Parameters τ_* von der relativen Überdeckung h/d festgestellt. SUSZKA (1991) entwickelte auf der Basis von vier verschiedenen Messreihen im Labor (MPM, US ARMY CORPS OF ENGINEERS, YANG, CAO) und eigener Erhebungen einen eigenen Ansatz. Es handelt sich hierbei größtenteils um den gleichen Datensatz wie bei dem zuvor erwähnten gefälleorientierten Ansatz von GRAF UND SUSZKA. Der Bereich des Gefälles ist aufgrund der fehlenden Daten von MIZUYAMA auf maximal 9% beschränkt.

$$\tau_{0c} = 0,0851 \cdot \left(\frac{h}{d_{50}} \right)^{-0,266} \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d \cdot (\cos \alpha \cdot \tan \varphi - \sin \alpha) \quad (3.39)$$

Beide Ansätze in Gl. (3.38) und (3.39) drücken das gleiche physikalische Phänomen aus. Entgegen den Untersuchungen von SHIELDS (1936) handelt es sich bei Gebirgsflüssen mit steilem Gefälle $I > 0,5\%$ um Gerinne mit geringen relativen Überdeckungen $h/d_{50} < 20$ (SUSZKA 1991). Bereits SHIELDS erkannte in seinen Untersuchungen, dass die Versuchsergebnisse bei größerem Gefälle I mit geringen Wassertiefen h von der Shieldskurve abweichen. Als Ursache nannte er den Einfluss der relativen Rauheit, die sich ab Werten $d_s/R > 1/25$ einstellt (GRAF 1991). Bedingt durch die geringe relative Überdeckung steigt der Einfluss der Rauheit auf das Strömungsfeld und verändert die vertikale Geschwindigkeitsverteilung. Die Geschwindigkeiten werden im sohnahen Bereich reduziert, das Geschwindigkeitsprofil beginnt vom logarithmischen Gesetz abzuweichen. Eine detaillierte Diskussion dieses Effekts findet sich in den Arbeiten von ROSPORT (1997) und DITTRICH (1997) und soll an dieser Stelle nicht weiter vertieft werden.

Aus der Beobachtung in der Natur im Mesomaßstab zeigt sich, dass die relative Überdeckung als Funktion des Sohlgefälles I aufgefasst werden kann:

$$\frac{h}{d_c} = f(I) \quad (3.40)$$

Je steiler das Sohlgefälle eines Gebirgsflusses ist, desto geringer ist die relative Überdeckung. Folgende Richtwerte können aufgrund von ersten Auswertungen von Abflussmessungen im Hochgebirge angegeben werden:

$$\begin{aligned} I < 2\% & \Rightarrow 5 < h/d_{50} < 15 \\ 2\% < I < 7\% & \Rightarrow 2 < h/d_{50} < 8 \\ I > 7\% & \Rightarrow 1 < h/d_{50} < 3 \end{aligned}$$

Die Ansätze von GRAF UND SUSZKA (1987) und SUSZKA (1991) zum Bewegungsbeginn in steilen Gerinnen sind aufgrund des oben genannten Zusammenhanges zwischen relativer Überdeckung h/d und Neigung I prinzipiell identisch. Der Parameter des Gefälles I wird in der Arbeit von SUSZKA durch die relative Überdeckung h/d ersetzt. Darüber hinaus sei an dieser Stelle angemerkt, dass die verwendeten Versuchsdaten zur Entwicklung der Ansätze annähernd gleich sind. Die Mehrzahl der Daten stammt von den Untersuchungen von CAO und SUSZKA (aus: SUSZKA 1991).

Da die beiden Ansätze die veränderten mittleren Wassertiefen in steilen Gerinnen in Betracht ziehen, ist zu erwarten, dass die Stabilitätskriterien eine relativ gute Übereinstimmung mit Feldversuchen aufweisen. Allerdings wurden bei den Versuchen keine morphologischen Strukturen berücksichtigt. Wie die Naturuntersuchungen mehrerer Autoren [HAYWORD (1980), GRANT ET AL. (1990), SCHÄLCHLI (1991)] belegen, ist die Ausprägung der morphologischen Strukturen im Längsprofil des Flusses ebenfalls eine Funktion des Gefälles I . Je größer das Gefälle ist, desto kürzer sind die Abstände der Stufen und desto größer sind die lokalen Höhendifferenzen, die zur Beeinflussung der Strömung führen. Da die beiden Ansätze diesen Sachverhalt in ihren Versuchen nicht berücksichtigt haben, ist eine Validierung der Ansätze unter naturnahen Bedingungen erforderlich.

Neuere Untersuchungen am Theodor-Rehbock-Laboratorium hatten die Entwicklung von typischen Sohlformen für steile Gerinne und deren Auswirkung auf den Fließwiderstand und die Sohlenstabilität zum Ziel. Die Neigung der 6,8 m langen, 0,3 m tiefen und 0,2 m breiten Rinne wurde bei Gefällen $2\% < I < 9\%$ eingestellt. Die Versuche wurden mit zwei unterschiedlichen ungleichförmigen Kornmischungen durchgeführt (Material I $d_{\max} = 64$ mm, Material II $d_{\max} = 32$ mm). Durch sukzessive Steigerung des Abflusses wurde das Ausgangsmaterial bis zum Erreichen eines stabilen Deckschichtzustandes mit der sich natürlich einstellenden Morphologie abgeplastert. Der Durchfluss, bei dem die Sohle dem Strömungsangriff gerade noch standhalten konnte, wurde als kritischer Durchfluss Q_c definiert. Eine ausführliche Beschreibung der Versuchsbedingungen sowie deren Auswertung findet sich in der Arbeit von ROSPORT (1997). ABERLE (2000) entwickelte aus den Versuchsergebnissen einen neuen Ansatz zur Beschreibung der Bettstabilität. In Anlehnung an den Shields-Parameter verwendete er statt eines charakteristischen Korndurchmessers d die Standardabweichung s des Längsprofils. Damit werden neben dem steilen Gefälle auch die natürlichen Sohlformen berücksichtigt. Die kritische Sohlenschubspannung τ_{0c} wird unabhängig von der Größe des Sohlenmaterials im Fluss. Das Kräftegleichgewicht am Einzelkorn, welches dem semi-empirischen Shields'schen Ansatz zu Grunde liegt, wäre damit aufgehoben.

$$\tau_{0c} = 0,45 \cdot \rho \cdot g \cdot s \cdot \sin \alpha^{0,23} \quad (3.41)$$

Zur Aufnahme der Sohlenstruktur wurde bei den Versuchen im Labor ein Laser-Abstandsmessgerät verwendet. Die Standardabweichung s des Längsprofils wurde durch statistische Verfahren bestimmt. Unter natürlichen Bedingungen wird für die detaillierte Messung der Sohlenoberfläche ein sogenannter „Tausendfüßler“ eingesetzt. Die hochauflösende Messung der Sohlformen in der Natur setzt allerdings die Möglichkeit des Wagens im Flussschlauch voraus. Diese Bedingung ist im Falle von Flüssen in Gebirgsregionen nicht mehr erfüllt. Selbst bei Niedrigwasser sind die Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten so groß, dass eine Durchquerung des Flussschlauches nur an wenigen Stellen möglich ist. Daher kann der Ansatz nach ABERLE in der Praxis nur für Gebirgsbäche mit sehr geringen Wassertiefen angewendet werden.

Neben den oben genannten Schwierigkeiten, eine Beziehung zwischen dem Shields-Parameter und einem Gefälleparameter herzustellen, ist die Messung der Wassertiefe bei steilen Gebirgsflüssen mit geringer Überdeckung im Feld problematisch. BATHURST ET AL. (1982) empfehlen deshalb die Verwendung eines abflussbezogenen Stabilitätskriteriums, ähnlich dem von SCHOKLITSCH bereits 1962 entwickelten Ansatz für natürliche Flussstrecken (aus: BATHURST ET AL. 1987). Der dimensionslose spezifische Abfluss q_* ist eine Funktion

des Gefälles I und wie in Gl. (3.42) definiert. Darin ist q_c der kritische spezifische Abfluss pro Breitereinheit, d_c ein charakteristischer Korndurchmesser des Oberflächensedimentes und g die Erdbeschleunigung.

$$q_{*c} = \frac{q_c}{\sqrt{g \cdot d_c^3}} = f(I) \quad (3.42)$$

Der Vorteil eines kritischen Abflusses besteht vor allen Dingen in einer praktikablen Handhabung von Naturdaten, bei denen tägliche Abflussdaten zur Verfügung stehen. Es soll allerdings an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, dass die Generierung von täglichen mittleren Durchflüssen auf der Abflusskurve basiert, welche wiederum durch die Messung der Wassertiefe in jeder Lotrechten abhängt. Dies bedeutet, dass eine gewisse Messungenauigkeit bei steilen Gerinnen unvermeidbar ist und diese lediglich durch Plausibilitätskontrollen anhand aufgemessener Querschnitte minimiert werden kann.

Als Datengrundlage verwendete BATHURST Labordaten sowie Felddaten unterschiedlicher Autoren. Die Laboruntersuchungen beinhalten die Ergebnisse der Studien der EPFL, MPM, ASHIDA UND BAYAZIT und anderen Autoren. Das Gefälle in den Laborrinnen variierte zwischen 0,25% und 9%, der d_{50} des Sedimentmaterials lag zwischen 3,2 mm und 44,3 mm. Die Naturdaten verschiedener Quellen wiesen einen Korndurchmesser $12 \text{ mm} < d_{50} < 81 \text{ mm}$ auf. Lediglich der Pitzbach in Österreich stellte eine Ausnahme mit 260 mm dar. Die Flüsse hatten ein Gefälle $0,035\% < I < 4\%$. Der maximale spezifische Abfluss q war wiederum beim Pitzbach mit $0,38 \text{ m}^3/\text{sm}$ festzustellen. Die Gleichung zur Bestimmung des kritischen dimensionslosen spezifischen Abflusses q_{*c} ist bei BATHURST ET AL. (1987) eine per Augenmaß bestimmte empirische Funktion, welche die Packungsdichte der Deckschicht berücksichtigt und für Gefälle mit $I > 2\%$ gültig ist:

$$q_{*c} = \frac{q_c}{\sqrt{g \cdot d_{50}^3}} = 0,15 \cdot I^{-1,12} \quad (3.43)$$

Der kritische Abfluss bei den Laboruntersuchungen wurde für jede Kombination zwischen Gefälle und Sedimentmaterial durch Extrapolation der gemessenen Sedimentfrachten auf den Nullpunkt bestimmt. BATHURST machte bereits darauf aufmerksam, dass bei den Naturuntersuchungen teilweise zwei kritische Abflusszustände festgestellt werden konnten. Während es bei dem geringeren der beiden Abflüsse in der Natur zum Transport von Sand und Feinsedimenten kam, wurde bei dem höheren Abfluss bereits grobes Material bewegt (BATHURST ET AL. 1987). Dies deutet auf einen wesentlichen Unterschied zwischen Labor- und Naturuntersuchungen hin, der zunächst physikalisch jedoch nicht begründet werden kann. Da keine genaueren Angaben zu der Größe des in der Natur bewegten Materials angegeben wurden, sind weitere Naturmessungen zur Evaluierung des natürlichen Phänomens zweier kritischer Abflüsse von besonderem Interesse.

Das von BATHURST und einer Reihe weiterer Autoren entwickelte Konzept des kritischen dimensionslosen spezifischen Abflusses zur Bestimmung des Bewegungsbeginns in steilen Gerinnen wurde bereits Ende der 60-er Jahre zur Bemessung von Sohlrampen und von Deckwerken überströmbarer Steinschüttdämme verwendet. Im folgenden Kapitel werden die wichtigsten Ansätze diskutiert.

3.2.4 Stabilität von Blocksteinrampen

Die beiden vorangehenden Kapitel haben die Defizite der entwickelten Stabilitätskriterien aufgezeigt und sollen an dieser Stelle nochmals kurz genannt werden. Die in Abschnitt 3.2.2 diskutierten Ansätze zur Beschreibung der maximalen Stabilität der Deckschicht im Grenzzustand können bei Sohlmaterialien mit Grobkies und Blöcken praktisch nicht mehr angewendet werden. Die untersuchten Gefällebereiche beschreiben Neigungen $I < 2,7\%$ und fallen damit in die Klasse der Mittelgebirgsflüsse. Die in Kapitel 3.2.3 genannten Ansätze beschäftigen sich vornehmlich mit dem Einfluss des Gefälles auf die Strömung und deren Wirkung auf die Stabilität des Sohlenmaterials. Mit Ausnahme der Untersuchungen des Theodor-Rehbock-Laboratoriums wird jedoch die Entwicklung von Deckschichten sowie morphologischen Strukturen im Längsprofil außer Acht gelassen.

Es gilt also, die gleichzeitige Wirkung von steilen Neigungen sowie ausgeprägten Deckschichten auf das Strömungsfeld und die Sohlenstabilität zu beschreiben. Die im Wasserbau bekannten Bemessungsansätze zur Stabilität von überströmbaren Steinschüttdämmen bieten hierfür eine Möglichkeit. Der Vergleich der bekannten Bemessungskriterien mit den Ergebnissen erster Feldversuche von PALT ET AL. (1999) scheint diese Analogie zu bestätigen. Deshalb werden im Folgenden die im Schrifttum genannten Ansätze erläutert.

Anlass der Untersuchungen war der Nachweis der Stabilität überströmbarer Steinschüttdämme, um somit die Kosten für ein gesondertes Betonbauwerk zur Hochwasserentlastung zu sparen. Die für Steinschüttdämme entwickelten Ansätze werden heute auch für die Bemessung von Sohlrampen eingesetzt, die im Zuge der Verbesserung der Fließgewässerökologie als Ersatz von Absturzbauwerken dienen. Man unterscheidet die Steinrampen prinzipiell hinsichtlich ihrer Bauweise (WHITTAKER UND JÄGGI 1986), die in Abb. 3.11 deutlich voneinander zu differenzieren sind.

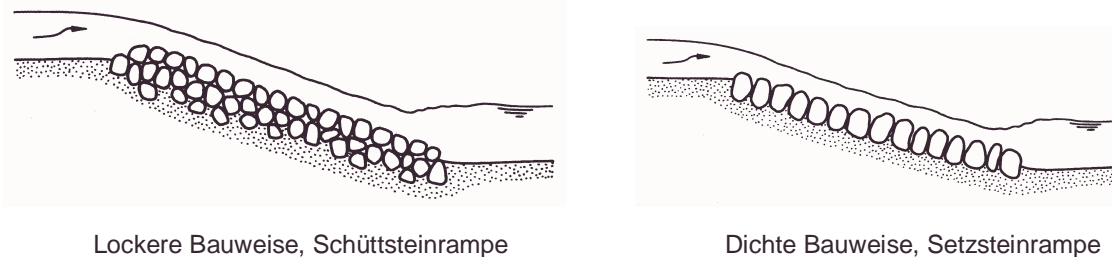


Abb. 3.11: Bauweise von Rampen (aus: WHITTAKER UND JÄGGI 1986)

Im Folgenden soll gezeigt werden, dass es sich bei den Ansätzen um eine Modifikation des Schubspannungskonzeptes für grobes Sohlenmaterial handelt (SCHEUERLEIN 1999), die sich lediglich durch die Wahl der kritischen Parameter (Abfluss, Geschwindigkeit, spezifischer Abfluss) unterscheiden. Der kritische dimensionslose Abfluss q_{*c} in Gl. (3.42) kann wie folgt durch Kombination des Stabilitätskriteriums nach SHIELDS, der empirischen Abflussgleichung nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER sowie einer Beziehung zur Beschreibung des Fließwiderstandes hergeleitet werden:

Der spezifische Abfluss q ist definiert als Abfluss Q pro Breitereinheit b und kann unter der Annahme eines Rechteckquerschnittes geschrieben werden als:

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{A \cdot v}{b} = \frac{b \cdot h \cdot v}{b} = h \cdot v \quad (3.44)$$

Aus dem Shields-Parameter für steile Gerinne erhält man für den Zustand des Bewegunsgbeginns die kritische Wassertiefe h_c :

$$\frac{\tau_{oc}}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d \cdot (\cos \alpha \cdot \tan \varphi - \sin \alpha)} = \tau_{*c}$$

$$h_c = \frac{\tau_{*c} \cdot d \cdot \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) \cdot (\cos \alpha \cdot \tan \varphi - \sin \alpha)}{I} \quad (3.45)$$

Zur Bestimmung der Geschwindigkeit wird die Abflussbeziehung nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER verwendet

$$v = k_{st} \cdot h^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (3.46)$$

mit der Rauheit k_{st} als Funktion des Korndurchmessers d_{65} bei 65% Siebdurchgang in Anlehnung an den Originalansatz von MANNING-STRICKLER:

$$k_{st} = \frac{a}{d_{65}^{\frac{1}{6}}} \quad (3.47)$$

Vereinfachend wird an dieser Stelle davon ausgegangen, dass die Abweichung des d_{65} beim Rauheitsansatz vom d_{50} des Shields-Parameters vernachlässigbar ist.

Einsetzen von (3.45), (3.46) und (3.47) in (3.44) ergibt:

$$q_c = h_c \cdot v = h_c \cdot \frac{a}{d_c^{\frac{1}{6}}} \cdot h_c^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} = \frac{a}{d_c^{\frac{1}{6}}} \cdot h_c^{\frac{5}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

$$q_c = \frac{a}{d_c^{\frac{1}{6}}} \left(\frac{\tau_{*c} \cdot d \cdot \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) \cdot (\cos \alpha \cdot \tan \varphi - \sin \alpha)}{I} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (3.48)$$

$$q_c = \frac{a \cdot \left(\tau_{*c} \cdot \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) \cdot (\cos \alpha \cdot \tan \varphi - \sin \alpha) \right)^{\frac{5}{3}} \cdot d^{\frac{5}{3}}}{I^{\frac{7}{6}}}$$

Nach Erweiterung von Gl. (3.48) mit dem Term \sqrt{g} entsteht der dimensionslose spezifische Abfluss q_{*c} in derselben Form wie in Gl. (3.42)

$$q_{*c} = \frac{q_c}{\sqrt{g} \cdot d_c^{\frac{3}{2}}} = C \cdot I^{\frac{7}{6}} \quad (3.49)$$

mit dem Parameter C:

$$C = a \cdot \frac{1}{\sqrt{g}} \cdot \left(\tau_{*c} \cdot \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) \cdot (\cos \alpha \cdot \tan \varphi - \sin \alpha) \right)^{\frac{5}{3}} \quad (3.50)$$

Wie aus Gl. (3.50) ersichtlich, ist der Term C eine Funktion der Rauheitskonstanten a, des Shields-Parameters τ_{*c} , der relativen Dichte $(\rho_s - \rho)/\rho$, der Erdbeschleunigung g sowie des Gefälleters $(\cos \alpha \cdot \tan \varphi - \sin \alpha)$. Für natürliches Sohlenmaterial kann mit einer Dichte von ρ_s

= 2,7 t/m³ und einem Ruhewinkel $35^\circ < \varphi < 45^\circ$ gerechnet werden. Abhängig von der Wahl der Rauheitskonstanten a und des konstant angenommenen Shields-Parameters τ_{*c} sowie unter Einbeziehung der experimentellen Ergebnisse des Einflusses des Gefälleterms nach GRAF (1991) ergeben sich für den Term C unterschiedliche Werte. Im Folgenden sollen die theoretischen Grenzen der Konstanten angegeben werden. Im Originalansatz von STRICKLER nimmt die Konstante a den Wert 21 an, während MEYER-PETER/MÜLLER den Kennwert mit 26 angeben. Die untere Grenze für den Bewegungsbeginn wird bei flachen Neigungen mit $\tau_{*c} = 0,03$ angegeben, während die absolute Bewegung bei $\tau_{*c} = 0,06$ einsetzt. Die Grenzen des Gefälleterms bewegen sich nach Abb. 3.10, abhängig von der Materialgröße φ , für geringe Neigungen zwischen 0,7 und 1,0 und werden bei steilen Neigungen auf Werte zwischen 0,6 und 0,9 reduziert. Danach ergeben sich für den Ausdruck C die Grenzbereiche $0,02 < C < 0,18$. Unter Vernachlässigung der Gefällefunktion und unter Verwendung mittlerer Werte für die jeweiligen Konstanten nimmt Gl. (3.49) folgende Form an, welche Gl. (3.42) nach BATHURST ähnelt:

$$q_{*c} = \frac{q_c}{\sqrt{g \cdot d_c^3}} = (0,02 - 0,18) \cdot I^{-\frac{7}{6}} \quad (3.51)$$

Die Breite des angegebenen Intervalls [0,02;0,18] für den Term C zeigt die Wichtigkeit der Randbedingungen bei den Stabilitätsuntersuchungen. Die Materialeigenschaften, hier Dichte ρ_s und Reibungswinkel φ , sowie der Gefällebereich der Untersuchungen und die daraus resultierenden Strömungseigenschaften sind von besonderer Bedeutung für die Entwicklung eines aus Messungen empirisch bestimmten Ansatzes. Die Variabilität der einzelnen Ansätze wird nochmals eingehend diskutiert.

Die Laboruntersuchungen von LINFORD/SAUNDERS/OLIVIER (1967) wurden in einer 56 cm breiten Rinne bei Neigungen zwischen 8% (1:12,5) und 20% (1:5) durchgeführt. Die drei verschiedenen Sohlenmaterialien, fein- und mittelkiesiges Material sowie gebrochener Granit, wurden ein-, zwei-, bzw. dreilagig in die Rinne eingebaut. Die unterste Lage wurde mittels Draht an der Rinnensohle fixiert. Der bei den Versuchen verwendete äquivalente Steindurchmesser d_s lag zwischen $15 \text{ mm} < d_s < 60 \text{ mm}$. Es sei angemerkt, dass der Parameter d_s den Durchmesser einer Kugel mit demselben Gewicht des im Bauwerk verwendeten Steines darstellt. Bei den Versuchen wurden sowohl lockere Steinschüttungen als auch gesetzte Steinpackungen untersucht. Somit ist die abgeleitete Beziehung zur Abschätzung der Stabilität von Deckwerken in Schütt- und Setzsteinbauweise gleichermaßen anwendbar (GEBLER 1991). Die Unterschiede in der Bauweise werden durch den Packungsfaktor P_c berücksichtigt.

$$q_c = 0,235 \cdot \left(\frac{1,2}{P_c} \cdot \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot d_s^{\frac{3}{2}} \cdot I^{-\frac{7}{6}} \quad (3.52)$$

Die Packungsdichte P_c ist ein dimensionsloser Parameter, der eine Beziehung zwischen der Anzahl der Steine N auf einer Einheitsfläche darstellt und ist in Gl. (3.53) definiert. Für eine natürliche Packung wurde ein Wert von 1,2 angegeben, bei gesetzter Bauweise reduziert sich die Packungsdichte auf die Größe von 0,8 (OLIVIER 1967).

$$P_c = \frac{1}{N \cdot d_s^2} \quad (3.53)$$

Es soll darauf hingewiesen werden, dass in Gl. (3.52) der Gefälleterm ($\cos \alpha (\tan \varphi - \tan \alpha)$) vereinfacht zu 1 gesetzt wurde. Als Begründung wurden die sich im Längsprofil bildenden Step-Pool-Systeme genannt, welche nach Ansicht von OLIVIER (1967) im Poolbereich sehr flach sind und deshalb der Einfluss der Neigung im Hinblick auf die Stabilität des Einzelsteines vernachlässigt werden kann. Diese Vereinfachung ist kritisch zu betrachten, da Abb. 3.10 eine deutliche Reduktion des Terms zeigt. Des Weiteren wurden in Gl. (3.48) der Shields-Parameter τ_{*c} mit 0,05 und die Rauheitskonstante a nach einer Laboruntersuchung von CHANG (aus: OLIVIER 1967) mit 34,4 angenommen.

Bei der sukzessiven Erhöhung des Abflusses konnten zwei unterschiedliche Schwellenwerte beobachtet werden, nämlich der Schwellenwertabfluss (threshold flow), bei dem einzelne Blöcke bewegt wurden und der Kollapsabfluss (collapse flow), bei dem die gesamte Rampe erodiert wurde. Interessanterweise war der Kollapsabfluss im Falle von kiesigem Material nur 20 % größer als der Schwellenwertabfluss, während der Unterschied bei Granit bei 80% lag. Ob der Unterschied auf die Packungsdichte oder auf Materialeigenschaften zurückzuführen ist, konnte nicht beurteilt werden.

HARTUNG UND SCHEUERLEIN (1970) verwendeten in ihrem Ansatz die kritische mittlere Fließgeschwindigkeit v_c der Strömung auf der Rampe als maßgebende Größe für den Strömungsangriff und die Sohlenstabilität. Während die Betrachtung der Strömung auf Modelluntersuchungen von Raugerinnen nach SCHEUERLEIN (1968) zurückgeht, wurde die Steinstabilität durch ein vereinfachtes Kräftegleichgewicht an einem in der Deckschicht eingebetteten Stein ermittelt. Die kritische Fließgeschwindigkeit v_c kann nach Gl. (3.54) bestimmt werden:

$$v_c = \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot (\gamma_s - \gamma)}{\sigma \cdot \gamma}} \cdot \sqrt{d_s \cdot \cos \alpha} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} (\tan \varphi - \tan \alpha)} \quad (3.54)$$

In Anlehnung an ein von ISBASH (1936) entwickeltes Kriterium zur Stabilität von in fließendes Wasser abgesetzten Steinen nimmt der Term $(2/3 \cdot (\tan \varphi - \tan \alpha))$ den konstanten Wert von 1,2 an und Gl. (3.54) kann in Gl.(3.55) umgeschrieben werden.

$$v_c = 1,2 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot (\gamma_s - \gamma)}{\sigma \cdot \gamma}} \cdot \sqrt{d_s \cdot \cos \alpha} \quad (3.55)$$

Der in ihrem Ansatz enthaltene Parameter σ zur Berücksichtigung des Luftgehaltes bei kritischem Abfluss ist abhängig von der relativen Rauheit $3 \cdot y_m / d_s$ und dem Gefälle $\sin \alpha$ und wird mittels Gl. (3.56) iterativ berechnet.

$$\sigma = 1 - 1,3 \cdot \sin \alpha + 0,08 \cdot \frac{3 \cdot y_m}{d_s} \quad (3.56)$$

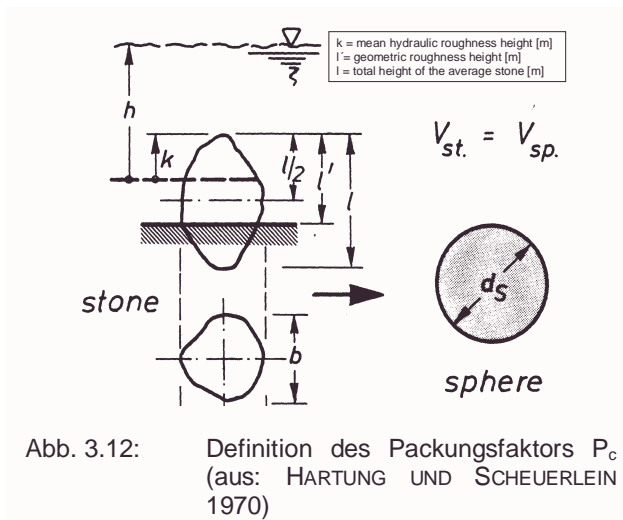
HARTUNG UND SCHEUERLEIN entwickelten zur iterativen Bestimmung der Wassertiefe y_m , des Luftbeimischungskoeffizienten σ und der kritischen Geschwindigkeit v_c Bemessungsdiagramme, die eine praktikable Berechnung des kritischen Abflusses ermöglichen. Da bei den Versuchen eine Luftbeimischung erst bei einem Gefälle von 20% stattfand, kann der Parameter bei Neigungen $I < 20\%$ zu $\sigma = 1$ gesetzt werden. Die Vereinfachung des Gefälleterms für flache Neigungen von Gl. (3.54) nach Gl. (3.55) ist gültig bei einem Reibungswinkel von $\varphi = 65^\circ$. Natürliches Flusssediment mit fein- bis grobkiesigem Material weist hingegen einen Ruhewinkel von $30^\circ < \varphi < 40^\circ$ auf. Daraus folgt, dass die

mittels Gl. (3.55) ermittelten kritischen Abflüsse tendenziell zu große Werte liefern bei der Anwendung der Formel auf steile Gebirgsflüsse.

KNAUSS (1979) vereinfachte die Formel von HARTUNG UND SCHEUERLEIN zu der in Gl. (3.57) angegebenen Form und verwendete anstatt der kritischen Geschwindigkeit v_{cr} den kritischen spezifischen Rampenabfluss q_{cr} . Dieser Ansatz ist jedoch nur unter folgenden Voraussetzungen gültig: Luftgehaltparameter $\sigma = 1$, Packungsdichte $0,625 < \Phi < 1,125$, Dichte der Deckwerkssteine $\rho_s \approx 2700 \text{ kg/m}^3$. Eine weitere Vereinfachung des Geschwindigkeitsansatzes nach HARTUNG UND SCHEUERLEIN nach Gl. (3.55) in Kombination mit der Kontinuitätsgleichung für flache Neigungen führt zu der in Gl. (3.58) angegebenen Form. Diese Darstellung hat den Vorteil, dass keine Unsicherheiten bei der Beurteilung der Packungsdichte durch den Parameter Φ entstehen, sondern der spezifische Abfluss q_c lediglich eine Funktion der Neigung I und der Größe des Deckschichtmaterials d_s ist. Ihre Anwendung sollte sich auf den Gefällebereich $7\% < I < 17\%$ mit Steingrößen $0,6 \text{ m} < d_s < 1,2 \text{ m}$ beschränken und fällt somit in den Bereich von Gebirgsflüssen mit steilem Gefälle.

$$q_c = 1,9 + 0,8 \cdot \phi - 3 \cdot \sin \alpha \cdot \sqrt{g \cdot d_s^3} \quad (3.57)$$

$$q_c = \left(1,44 + \frac{0,08}{I} \right) \cdot \sqrt{g \cdot d_s^3} \quad (3.58)$$



Der in Gl.(3.57) enthaltene Packungsfaktor Φ der Deckschicht entspricht der Definition nach SCHEUERLEIN. Der Faktor stellt das Verhältnis zwischen der vertikalen Rauheitserhebung l' zur Breite b des Rauheitselementes dar (Abb. 3.12). Für geschüttete Deckwerke empfiehlt KNAUSS den unteren Wert des angegebenen Intervalls mit $\Phi = 0,625$, eine gesetzte Bauweise entspricht dem Wert $\Phi = 1,125$. KNAUS konnte mit Hilfe der Daten von LINFORD/SAUNDERS und SCHEUERLEIN einen empirischen Zusammenhang

zwischen der Packungsdichte P_c und dem Packungsfaktor Φ nachweisen, welcher näherungsweise durch Gl. (3.59) beschrieben wird:

$$P_c^{\frac{3}{2}} \cdot \phi = 0,8 \quad (3.59)$$

WHITTAKER UND JÄGGI (1986) untersuchten im Modell Blockschwellen mit lockerer und dichter Bauweise. Die dichte Bauweise kann als Deckwerk in Setzsteinbauweise aufgefasst werden, während die lockere Bauweise einer Steinschüttung entspricht. Die zugrunde liegenden Modellversuche wiesen ein Gefälle zwischen 5% (1:20) und 25% (1:4) auf. Jede Bauweise wurde im Modell mit je zwei Steindurchmessern getestet, der äquivalente Steindurchmesser d_s lag bei 14 mm für das Material I und bei 25 mm für das Material II.

Ähnlich wie bei den Versuchen von LINFORD/SAUNDERS/OLIVIER musste im Falle der lockeren Bauweise zwischen dem Schwellenwertabfluss und dem Kollapsabfluss unterschieden

werden. Während der Erosionsbeginn einzelner Steine im Wesentlichen von deren Exposition bei Beginn des Versuches abhing, konnte für die Grenzbelastung der lockeren Bauweise, welche zur Zerstörung führte, folgende empirische Gleichung gefunden werden. Der in der Gl. (3.60) verwendete Durchmesser d_{65} bei 65% Siebdurchgang kann durch Division des äquivalenten Steindurchmessers d_s mit dem Faktor 1,06 berechnet werden.

$$q_c = 0,257 \cdot \sqrt{\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right)} \cdot \sqrt{g \cdot d_{65}^3} \cdot I^{-\frac{7}{6}} \quad (3.60)$$

Da einige Rampen bis zur Zerstörung noch größeren Strömungsbelastungen als die durch Gl. (3.60) beschriebenen ausgesetzt waren, ist die Stabilitätsgleichung als unterer Grenzwert des Kollapsabflusses aufzufassen. Bemerkenswert erscheint, dass die Versuche der dichten Bauweise ebenso durch Gl. (3.60) beschrieben werden konnten. Wie in lockerer Bauweise auch, lagen die erreichbaren spezifischen Abflüsse teilweise über dem Kriterium. Auf der anderen Seite wurden dichte Bauweisen, bedingt durch die Exposition einzelner Steine oder Schwachstellen im dichten Deckwerk, bei den gleichen Abflüssen ebenso zerstört wie Schüttsteinrampen.

Es sei angemerkt, dass durch konstruktive Maßnahmen sichergestellt wurde, dass das Versagen der Rampe nur durch die Bewegung der Blöcke auf der Rampe verursacht wurde. Auskolkungen am Rampenfuß bzw. Erosionen des Unterschichtmaterials fanden nicht statt. Dies entspricht weitgehend den Bedingungen in der Natur, wo das Deckwerk durch unterstrom liegende Steps gesichert ist. Allerdings wurden bei den Versuchsreihen die morphologischen Eigenschaften steiler Gerinne vernachlässigt. Denn wie die Ausführungen in Kapitel 3.1.1.1 belegen, ist im Gefällebereich $5\% < I < 25\%$ definitiv mit Step-Pool-Systemen zu rechnen.

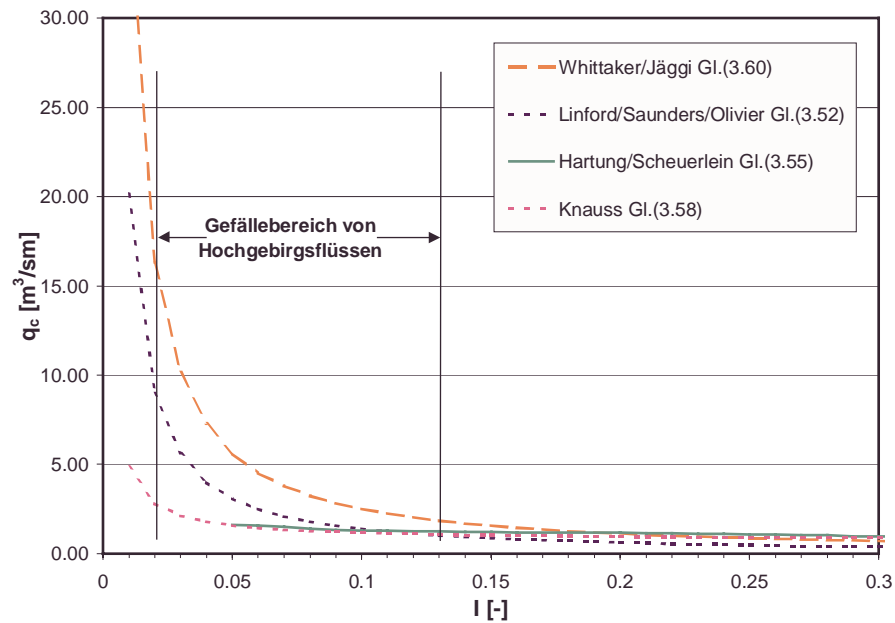


Abb. 3.13: Beispielhafter Vergleich der verschiedenen Bemessungsformeln für Blocksteinrampen

Der Vergleich der unterschiedlichen Stabilitätsansätze für überströmbare Steinschüttdämme sowie Deckwerke soll anhand eines einfachen Berechnungsbeispiels verdeutlicht werden. Folgende Kennwerte werden für einen Steinschüttdamm angenommen:

- Dichte des Deckwerkes: $\rho_s = 2700 \text{ kg/m}^3$
- Reibungswinkel: $\varphi = 40^\circ$
- Steindurchmesser: $d_s = 0,30 \text{ m}$

Das Ergebnis in Abb. 3.13 zeigt, dass die Gleichungen mit dem Term $I^{-7/6}$ bei kleinen Gefällen einen starken Anstieg aufweisen. Der Abbildung ist weiterhin zu entnehmen, dass die Streubreite der Ergebnisse besonders im für steile Gebirgsflüsse typischen Neigungsbereich $2\% < I < 13\%$ sehr groß ist. Dies bestätigen bereits die in Gl. (3.49) angegebenen weiten Intervallgrenzen, die je nach Wahl der Rauheitskonstanten a sowie des kritischen Shields-Parameters τ_{*c} erhebliche Abweichungen aufweisen können. Für eine Schüttsteinrampe mit einem Gefälle von 5% beträgt z.B. nach dem Ansatz von WHITTAKER UND JÄGGI der kritische Abfluss $5,6 \text{ m}^3/\text{sm}$, wohingegen der Ansatz von KNAUSS nur einen kritischen Abfluss von ca. $1,6 \text{ m}^3/\text{sm}$ zulässt.

Die Ansätze verknüpfen die mittlere Fließgeschwindigkeit und Abflusstiefe zum spezifischen Abfluss als die maßgebende hydraulische Belastungsgröße. Der Vorteil dieser Vorgehensweise besteht darin, dass eventuelle Änderungen in den Konstanten a und τ_{*c} durch verschiedene Abflusszustände implizit enthalten sind. Inwiefern die Bemessungsansätze auf natürliche Gerinne mit steilen Neigungen und ausgeprägten morphologischen Strukturen anwendbar sind, kann nur durch Feldversuche untersucht werden, welche in Kapitel 5 im Detail beschrieben sind. In diesem Zusammenhang sind mehrere Fragestellungen näher zu beleuchten:

- Beschreiben die bestehenden Ansätze die Sohlenstabilität von steilen Gebirgsflüssen?
- Beschreiben die Ansätze einen Schwellenwert, bei dem einzelne Steine in Bewegung geraten, oder den kritischen Zustand, bei dem die Zerstörung der gesamten Deckschicht einsetzt? (SCHEUERLEIN 1999)
- Welchen Einfluss haben die morphologischen Strukturen auf die Sohlenstabilität in natürlichen Gerinnen mit steilen Gefälle?
- Welchen Einfluss haben dreidimensionale Effekte der natürlichen Strömungen auf die Sohlenstabilität im Vergleich zu den bestehenden Ansätzen aus Laboruntersuchungen?

Tabelle 3.1 enthält in einer Zusammenfassung die wichtigsten in diesem Kapitel diskutierten Sohlenstabilitätsansätze im Hinblick auf deren Anwendung auf Gebirgsflüsse mit grobkiesigem Sohlenmaterial und steilem Gefälle.

Tabelle 3.1: Sohlenstabilitätskriterien für unterschiedliche Randbedingungen

Sohlenzustand	Gleichung	Autor	
Ohne Deckschicht	Gleichförmiges Material: $\tau_{0c} = 0,06 \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d_{50}$ Ungleichförmiges Material: $\tau_{0c} = 0,047 \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d_m$	SHIELDS (1936) MPM (1949)	
Mit Deckschicht im Grenzzustand	$\tau_{0c} = 0,045 \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d_{90}$ $\tau_{0cmax} = \lambda \cdot 0,047 \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d_{max}$ $\tau_{0cmax} = Fr_{c'} \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d_{50D}$ $\tau_{0c} = 0,05 \cdot \left[0,4 \cdot \left(\frac{d_{max}}{d_{50D}} \right)^{-\frac{1}{2}} + 0,6 \right]^2 \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d_{50D}$	MPM (1949) GÜNTER (1971) SCHÖBERL (1979, 1991) CHIN (1985, 1994)	
Mit steilem Gefälle	$\tau_{0c} = 0,042 \cdot 10^{2,21} \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d$ $\tau_{0c} = 0,0851 \cdot \left(\frac{h}{d_{50}} \right)^{-0,266} \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d \cdot (\cos \alpha \cdot \tan \phi - \sin \alpha)$ $\tau_{0c} = 0,45 \cdot \rho \cdot g \cdot s \cdot \sin \alpha^{0,23}$ $q_c = 0,15 \cdot I^{-1,12} \cdot \sqrt{g \cdot d_{50}^3}$	GRAF/SUSZKA (1991) SUSZKA (1991) ABERLE (2000) BATHURST (1984)	
Mit ausgeprägter Deckschicht und steilem Gefälle	$q_c = 0,235 \cdot \left(\frac{1,2 \rho_s - \rho}{P_c \rho_w} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \sqrt{d_s^3} \cdot I^{-\frac{7}{6}}$ $v_c = 1,2 \cdot \sqrt{\frac{2g \cdot (\rho_s - \rho)}{\sigma \cdot \rho}} \cdot \sqrt{d_s \cdot \cos \alpha}$ $q_c = \left(1,44 + \frac{0,08}{I} \right) \cdot \sqrt{g \cdot d_s^3}$ $q_c = 0,257 \cdot \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}} \cdot \sqrt{g \cdot d_{65}^3} \cdot I^{-\frac{7}{6}}$	LINFORD/SAUNDERS/ OLIVIER (1967) HARTUNG/SCHEUERLEIN (1970) KNAUSS (1979) WHITTAKER/JÄGGI (1986)	
Symbole	d_s [m] äquivalenter Steindurchmesser g [m/s ²] Erdbeschleunigung I [-] Sohlenneigung P_c [-] Packungsdichte ϕ [-] Packungsfaktor q_c [m ³ /m] kritischer spezifischer Abfluss v [m/s] Geschwindigkeit $Fr_{c'}$ [-] spezifische Froude-Zahl (nach CHIN 1985)	τ_{0c} [N/m ²] kritische Sohlenschubspannung τ_{0cmax} [N/m ²] kritische Sohlenschubsp. bei max. Bettstab. λ [-] Einfluss der Kornverteilung (nach GÜNTER 1971) s [m] Standardabweichung der Sohlrauhigkeit	ρ_s [kg/m ³] Dichte des Sediments ρ_w [kg/m ³] Dichte des Wassers α [-] Neigungswinkel der Sohle ϕ [-] Reibungswinkel des Sohlenmaterials
Indizes	D Kornverteilung bei max. Bettstabilität m mittlerer Durchmesser	50/65/90 Korndurchmesser bei 50%/65%/90% Siebdurchgang	A Ausgangsmischung max Größtkorn

3.3 Geschiebetransport

3.3.1 Laboruntersuchungen

Ist die maximale Sohlenstabilität überschritten, kommt das Sohlenmaterial in Bewegung und der Geschiebetransport beginnt. Im Schrifttum finden sich eine Reihe von Geschiebetransportformeln für kiesiges Material, welche meist empirisch durch Laboruntersuchungen entwickelt wurden. Da die vorliegende Untersuchung Gebirgsflüsse zum Thema hat, beschränken sich die folgenden Ausführungen auf die wichtigsten Geschiebetransportformeln für kiesiges Material in steilen Gerinnen.

Die Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule (ETH) Zürich hat in der Vergangenheit eine Reihe von Beiträgen zu diesem Thema geliefert. Die erste und zugleich grundlegendste Arbeit wurde von MEYER-PETER/MÜLLER in den Jahren 1930 bis 1948 durchgeführt. Dabei wurde unter verschiedenen hydraulischen Versuchsbedingungen die Bewegung körnigen Materials (Einheitskorn und Mischungen) untersucht. Wie bereits in Kapitel 3.2 erwähnt, wurden die Untersuchungen mit Material mit einem maßgebenden Korndurchmesser zwischen $0,4 \text{ mm} < d_m < 28,65 \text{ mm}$ und bei Neigungen von $0,1\% < I < 2,3\%$ durchgeführt. Dabei wurde die verfügbare Schleppspannung des Abflusses mit der Transportgröße der bewegten Körner in Verbindung gesetzt. Die Einflussfaktoren wurden in eine dimensionslose Form gebracht. Durch eine lineare Regression der beiden dimensionslosen Parameter entstand die MPM-Gleichung (1949), die in Gl. (3.61) dargestellt ist. Danach findet der Bewegungsbeginn bei dem Shields-Parameter $\tau_* = 0,047$ statt. Die zugrunde liegenden Daten sowie die entwickelte Regressionsfunktion sind in Abb. 3.14 dargestellt.

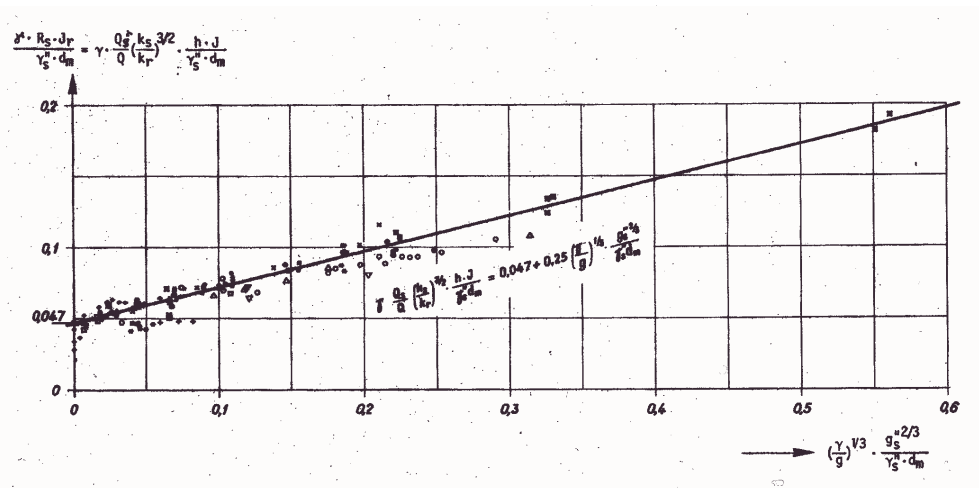


Abb. 3.14 Versuchdaten und entwickelte Geschiebefunktion vom MPM (aus: SMART UND JÄGGI 1983)

$$\rho_w \cdot g \cdot \left(\frac{k_s}{k_r} \right)^2 \cdot R_s \cdot I_r = 0,047 \cdot \rho_w (s-1) \cdot g \cdot d_m + 0,25 \cdot \rho_w \cdot \left[(s-1) \cdot g \cdot q_g \right]^2 \quad (3.61)$$

Darin ist R_s der hydraulische Radius, der sich aus dem den Geschiebetrieb bewirkenden Abflussanteil Q_s ergibt und nach Gl. (3.62) definiert ist. Der Parameter d_m stellt den nach Gl. (3.20) definierten maßgebenden Durchmesser des Sohlenmaterials dar, und I_r ist das

Reibungsgefälle. Die transportierte Geschiebemenge pro Einheitsmeter Flussbreite wird mit der Variablen q_G bezeichnet.

$$R_s = \frac{Q_s}{Q} \cdot h \quad (3.62)$$

MEYER-PETER/MÜLLER stellten bei ihren Versuchen fest, dass große Unebenheiten der Flusssohle durch Riffel- und Bankbildung zur Reduktion des Geschiebetransportes führten. Zur Berücksichtigung dieses Effektes wurde das vorhandene Energiegefälle I in einen Reibungsanteil I_r und einen Formanteil aufgeteilt. Theoretische Überlegungen sowie die Auswertung der Versuchsergebnisse führten zu der empirischen Beziehung in Gl. (3.63), welche die Energieverluste getrennt nach den Verlusten aus der Rauheit des Sohlenmaterials k_r und den Verlusten nach Strickler k_{st} betrachtet. Dadurch wird der morphologische Einfluss von Sohlkonfigurationen auf die Menge des transportierten Geschiebes berücksichtigt.

$$I_r = \left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot I, \quad (3.63)$$

Oftmals werden die Geschiebetransportformeln zum Vergleich auch mit Hilfe des Shields-Parameters τ_* und des Einstein-Faktors ϕ dargestellt. Der Shields-Parameter kann geschrieben werden als

$$\tau_* = \frac{h \cdot I}{(s-1) \cdot d} \quad (3.64)$$

und der Einstein-Faktor zu

$$\phi = \frac{q_G}{\sqrt{(s-1) \cdot g \cdot d^3}} \quad (3.65)$$

Darin ist q_G die Masse des transportierten spezifischen Geschiebematerials als Trockengewicht, s der Quotient aus der Rohdichte des Sedimentes ρ_s und der Rohdichte des Wassers ρ und d der Korndurchmesser des anstehenden Sohlenmaterials. Somit kann die MPM-Formel mit dem kritischen Shields-Parameter $\tau_{*c} = 0,047$ auch wie folgt geschrieben werden:

$$\phi = 8 \cdot \left[\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* - \tau_{*c} \right] \quad (3.66)$$

Aufgrund des begrenzten Gefällebereiches $0,04\% < I < 2,3\%$ bei den Untersuchungen von MPM haben SMART UND JÄGGI (SJ) (1983) die Versuche auf steile Gerinne mit Neigungen $3\% < I < 20\%$ ausgeweitet und so zu einer Weiterentwicklung der Geschiebetransportformel von MPM für kiesführende Flüsse mit Gefällen bis zu 20% beigetragen. Bei den Versuchen kam natürliches Sediment mit einer mittleren Rohdichte von 2875 kg/m^3 in Form von Einheitskorn und Mischungen zur Anwendung.

Bei den Geschiebeversuchen wurde durch die Rezirkulation des transportierten Geschiebes ein Gleichgewichtszustand angestrebt, bei dem der Geschiebetrieb in der Versuchsrinne weder zu Auflandungen noch zu Erosionen führte. Die Ähnlichkeit der

Gleichgewichtsbedingung mit den Transportprozessen in der Natur ist bislang strittig. Des Weiteren wurden die für Gebirgsflüsse mit steilen Neigungen typischen morphologischen Ausprägungen im Längsprofil nicht berücksichtigt. Die Versuche wiesen weder Abpflasterungsprozesse noch die mit der Neigung zunehmende Ausprägung von Step-Pool-Systemen auf. Ein Grund für diesen Umstand liegt in der Tatsache begründet, dass die Erfassung dieser Phänomene zum Zeitpunkt der Untersuchung gerade begonnen hatte. Die Bedeutung der genannten Randbedingungen für den Sedimenttransport ist heute weitgehend erkannt. Eine neuere Untersuchung am Theodor-Rehbock-Laboratorium (KOLL UND DITTRICH 1998) hat den Transport von kurzzeitig eingetragenen Geschiebmaterial ohne Rezirkulation und deren Austausch mit einer bereits abgepflasterten Sohle bei ausgeprägter Morphologie im Längsschnitt zum Thema. Die Untersuchungsergebnisse sowie deren Vergleich mit den Versuchen der ETH lassen neue Erkenntnisse zum Geschiebetransport in Gebirgsflüssen hinsichtlich der Untersuchungsmethodik im Labor erwarten.

Die Ergebnisse der Untersuchung von SMART UND JÄGGI finden ihre Bedeutung in der Beurteilung der maximalen Transportkapazität von Gebirgsflüssen. Die Transportkapazität beschreibt die Masse des Geschiebmaterials, die unter Voraussetzung von Gleichgewichtsbedingungen von einem bestimmten Abfluss transportiert werden kann. Die Versuchsdaten wurden in mehreren Artikeln [SMART UND JÄGGI (1983), JÄGGI (1984), SMART (1984)] ausgewertet und werden im folgenden kurz erläutert. Unter Verwendung der 77 Messungen der Versuchsreihe sowie der 137 Originalergebnisse von MEYER-PETER/MÜLLER wurde von SMART UND JÄGGI (1983) sowie SMART (1984) über das Verfahren einer logarithmischen schrittweise multiplen linearen Regression eine Formel zur Beschreibung des Geschiebetransportes in steilen Gerinnen entwickelt:

$$q_G = \frac{4}{s-1} \cdot \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0,2} \cdot I^{1,6} \cdot \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \quad (3.67)$$

Die Geschiebetriebformel gibt die volumetrische Trockenmasse q_G des transportierten Materials pro Einheitsmeter und Sekunde an. Neben den Kornparametern d_{90} und d_{30} ist die Kenntnis des spezifischen Abflusses q , der relativen Dichte s sowie des Gefälles I und des kritischen Shields-Parameters τ_{*c} notwendig. In Anlehnung an Gl. (3.65) kann die Transportformel auch in Gl. (3.68) in dimensionslose Form geschrieben werden. Darin beschreibt der Parameter c den Sohlenwiderstand und ist definiert als der Quotient aus der mittleren Geschwindigkeit v_m und der Schubspannungsgeschwindigkeit v_* . Der kritische Shields-Parameter wird $\tau_{*c} = 0,05$ gesetzt:

$$\phi = 4 \cdot \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0,2} \cdot I^{0,6} \cdot c \cdot \tau_*^{0,5} \cdot (\tau_* - \tau_{*c}) \quad (3.68)$$

JÄGGI (1984) entwickelt aus dem gleichen Datensatz die auch als VAW Formel 1983 bekannte Form der Geschiebetransportgleichung, welche identisch ist mit der stark vereinfachten Gleichung nach SMART UND JÄGGI (1983):

$$q_G = 2,5 \cdot q \cdot I^{0,6} \cdot \left(1 - \frac{d_m}{12,1 \cdot h_m} \right) \quad (3.69)$$

In dimensionsloser Form verwendet JÄGGI (1984) erstmals den Parameter der Froude-Zahl Fr in der multiplen linearen Regression und schreibt Gl. (3.69) in die dimensionslose Form:

$$\phi = 4,2 \cdot I^{0,1} \cdot Fr \cdot \tau_*^{0,5} \cdot (\tau_* - \tau_{*c}) \quad (3.70)$$

Die Froude-Zahl Fr wird ähnlich dem Energieverlustbeiwert (k_{st}/k_r) nach MPM als Korrekturbeiwert aufgefasst, der ein Maß für die kinetische Energie des Abflusses angibt. Bei gleichen Sohlenschubspannungen weist nach der Definition der Froude-Zahl in Gl. (3.16) der Abfluss mit der höheren mittleren Geschwindigkeit v eine größere Transportkapazität auf. Diese Vorgehensweise erscheint angesichts der bereits in Kapitel 3.1.2.3 ausgeführten Überlegungen zur Größenordnung der Froude-Zahl in natürlichen Gebirgsflüssen fraglich. Nach den Untersuchungen von JARRET (1984) und TRIESTE (1992) stellen sich schießende Abflusszustände lediglich über kurze Strecken der Gerinne ein. Die erreichten Froude-Zahlen in den Laborversuchen von SMART UND JÄGGI (1983) liegen deutlich im schießenden Bereich von $1,4 < Fr < 3,9$ mit einem Mittelwert von $Fr = 2,3$. Die Versuche von MPM hingegen scheinen mit $0,2 < Fr < 1,6$ und einem mittleren Wert von $0,8$ den natürlichen Bedingungen weitaus ähnlicher zu sein. Die Größe der Froude-Zahlen bei Smart und Jäggi ist auf die annähernd ebene Sohle bei den Versuchen zurückzuführen, die gegenüber den morphologischen Einheiten der Step-Pool-Systeme in der Natur einen deutlich geringeren Widerstand aufweist und zu höheren Fließgeschwindigkeiten führt. Dieser bedeutende Unterschied in den versuchstechnischen Randbedingungen mag auch dazu geführt haben, dass die direkte Extrapolation der Formel von MEYER-PETER/MÜLLER auf den neuen Steilbereich nicht möglich war (JÄGGI 1984).

Dies bedeutet, dass in der Natur die aus der hohen Lageenergie des Flusslaufes stammende Energie des Wassers durch die Abfolge der lokalen Abstürze in Form von Step-Pool-Systemen vernichtet wird. Gegenüber den Laborversuchen mit ebener Sohlenform stellen sich in der Natur deutlich geringere Fließgeschwindigkeiten ein, die Froude-Zahlen liegen im strömenden Bereich. Dadurch ist ebenfalls eine Reduktion der Sohlenbeanspruchung durch die Strömungsbelastung zu erwarten. Die Wirkung der Energievernichtung durch die morphologischen Einheiten der Step-Pools in Verbindung mit den Deckschichten und deren Folgen auf die Sohlenstabilität und den Geschiebetransport soll im Rahmen der Arbeit näher untersucht werden.

RICKENMANN (RI) (1990) untersuchte in Ergänzung der Versuche von SMART UND JÄGGI (1983) unter gleicher Versuchsanordnung den Geschiebetransport in steilen Gerinnen mit Schwebstoffführung, um das Verhalten von hohen Schwebstoffkonzentrationen in Gebirgsflüssen zu simulieren. Dabei wurde die Schwebstoffkonzentration der Feinmaterialien beginnend bei Klarwasserbedingungen sukzessive bis zu hyperkonzentrierten Lösungen erhöht und die Veränderung des Geschiebetransportes auf die Steigerung der Konzentration untersucht. Diese Fragestellung ist von besonderem Interesse, da die extremen Sedimentereignisse in Gebirgsregionen charakterisiert sind durch enorme Schwebstoffkonzentrationen. Bei der Untersuchung konnte festgestellt werden, dass sich bei Steigerung der Dichte des Feststoff-Wasser-Gemisches ein gegenüber Klarwasserbedingungen erhöhter Geschiebetrieb einstellt. Abb. 3.15 zeigt das Ergebnis für verschiedene Gefällebereiche.

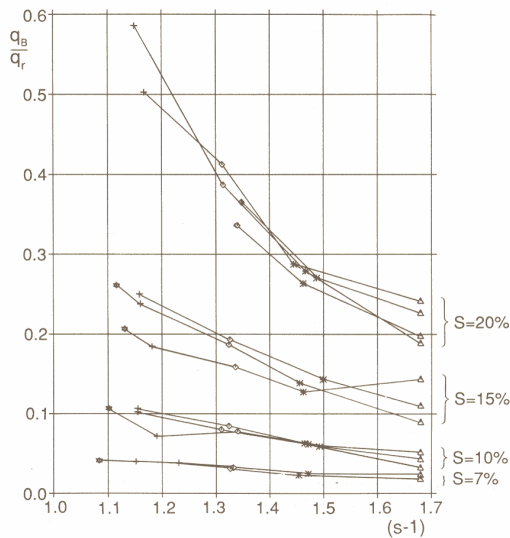


Abb. 3.15: Abhängigkeit des Geschiebetransportes von der Dichte des Feststoff-Wasser-Gemisches für verschiedene Gefällebereiche (aus: RICKENMANN 1990)

Danach ist die Erhöhung der Dichte des Feststoff-Wasser-Gemisches, gleichbedeutend mit einer Reduktion des Parameters $(s-1)$, mit einer Intensivierung des Geschiebetriebes q_g/q_r verbunden. Je steiler das Gerinne ist, desto stärker zeigt sich der Einfluss der Änderung der Dichte auf den Geschiebetransport. Die Abweichungen gegenüber Klarwasser liegen etwa bei einem Faktor zwischen 2 und 3. Detaillierte Aussagen zum Einfluss der Schwebstoffkonzentration auf den Fließwiderstand der Strömung bei hydraulisch glatten und rauen Bedingungen finden sich bei NESTMANN ET AL. (1998). Es soll jedoch an dieser Stelle darauf aufmerksam gemacht werden, dass die bei RICKENMANN (1990) untersuchten Konzentrationen sehr hoch sind. In 50 Einzelversuchen

kamen Volumenkonzentrationen C des Feinmaterials zwischen $4,7\% < C < 22,1\%$ zur Anwendung. Bereits eine Volumenkonzentration von lediglich $4,7\%$ entspricht einer Konzentration von ca. $126 \cdot 10^3$ parts per million (ppm). Selbst bei starken Hochwasserereignissen werden in den Flüssen des Himalaya-Karakorum nur selten Konzentrationen von etwa 10000 ppm überschritten. Deshalb sind die Untersuchungen von RICKENMANN eher im Hinblick auf Sedimenttransportereignisse von Murengängen und Debris Flow zu sehen. Aufbauend auf den Ergebnissen der Darstellung in Abb. 3.15 sieht Rickenmann den Geschiebetransport maßgebend durch die Parameter des durch Wandreibung korrigierten spezifischen Abflusses q_r , des Gefälles I und durch den sedimentologischen Parameter $(s-1)$ bestimmt. Mittels einer logarithmischen linearen mehrfachen Regression erhält er die Gleichung:

$$q_G = 25,2 \cdot q_r \cdot I^{2,3} \cdot (s-1)^{-2,0} \quad (3.71)$$

Bei Berücksichtigung des kritischen Zustandes bei Bewegungsbeginn, ähnlich dem Ansatz von SMART UND JÄGGI (1983), ergibt sich folgende Gleichung:

$$q_G = 16,7 \cdot q_r \cdot (I - I_c)^{2,1} \cdot (s-1)^{-1,6} \quad (3.72)$$

beziehungsweise in Form des Shields- und Einstein-Parameters:

$$\phi = 3,6 \cdot Fr^{0,9} \cdot \tau_*^{0,5} \cdot (\tau_* - \tau_{*c}) \cdot (s-1)^{-0,5} \quad (3.73)$$

wobei die kritische Neigung bei Bewegungsbeginn I_c für Korn-Reynolds-Zahlen $Re_* < 400$ nach Gl. (3.74) und dem Verfahren nach IWAGAKI UND TSUCHIYA (1959) (aus: RICKENMANN 1990) zur Bestimmung des τ_{*c} berechnet werden kann. Für höhere Korn-Reynolds-Zahlen kann für τ_{*c} ein konstanter Wert von 0,05 angenommen werden.

$$l_c = \frac{\tau_{*c} \cdot (s-1) \cdot d_m}{h_m} \quad (3.74)$$

RICKENMANN deutet darauf hin, dass die Umformung der Geschiebetriebfunktion mit Berücksichtigung eines kritischen Parameters bei Bewegungsbeginn praktisch keine bessere Korrelation zur Folge hat. Der Grund hierfür liegt in der Tatsache begründet, dass die Mehrheit der Versuchsdaten mit $l > 7 \cdot l_c$ deutlich über dem kritischen Zustand liegt und daher die numerische Größe des Parameters bei Bewegungsbeginn kaum ins Gewicht fällt.

Neben der Entwicklung der eigenen Transportfunktion hat RICKENMANN auch seine Daten mit den Versuchsergebnissen von SMART UND JÄGGI (1983) und MPM (1949) ausgewertet. Die kombinierte Analyse der Versuche mit starker Schwebstoffführung mit den Versuchen von SMART UND JÄGGI unter Klarwasserbedingungen führt wiederum mittels logarithmischer mehrfacher linearer Regression zu der Gleichung:

$$q_G = 13 \cdot \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0,2} \cdot q_r \cdot (l - l_c)^{2,0} \cdot (s-1)^{-1,6} \quad (3.75)$$

Die kombinierte Analyse aller an der VAW aufgenommenen Versuche zum Geschiebetransport (MPM, SJ und RI) wurde durch das Verfahren der mehrfachen linearen Regression zu einer neuen Geschiebetransportfunktion formuliert, welche in dimensionsloser Form in Gl. (3.76) dargestellt ist. Die drei verschiedenen Datenquellen sind in Abb. 3.16 zusammengefasst:

$$\phi = 3,1 \cdot \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0,2} \cdot Fr^{1,1} \cdot \tau_*^{0,5} \cdot (\tau_* - \tau_{*c}) \cdot (s-1)^{-0,5} \quad (3.76)$$

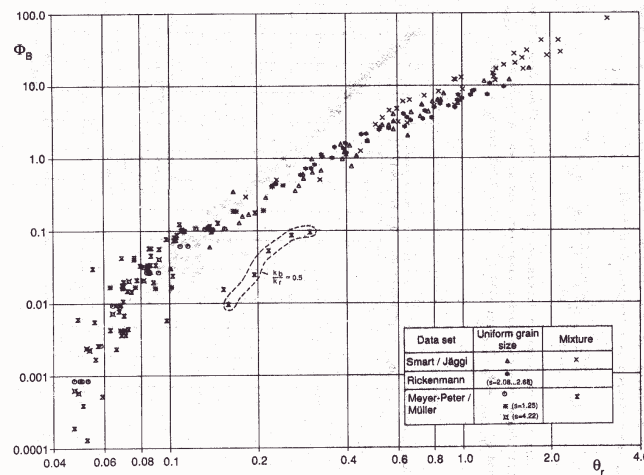


Abb. 3.16: Zusammenfassung der an der VAW gemessenen Datengrundlage zur Entwicklung von Gl. (3.76) (aus: RICKENMANN 1990)

Zusammenfassend ist zu den Ansätzen der VAW zu bemerken, dass die Ergebnisse der Anwendung der Geschiebetransportformeln unter der Prämisse des Gleichgewichtszustandes als Transportkapazität zu betrachten sind. Damit können die maximal erreichbaren Geschiebetransportmassen bei hohen Abflüssen berechnet werden. Die Versuchsdaten können damit eine Abschätzung der Geschiebemassen für den Zustand nach Aufbruch der Deckschicht sowie Zerstörung der Step-Pool-Systeme liefern. Nach der Zerstörung der morphologischen Einheiten stimmen die Randbedingungen mit den

Versuchsbedingungen der ETH Messungen überein. In diesem Zustand kann erwartet werden, dass der Gebirgsfluss eine annähernd ebene Sohle aufweist, bei der das Sohlenmaterial locker gelagert ist.

Des Weiteren ist darauf hinzuweisen, dass die Entwicklung von Geschiebetransportgleichungen durch das Verfahren der logarithmischen mehrfachen Regression zwar zu einer deutlichen Verbesserung der Korrelation führt, jedoch die physikalischen Zusammenhänge des Transportmechanismus kaum noch nachvollziehbar werden. Die teilweise stark unterschiedliche Verwendung der Eingangsparameter sowie die verschiedene Größenordnung der aus der Regression bestimmten Exponenten führen zu keinem besseren Verständnis der grundsätzlichen Vorgänge bei Geschiebetransportprozessen. In zukünftigen Laboruntersuchungen sollten deshalb die inzwischen bekannten morphologischen Verhältnisse von Gebirgsflüssen möglichst naturnah simuliert werden, um die Ähnlichkeit der Randbedingungen und daraus folgend die der Transportmechanismen zu gewährleisten. Die laufenden Untersuchungen am Theodor-Rehbock-Laboratorium [ROSPORT (1997), KOLL UND DITTRICH (1998)] können hierzu einen wesentlichen Beitrag liefern.

3.3.2 Naturuntersuchungen

3.3.2.1 Kornverteilung des transportierten Geschiebematerials

Bislang existieren nur wenige direkte Geschiebemessungen an Gebirgsflüssen mit steilem Gerinne. Deshalb sind die Kenntnisse des Sedimenttransportes in der Natur immer noch weitgehend unbekannt (RICKENMANN ET AL. 1997). Die hier diskutierten Untersuchungen konzentrieren sich auf Gebirgsflüsse mit steilen Gefällen, die denen des Projektgebietes weitgehend entsprechen.

Erste Untersuchungen in der Natur wurden nach dem Bau des Kaunertalkraftwerkes der Tiroler Wasserkraftwerke AG (TIWAG) an insgesamt zehn Fassungsstellen von beigeleiteten Hochgebirgsbächen durchgeführt. Die Geschiebemassen wurden indirekt aus der Anzahl der Spülungen der Sandfänge (z.B. Pitzbach) bzw. kleiner Speicher durch die Grundablässe (z.B. Taschenbach) bestimmt. Die Abflüsse der Gerinne lagen zwischen $0,8 \text{ m}^3/\text{s}$ und $12,1 \text{ m}^3/\text{s}$. LAUFFER UND SOMMER (1982) konnten auf diese Weise kontinuierlich die von den Flüssen transportierten Feststoffe messen. Der Betrieb der Anlagen wurde über eine Dauer von ca. 16 Jahren ausgewertet. Dabei

zeigte sich, dass der Anteil an suspendiertem Material (Korndurchmesser $d < 0,5 \text{ mm}$) etwa 30% beträgt und der mittlere jährliche Geschiebetransport der verschiedenen Einzugsgebiete zwischen $9 \text{ m}^3/\text{km}^2$ und $71 \text{ m}^3/\text{km}^2$ liegt. Die maximal festgestellten Transportraten bewegten sich zwischen $37 \text{ m}^3/\text{km}^2$ und $190 \text{ m}^3/\text{km}^2$.

Neben den Geschiebemassen wurden auch die Kornverteilungen des transportierten Materials sowie der Deckschicht und deren Unterschicht

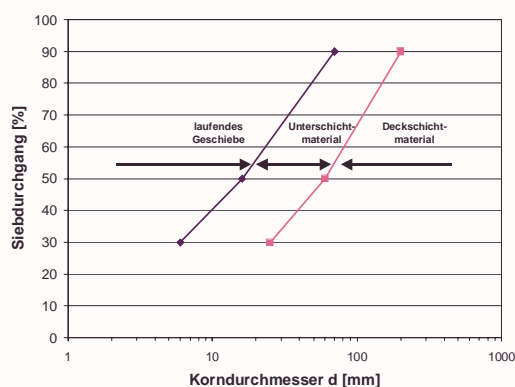


Abb. 3.17: Grenzkornverteilungslinien nach LAUFFER UND SOMMER (1982)

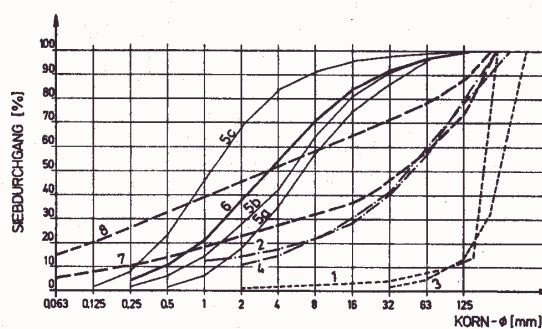
untersucht. Überraschenderweise wies das Geschiebe eine feine Körnung auf. Der Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang der Geschiebeführung lag im Bereich von 4 mm. Aus der Vielzahl der untersuchten Proben wurden Grenzkornverteilungslinien für das jeweilige Material angegeben, welche in Abb. 3.17 zu sehen sind. Danach hat das maximale mittlere Korn des Geschiebes einen Durchmesser von 16 mm, was etwa 4 mal kleiner als der äquivalente Parameter des Unterschichtmaterials bzw. etwa 10 mal kleiner als das mittlere Korn der Deckschicht ist.

Dies bedeutet, dass unter normalen hydrologischen Bedingungen das Deckschichtmaterial kaum bewegt wird, sondern Feststoffe in Bewegung geraten, welche zwischen den Elementen der Deckschicht gelagert sind. Dieses Phänomen wurde auch durch die Beobachtungen am Tiroler Wehr der Pitzbachfassung bestätigt, bei der nur selten Steine auf dem Rechen des Einlaufes mit einem Abstand von 150 mm liegen blieben. LAUFFER UND SOMMER ordnen der Bewegung der Steine dieser Größenordnung ein 5-jähriges Hochwasserereignis HQ_5 zu. Nach ihren Beobachtungen liegt der Massenanteil des Sedimenttransportes der seltenen Ereignisse bei weniger als 2%. Demzufolge kann aus den Untersuchungen von LAUFFER UND SOMMER die wichtige Erkenntnis gezogen werden, dass das Geschiebematerial in Gebirgsflüssen über weite Zeiträume aus feinem Material besteht und die Elemente der Deckschicht nur bei Hochwässern bewegt werden.

Die Fortführung der Untersuchungen am Pitzbach von HOFER (1987) bezüglich der Kornverteilung des Geschiebematerials bestätigten die von LAUFFER UND SOMMER (1982) festgestellten Beobachtungen. Das in Abb. 3.18 dargestellte sogenannte laufende Geschiebe weist im Mittel aller betrachteten Entsanderkammerproben einen Kornparameter d_{50} von ca. 4 mm auf (Linie 6), während Grundsichtproben (Linien 2 und 4) bzw. Decksichtproben (Linien 1 und 3) deutlich gröbere Körnungen haben.

Das Phänomen des selektiven Geschiebetransportes durch feinkörnige Materialien scheint für kiesführende Flüsse im Gebirge ein allgemeingültiges Prinzip darzustellen.

LEOPOLD (1992) untersuchte elf verschiedene Gebirgsflüsse in den Rocky Mountains in Colorado, USA mit verschiedensten physikalischen Randbedingungen. Die Größe der Einzugsgebiete lag zwischen $9,1 \text{ km}^2$ und 466 km^2 , das Gefälle der Flüsse variierte zwischen $0,07 \% < I < 3,5\%$ mit bordvollen Abflüssen bei $1,8 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 20 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Kornverteilung des transportierten Geschiebes konnte durch die Untersuchung der Ablagerungen der am Auslauf der Flüsse angeordneten Sedimentfallen bzw. durch Messung mit einem Helley-Smith Geschiebesammler festgestellt werden. Dabei zeigte sich, dass die Masse des transportierten Geschiebes eine Körnung mit $d < 12 \text{ mm}$ aufwies. Beispielhaft sind die Kornverteilungskurven des transportierten Geschiebes sowie des Sohlenmaterials dreier



- 1 Decksichtprobe 200m ober W.F.
- 2 Grundsichtprobe 200m ober W.F.
- 3 Decksichtprobe unter W.F.
- 4 Grundsichtprobe unter W.F.
- 5a Mittel von Entsanderkammerproben oberhalb des Geschiebekegelscheitels
- 5b Mittel von Entsanderkammerproben an der Stelle des Geschiebekegelscheitels
- 5c Mittel von Entsanderkammerproben unterhalb des Geschiebekegelscheitels
- 6 laufendes Geschiebe (Mittel aller Entsanderkammerproben)
- 7 Moränenmaterial rechts 200m ober W.F.
- 8 Moränenmaterial links 1200m ober W.F.

Abb. 3.18: Kornverteilung der Geschiebeproben, Pitzbach (aus: HOFER 1987)

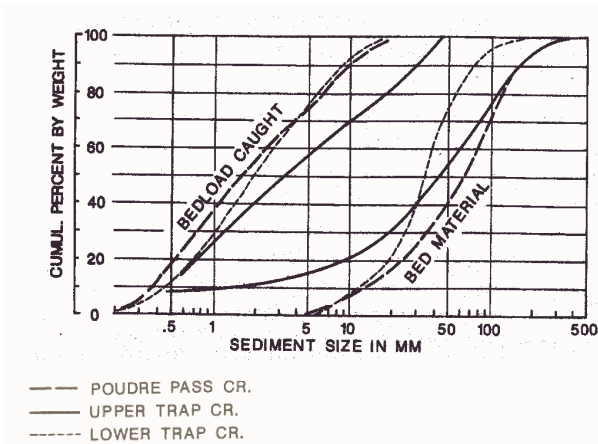


Abb. 3.19: Kornverteilungskurven des transportierten Geschiebes und des Sohlenmaterials in den Rocky Mountains (aus: LEOPOLD 1992)

Gebirgsflüsse in Abb. 3.19 dargestellt. Der Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang d_{50} liegt in der Größenordnung von 2 mm, die Differenz zwischen dem gefangenen Geschiebe und dem Sohlenmaterial liegt bei einem Faktor 10 – 25. Dies entspricht den vorher erwähnten Untersuchungen in den Alpen. LEOPOLD ordnet den Ursprung des feinen Geschiebematerials den Senken (Ponds) der morphologischen Sohlformen im Längsprofil zu. Nach den Untersuchungen von WHITTAKER (1987) erfolgt eine Speicherung feiner Kornanteile in den Pools von Step-Pool-Systemen.

Nach den Versuchsergebnissen von LEOPOLD (1992) werden Steine in der Größe des d_{84} des Sohlenmaterials lediglich in kleiner Anzahl bewegt. Dies konnte nur durch die Analyse der Steine in den Sedimentfallen belegt werden, wo sich Steine in geringer Anzahl mit Durchmessern von 128 mm, 256 mm bis zu 512 mm fanden. Diese Steingröße kann mittels dem Helley-Smith-Fänger mit einer Fängeröffnung von 7,6 cm nicht mehr erfasst werden. Damit ist die Grenze der Anwendung des Helley-Smith in Gebirgsflüssen längst überschritten. Die Bewegung der Steine und Blöcke ist ein Zeichen dafür, dass mit zunehmender Strömungsbelastung durchaus Elemente der Deckschicht in Bewegung geraten. Diese Bewegung findet bei Wasserständen im Bereich des bordvollen Abflusses statt, was auf einen Abfluss im Bereich des einjährigen Hochwassers hindeutet und damit den Aussagen von LAUFFER UND SOMMER (1982) mit einer 5-jährigen Wiederkehrwahrscheinlichkeit widerspricht. Da sich die Ergebnisse von LEOPOLD (1992) im Wesentlichen auf eine Studiendauer von 2 Jahren beziehen, scheinen die langzeitigen Beobachtungen am Pitzbach seit den 60-er Jahren den realen Bedingungen näher.

3.3.2.2 Empirische Geschiebefunktionen

Die transportierten Massen des Pitzbachsandfanges (LAUFFER UND SOMMER 1982) wurden mit der Geschiebetransportformel von MEYER-PETER UND MÜLLER (1949) verglichen. Der Pitzbach hat ein Gefälle I von 3,5% mit einer Breite des Bettes zwischen 8 m und 12 m. Zur Berücksichtigung der Formrauheiten durch die Sohle wurde $k_{st} = 0,75 \cdot k_r$ gesetzt. Der Vergleich zeigte erhebliche Unterschiede. Der Transport der feinen Körnungen war durchschnittlich um den Faktor 10 geringer als die durch die Gleichung berechneten Massen. Darüber hinaus konnte aus den gemessenen transportierten Geschiebemassen und Abflüssen keine Geschiebefunktion aufgestellt werden. Die Streuung der Daten erlaubte keine Entwicklung eines eindeutigen funktionalen Zusammenhanges, da es bei einem Abfluss Variationen in der Masse der transportierten Feststoffe mit einem Faktor zwischen 10 und 20 gab. Gründe für die Variationen wurden von den Autoren nicht genannt.

HOFER (1987) führte die Untersuchungen am Pitzbach fort und versuchte, die Feststofftransportmenge in Abhängigkeit physikalisch begründbarer Einflüsse zu setzen. Er erweiterte die Kammer mit weiteren Druckmessdosen, um somit das Geschiebeablagerungsvolumen detaillierter und kontinuierlich aufzeichnen zu können. Mit Hilfe von Abstichen durch Bohrungen in der Entsanderkammerdecke bis zum Geschiebeablagerungskegel und die simultane Ablesung der Drücke konnten die Wichten des Materials bestimmt werden, die aufgrund der verschiedenenkörnigen Ablagerung leicht differenzierten. Das abgelagerte Volumen wurde aus den Wichten, der Entsandergeometrie und den gemessenen Drücken berechnet. In Zusammenhang mit den aufgezeichneten Werten der eingezogenen Wassermenge konnte auf diese Weise für das Sommerhalbjahr 1981 die Ganglinie der Geschiebeführung ermittelt werden.

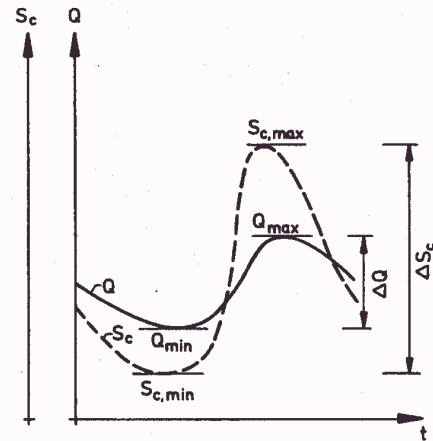


Abb. 3.20: Charakteristik der Q- und Q_g -Ganglinien (aus: HOFER 1987)

Aufgrund des starken Vergletscherungsgrades des Einzugsgebietes kommt es wegen des täglich fluktuierenden Schmelzwasserstromes zu einer ausgeprägten Tagesganglinie. Die Geschiebeführungsganglinie wurde über die Berechnung eines Basiswertes $Q_{g,min}$ und des Anstieges $\Delta Q_g = Q_{g,max} - Q_{g,min}$ bestimmt, wie es in Abb. 3.20 dargestellt ist. Die Messungen zeigten, dass die Extremwerte des Abflusses sowie der Geschiebeführung nahezu gleichzeitig auftreten. Das bedeutet, dass die hydraulischen Kräfte den Geschiebetransport verursachen.

Als maßgebende Faktoren der Geschiebeführung wurden das Transportvermögen sowie das Geschiebedargebot festgestellt, welche durch den Durchfluss Q und die mittlere Niederschlagsintensität i_m beschrieben wurden. Die Funktion des Basiswertes $Q_{g,min}$ gibt HOFER mit dem Basisabfluss Q_{min} und den Eichfaktoren c_1 und c_2 an. Beide Eichfaktoren sind nicht dimensionsrein und abhängig von der Niederschlagsintensität i_m .

$$Q_{g,min} = c_1 \cdot e^{c_2 \cdot Q_{min}} \quad (3.77)$$

Der Anstieg ΔQ_g der Geschiebeführung wird durch den Anstieg des Abflusses ΔQ und den Faktoren d_1 und d_2 zur Kalibrierung ausgedrückt:

$$\Delta Q_g = d_1 \cdot e^{d_2 \cdot \Delta Q} \quad (3.78)$$

Während der Eichfaktor d_2 den konstanten Wert von $0,768 \text{ s/m}^3$ annimmt, ist der Parameter d_1 eine Funktion des Basisabflusses Q_{min} sowie weiterer Parameter d_3 und d_4 , welche eine Funktion der Niederschlagsintensität i_m sind und aus einem Diagramm graphisch bestimmt werden können.

Das Verfahren erlaubt eine gute Simulation der Feststoffführung des Pitzbaches mit der ausgeprägten Tagesganglinie und den daraus folgenden Spitzen im Geschiebetransport. Die durch Hofer vorgenommene Eichung der Transportvorgänge durch die Eichparameter c_1 , c_2 , d_1 - d_4 ist lediglich für den Pitzbach und den Zeitraum Sommer 1981 gültig. Eine Überprüfung

der Eichfaktoren ist für jedes Jahr erneut durchzuführen. Dadurch ist das Verfahren für eine allgemeingültige Beschreibung des Geschiebetriebes unter anderen Bedingungen nicht anwendbar.

Ein weiterer Gebirgsfluss, bei dem langzeitige Untersuchungen zum Feststofftransport durchgeführt wurden und noch immer werden, ist der Erlenbach in der Schweiz. Seit 1986 wurde durch den Einsatz von Hydrophonen versucht, die Transportvorgänge des Gebirgsflusses zu untersuchen. Die Ergebnisse der indirekten Geschiebemessmethode wurden mit den durch hydrographische Messungen bestimmten Ablagerungen der Feststoffe in einem unterhalb liegenden Speicher korreliert. Zur Verbesserung der Eichung der Hydrophone wurden die Geräte auch am Pitzbach eingesetzt (RICKENMANN et al. 1997). Der Erlenbach gehört mit einem Gefälle von $I = 17\%$ bereits zu den besonders steilen Gebirgsflüssen mit typischen Sohlbettformen sowie einer weiten Sieblinie. Das Einzugsgebiet hat eine Größe von $0,70 \text{ km}^2$.

RICKENMANN (1994) stellte ähnlich den Untersuchungen am Pitzbach durch HOFER (1987) eine saisonale Abhängigkeit der Transportmechanismen fest. Die Schwellenwerte des Bewegungsbeginns lagen in den Wintermonaten unter denen des Sommers, was auf den unterschiedlichen Ursprung der Abflüsse, Gletscherschmelze oder Niederschlagsintensität zurückzuführen war. Der Vergleich des innerhalb von 12 Jahren gemessenen Geschiebetriebes mit der Geschiebefunktion von RICKENMANN in Gl. (3.71) zeigte, dass die aus Laborversuchen entwickelte Funktion den Geschiebetrieb überschätzt. Abb. 3.21 zeigt den Vergleich der gemessenen Daten mit der Geschiebetransportfunktion von Rickenmann

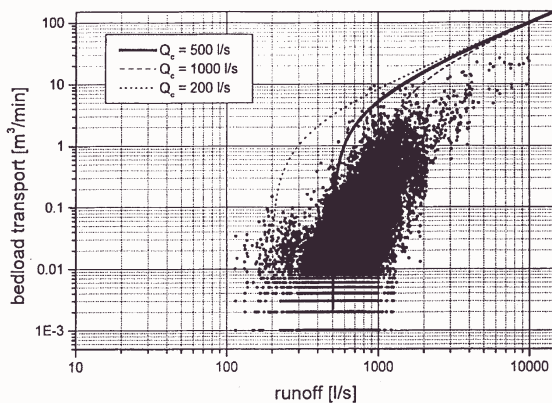


Abb. 3.21: Geschiebetrieb des Erlenbaches, Vergleich der gemessenen Daten mit der Geschiebefunktion in Gl. (3.71) bei drei verschiedenen kritischen Abflüssen (aus: HEGG UND RICKENMANN 1999)

bei drei verschiedenen kritischen Abflüssen. HEGG UND RICKENMANN (1999) nennen als Grund für diese Diskrepanz die Unregelmäßigkeit der Sohlformen sowie der Kornzusammensetzung des Bettmaterials, die enorme Turbulenzen erzeugen. Die hohe Turbulenzintensität führt zur Dissipation der Energie, die zur Bewegung von Sedimenten nicht mehr zur Verfügung steht.

Die Messpunkte wurden abhängig von den Abflüssen in drei Bereiche eingeteilt. Der untere Bereich umfasste die Messungen bei geringen Abflüssen mit $Q < 200 \text{ l/s}$. Der mittlere Bereich war mit mittleren Abflüssen $200 \text{ l/s} < Q$

$< 2000 \text{ l/s}$ durch eine große Variabilität der Messpunkte gekennzeichnet. Im hohen Bereich waren mit $Q > 2000 \text{ l/s}$ höhere Abflüsse zu verzeichnen. Im unteren Bereich nahe dem kritischen Abfluss des Bewegungsbeginns ist die Messung der Transportraten aufgrund der Schwäche des Signals mit Schwierigkeiten verbunden. Bezeichnend ist ebenfalls die Streubreite bei geringen Geschiebefrachten und mittleren Abflüssen, die bei allen Naturuntersuchungen festzustellen ist. Die Geschiebefracht steigt in diesem Bereich besonders an, die Anpassung durch eine Potenzfunktion ergibt einen Exponenten in der Größenordnung von 4 bis 5 (HEGG UND RICKENMANN 1999). Nach den Ergebnissen der

Hydrophonmessungen im Erlenbach flacht die Geschiebefunktion mit höheren Abflüssen (hoher Bereich) ab und bildet eine lineare Funktion zwischen Geschiebetrieb und Abfluss aus, deren Variabilität abnimmt. Ein Problem in der Extrapolation der gemessenen Geschiebedaten besteht jedoch in der Tatsache, dass lediglich eine geringe Anzahl an extremen Ereignissen im hohen Bereich gemessen wurde. Die Lage der wenigen Messungen ist damit ausschlaggebend für die Beurteilung der Geschiebefrachten bei hohen und seltenen Abflüssen.

Wegen des unklaren funktionalen Zusammenhanges zwischen der Geschiebeführung und dem Abfluss in den verschiedenen Bereichen stellte RICKENMANN (1994) eine langzeitige Abhängigkeit zwischen der Anzahl der Signale der Hydrophone und der in diesem Zeitraum integralen Größe der Abflüsse her. Daneben korrelierte er die integrale Anzahl der Hydrophonsignale und die gemessenen Sedimentablagerungen in dem Speicher. Aus der Kopplung beider langzeitlichen Ansätze folgt ein Potenzansatz der Form:

$$G = C \cdot V_r^b \quad (3.79)$$

Darin ist G das transportierte Sedimentvolumen in m^3 , V_r das Wasservolumen und die Parameter C und b zwei empirisch zu bestimmende Konstanten. Aus den Versuchsergebnissen, welche in Abb. 3.22 dargestellt sind, ergibt sich für Gl. (3.79) der Exponent b in der Größenordnung zwischen 1 und 2, für größere Abflüsse geht der Parameter b gegen 2. RICKENMANN gibt jedoch keine allgemeingültige Gleichung der Form nach Gl. (3.79) an, was auf die Grenzen der Anwendbarkeit des Ansatzes und dessen Übertragung auf andere Gebirgsflüsse hindeutet. Durch Ersetzen des Wasservolumens in Gl. (3.79) durch das effektive Wasservolumen über dem kritischen Abfluss für Bewegungsbeginn ($Q - Q_c$) könnte laut RICKENMANN (1994) die Streuung der Messergebnisse reduziert werden.

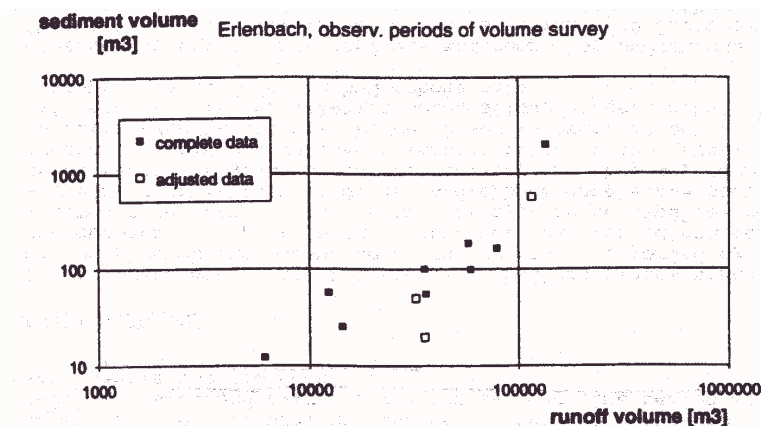


Abb. 3.22: Abgelagertes Sedimentvolumen in Abhängigkeit des Wasservolumens am Erlenbach (aus: RICKENMANN 1994)

Ähnliche Untersuchungen wie am Erlenbach wurden auch in den italienischen Dolomiten am Fluss Rio Cordon durchgeführt (D'AGOSTINO ET AL. 1994). Der Fluss hat ein Einzugsgebiet von etwa 5 km^2 und weist ein durchschnittliches Gefälle von 17% auf. Durch den Bau einer technisch gut ausgerüsteten Sedimentfanganlage wurde ab 1987 das vom Fluss transportierte Material in einem Becken aufgefangen und dessen Masse bestimmt. Während zu Beginn des Projektes das Hauptaugenmerk auf Partikeln der Größe $d > 20 \text{ mm}$ lag, wurde

1994 ein Sandfang für feinkiesiges und sandiges Material nachgerüstet. Ziel der Untersuchung war es, den Sedimenttransport für Hochwässer auszuwerten und darauf aufbauend Abschätzungen für zukünftige Ereignisse zu entwickeln. Die Analyse von 4 Hochwasserereignissen zeigte, dass Fluten mit einem geringeren Spitzenabfluss und kurzer Dauer feinere Körnungen bewegen als extreme Hochwässer, die über einen langen Zeitraum wirken. Das bedeutet, dass die Deckschicht der Sohle bei kurzen Hochwässern nicht zerstört wird und den Strömungskräften standhalten kann. Die Bewegung der größeren Kornfraktionen ($d > 20 \text{ mm}$) an der Sohle werden durch die hydraulischen Kräfte mit zunehmendem Wasserstand bewegt, was auf einen Zusammenhang zwischen dem Abfluss und dem Feststoffvolumen hindeutet. D'AGOSTINO ET AL. (1994) entwickelten aus zwei der vier Hochwasserereignisse eine empirische Gleichung der Form:

$$Q_G = \left[\frac{(3600 \cdot Q)^x}{K_1} \right] - K_2 \quad (3.80)$$

Darin sind Q_G der grobe Anteil des stündlichen volumetrischen Geschiebetransportes, Q der Abfluss in m^3/s sowie die Parameter x , K_1 und K_2 empirisch zu bestimmende Konstanten. Die Konstanten wurden zu $x = 1,1$, $K_1 = 4000$ und $K_2 = 4,5$ ermittelt. Da der Anteil des feinen Geschiebematerials aus den Untersuchungen von LAUFFER UND SOMMER (1982) sowie LEOPOLD (1992) nicht unerheblich ist, ist zu erwarten, dass die empirisch entwickelte Gl. (3.80) zur Abschätzung der Geschiebemassen den tatsächlichen Transport nicht erfasst. Die Übertragung auf andere Untersuchungsgebiete der am Rio Cordon aus lediglich zwei Hochwasserereignissen entwickelten Koeffizienten x , K_1 und K_2 ist fraglich.

Die Fortführung sowie weitere Analyse der Naturversuche am Rio Cordon durch BILLI ET AL. (1998) beweist, dass die durch D'AGOSTINO ET AL. aufgestellte empirische Gleichung (3.80) zur Berechnung des groben Geschiebematerials selbst für den Rio Cordon erhebliche Abweichungen ergibt. Die Auswertung fünf weiterer Hochwässer am Rio Cordon ergäbe eine

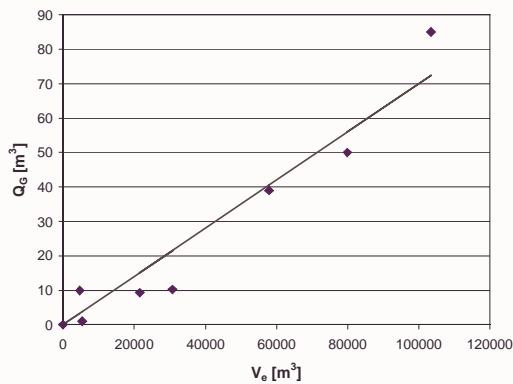


Abb. 3.23: Q_G in Abhängigkeit von V_e

Überschätzung der transportierten Massen um einen Faktor von 1,5 – 2,5 durch Gl. (3.80) (BILLI ET AL. 1998). Bedingt durch ein extremes Ereignis des Jahres 1994, das einer Jährlichkeit zwischen 30 und 50 Jahren entsprach und 50 mal höhere Transportraten aufwies, unterschied BILLI zwischen sogenannten „normalen Hochwässern“ mit einer 1-5 jährigen Wiederkehr und dem extremen Ereignis von 1994. BILLI ET AL. (1998) wendeten für die Hochwässer geringeren Ausmaßes das von RICKENMANN stammende Konzept

des effektiven Wasservolumens V_e auf die Messergebnisse an und erhielten damit folgende empirische lineare Gleichung, die in Abb. 3.23 dargestellt ist.

$$Q_G = 0,7 \cdot 10^{-3} \cdot V_e \quad (3.81)$$

Die Unterscheidung in der Analyse der Messergebnisse zwischen Hochwässern mit geringer und hoher Wiederkehrwahrscheinlichkeit erscheint wenig zweckmäßig, da die den

Sedimenttransport auslösenden hydraulischen Strömungskräfte denselben physikalischen Gesetzen entstammen. Die Berechnung der zu erwartenden Geschiebetransportmassen über zeitlich integrierte Größen des Wasservolumens liefert Ansätze, mit denen der Feststofftrieb für spezifische Flüsse beschrieben werden kann. Dadurch geht das Verständnis des Wechselspiels zwischen den angreifenden Strömungskräften, welche durch die Hydrologie der Einzugsgebiete bestimmt sind, und den durch die Sedimentpartikel hervorgerufenen Widerstandskräften an der Sohle verloren.

Naturuntersuchungen belegen [BUNTE (1992), D'AGOSTINO ET AL. (1994), LEOPOLD (1992)], dass die hydraulischen Kräfte maßgebend für die Bewegung von Sedimenten sind. Ziel von Naturuntersuchungen sollte aber vielmehr sein, das natürliche Wechselspiel zwischen Strömungskräften und der Stabilität der Sohle sowie die Auswirkungen der Überwindung der Sohlenstabilität durch hydraulische Parameter beschreiben zu können. Auf diese Art sollte es dann gelingen, den Geschiebetransport bei Wasserständen unterhalb des bordvollen Abflusses, bei jährlichem Hochwasser als auch bei extremen hydrologischen Ereignissen mit einem Ansatz berechnen zu können.

3.4 Schwebstofftransport

3.4.1 Unterscheidung der Transportart

Betrachtet man den Sedimenttransport in offenen Gerinnen hinsichtlich der Transportform, gibt es neben dem oben beschriebenen Geschiebe auch die Form des Schwebstofftransportes. Während sich das Geschiebe in gleitender, rollender oder springender Form in unmittelbarer Sohlennähe fortbewegt, handelt es sich bei Schwebstoffen um feine Partikel, die mit dem Wasser im Gleichgewicht stehen oder durch Turbulenz in Schwebelage gehalten werden. Die Schwebstoffe können des Weiteren anhand ihrer Herkunftsform in zwei Kategorien eingeteilt werden, in das suspendierte, aus der Sohle stammende Bettmaterial (engl. suspended bed material load) sowie die Spülfracht (engl. wash load). Als Spülfracht werden diejenigen Fraktionen der Schwebstoffe definiert, die nicht oder nur in geringen Mengen im Gewässerbett vertreten sind. Im Allgemeinen werden Partikel mit einem Korndurchmesser $d < 0,062$ mm als Spülfracht betrachtet (VETTER 1992). WANG UND DITTRICH (1993) verwenden zur Unterscheidung den dimensionslosen Parameter der Rouse-Zahl Z (ROUSE 1937), die im Folgenden kurz erläutert werden soll.

Unter Gleichgewichtsbedingungen kann die Bewegung von Schwebstoffen mit Hilfe der eindimensionalen Diffusionsgleichung beschrieben werden:

$$v_s \cdot C_v + \varepsilon_s \frac{dC_v}{dy} = 0 \quad (3.82)$$

Darin ist v_s die Sinkgeschwindigkeit des Kornes, C_v die Volumenkonzentration und ε_s der Sedimentaustauschkoeffizient. Der Sedimentaustauschkoeffizient ε_s wird mit Hilfe des Proportionalitätsfaktors β und dem Impulsaustauschkoeffizienten ε_w des Wassers ausgedrückt.

$$\varepsilon_s = \beta \cdot \varepsilon_w \quad (3.83)$$

Für feine Partikel kann der Proportionalitätsfaktor zu $\beta = 1$ gesetzt werden, wodurch der Sedimentaustauschkoeffizient ε_s durch Gl. (3.84) formuliert werden kann.

$$\varepsilon_m = \varepsilon_s = \kappa \cdot u_* \cdot \frac{Z}{h} \cdot (h-y) \quad (3.84)$$

Dadurch kann die vertikale Verteilung der Schwebstoffe durch Gl. (3.85) ausgedrückt werden (ZANKE 1982):

$$\frac{C_v}{C_{v,a}} = \left(\frac{h-y}{y} \cdot \frac{a}{h-a} \right)^Z \quad (3.85)$$

Dabei bezeichnet h die Wassertiefe, C_v die Konzentration in der Höhe y und $C_{v,a}$ eine Referenzkonzentration in der Höhe a über der Sohle. Der Exponent Z ist der hydraulische dimensionslose Parameter der Rouse-Zahl und ergibt sich aus der Sinkgeschwindigkeit v_s , der Schubspannungsgeschwindigkeit u_* und der Karman-Konstanten κ sowie dem Proportionalitätsfaktor β , der vereinfacht zu 1 gesetzt werden kann.

$$Z = \frac{v_s}{\beta \cdot \kappa \cdot u_*} \quad (3.86)$$

Der Einfluss der Rouse-Zahl Z auf die vertikale Schwebstoffverteilung wird in Abb. 3.24 deutlich. Bei geringen Rouse-Zahlen ($Z = 0,16$) ist die vertikale Verteilung der Schwebstoffe annähernd konstant. Kleine Werte der Rouse-Zahl ergeben sich aus Gl. (3.86) bei geringen Sinkgeschwindigkeiten v_s , wie sie bei feinsten Partikeln anzutreffen sind, sowie hohen Sohlenschubbeanspruchungen. Bei großen Werten des dimensionslosen Parameters Z ($Z = 1,93$) nimmt die Konzentration von Sohlennähe in Richtung Wasseroberfläche stark ab.

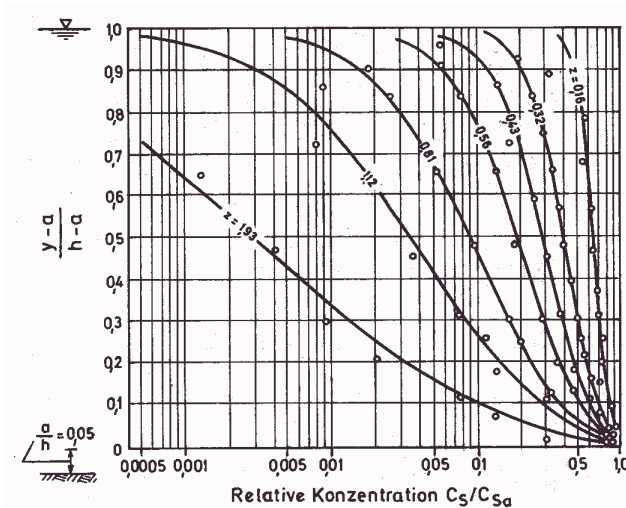


Abb. 3.24: Relative Konzentrationsverteilung nach ROUSE (1937) (aus: DVWK 1986)

An dieser Stelle muss darauf hingewiesen werden, dass zur Berechnung der transportierten Schwebstoffmasse mit Hilfe der Gl. (3.85) die Referenzkonzentration $C_{v,a}$ in dem Abstand a von der Sohle bekannt sein muss. Hierbei sollte das Verhältnis zwischen dem Sohlenabstand a und der Wassertiefe h bei $a/h = 0,05$ liegen. Dies ist bei Messungen in der Natur kaum möglich, dort wird in der Regel auf tiefenintegrierende Messgeräte zurückgegriffen, deren Verwendung im Rahmen der durchgeführten Naturmessungen in Kapitel 5 vorgestellt wird.

Deshalb ist die Beurteilung der vertikalen Schwebstoffführung in Fließgewässern eher als Kriterium zur Unterscheidung der Transportform anzusehen. Dabei geht die Beschreibung

des Schwebstofftransportes von der Modellvorstellung aus, dass es sich bei den Schwebstoffen um den Anteil der Feinmaterialien aus dem Bettmaterial handelt, der ab einer bestimmten Strömungsbeanspruchung auf die Sohle in Suspension geht. Eine exakte Abgrenzung zwischen Geschiebe- und Schwebstofftransport ist demnach nicht möglich, da die Strömungsbelastung für den Transport entscheidend ist. Nach KRESSER (1964) kann der Grenzkorndurchmesser d_{gr} zwischen den beiden Transportformen durch die mittlere Strömungsgeschwindigkeit v_m beschrieben werden:

$$d_{gr} = \frac{v_m^2}{360 \cdot g} \quad (3.87)$$

Unter Verwendung der dimensionslosen Rouse-Zahl Z entwickelten WANG UND DITTRICH (1993) aus Naturversuchen in China sowie Laboruntersuchungen im Theodor-Rehbock-Laboratorium Kriterien zur Unterscheidung der verschiedenen Transportmechanismen. Diese sind in Tabelle 3.2 dargestellt und als Richtwerte aufzufassen.

Tabelle 3.2: Kriterien zur Beschreibung der Transportmechanismen nach WANG UND DITTRICH (1993)

Kriterium	Transportart
$Z < 0,06 - 0,1$	Spülfracht
$0,1 < Z < 4$	Schwebstofffracht aus Bettmaterial
$Z > 4$	Geschiebe

Betrachtet man die entwickelten Kriterien im Hinblick auf deren Anwendung in Gebirgsflüssen in alpinen Regionen, ist auf einige Besonderheiten hinzuweisen. Bei den in Suspension transportierten Partikeln handelt es sich zum großen Anteil um feine Materialien von Gletschern. Siebkornanalysen von glazialen Ablagerungen sowie von Gletscherschmelzwasser im westlichen Karakorum (JIJUN ET AL. 1984) belegen, dass 50% - 90% der Partikel einen geringeren Korndurchmesser als $d = 2$ mm haben. Die in Gebirgsflüssen vorhandenen Sohlenbeanspruchungen sind bei den steilen Gefällen der Flüsse groß, so dass mit einer erhöhten Sohlenschubspannungsgeschwindigkeit u_* zu rechnen ist. Des Weiteren ist die Turbulenz in den Flüssen durch die Rauheit der Sohle sowie die starke Ausprägung der stufenartigen Morphologie im Längsgefälle besonders hoch. Unter den genannten Bedingungen ist aus Gl. (3.86) eine geringe Rouse-Zahl zu erwarten mit einer annähernd konstanten vertikalen Verteilung der Schwebstoffe. Daher kann die in Gebirgsflüssen zu beobachtende Schwebstoffführung als Spülfracht betrachtet werden.

3.4.2 Schwebstoffmenge

Die transportierte Schwebstoffmenge m_s in einem offenen Gerinne kann durch Integration des Produktes aus der Schwebstoffkonzentration C und der Geschwindigkeit v über die Wassertiefe y nach Gleichung (3.88) berechnet werden.

$$m_s = \int_{y=0}^{y=h} C(y) \cdot v(y) dy \quad (3.88)$$

In der Praxis werden die Schwebstoffmessungen meist als Einzelmessungen durchgeführt und die hieraus erhaltene tiefenintegrierte Konzentration C vereinfacht als integrierter Wert für den Gesamtquerschnitt angenommen. Um die Schwebstoffführung berechnen zu können, muss parallel zur Schwebstoffmessung immer auch eine Abflussmessung durchgeführt werden, um auf diese Weise den Feststofftransport an feinen, in Schwebelagerung transportierten Partikeln durch die Gl. (3.89) berechnen zu können.

$$G_s = C \cdot Q \quad (3.89)$$

Falls keine kontinuierlichen Messungen der Schwebstoffkonzentrationen vorhanden sind, werden die täglichen Frachten über eine Schlüsselkurve berechnet, die eine Funktion der Schwebstoffkonzentration C in Abhängigkeit des dazugehörigen Abflusses Q ausdrückt. In alluvialen Gerinnen in Niederungen führt diese Methode zu zufriedenstellenden Ergebnissen. Da das Bettmaterial meist aus feinkörnigen Materialien besteht, gibt es einen direkten funktionalen Zusammenhang zwischen der Schwebstoffkonzentration C und dem Abfluss Q . Die Schwebstoffe stammen zum großen Teil aus dem Sohlenmaterial im Flussbett und werden durch Steigerung der Sohlenschubspannung τ_0 aus der Sohle in Schwebelagerung gebracht.

In alpinen Einzugsgebieten mit großen Anteilen vergletschelter Gebiete ist der funktionale Zusammenhang zwischen Schwebstoffen und Abflüssen kaum vorhanden. Dies liegt in der Tatsache begründet, dass die Schwebstoffe aus externen Sedimentquellen stammen, die bereits in Kapitel 2 der vorliegenden Arbeit erläutert wurden. Ein erheblicher Teil des feinen Feststofftriebes stammt aus den Schmelzwässern der Schnee- und Gletscherflächen mit

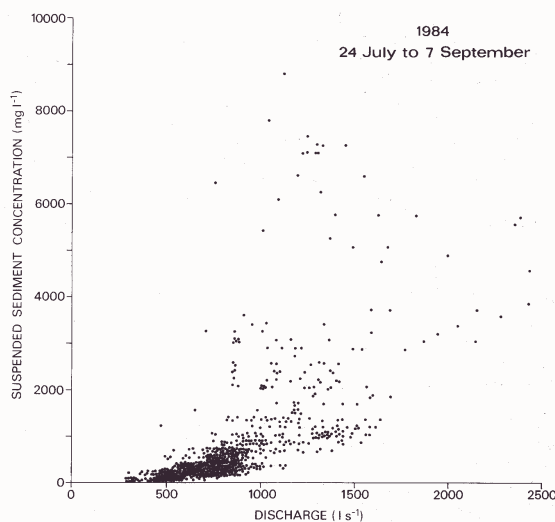


Abb. 3.25: Gemessene Schwebstoffkonzentrationen C als Funktion des Abflusses Q am Tsidjioure Neue Gletscherschmelzwasser (aus: GURNELL 1987)

erheblichen Fluktuationen beim Eintrag in das fluviale System, die sich auf die Schwebstoffkonzentration in den Flüssen übertragen. Zur Veranschaulichung dieses Sachverhaltes sind an dieser Stelle beispielhaft die gemessenen Schwebstoffkonzentrationen des Schmelzwassers des Tsidjioure Neue Gletschers, Schweiz, für einen Zeitraum von etwa zwei Monaten in Abb. 3.25 dargestellt. Darin ist deutlich zu erkennen, dass die Streuung der Schwebstoffkonzentrationen mit steigendem Abfluss zunimmt. Bei einem Abfluss von $1 \text{ m}^3/\text{s}$ kann die Schwebstoffführung Konzentrationen zwischen 500 mg/l bis hin zu 8000 mg/l haben. Die übliche

logarithmische Auftragung der Parameter und Entwicklung eines Potenzgesetzes ergibt nur scheinbar eine Verbesserung der Korrelation und des funktionalen Zusammenhanges (GURNELL 1987). Daher ist die Berechnung von transportierten Schwebstoffmassen in alpinen Gebirgsflüssen auf der Grundlage von Schwebstoff-Abfluss-Beziehungen problematisch. Im englischen Sprachgebrauch wird die Schlüsselkurve der Schwebstoff-Abfluss-Beziehung Rating-Curve genannt. In der vorliegenden Arbeit wird diese Vorgehensweise als Rating-Verfahren bezeichnet.

Nach FERGUSON (1984) sind im Wesentlichen drei Gründe für die Unzuverlässigkeit der Berechnungen nach dem Rating-Verfahren zu nennen. Die Übertragung von einzelnen Messungen in bestimmten Zeitintervallen und Abflussbereichen unterschätzt die integrierte Gesamtmasse an Schwebstoffen, da einzelne kurzfristige Spitzen im Abfluss Q bzw. in der Konzentration C nicht berücksichtigt werden. Die durch die Potenzfunktion der Form $C = a \cdot Q^b$ bestimmte Schwebstoffkonzentration für ungemessene Tage unterliegt aufgrund der hohen Streuung der Regressionsfunktion im doppellogarithmischen Maßstab einer erheblichen Unsicherheit. Darüber hinaus kann die durch Regression bestimmte Schwebstoffkonzentration C von dem tatsächlichen ungemessenen Wert erheblich abweichen, wenn die Funktion zwischen Schwebstoffkonzentration C und Abfluss Q nicht dem Potenzgesetz der Form $C = a \cdot Q^b$ folgt.

Die Abweichungen der durch Schlüsselkurven berechneten Schwebstoffmassen in alpinen Gebirgsflüssen von den tatsächlich transportierten nimmt mit den zwischen den Messungen liegenden Zeitabständen Δt zu. Ferguson konnte anhand des Hunza Flusses durch die Untersuchung von 221 Proben zwischen 1966 – 1975 zeigen, dass die durch eine Potenzfunktion berechneten Schwebstoffkonzentrationen bei 50 % der Naturmessungen zwischen dem Faktor 0,5 und 2 gegenüber den tatsächlich gemessenen Wert lagen. Vereinfacht könnte davon ausgegangen werden, dass sich die Fehler in der Summe aufheben (FERGUSON 1984). Die Ergebnisse von WALLING UND WEBB (1981) belegen jedoch, dass es durch die Anwendung des Rating-Verfahrens im doppellogarithmischen Maßstab zu einer Unterschätzung der transportierten Massen kommt. Um die Zuverlässigkeit der ungemessenen Schwebstoffkonzentrationen zu erhöhen, schlägt FERGUSON (1984) die Entwicklung von saisonalen Funktionen vor. Durch die getrennte Betrachtung der gemessenen Messwerte in der Hochwasserzeit (Juni – September) kann die Masse der in dem genannten Intervall liegenden Messungen von 50% auf 82% gesteigert werden.

Die saisonale Analyse der Messungen ist gleichbedeutend mit einer Differenzierung des zeitlichen Maßstabes. VICTORIA UND PALT (1999) haben diesen Gedanken weiter fortgeführt und mit Hilfe der aufgenommenen Schwebstoffmessungen an den Flüssen im Einzugsgebiet des Oberen Indus weiterentwickelt. Dabei zeigte sich, dass über die Entwicklung der monatlichen Funktionen hinaus eine Betrachtung zweier aufeinanderfolgender Messungen zu den besten Ergebnissen führt. Dabei wird der Schwebstofftrieb der aufeinander folgenden Messungen aus den erhobenen Schwebstoffkonzentrationen und den Abflüssen berechnet. Für die dazwischenliegenden ungemessenen Tage werden die Werte zwischen den Messergebnissen interpoliert. Auf diese Weise werden die während Extremereignissen transportierten Mengen berücksichtigt, die durch die Anwendung einer linearen Regression zwischen doppellogarithmischen Parametern deutlich reduziert werden würden. Die Methode wird als Shifting-Verfahren bezeichnet und berücksichtigt sowohl saisonale Abweichungen als auch Extremereignisse, in denen große Anteile der jährlichen Transportmasse innerhalb eines kurzen Zeitraumes transportiert werden. Das Verfahren zeigt eine gute

Übereinstimmung der jährlich transportierten Schwebstoffmassen der langjähriger Reihen für den Zusammenfluss der Flüsse Hunza, Gilgit und Indus im Oberen Indus. Des Weiteren wurde das Verfahren mit den von der Water and Power Development Authority (WAPDA) Pakistans zur Verfügung gestellten durch Hydrographie festgestellten jährlichen Verlandungsraten des Speichers Tarbela verglichen (PALT UND NESTMANN 1997). Die Güte des Verfahrens steigt mit der Anzahl an gleichmäßig im Jahr verteilten Messungen.

4. Auswirkungen des Sedimenttransportes auf Wasserkraftanlagen

4.1 Unterbrechung der natürlichen Sedimenttransportprozesse

Der Bau von infrastrukturellen Maßnahmen greift in Gebirgsregionen in das fluviale System ein, es kommt zu einer Störung der natürlichen Sedimenttransportprozesse. Die im Makromaßstab durch verschiedene Naturgefahren ausgelösten Sedimenteinträge sowie deren Transport im Mesomaßstab in den Flussläufen wird gestört. Die durch das Wasser transportierten Sedimente lagern sich an Wehr- und Stauanlagen ab.

In diesem Zusammenhang sind als störende Elemente für den natürlichen Sedimenttransport verkehrstechnische sowie wasserbauliche Anlagen zu nennen. Zu den verkehrstechnischen Maßnahmen zählen Straßen, Schienen und Brücken, die bei Extremereignissen zerstört werden können. Bei den wasserbaulichen Maßnahmen geht es vermehrt um die Speicherung der natürlichen Ressource Wasser für verschiedene Zwecke. Hierzu gehören die Trinkwasserversorgung, die Bewässerung für die Landwirtschaft sowie die Stromerzeugung durch Wasserkraft. Bei den Projekten kann es sich um Anlagen mit mehreren Nutzungen handeln. Beispielsweise wurde der Tarbela Damm im Norden Pakistans zu Bewässerungszwecken sowie für die Energieerzeugung gebaut. Andere Projekte haben lediglich einen Nutzen zum Ziel, wie zum Beispiel die Nutzung des Wassers als Energiequelle beim Fluss Allai Khwar, einem Zufluss des Oberen Indus, auf den detailliert in Kapitel 8 der vorliegenden Arbeit eingegangen wird.

Durch den Bau von Wehr- und Speicheranlagen kommt es zu einer künstlichen Unterbrechung des natürlichen Sedimenttriebes, die eine Ablagerung der Sedimentmassen oberstrom zur Folge hat. Direkt unterstrom der Anlage entstehen wegen des unterbrochenen Geschiebetransportes Erosionen, auf die im Rahmen der Arbeit nicht weiter eingegangen werden soll. Hier sei auf den Beitrag von NESTMANN (1992) verwiesen, der umfangreiche physikalische Untersuchungen zu dieser Problematik und geeigneter Gegenmaßnahmen durchgeführt hat. Durch den Bau eines Kontrollbauwerkes lagern sich die Sedimente in einem Speicherraum ab und sind für den Betrachter bei Betriebsstauhaltung kaum sichtbar. Mit dem Alter von Wehr- und Stauanlagen tritt das Problem der Verlandung immer deutlicher zu Tage, so dass die Anzahl der mit Sedimenten verbundenen Probleme weltweit steigt (MORRIS UND FAN 1997).

Im Folgenden sollen die spezifisch bei Wasserkraftanlagen durch Sedimente entstehenden Probleme diskutiert werden. Die Ausführungen beziehen sich ausschließlich auf Hochdruckanlagen in Gebirgsregionen. Die Auswirkungen der Sedimente auf den Betrieb von Niederdruckanlagen sind aufgrund der Charakteristik des Sedimenttransportes, der Körnung der bewegten Sedimentmassen und der Auslegung der Kraftanlagen verschieden und sollen hier nicht weiter vertieft werden. Nähere Informationen zu dieser Thematik finden sich in dem Artikel von VICTORIA ET AL. (2000).

Die folgende Auflistung beinhaltet zunächst eine Erläuterung der allgemeinen Effekte von Sedimenten auf Hochdruckanlagen im Gebirge. Die durch Sedimente hervorgerufenen Beeinträchtigungen sind vielfältig, keine der genannten Felder kann im Rahmen der Arbeit detailliert diskutiert werden. Ziel ist es vielmehr, die Effekte und funktionalen Zusammenhänge von Sedimenten auf Wasserkraftanlagen aufzuzeigen. Ähnlich dem vorangehenden Kapitel werden die Auswirkungen der Sedimente bezüglich der Transportart, also in Geschiebe und Schwebstoffe, unterschieden. Ebenso findet eine Unterteilung

hinsichtlich der Auslegung der geplanten Anlage statt. Dabei werden Speicher- und Laufwasserkraftwerke einzeln diskutiert.

Folgende durch Sedimente bedingten Probleme treten bei Wasserkraftanlagen auf:

- Reduktion der Speicherkapazität und der Nutzung

Sedimentablagerungen führen langfristig zu einer Reduktion des Speichervolumens, die eine Beeinträchtigung der Nutzung der Anlage zur Folge hat. Hierzu zählen die Energieerzeugung, die Bewässerung und die Trinkwassernutzung. Die Verlandungen durch Sedimente reduzieren das zur Verfügung stehende Wasservolumen und verursachen Probleme, die zu Ausfallzeiten der Anlagen führen. Deshalb ist eine realistische Einschätzung des über einen längeren Zeitraum zu erwartenden Sedimenteintrags zur Beurteilung der Lebensdauer des Projektes wichtig. In diesem Zusammenhang ist die in der Nähe von Peshawar, Pakistan, in den 60-er Jahren erbaute Wasserkraftanlage Warsak am Fluss Kabul zu nennen, wo in den ersten 5 Jahren des Betriebes etwa 41% der Speicherkapazität verloren gingen. In diesem Fall wurden keine Spülvorrichtungen im Dammkörper vorgesehen (PALT UND NESTMANN 1997), so dass heute enorme Schwebstoffmassen in das Triebwasser eingetragen werden.

- Ablagerungen in Form eines Deltas

Der Prozess der Speicherverlandung folgt dem in Kapitel 4.2.1.1 dargestellten Grundprinzip. Sedimentmaterial, welches im Fluss als Geschiebe transportiert wird, lagert sich unmittelbar unterstrom der Stauwurzel in Form eines Deltas ab. Schwebstoffe hingegen werden weiter in den Stauraum eingetragen und setzen sich, abhängig von der Sinkgeschwindigkeit des Kornes v_s , im gesamten Stauraum ab. Gerade bei Speichern in Gebirgsregionen können die groben Ablagerungen zu Problemen führen (SCHEUERLEIN 1991). Durch das Sedimentdelta wird die Sohlenneigung des Flusses reduziert, die zu weiteren Ablagerungen groben Materials oberstrom führen können. Dadurch kommt es zu einer Erhöhung des Wasserstandes sowie einer Vergrößerung des Gefahrenpotentials durch Hochwässer.

- Abrasionseffekte

In Wasserkraftanlagen führen Sedimentkörner mit einem Korndurchmesser von $d > 0,1$ mm zu erheblichen Erosionserscheinungen an den Turbinen der Anlagen. Dieser Effekt ist besonders ausgeprägt bei Anlagen mit großen Fallhöhen, da die Geschwindigkeit des Wassers in den Turbinen (Francis und Pelton) groß ist. Die Abrasionserscheinungen sind bei Pelton Turbinen deutlicher ausgeprägt als Francis Laufrädern, da die Wassermassen mit den Quarzpartikeln mit größeren Geschwindigkeiten in der Turbine bewegt werden. Die Abrasion führt zu einer Abnutzung der Laufräder, die eine Reduktion der Effizienz der Turbine zur Folge hat und somit zu Einbußen in der Energieproduktion führt. Der Verschleiß der Turbinen durch Abrasion kann bis zur Zerstörung führen. Der Ausfall der Stromerzeugung ist vor allen Dingen durch die langen Reparaturzeiten der Laufräder bedingt. Heute werden zum Schutz vor Abrasion hochwertige widerstandsfähige Beschichtungen von den Herstellern eingesetzt. Beispielsweise werden Pelton Laufräder mit Keramik beschichtet. Diese Verfahren sind jedoch technisch aufwendig und mit hohen Kosten verbunden.

Abrasionseffekte sind auch an den bautechnischen Anlagen eines Wasserkraftwerkes sichtbar. Hier kann es zur Erosion an Betonbauwerken von

Hochwasserentlastungsanlagen sowie Stahlwasserbauteilen kommen. Auch hier ist das Beispiel der Mitteldruckanlage Warsak zu nennen, wo die Abrasionseffekte eine maximale Laufzeit einer Francis Turbine von lediglich 2 Jahren zulassen (MUHAMMAD AMIN KHALIL 2000).

- Einlaufbauwerke und Grundablässe

Sedimentablagerungen können Einlaufbauwerke sowie tief liegende Grundablässe in ihrer Funktion beeinträchtigen bzw. blockieren. Hierbei ist insbesondere auf Hochwässer hinzuweisen, bei denen große Sedimentmassen in kürzester Zeit bis an das Kontrollbauwerk bewegt werden und die zur Verfügung stehenden Öffnungen nicht für den Durchgang von Sedimentmaterial geeignet sind.

- Naturgefahren

Wie bereits in Kapitel 2 deutlich wurde, sind die Naturgefahren und die dadurch mobilisierten Sedimentmassen in alpinen Gebirgsregionen von besonderer Bedeutung. Durch Extremereignisse getriggerte Massenbewegungen wie Felsgleitungen, Erdbeben, Muren etc. können zum plötzlichen Verlust des Stauraumes führen. Ein Beispiel hierfür ist das Kleinwasserkraftwerk Namche in Khumbu Himal, Nepal, welches kurz vor Inbetriebnahme durch einen Gletscherseeausbruch im August des Jahres 1985 komplett zerstört bzw. durch die mobilisierten Sedimentmassen verschüttet wurde (IVES 1986).

In diesem Zusammenhang ist auf die Gefahr durch Erdbeben hinzuweisen. Im Falle eines Erdbebens geht von der an einem Wehr bzw. einer Stauanlage abgelagerten Sedimentmasse eine erhöhte Gefährdung der baulichen Anlage aus. Die horizontale Beschleunigung durch seismische Aktivitäten ruft eine Verflüssigung der Sedimentmasse hervor, deren Fortbewegung unterstrom am Kontrollbauwerk gestoppt wird und dort zur Verstopfung von Grundablässen und Einlaufbauwerken führt. Nach Untersuchungen von LOWE UND FOX am Tarbela Damm, der in einem Gebiet mit relativ hoher seismischer Aktivität liegt, wären bei einem solchen Szenario Aufräumarbeiten mit enormen Kosten und einer Dauer zwischen sechs und zwölf Monaten notwendig (aus: MORRIS UND FAN 1997). Die Stromerzeugung müsste in dieser Zeit eingestellt werden.

Betrachtet man die Auswirkungen der Sedimenttransportprozesse in alpinen Gebirgsregionen auf Wasserkraftwerke näher, bietet sich von der Auslegung der Anlagen her gesehen eine Unterteilung an. In alpinen Regionen werden die durch die enorme Relieferhebung bedingten großen Fallhöhen durch den Bau von Hochdruckanlagen genutzt. Die Wasserkraftwerke werden entweder als Speicherprojekte oder als Laufwasserkraftwerke ausgelegt. Bei den Speicherprojekten lässt sich nochmals unterscheiden zwischen Saisonspeichern, die in Form von großen Reservoirs die Wassermassen über längere Zeiträume (mehrere Monate, Jahresspeicher, Mehrjahresspeicher) speichern und Tagesspeicher mit relativ kleinen Kapazitäten zur Abdeckung der täglichen Spitzenlast. Beide Stauräume sind im Fluss angeordnet. Alternativ kann ein Tagesspeicher auch als künstliches Speicherbecken unterstrom der Wehranlage und eines Sandfanges angeordnet sein. Die Laufwasserkraftprojekte sind in der Regel entweder mit einem festen oder beweglichen Wehr und einer seitlichen Wasserentnahme ausgestattet. Darüber hinaus gibt es bei den Laufwasserkraftwerken noch die Stirnentnahme und für kleinere Ausbauwassermengen die Sonderform der Sohlenentnahme, die im Schrifttum auch als Tiroler Wehr bezeichnet wird (GIESECKE UND MOSONYI 1998).

4.2 Speicherkraftwerke

4.2.1 Sedimentablagerung

4.2.1.1 Prinzip

Mit dem Eintritt der durch die Schleppspannung bewegten Sedimente in die Stauhaltung des Speichers im Fluss kommt es durch die Zunahme des Abflussquerschnittes zur Reduktion der Geschwindigkeiten (DVWK 1993). Dadurch werden die mit dem fluvialen System transportierten Sedimente abgelagert. Der Ablagerungsprozess ist stark von der Transportart des bewegten Sedimentes abhängig. Der Verlandungsprozess von Stauanlagen kann in drei Kategorien eingeteilt werden (FAN UND MORRIS 1992):

- Ablagerung von Geschiebe entlang der oberen Neigung der Deltabildung
- Gleichförmige Ablagerung von Schwebstoffen in Längsrichtung des Stauraumes
- Transport von Schwebstoffen in Form von Dichteströmungen zur Dammachse hin

Das am Flussbett bewegte grobkörnige Geschiebe lagert sich unmittelbar unterstrom der Stauwurzel ab und bildet ein Delta aus. Wie in Abb. 4.1 zu sehen ist, besteht das Ablagerungsdelta aus einer flachen oberen Neigung (engl. topslope) und der steilen vorderen Neigung (engl. foreslope) mit dazwischen liegendem Pivotpunkt. Mit der Änderung der Sohlenneigung ist ein abrupter Wechsel der abgelagerten Korngrößen verbunden, auf der oberen Neigung des Deltas liegt grobes Material, auf der vorderen Neigung deutlich feineres. Die obere Neigung des Deltas bildet in der Regel ein Gefälle nahe der Hälfte des Sohlengefälles I_s vor dem Einstau aus. Die vordere Neigung weist gegenüber der oberen Neigung einen Faktor von etwa 6,5 auf (aus: USBR 1973).

Die feinen, in Form von Schwebstoff transportierten Partikel werden aufgrund des leichteren Gewichtes und der relativ geringen Sinkgeschwindigkeit weiter in den Stauraum eingetragen. Schwebstoffe sedimentieren gleichförmig unterhalb der Deltaablagerung bis hin zur Dammachse mit der gleichen Neigung wie das ursprüngliche Flussbett.

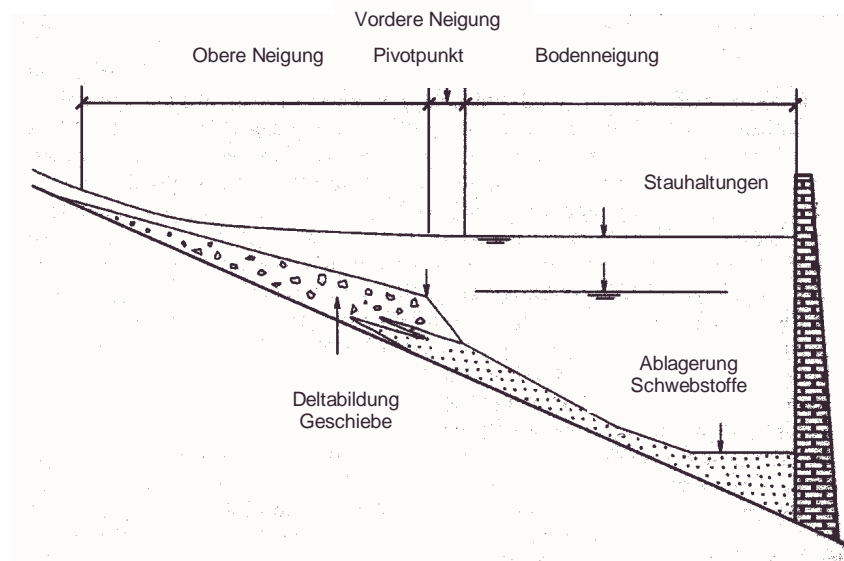


Abb. 4.1: Prinzip der Stauraumverlandung (aus: MORRIS UND FAN 1997, modifiziert)

Neben den Ablagerungsprozessen der Schwebstoffe ist auf eine Besonderheit hinzuweisen. In Stauräumen mit relativ starkem Sohlengefälle und sehr schwebstoffhaltigen (kalten) Zuflüssen können sich Dichteströme ausbilden (engl. turbidity currents), welche an der Sohle entlang des Talweges bis zum Staubauwerk fließen (DVWK 1993). Gerade in Gebirgsregionen mit hohen Schwebstoffkonzentrationen und relativ steilen Sohlenneigungen ist verstärkt mit dem Auftreten solcher Erscheinungen zu rechnen. In Tarbela beispielsweise kommt es oftmals zu derartigen Fließbewegungen der abgelagerten Feinanteile.

Die Verteilung der Sedimente im Speicherraum hängt von den individuellen Randbedingungen eines jeden Stauraumes ab. Zu den entscheidenden Parametern gehören die hydrologischen Verhältnisse, die Korngrößen und Massen der Geschiebe- und Schwebstoffmaterialien, die geometrischen Verhältnisse des Stauraumes sowie die Betriebsweise. In alpinen Gebirgsregionen kann davon ausgegangen werden, dass es sich bei den für Stauhaltungen vorgesehenen Tälern meist um enge Schluchten mit V- sowie U-förmigen Talformen handelt, die eine deltaförmige Verteilung der Sedimentablagerungen im Fluss begünstigen. Mit entscheidend für die langzeitige Verteilung der Geschiebe- und Schwebstoffablagerungen im Längsprofil des Speichers sind die Wasserstände der Stauhaltungen, die im Laufe der Zeit ein Vorrücken der abgelagerten Massen hervorrufen. Dies ist anhand der Lage des Pivotpunktes des Ablagerungsdeltas zu erkennen. Nach einigen Jahren des Betriebes ist die Höhenlage des Pivotpunktes identisch mit der Höhe der minimalen Stauhaltung. Als Beispiel hierfür kann wiederum der Tarbela Damm angeführt werden, dessen Delta im Jahre 1998, also 24 Jahre nach Inbetriebnahme, bereits bis 14 km oberstrom der Dammachse gewandert ist. Die Stauwurzel des Speichers liegt etwa 80 km oberstrom. Die zu erwartende Verlandung im Stauraum kann aus den geometrischen Randbedingungen sowie der in den Speicher eintretenden Masse an Geschiebe und Schwebstoffen berechnet werden. Dieser Prozess wird auch als Auffangwirkungsgrad (engl. trap efficiency) bezeichnet.

Bei Tagesspeichern mit künstlichen Speicherbecken im Anschluss an Wehr- und Sandfanganlage verläuft die Ablagerung von Sedimenten verschieden. Die Wehranlage sollte baulich derart gestaltet sein, dass der Eintritt von Geschiebe ausgeschlossen werden kann. Die mit dem Fluss transportierten Schwebstoffe treten in das Triebwasser der Anlage ein und werden mit Hilfe des künstlichen Beckens gespeichert. Da die Geschwindigkeiten im Becken sehr gering sind, ist ein Absetzvorgang der Schwebstoffe zu erwarten. Daher bietet sich der Bau eines vorgeschalteten Sandfangs an, der ein Großteil der Schwebstoffe eines durch die Bemessungskriterien festgelegten Korndurchmessers aus dem Triebwasser entfernt.

4.2.1.2 Auffangwirkungsgrad

Prinzipiell verläuft die Verlandung von Stauhaltungen im Fluss nach den oben angegebenen Prozessen. Das Ausmaß der Ablagerungen und deren Verteilung hängt im Wesentlichen von der Größe des Stauraumes und hier vor allen Dingen von dessen Länge ab. Im Folgenden wird das Absetzverhalten getrennt für Geschiebe und Schwebstoffe betrachtet, so wie es bereits für die Untersuchung der Transportprozesse im Fluss durchgeführt wurde.

Bezüglich des Geschiebes kann davon ausgegangen werden, dass es sich sowohl bei saisonalen Stauhaltungen als auch bei kleineren Stauräumen mit Tagesspeicher im Fluss absetzt und die Speicherkapazität verringert (HARTUNG 1965). Nach SCHEUERLEIN (1991) sind die abgelagerten Geschiebemassen im Falle von Speichern in Gebirgen von größerer

Bedeutung als die Schwebstoffe, da sie den aktiven Bereich der Stauhaltungswasserstände betreffen, oberstrom einen aufstauenden Effekt bewirken und aus mangelnden Gleichgewichtsgründen zu Auskolkungen unterstrom der Stauanlage führen. Besonders kritisch wird die Situation, wenn das Geschiebedelta die Funktion der Grundablässe und Einlaufbauwerke beeinträchtigt.

Nach HARTUNGS Ansicht (1965) ist die Bedeutung der Schwebstoffe aufgrund der größeren Masse für die Speicherverlandung wichtiger als die des Geschiebes. Bei der Betrachtung der Schwebstoffe ist die Aufenthaltsdauer der Schwebstoffe im Staubecken, also das Verhältnis der Größe des Speichervolumens zu dem mittleren Jahreszufluss, entscheidend für die Frage, wie groß der Auffangwirkungsgrad A des Stauraumes ist (VISCHER 1981). Dieser besagt, wie viel Prozent der Schwebstoffe sich in dem hydraulisch als Sandfang wirkenden Stauraum absetzen und damit das Speichervolumen sukzessive reduzieren. Die Auffangwirkung kann über die Verfahren nach BRUNE (1953) und CHURCHILL (1948) berechnet werden.

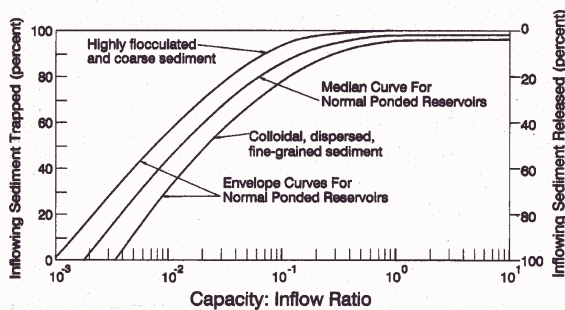


Abb. 4.2: Klärwirkung von Stauanlagen für Schwebstoffe nach BRUNE

BRUNE (1953) entwickelte anhand von 44 Speicheranlagen in den USA eine empirische Gleichung für den Auffangwirkungsgrad A , ausgedrückt als den sich absetzenden prozentualen Anteil der eingetragenen Schwebstoffe, die eine Funktion des dimensionslosen Verhältniswertes zwischen der Speicherkapazität S und dem mittleren Jahreszufluss Z in der Form der Gl. (4.1) ist. Abb. 4.2 zeigt die Mittelkurve der Funktion sowie deren Einhüllende für feine (untere Kurve) und grobe Schwebstoffe (obere Kurve).

$$A = f\left(\frac{S}{Z}\right) \quad (4.1)$$

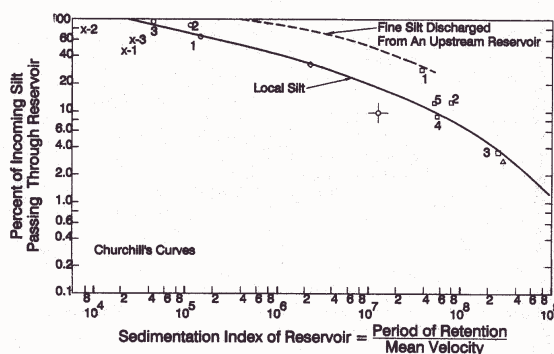


Abb. 4.3: Klärwirkung von Stauanlagen für Schwebstoffe nach CHURCHILL (aus: MORRIS UND FAN 1997)

CHURCHILL's (1948) Funktion berechnet entgegen dem Verfahren von BRUNE den Prozentsatz desjenigen Sedimenteintrages, der durch den Speicher transportiert wird, den Durchgangwirkungsgrad D (engl. passing), und nicht zur Verlandung der Staukapazität beiträgt. Dieser Prozentsatz ist abhängig vom Sedimentationsindex SI , der definiert ist als das Verhältnis zwischen der Retentionszeit R und der mittleren Geschwindigkeit u , mit dem das

Wasser sich durch den Stauraum bewegt. Der Sedimentationsindex SI kann mit Hilfe der Speicherkapazität S , des Durchflusses Q und der Stauraumlänge l nach Gl. (4.2) berechnet werden. Abb. 4.3 zeigt die graphische Darstellung der Funktion in Gl. (4.2). MANIAK (1997)

gibt für die in Abb. 4.3 dargestellte Funktion eine empirische Näherungslösung an, die als prozentualer Auffangwirkungsgrad A ausgedrückt und in Gl. (4.3) angegeben ist.

$$D = f(SI) = \frac{S^2}{Q^2 \cdot l} \quad (4.2)$$

$$A = 100 - \left(1600 \cdot (SI \cdot g)^{-0.2} - 12\right) \quad (4.3)$$

Nach Angaben von MORRIS UND FAN (1997) eignet sich die Funktion von BRUNE für langfristige Aussagen zur Verlandung von Stauräumen im Fluss ohne erhebliche Schwankungen des Stauziels aus betrieblichen Gründen. CHURCHILL's Funktion eignet sich aufgrund der Datengrundlage der empirischen Funktion zur Berechnung der Auffangwirkung in Absetzbecken, kleineren Stauräumen, teilweise trocken fallenden Reservoirien und Stauhaltungen, die regelmäßig gespült werden.

In diesem Zusammenhang soll darauf hingewiesen werden, dass die langjährige Verlandung durch Schwebstoffe zu einer Reduktion der Speicherkapazität führt. Dadurch wird das Verhältnis zwischen der Kapazität S und dem Jahreszufluss Z geringer, die nach BRUNE (1953) eine geringere Auffangwirkung zur Folge hat. Das Ausmaß dieser Wirkung ist von der Größe der Speicherkapazität abhängig. In einem relativ zum Jahreszufluss Z großen Stauraum als saisonaler Speicher mit einem Verhältnis S/Z von beispielsweise 0,03 liegt die Auffangwirkung bei 70%. Ist der Stauraum nach mehreren Jahren des Betriebes zu 50% verlandet, so weist er mit einem Wert von $S/Z = 0,015$ noch immer eine Auffangwirkung von 60% auf. Die relativ hohe Verlandungsrate der in den Speicherraum eintretenden Schwebstoffe kann kaum reduziert werden.

Bei einem Tagesspeicher im Fluss hingegen verhält es sich anders. Hier liegt der Wert S/Z bei Beginn des Betriebes beispielsweise um den Faktor 10 geringer, also bei 0,003. Daraus ergäbe sich eine Auffangwirkung von lediglich 15%. Wird der kleinere Stauraum im Laufe der Zeit durch Verlandung um 50% reduziert, liegt die Auffangwirkung bei fast 0%. Dies bedeutet, dass das gesamte eingetragene Schwebstoffmaterial durch den Stauraum transportiert wird. In der Konsequenz werden dem Triebwasser hohe Schwebstoffkonzentrationen zugeführt, die wiederum zu einer verstärkten Belastung der Sandfanganlage sowie zu Abrasionserscheinungen an den Laufrädern führen und den Betrieb der Wasserkraftanlage langfristig beeinträchtigen.

Im Falle eines Tagesspeichers mit künstlichem Stauraum ist das Verhältnis zwischen mittlerem Jahreszufluss Z und Speicherkapazität S ebenso gering wie beim Tagesspeicher im Fluss. Der Unterschied liegt darin, dass in der Regel die Sandfanganlage vor dem künstlichen Becken angeordnet ist, so dass bereits eine Reduktion des Schwebstoffeintrages stattfindet. Das Ausmaß der Verlandung des künstlichen Tagesspeichers hängt damit von der Effizienz des Sandfangs ab. Da die Sandfänge normalerweise so bemessen werden, dass sich Sedimentpartikel mit einem Korndurchmesser $d > 0,2$ mm absetzen, kann davon ausgegangen werden, dass feinere Partikel in das künstliche Becken gelangen. Im Speicherbecken finden die Partikel sehr geringe Geschwindigkeiten vor, die ein Absetzen der feinsten Partikel begünstigen. Abhängig von der Masse der eintretenden Schwebstoffe, deren Kornverteilung sowie der Geschwindigkeiten im Becken ist mit einer sukzessiven Reduktion des Speichervolumens künstlicher Becken durch feine Schwebstoffpartikel zu rechnen.

Die Ausführungen zur Auffangwirkung von Geschiebe und Schwebstoffen beim Eintritt in Stauräume im Fluss bzw. in Tagespeicher mit künstlichen Becken verdeutlichen, dass Verlandungen zu erheblichen Problemen im Betrieb von Wasserkraftanlagen führen können. Deshalb ist die Vermeidung bzw. die Entfernung von Sedimentablagerungen in Stauhaltungen jeglicher Größe für eine nachhaltige Wasserkraftnutzung von besonderer Bedeutung. Aufgrund der in Kapitel 2 und 3 ausgeführten Transportprozesse von Sedimenten im Makro- und Mesomaßstab ist eine Vermeidung bzw. Verminderung des Eintrages in Gebirgsflüssen kaum zu gewährleisten. Deshalb müssen zur Erhaltung der Speicherkapazität mechanische bzw. hydraulische Methoden angewandt werden (SCHEUERLEIN 1991), auf die in Kapitel 4.2.2. eingegangen wird.

Daneben sei erwähnt, dass es bei langzeitiger Ablagerung der Schwebstoffe im Stauraum zur Konsolidierung des Materials kommt. Die zeitabhängige Volumenänderung der abgelagerten Schwebstoffe kann mit dem Verfahren nach LARA UND PEMBERTON (1965) (aus: USBR 1974) berechnet werden. Dies soll an dieser Stelle jedoch nicht weiter vertieft werden.

4.2.2 Erhaltung des Speicherraumes

4.2.2.1 Spülungen

Das Grundprinzip der Spülung eines verlandeten Stauraumes besteht darin, dass man die natürliche Schleppspannung des Wassers nutzt, um die abgelagerten Sedimente aus dem Stauraum auszuspülen. Hierbei lassen sich im Wesentlichen zwei Verfahren unterscheiden, die Druckspülung (engl. pressure flushing) sowie die Leerspülung (engl. empty flushing) des Speichers, welche in Abb. 4.4 im Grundriss und im Längsschnitt als Prinzipskizze dargestellt sind. Die Bezeichnung der Spültechniken bezieht sich auf die Abflussverhältnisse an den geöffneten Grundablässen.

Bei der Druckspülung wird der Wasserstand im Stauraum auf einer konstanten Höhe gehalten und die Grundablässe geöffnet. Dadurch entsteht an den Auslässen ein Abfluss unter Druck. Durch diese Methode entsteht unmittelbar vor dem Grundablass durch retrogressive Erosion ein konischer Erosionstrichter mit steilen Böschungen. Der freigespülte Raum legt allenfalls den Bereich des Grundablasses frei, der weiter oberstrom verlandete Stauraum kann auf diese Weise nicht zurückgewonnen werden (VISCHER 1981).

Wird der Wasserstand bei einer Druckspülung auf das minimale Stauziel des Speichers im Fluss eingestellt, werden vor den Öffnungen größere Geschwindigkeiten erreicht, die zu einer Erweiterung der rückschreitenden Erosion führen und Sedimente ausspülen. Die Ausweitung des Erosionstrichters ist von den Randbedingungen der Spülung abhängig, hat aber noch immer einen lokalen Charakter. Daneben stellt sich auch eine progressive Erosion im oberen Teil des Speichers ein. Die oberstrom abgelagerten Sedimente werden in Richtung Stauanlage bewegt, können jedoch nicht durch den lokal gebildeten Erosionstrichter ausgespült werden (MORRIS UND FAN 1997), wie in Abb. 4.4 (B) dargestellt ist. Die während des Spülens weiter nach unten bewegten Sedimente bergen bei enormen Massen auch die Gefahr, die Stahlwasserbauten durch Verstopfung in ihrem Betrieb zu beeinträchtigen.

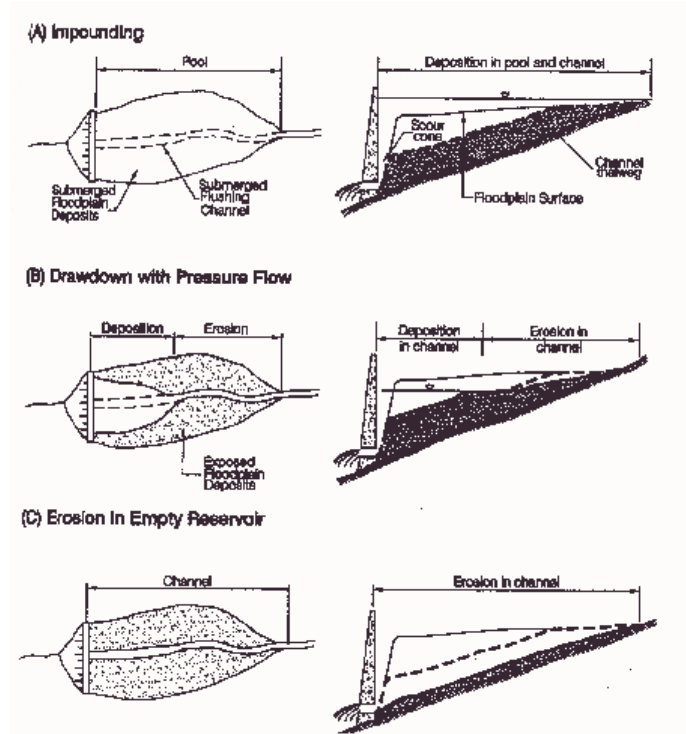
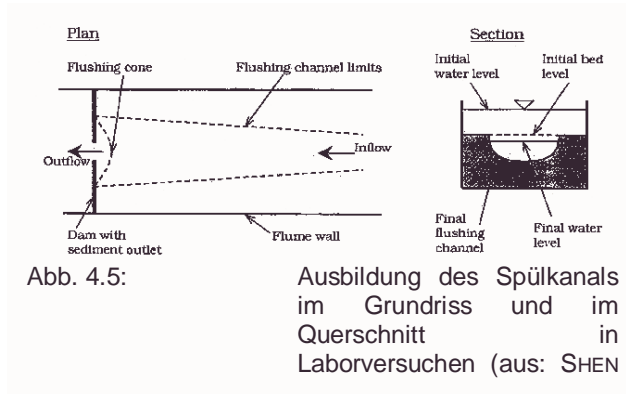


Abb. 4.4: Prinzip Spülung von Stauräumen im Fluss, (B) Druckspülung und (C) Leerspülung (aus: MORRIS UND FAN 1997)

Bei Leerspülungen in Abb. 4.4 (C) werden die Grundablässe geöffnet und der Wasserstand im Speicher so weit abgelassen, dass sich an den Grundablässen Abflüsse mit freier Oberfläche einstellen. Auf diese Weise wird versucht, dem Fluss seine ursprüngliche Fließcharakteristik und Schleppspannung zurückzugeben, um das abgelagerte Material auszuwaschen. Hierbei ist zu unterscheiden, ob die Leerspülung während des Hochwassers, also mit den größten zu erwartenden Sedimentmassen, oder zu einem beliebigem Zeitpunkt in der hydrologischen Ganglinie durchgeführt wird. Nach den Erfahrungen von FAN UND MORRIS (1992) ist die Spülung während des Hochwassers effektiver, da die extremen Abflüsse eine weitaus größere Spülkraft besitzen und die mit der Flutwelle mitgeführten Sedimentmassen durch den Stauraum transportiert werden können. Die Spülung während eines Hochwasserereignisses wird im Schrifttum auch als Sediment-Routing bezeichnet. Spülungen außerhalb des Hochwassers dauern aufgrund der geringeren Abflüsse länger und können wegen der daraus resultierenden geringeren Schleppkraft Probleme beim Ausspülen der groben Partikel hervorrufen.

In beiden Fällen, Druckspülungen sowie Leerspülungen, bildet sich im Stauraum ein Spülkanal aus, dessen Form und Verlauf weitgehend dem ursprünglichen Flussverlauf vor Aufstau entspricht (MORRIS UND FAN 1997). Die Überflutungsflächen an den Ufern des ursprünglichen Flusslaufes, welche durch den Aufstau überflutet werden, verlanden im Laufe der Jahre. Dies ist darauf zurückzuführen, dass es sich hierbei oftmals um Zonen mit geringen Fließgeschwindigkeiten handelt, die ideale Voraussetzungen für die Ablagerung von Schwebstoffen bilden. Die in den Uferbereichen abgelagerten Volumina, die einen großen Anteil der Speicherkapazität ausmachen, werden durch Spülungen nicht erfasst. Dies konnte auch durch umfangreiche Laborversuche (SHEN UND JANSSEN 1999)



nachgewiesen werden. Der sich während des Spülens oberhalb des Erosionstrichters (flushing cone) bildende Erosionskanal (flushing channel) ist gegenüber dem Reservoir deutlich schmaler und verjüngt sich noch oberstrom (Abb. 4.5). Dies bestätigte sich auch bei den vor allen Dingen in China (Sanmenxia, Heisonglin) erfolgreich durchgeführten Spülungen, wo die Ablagerungen in

den ehemaligen Uferbereichen lediglich durch Uferanbrüche erodiert wurden, die Masse der Verlandung jedoch im Stauraum verblieb (MORRIS UND FAN 1997).

LAI UND SHEN (1996) konnten durch Laborversuche eine empirische Gleichung zur Berechnung der durch Leerspülungen erodierten Sedimentmassen Q_{os} aufstellen und damit Felderfahrungen bestätigen (Gl. (4.4)).

$$Q_{os} = E \cdot \frac{Q^{1.6} \cdot I^{1.2}}{B^{0.6}} \quad (4.4)$$

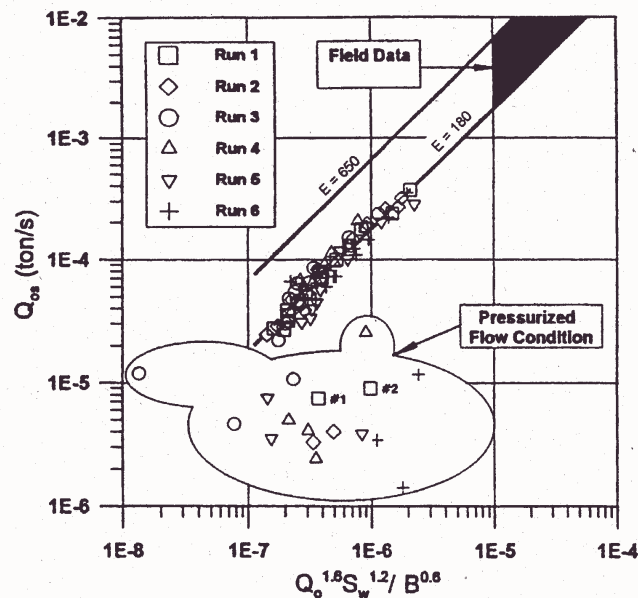


Abb. 4.6: Erodierbare Sedimentablagerungen als Funktion der Geometrie des Spülkanals und des Spülabflusses (aus: LAI UND SHEN 1996)

Die erodierten Sedimentmassen sind eine Funktion des Abflusses Q , der Neigung I und der Breite B des Spülkanals sowie einem Koeffizienten E , welcher, abhängig von den Materialgrößen der Sedimente, ein Maß für die Erodierbarkeit ist. Während die Laborversuche einen Erodierbarkeitskoeffizienten E von 180 aufwiesen, haben die Felddaten Werte zwischen $180 < E < 650$ ergeben. Die Funktion aus Gl. (4.4) ist in Abb. 4.6 gemeinsam mit dem Bereich der Felddaten sowie der Versuche mit Druckspülung zu sehen, die eine weitaus geringere Spülfizienz aufweisen.

Neben den oben beschriebenen Spülverfahren aus dem Stauraum des Flusses heraus gibt es noch eine weitere Möglichkeit, die Kapazität der Speicher langfristig zu erhalten. Da die Spülbarkeit von grobem Geschiebmaterial noch weitgehend umstritten ist und dieses Material zu erheblichen Schäden an den Grundablässen und anderen Stahlwasserbauten führen kann, sieht die dritte Lösung den Abzug des Geschiebes vor Eintritt in den eigentlichen Stauraum vor. Dabei wird ein Vorbecken an der Wurzel des Stausees erstellt, in dem sich die in Form von Geschiebe transportierten Sedimentmassen ablagern und dann über einen Spülstollen unterstrom des Speichers in den Fluss rückgeführt werden (VISCHER 1981). Ein solches System wurde in verschiedenen Wasserkraftanlagen in der Schweiz gebaut und ist in Abb. 4.7 skizzenhaft dargestellt. Diese Methode zur Erhaltung des Stauraumes ist mit erheblichen zusätzlichen Bau- und Unterhaltungskosten verbunden.

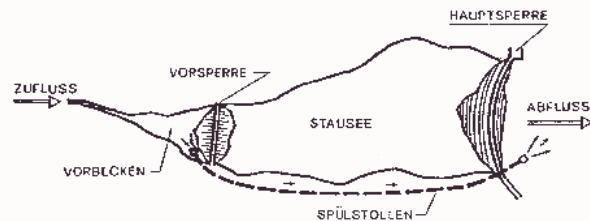


Abb. 4.7: Geschiebe-Bypass mit Spülstollen zur Vermeidung der Stauraumverlandung (aus: VISCHER 1981)

Bei Tagesspeichern mit künstlichen Becken kann das Verfahren der Leerspülung nicht angewendet werden, da der Speicherraum außerhalb des Flussschlauches angeordnet ist. Das Ausmaß der Verlandung ist jedoch bei einer eintretenden Hochwasserwelle bereits durch die Lage des Speichers und der Wirkung einer angeordneten Sandfanganlage eingeschränkt. Aufgrund des bereits diskutierten nur lokal wirkenden Einflusses von Druckspülungen erscheint die Anwendung von Spülungen für diese Art der Kraftwerksauslegung zur Erhaltung der Speicherkapazität als unzweckmäßig. In diesem Fall muss auf Baggerungen zurückgegriffen werden, die im folgenden Kapitel beschrieben sind.

In diesem Zusammenhang soll auch darauf hingewiesen werden, dass durch die Spülung von Speichern mit Einbußen in der Energieproduktion gerechnet werden muss. Bei einem relativ kleinen Verhältnis zwischen Speicherkapazität S und mittlerem Jahreszufluss Z ist die völlige Entleerung und Wiederfüllung des Stauraumes mit geringem Zeitaufwand verbunden. Damit sind die Ausfallzeiten für die Stromproduktion gering. Bei einem großen Kapazitäts-Jahreszufluss-Verhältnis verlängern sich die Ausfallzeiten und damit die Energieeinbußen proportional zur Größe des Stauraumes.

4.2.2.2 Baggerungen

Eine weitere Möglichkeit zum Erhalt des Stauraumes besteht in Baggerungen der verlandeten Sedimente. Hier unterscheidet man zwischen Trocken- und Nassbaggerungen, welche im Folgenden näher erläutert werden sollen. Die Wahl der Baggertechnik ist stark von den lokalen Bedingungen abhängig. Dabei müssen das auszubaggernde Sedimentvolumen, die Korngröße der Materialien, die Geometrie und Wassertiefe der Verlandung, die zur Verfügung stehenden Lagerungsstätten sowie umwelttechnische Aspekte beachtet werden. Wegen des enormen Materialaufwandes an technischen Gerätschaften sind Baggerungen mit hohen Kosten verbunden. In vielen Fällen der Stauraumverlandung stellen Baggerungen jedoch die einzige Möglichkeit der Erhaltung der Speicherkapazität dar (MORRIS UND FAN 1997).

Der Einsatz von Trockenbaggerungen in Stauräumen ist nur bedingt möglich. Um die Technik einsetzen zu können, müssen in den meisten Fällen die Wasserstände im Stauraum auf ein niedriges Stauziel abgesenkt werden. Trockenbaggerungen eignen sich vor allen Dingen bei groben Ablagerungen, deshalb kann vorzugsweise Geschiebematerial entfernt werden. Geht die Entleerung des Speichers zu schnell vonstatten, erlaubt der Wassergehalt der Feinsedimente wegen der Gefahr des Einsinkens keinen Einsatz schwerer Baggergeräte. Eine angemessene Entleerung des Speichers hat Verzögerungen beim Entfernen der Schwebstoffablagerungen zur Folge. Abhängig von den ortsspezifischen Bedingungen der Materialeigenschaften kann es bei den Schwebstoffen zu Konsolidierungseffekten kommen, die bei Trockenfallen den Einsatz schwerer Geräte begünstigen. Aufgrund der unterschiedlichen Materialeigenschaften und Speichergeometrien können hierzu jedoch keine allgemein gültigen Aussagen getroffen werden.

Bei Nassbaggerungen unterscheidet man grundsätzlich zwischen hydraulischen und mechanischen Systemen. In Reservoiren werden in der Regel hydraulische Systeme eingesetzt, da die Kosten einer Einheit gering sind und die Effektivität groß ist. Zudem hat diese Technik den Vorteil, dass der Betrieb der Wasserkraftanlage nicht gestört wird. Bei der hydraulischen Nassbaggerung werden die Sedimente mit Hilfe des Wassers gelöst und als Feststoff-Wasser-Gemisch über eine Leitung an die Oberfläche in ein Depot transportiert. Die Technik kann sowohl für feine Materialien als auch für grobe Korngrößen bei höherer Pumpenleistung verwendet werden.

Beim Einsatz von mechanischen Schwimmbaggern weist das Baggergut gegenüber hydraulischen Systemen einen geringeren Wassergehalt auf, so dass keine nachträgliche Drainage des Baggergutes notwendig ist. Die Leistung von mechanischen Baggerungen ist weitaus geringer als bei hydraulischen und zusätzlich mit Transportkosten durch den Einsatz von Lastkraftwagen verbunden.

4.3 Laufwasserkraftwerke

Bei den Laufwasserkraftwerken sind die Bauteile der Anlage direkt von den durch den Fluss transportierten Feststoffen betroffen. Die Geschiebe- und Schwebstoffmassen werden in den Bereich der Entnahmebauwerke eingetragen, die weiter zu den Freispiegel- bzw. Druckleitungen führen. Die Ausbildung der Wasserfassung ist entscheidend für eine Verminderung des Eintrages durch Geschiebe- und Schwebstoffmassen in das Triebwasser, um vor Abrasionserscheinungen an den Turbinen zu schützen (GIESECKE UND MOSONYI 1998).

Bezüglich des Geschiebes wird versucht, die Wasserfassung baulich so zu gestalten, dass keine Geschiebemassen in das Triebwasser gelangen. Abhängig von der Entnahmeart der Wasserfassung (Seitenentnahme, Stirnentnahme, Sohlenentnahme) gibt es verschiedene Lösungsarten, das Triebwasser geschiefbefrei zu halten. Bei der Seitenentnahme lässt sich zwischen der Geschiebeabweisung und dem Geschiebeabzug unterscheiden. Bei der Geschiebeabweisung wird die Auswirkung einer Sekundärströmung auf die Bewegungsrichtung der Körner an der Sohle gezielt technisch eingesetzt. Beim Geschiebeabzug wird die Tatsache genutzt, dass sich das Geschiebe entlang der Flusssohle bewegt und somit eine Trennung der beiden Phasen durch Einlaufschwelen in Kombination mit Spüleinrichtungen anbietet. Letztere Lösung wird ebenfalls bei der Stirnentnahme bevorzugt. Bei der Sohlenentnahme, die auch als Tiroler Wehr bezeichnet wird, findet eine Trennung der groben Kornfraktionen des Geschiebes durch die Größe des Grobrechens

statt, die bei Hochwasser über das Grundwehr laufen und dem Geschiebetransport des Flusses erhalten bleiben. Mittel- und feinkiesiges Geschiebematerial wird über Entsander und Spüleinrichtungen in den Fluss zurückgeleitet. Detaillierte Ausführungen mit praktischen Beispielen finden sich zu diesem Thema in GIESECKE UND MOSONYI (1998) und SCHEUERLEIN (1984) und sollen daher nicht weiter vertieft werden.

Bei Laufwasserkraftwerken ist keinerlei Speicherung des Wassers vorgesehen. Damit geht das Verhältnis zwischen Speicherkapazität S und mittlerem Jahreszufluss Z nach dem Verfahren von BRUNE (1953) gegen Null, was gleichbedeutend ist mit einem Auffangwirkungsgrad von Null. Aufgrund der hohen Turbulenzen im Wasser bleiben die transportierten Schwebstoffe bis in den Einlaufbereich in Schwebelage und treten, unabhängig von der Entnahmekategorie, in das Triebwasser ein. Der durch Schwebstoffe hervorgerufene Effekt der Abrasion an den Laufrädern wird durch den Bau eines Sandfanges vermindert. Die Entsandungsanlage wird so bemessen, dass sich Körner mit einem charakteristischen Durchmesser von $0,2 \text{ mm} < d < 0,5 \text{ mm}$ in den Becken der Entsandungsanlage absetzen und weitgehend reines Wasser auf die Turbinen beaufschlagt wird. Im Falle von Hochdruckanlagen mit großen Fallhöhen $h_f > 100 \text{ m}$ kann wegen der hohen Geschwindigkeiten in den Turbinen eine Herabsetzung der Korndurchmesser von $0,05 < d < 0,1 \text{ mm}$ notwendig werden (GIESECKE UND MOSONYI 1998).

4.4 Bedeutung für die Auslegung und Planung von Wasserkraftanlagen

Wie die Ausführungen zeigen, sind die durch den Sedimenttransport ausgelösten Probleme für die Planung, den Betrieb und die Unterhaltung von Wasserkraftanlagen vielfältig. Die Verlandung von Stauräumen bzw. betriebliche Beeinträchtigung von Laufwasserkraftwerken erfordern zur Erhaltung des Betriebes gerade in Gebirgsregionen, in denen Massentransporte erheblichen Ausmaßes entstehen können, einen großen Aufwand mit hohen Kosten. Erfolgt dieser Aufwand nicht, wird die Lebensdauer der Projekte stark verkürzt, die aufgrund der hohen Investitionskosten von Wasserkraftanlagen für die Wirtschaftlichkeit der Projekte relevant ist.

Eine zentrale Bedeutung in diesem Zusammenhang kommt der Beurteilung der zu erwartenden Sedimentmassen in Form von Geschiebe und Schwebstoffen zu. Das Beispiel des Kleinwasserkraftwerkes Namche in Nepal zeigt, dass bei Vernachlässigung bzw. falscher Einschätzung der Sedimenttransportprozesse im Makro- und Mesomaßstab in Gebirgsregionen die Lebensdauer von Wasserkraftwerken stark beeinträchtigt bzw. die Anlagen komplett zerstört werden können.

Deshalb ist eine den natürlichen Bedingungen angepasste Beurteilung der Sedimenttransportprozesse von Nöten, die zu einer der Natur entsprechenden Einschätzung der als Geschiebe und Schwebstoffe transportierten Massen führt. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden deshalb umfangreiche Naturmessungen an verschiedenen Standorten der Gebirgsregion des Himalaya-Karakorum durchgeführt, die in Kapitel 5 näher beschrieben sind. Der Schwerpunkt liegt dabei auf der Untersuchung der in Form von Geschiebe transportierten Massen, da sich hier eine Diskrepanz zwischen den Erkenntnissen aus Labor und Natur zeigt (HEGG UND RICKENMANN 1999).

Ziel soll es sein, eine den natürlichen Sedimenttransportprozessen angepasste Auslegung und Planung einer Wasserkraftanlage zu finden. Dabei sind bei der Auslegung des Kraftwerkes neben den üblichen Parametern aus geologischen, hydrologischen,

wirtschaftlichen und energiepolitischen Bedingungen auch die Größenordnungen der Sedimentmassen zu beachten. Wird die zu erwartende Masse an Sedimenten und deren Aufteilung in Geschiebe und Schwebstoffen richtig beurteilt, kann die Entscheidung zur Auslegung als Speicher- oder Laufwasserprojekt getroffen werden. Darüber hinaus kann die Größe des Stauraumes den natürlichen Bedingungen des Sedimenttransportes im Makro- und Mesomaßstab angepasst werden, um so die Gefahr unvorhergesehener Masseneinträge mit erheblichen Folgekosten zu vermindern.

Das Ziel der Auslegung eines Kraftwerkes sollte sein, dass so wenig Sedimente wie möglich in das Triebwasser eintreten. Auf dieser Grundlage sollten in Zukunft technische Lösungen gefunden werden, die einen Kompromiss zwischen Kosten und Effizienz darstellen und nach wirtschaftlichen Kriterien optimiert werden.

Auf diese Art und Weise können die für Wasserkraftanlagen hohen Investitionskosten durch lange Lebenszeiten rentabel und als regenerative Energiequelle ökonomisch konkurrenzfähig gemacht werden.

5. Durchführung und Auswertung von Naturmessungen

5.1 Untersuchungsgebiet

Das Untersuchungsgebiet umfasst den pakistanischen Teil des Himalaya-Karakorum nördlich des Mehrzweckspeichers Tarbela. Es beinhaltet das Einzugsgebiet des Swat, des Oberen Industales zwischen Skardu und Tarbela inklusive des Nebenflusses Astor sowie Teile des Einzugsgebietes der Flüsse Gilgit und Hunza. Wie in Abb. 5.1 zu sehen ist, umfasst das Gebiet mit einer Längen- und Breitenausdehnung von 220 km bzw. 360 km eine Fläche von ca. 80000 km² zwischen dem 35° und 36° nördlicher Breite und 72° und 75° östlicher Länge. Die Messungen zum Sedimenttransport sind Teil eines regelmäßigen Messprogrammes an 16 verschiedenen Flüssen, an denen von Seiten der GTZ Pegelstationen eingerichtet wurden und seit mehreren Jahren hydrologische Daten zur Wasserkraftentwicklung aufgenommen werden. Bei den Flüssen handelt es sich im Wesentlichen um die großen Nebenflüsse des Swat (Batal Khwar, Daral Khwar, Gabral Khwar, Ushu), des Indus zwischen Skardu und Gilgit (Harpo, Talo, Tormik) sowie die Zuflüsse des Indus zwischen Gilgit und Tarbela (Astor, Summar Gah, Kandia, Kayal Khwar, Duber Khwar und Allai Khwar). Lediglich die Flüsse Naltar, Dainter und Golen Gol gehören zu den Einzugsgebieten der Ströme Gilgit im Nordwesten, Hunza im Norden und Chitral im Westen des Untersuchungsgebietes an der Grenze zu Afghanistan.

Zur Charakterisierung der untersuchten Gebirgsflüsse in dieser Hochgebirgsregion sind in Tab. 5.1 die topographischen, hydrologischen und sedimentologischen Parameter der Flüsse angegeben. Aus der Tabelle geht bereits die Vielfalt und Bandbreite der in der Natur untersuchten Flussläufe hervor. Die Größe der Einzugsgebiete variiert zwischen 90 km² beim Fluss Talo und 4040 km² am Astor, in dessen Gebiet sich das Bergmassiv des Nanga Parbat (8126 m) befindet. Ein Großteil der untersuchten Flussläufe weist eine Einzugsfläche von 200 km² bis 400 km² auf. Die Pegelstationen liegen jeweils wenige Kilometer oberhalb der Mündungen in den Hauptstrom in unmittelbarer Nähe der Wasserfassungen der geplanten Hochdruckwasserkraftanlagen. Die geographische Lage der Stationen ist in Tabelle 5.1 nach Längen- und Breitengrad angegeben. Das Gefälle der Flüsse liegt im Bereich der Messstrecke zwischen 0,4% und 12,2%. Die meist durch Schmelzwasser und teilweise durch Monsunregen bedingten Abflüsse sind durch eine große Variabilität gekennzeichnet. Die mittleren Jahresabflüsse der untersuchten Flüsse liegen in der Mehrzahl zwischen 10 m³/s und 30 m³/s. Bedingt durch die hohe Niederschlagsrate in Form von Schnee, deren Akkumulation auf den Gletschern sowie die intensive Sonneneinstrahlung, werden in der Zeit zwischen Mai und September, je nach mittlerer Höhenlage des Einzugsgebietes, sehr hohe Tagesabflüsse erreicht. Wie in Tab. 5.1 zu sehen ist, können die Abflüsse Werte bis zu 120 m³/s (0,07 m³/skm²) erreichen. Entsprechend liegt ein weiter Abflussbereich für die Untersuchung der Sohlenstabilität sowie der transportierten Sedimentmassen vor. Der Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang der Masse d₅₀ des anstehenden Sohlenmaterials liegt, abhängig vom Sohlgefälle des Flusses, zwischen 100 mm und 300 mm.

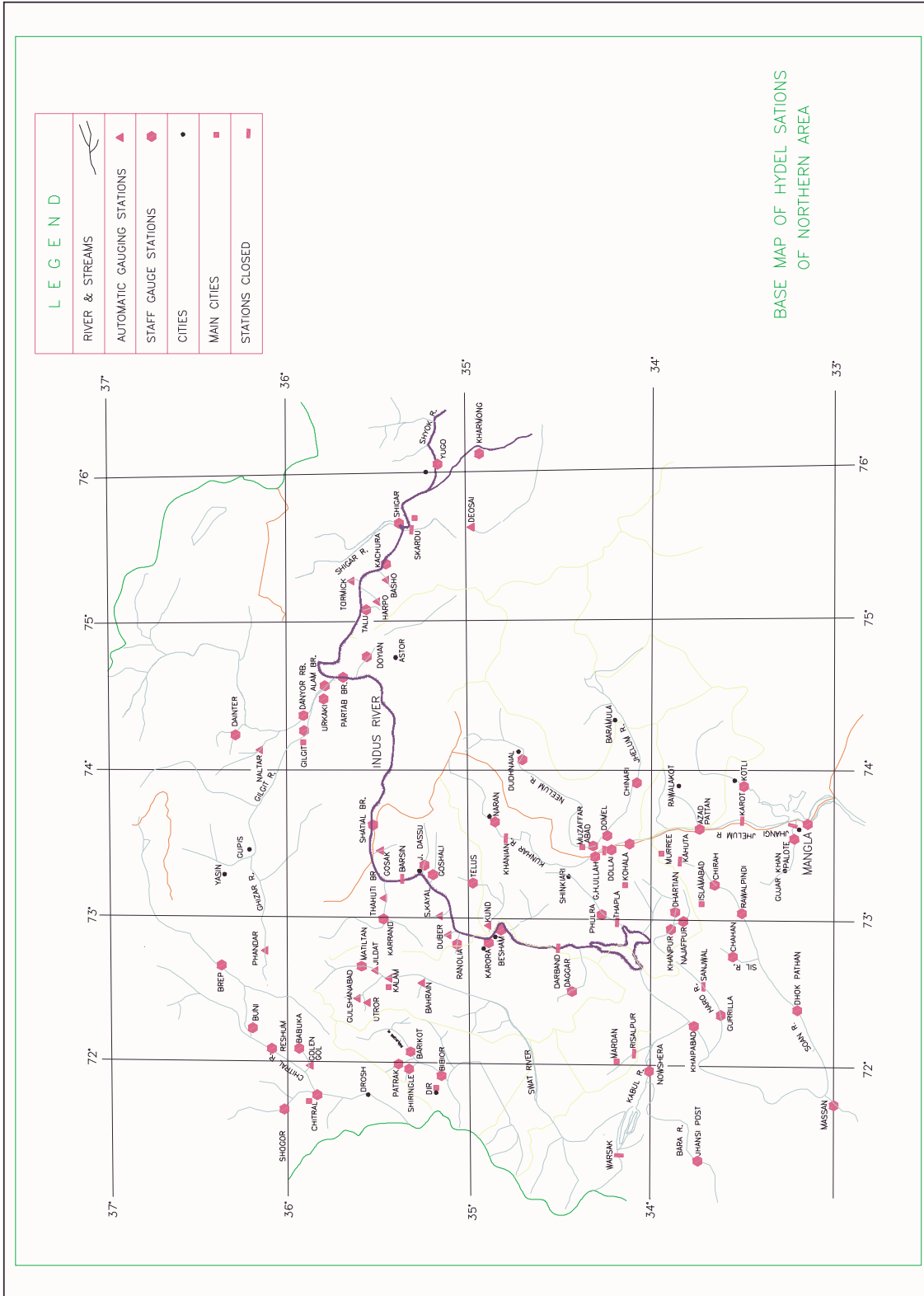


Abb. 5.1: Pegelnetz im Projektgebiet mit Messstationen ▲ der vorliegenden Untersuchung

Tabelle 5.1: Charakteristische Parameter der Flüsse bei den Messungen im Himalaya-Karakorum

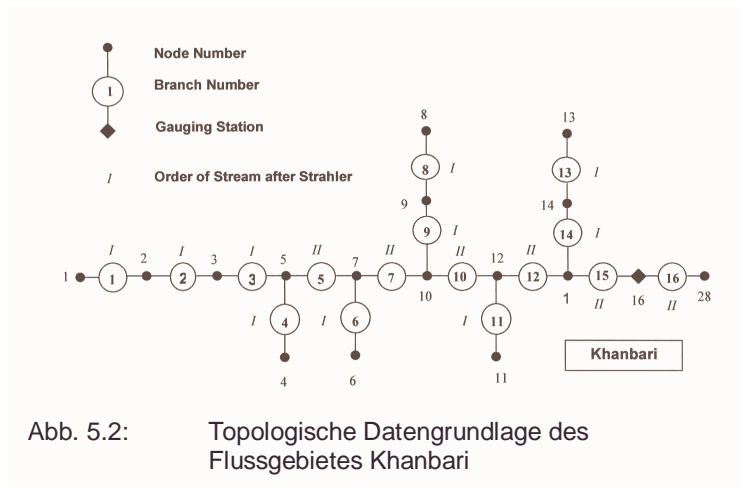
Station	Fluss	Breiten-grad	Längen-grad	Fläche Einzugs-gebiet	Mittlere Höhe des Einzugs-gebietes	Höhe der Station	Mittleres Gefälle	Gefälle im Messbereich	Mittl. Jahres-abfluss	Tages-maximum	Spez. Abfluss	Korngröße Sohlen-material	Step-Pool-Morphologie
[-]	[-]	[° ' "]	[° ' "]	[km ²]	[m ü.d.M.]	[m ü.d.M.]	[%]	[%]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /skm ²]	[mm]	[-]
Bahrain	Daral Khwar	35 13 05	72 32 40	275	2552	1448	9,0	3,90	14	121	0,051	166	ja
Banna	Allai Khwar	34 50 45	72 12 20	308	1455	1230	4,0	1,50	12	49	0,039	113	ja
Dainter	Dainter	36 20 15	74 15 10	254	3953	2943	-	5,44	8	20	0,031	296	ja
Doyian	Astor	35 32 42	74 42 15	4040	2742	1477	2,3	0,61	134	845	0,033	190	nein
Duber	Duber Khwar	35 04 25	72 54 10	408	1738	825	5,8	3,14	28	121	0,069	150	ja
Golen Gol	Golen Gol	35 56 32	71 58 49	518	2396	1660	-	5,94	17	129	0,033	161	ja
Gosak	Summar Gah	35 29 30	73 23 55	147	1209	1320	13,0	12,20	5	59	0,034	278	ja
Gulshanabad	Gabral Khwar	35 29 45	72 28 40	715	2839	2220	2,6	1,55	40	149	0,056	96	ja
Harpo	Harpo	35 35 30	75 08 20	185	3350	2400	8,7	9,10	7	16	0,038	236	ja
Jildat	Ushu	35 29 15	72 35 45	783	2614	1966	2,6	0,36	34	306	0,043	186	nein
Kayal	Kayal Khwar	35 08 50	73 02 35	154	2102	920	11,4	5,52	9	227	0,058	217	ja
Kund	Allai Khwar	34 54 00	72 53 00	456	1308	640	4,0	1,77	21	591	0,046	171	ja
Naltar	Naltar	36 07 45	74 13 52	234	3920	2855	9,1	2,57	14	78	0,060	220	ja
Talo	Talo	35 36 40	75 03 40	90	3852	2600	15,3	10,30	4	5	0,044	253	ja
Tormik	Tormik	36 36 50	75 18 50	220	3218	2520	7,9	4,51	11	33	0,050	171	ja
Thauti Bridge	Kandia	35 28 15	73 09 05	2027	1989	993	2,9	1,13	57	287	0,028	164	nein
Ultror	Batal Khwar	35 28 20	72 26 25	200	2408	2350	7,5	3,90	12	82	0,060	173	ja

5.2 Morphologie

5.2.1 Längsprofile

Das Gefälle der Gebirgsflüsse zählt zu den entscheidenden Einflussgrößen bei der Betrachtung von Sedimenttransportprozessen. Daher wurden sowohl im Makro- als auch im Mesomaßstab umfangreiche Betrachtungen durchgeführt, um eine möglichst genaue Erfassung des Parameters zu gewährleisten.

In der großräumigen Betrachtung konnte das Simulationsmodell „Water and Power Potential“ (WAPPO) eingesetzt werden, welches im Rahmen des GTZ Projektes zur Identifizierung des Wasserkraftpotentials im Projektgebiet verwendet wurde. Die erste Version des Programmes wurde bereits 1976 entwickelt und intensiv in Lateinamerika, Südamerika und Afrika zur Feststellung des Wasserkraftpotentials genutzt. Das Programm berechnet auf der Grundlage der Topologie, klimatologischer und hydrologischer Daten die mittleren monatlichen Abflüsse in den Flüssen. Zu diesem Zweck müssen die Teileinzugsgebietsflächen mit der entsprechenden mittleren Höhenlage mit Hilfe topographischer Karten im Maßstab 1: 50 000 bestimmt werden. Die Größe der Teileinzugsgebiete variiert in der Regel zwischen 5 km² und



10 km². Basierend auf dieser Datengrundlage stand für jedes Einzugsgebiet ein Diagramm zur Verfügung, welches die Topologie des Flussgebietes und dessen Flüsse darstellt. Das Diagramm besteht aus Knoten und Strängen. Während die Stränge die verschiedenen Abschnitte eines Flusslaufes repräsentieren, stellen die Knoten die Teileinzugsgebiets-

flächen und wichtige Kontrollpunkte, wie beispielsweise Pegel, dar. Ein solches topologisches Diagramm ist beispielhaft für den Fluss Khanbari in Abb. 5.2. gezeigt.

Mit Hilfe der bereits existierenden topologischen Datengrundlage konnte das Längsprofil eines jeden in der Untersuchung betrachteten Flusslaufes bestimmt werden. Aus dem entwickelten Längsprofil ließ sich sowohl das mittlere Flussgefälle bis zur Messstation als auch das mittlere Gefälle des gesamten Flusslaufes \bar{I} nach folgender Gleichung ermitteln:

$$\bar{I} = \frac{\sum_i L_i \cdot I_i}{\sum_i L_i} \quad (5.1)$$

Darin ist \bar{I} das mittlere Gefälle des Flusses, L_i ist die Länge der einzelnen Flussstrecke i und I_i die dazugehörige Neigung. Die einzelnen Abschnitte gleichen Gefälles wurden dabei proportional zu ihrer Länge gewichtet. Wie in Abb. 5.2 zu sehen ist, wurden die Flüsse im Einzugsgebiet entsprechend ihrem Vorflutverhältnis geordnet. Die betrachtete Gesamtlänge des jeweils untersuchten Flusses bezieht sich auf diejenige Ordnungsnummer, die er an der Messstation aufweist. Die an der Quelle des Flusses liegenden Strecken mit der

Ordnungsnummer I zeichnen sich durch extremes Gefälle bei minimalen Abflüssen aus und entsprechen nicht der Charakteristik der Flüsse an den Pegeln. Daher wurden diese Strecken für die Berechnung des mittleren Flussgefälles \bar{I} ausgeschlossen. Der Unterschied zwischen dem mittleren Gefälle bis zur Pegelstation und dem des gesamten Flusses ist nur gering. Ein Grund dafür ist die Tatsache, dass die Pegel am Auslauf der Einzugsgebiete errichtet sind und die unterstrom liegende Strecke zum Vorfluter, in der Regel steiler als die Gesamtstrecke, bei der Länge der untersuchten Flüsse kaum Gewicht hat. Tabelle 5.2 zeigt den Vergleich der beiden betrachteten Gefälle.

Tabelle 5.2: Mittleres Gefälle bis zur Messstation und mittleres Flussgefälle \bar{I} im Vergleich

Station	Gefälle bis zur Messstation [%]	Mittleres Flussgefälle \bar{I} [%]
Bahrain	9.52	9.00
Banna	4.60	3.98
Dainter	nil	nil
Doyian	1.91	2.34
Duber	5.47	5.82
GolenGol	29.00	29.00
Gosak	13.05	13.05
Gulshanabad	3.22	2.60
Harpo	5.11	8.71
Jildat	2.48	2.64
Kayal	10.17	11.42
Kund	4.12	3.98
Naltar	8.47	9.12
Talo	5.47	15.30
Tormik	6.23	7.90
Thauti Bridge	2.86	2.88
Utror	9.17	7.47

Betrachtet man einen einzelnen Gefälleabschnitt der Gebirgsflüsse in der Natur im Detail, ist das Längsprofil hinsichtlich der Morphologie zu differenzieren. Gerinne mit großen mittleren Jahresabflüssen und relativ geringem Gefälle ($I < 1\%$) weisen ausgeprägte Deckschichten mit einer weiten Sieblinie auf. Bei Gebirgsflüssen mit mittlerem bis großem Gefälle ($1\% < I < 15\%$) kommt zusätzlich zur Deckschicht und der weiten Sieblinie der Einfluss von Riffel-Pool- und Step-Pool-Systemen hinzu. Das Längsprofil zeichnet sich aus durch eine Abfolge von lokalen Abstürzen. Die Geometrie der Step-Pool-Systeme ist im Wesentlichen eine Funktion des Gefälles [GRANT ET AL. (1990), SCHÄLCHLI (1991), WHITTAKER UND JÄGGI (1982)].

Die morphologischen Einheiten haben zur Folge, dass die Sohle nicht mehr eben ist und das Sohlgefälle I_S in der Natur zunehmend schwierig aufzumessen ist. Deshalb wurden alternativ die Wasserspiegellagen im Messbereich aufgenommen, um somit ein Maß für das Energiegefälle I_E zu erhalten. Die Wasserspiegellagen wurden mittels Nivellement, Messstab und Maßband durchgeführt. Hierbei wurde der Wasserspiegel bis zu 90 m oberstrom und unterstrom des Pegels gemessen. Die Messpunkte wurden in einem Abstand von jeweils 2-5 m erfasst. Bei größeren Abflüssen kommt es insbesondere bei Flüssen mit mittlerem bis großem Gefälle ($1\% < I < 15\%$) aufgrund der Morphologie und der daraus hervorgerufenen hohen Turbulenzintensität zu Schwankungen in der Wasserspiegellage. In diesen Fällen wurde der Messstab bereits während der Messung ausgleichend in eine mittlere Lage der fluktuierenden Wasseroberfläche gesetzt. Aus den im Gelände aufgenommenen Punkten der

Wasserspiegellagen wurde ein Längsprofil erstellt. Die Berechnung des Gefälles wurde mittels einer linearen Regressionsgeraden durch die Punkte der Wasserspiegellagen bestimmt. Die Messung wurde zeitgleich zu den hydrologischen Messungen bei verschiedenen Abflusszuständen innerhalb eines Jahres wiederholt. Abb. 5.3 zeigt beispielhaft die Wasserspiegellinie des Duber Khwar während der Niedrigwasserperiode (07.12.98 und 28.12.99) bei einem Abfluss von ca. $6 \text{ m}^3/\text{s}$ und während eines mittleren Hochwassers (08.06.99 und 09.06.99) bei einem Abfluss von ca. $85 \text{ m}^3/\text{s}$.

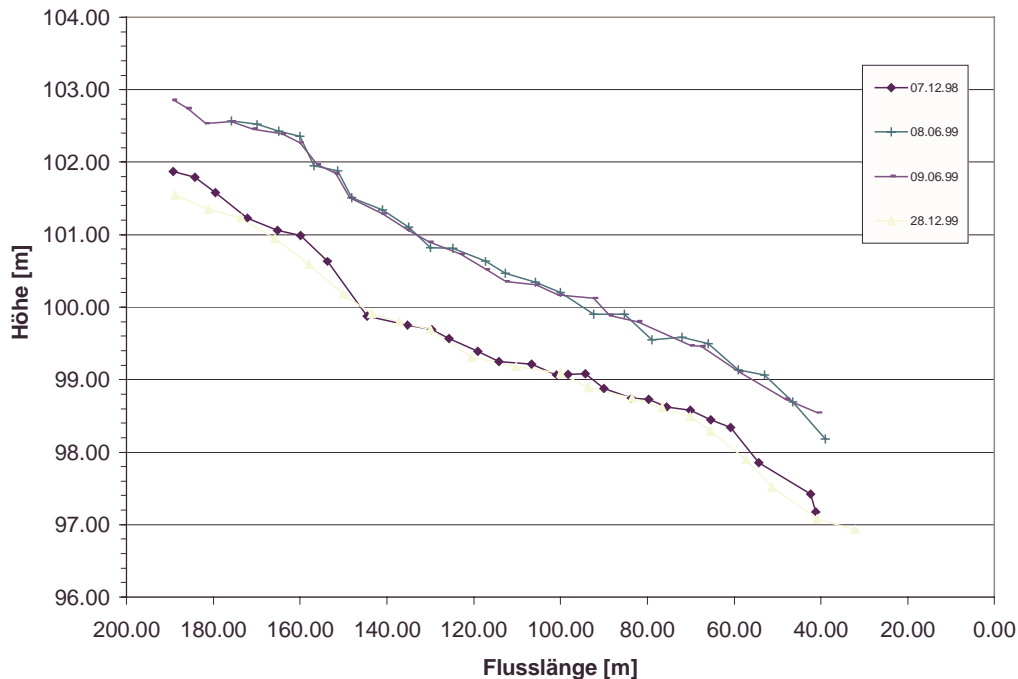


Abb. 5.3: Wasserspiegellagen mit Step-Pool Morphologie bei verschiedenen Abflüssen.

Die Beobachtung der Wasserspiegellagen bei Hoch- und Niedrigwasser zeigte, dass aufgrund der größeren Wassertiefen der Einfluss der longitudinalen Sohlstruktur nachlässt. Die Pools der morphologischen Strukturen im Längsprofil werden überströmt, es bildet sich eine glattere Wasseroberfläche mit einem leicht geringeren Gefälle als bei Niedrigwasser.

5.2.2 Querprofile

Um die Stabilität und den Geschiebetransport in Gebirgsflüssen über einen langen Zeitraum beobachten zu können, wurden seit Installation der Pegelstationen jährlich Querprofile der Flüsse aufgenommen.

Wie bereits in Kapitel 3 erläutert wurde, spielt das Gefälle von Gebirgsflüssen eine maßgebende Rolle bei der Beurteilung von Sedimenttransportprozessen. In den meisten Ansätzen [MEYER-PETER/MÜLLER (1948), SMART UND JÄGGI (1983)] wird unter der Annahme gleichförmiger Abflussverhältnisse bei den Versuchsbedingungen das Sohlgefälle I_s als Maß des Energiegefälles I_E zur Berechnung der Sohlenschubspannung verwendet. Um das Sohlgefälle der Flüsse zu bestimmen, wurden jeweils drei Querprofile; und zwar am Pegel, 50 m oberstrom sowie 50 m unterstrom des Pegels im Bereich der Messstrecke aufgenommen. Die Messungen wurden wiederum mit Hilfe eines Nivellements, eines Messstabes und eines Maßbandes durchgeführt. Je nach Breite des Flusses wurden die Querprofilpunkte in einem Abstand von 1 m - 2 m vermessen. Der Pegelnullwert diente

hierbei als lokales Referenzniveau. Bedingt durch die relativ großen Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten bei mittleren Abflüssen ist die Durchquerung der Flüsse selbst bei Niedrigwasser stellenweise nicht ungefährlich. Deshalb wurden die Messungen jeweils im Winter eines jeden Jahres vollzogen.

Das Monitoring der aufgemessenen Querprofile hat gezeigt, dass die exakte Lokalisierung der Querprofile im Flussschlauch sichergestellt werden muss. Aufgrund der ausgeprägten Step-Pool Morphologie bei Gebirgsflüssen mit Gefällen $I > 2\%$ erschwert eine unachtsame Verschiebung der Aufnahme um 50 cm in der Lage den Vergleich der Veränderungen im Querprofil über die Jahre merklich. Daher wurden Festpunkte an beiden Uferseiten der Flüsse errichtet. Die Festpunkte bestehen aus einem 30 cm langen Stahlstab, der in den Boden gerammt wird und dessen oberes Drittel in Beton eingegossen wird. Mit Hilfe der Festpunkte kann die exakte Lage zum Vergleich der Sohlenänderungen in einem Querprofil gewährleistet werden.

Bei der Bestimmung des Sohlengefälles aus den aufgenommenen Querprofilen zeigten sich wegen der morphologischen Strukturen Schwierigkeiten bei der exakten Lokalisierung des tiefsten Punktes eines Querprofiles. Die Größe des vorhandenen Sohlenmaterials der Deckschicht mit $d_{50} \approx 150$ mm führt je nach Aufnahme des Messpunktes auf der Spitze des Steines bzw. in der Zwischenlage der Steine zu enormen Messungenauigkeiten. In Kombination mit der relativ kurzen Messstrecke von 100 m Länge musste daher die Bestimmung des Sohlengefälles I_s als ungenau angesehen werden. Aus diesem Grunde wurden, wie bereits im vorigen Abschnitt erwähnt, alternativ zum Sohlengefälle I_s die Messungen der Wasserspiegellagen im Messbereich durchgeführt, um ein Maß für das Gefälle der Messstrecke zu erhalten. Für die weitere Datenanalyse der vorliegenden Untersuchung war es zweckmässig, den Parameter des Gefälles für den Messbereich festzulegen. In Annäherung an das meist verwendete Sohlengefälle ähnlicher Untersuchungen im Schrifttum wurden die während der Niedrigwasserperiode gemessenen Wasserspiegellagen für die Analyse der Daten berücksichtigt.

Darüber hinaus bietet das Monitoring der Querprofile die Möglichkeit, indirekt qualitative Aussagen zur Stabilität der Flusssohlen sowie des Transportes der Deckschichten zu treffen. Der Vergleich der jährlich in der Niedrigwasserperiode aufgemessenen Querprofile erlaubt im Zusammenhang mit der zwischen den Messungen liegenden Jahresabflussganglinie eine erste Beurteilung hinsichtlich der Mobilisierung des Deckschichtmaterials. Die Auswirkungen von extrem hohen Abflüssen in den Sommermonaten auf die Stabilität der Sohle kann indirekt beurteilt werden.

Neben dem Vergleich der durch Messung bestimmten Querprofile wurde die einfache Tracermethode der Querprofilmarkierung eingesetzt. Im Winter 1999/2000 wurde an jedem Fluss ein Querprofil mit Farbe markiert. Der Farbstreifen mit einer Breite von 10 cm wurde in einem



Abb. 5.4: Tracermethode der Querprofilmarkierung (Foto: PALT)

Querprofil mit Farbe markiert. Der Farbstreifen mit einer Breite von 10 cm wurde in einem

Profil mit charakteristischem Sohlenmaterial zwischen dem Wasserstand des Hochwassers und des Niedrigwassers aufgetragen (siehe Abb. 5.4). Die Veränderung der markierten Linie in der darauf folgenden Niedrigwasserperiode erlaubt eine Abschätzung des Sedimenttransportprozesses (BARSCH ET AL. 1991). Über die Identifizierung der Korngröße des bewegten Sedimentmaterials können zum einen die an der Sohle wirksamen Schubspannungen sowie die Transportweite einzelner Kornfraktionen bestimmt werden. BARSCH ET. AL. setzten in ihren Untersuchungen zum Sedimenttransport in den vergletscherten Gebirgszügen in der Nähe von Liefdefjorden (NW Spitzbergen) einzelne Steine im Flussschlauch als Tracer ein. Diese Messmethode lässt sich im Untersuchungsgebiet des Himalaya-Karakorums nicht anwenden, da die Wassertiefen zum Zeitpunkt des Niedrigwassers zu hoch sind, um gefahrlos einzelne Steine zu lokalisieren.

5.3 Hydrologie

5.3.1 Hydrologische Stationen

Die Flüsse des Himalaya-Karakorums sind außerordentlichen klimatischen Veränderungen ausgesetzt. In den Sommermonaten steigen die Temperaturen in den Tälern bis zu 40° C an, die durch Schmelzwasser von Schnee und Gletschern gespeisten Abflüsse erreichen ihren höchsten Punkt in der Jahresganglinie. Im Winter können die Temperaturen, abhängig von der Höhenlage der Station, weit unter dem Gefrierpunkt liegen. Die Wasserstände gehen deutlich zurück, Niederschläge in den Einzugsgebieten werden in Form von Schnee und Eis gespeichert. Nur im südlichen Teil des Projektgebietes, unterstrom der Ortschaft Dassu, spielt der Monsunregen eine Rolle für die Abflüsse.

Alle Stationen sind mit einem Lattenpegel ausgestattet. Abhängig vom Standort werden die Wasserstände zwischen 8 Uhr und 16 Uhr drei- bis neunmal am Tag gelesen. Die Erfahrung hat jedoch gezeigt, dass die Ablesungen des Pegelpersonals nicht immer verlässlich sind. Aus diesem Grund sowie zur Sicherstellung der Datenerfassung und –qualität wurde die zusätzliche Installation einer automatischen Pegleinrichtung durch die GTZ unerlässlich.

Die klimatischen Verhältnisse im Projektgebiet erfordern besondere Lösungen bezüglich der Installation und Wartung der automatischen Pegel. Die niedrigen Temperaturen im Winter, an einigen Messstationen bis zu -15 ° C , schliessen die Verwendung von Schwimmpegeln aufgrund der Frostgefahr aus. In den Sommermonaten transportieren die Flüsse teilweise große Schwebstoffmengen, die zur Verlandung der Schwimmpegel führen können. Deshalb wurden von Seiten der GTZ Drucksensoren zur Erfassung der Wasserstände verwendet. Um die Bewegung des Wassers im Schutzrohr zu ermöglichen und damit die Frostgefahr zu reduzieren, wurde das untere Ende des Rohres mittels Bohrlöcher perforiert.

Die mit der Sonde stündlich gemessenen Wasserstände werden mit einem Datenlogger und einem Schreibpegel aufgezeichnet. Die Stromversorgung beider Geräte wird sowohl durch Batterien als auch durch eine Solareinheit gewährleistet. Die Messwerte werden einerseits mit Hilfe des Datenloggers (Model Adlas, Lambrecht) auf PCMCIA-Karten gespeichert, die während der Wartung bereits mit einem Laptop Computer ausgelesen werden können. Zum anderen werden die Messdaten auch auf einem vertikalen Schreibpegel (Model Alpha-s, Seba) aufgezeichnet. Dieses redundante System der Wasserstandsaufzeichnung hat sich im Betrieb und der Auswertung der gemessenen Daten bewährt. Abb. 5.5 zeigt die Instrumente des automatischen Pegels.



Abb. 5.5: Automatischer Pegel mit Datenlogger und Schreibpegel (aus: Ministry of Water and Power of Pakistan, GTZ 1999)

5.3.2 Abflussmessung

Um die durchgeführten Naturmessungen zum Sedimenttransport in Gebirgsflüssen im Hinblick auf hydraulische Größen auswerten zu können, wurde vor jeder Sedimentmessung eine Abflussmessung durchgeführt. Bei der Bestimmung des Durchflusses kam nach DVWK (1991) und LAWA/BMV (1978) das Verfahren der Zweipunktmessung zur Anwendung, welches in Abb. 5.6 dargestellt ist.

Die Messung erfolgte mit dem Flügel Price-Type AA, der eine vertikale Achse aufweist. Der Messflügel zeichnet sich durch seine einfache Wartung und flexible Handhabung aus und ist für Naturmessungen geeignet. Die Präzision der Price-Type Instrumente ist gegenüber den Messflügeln mit horizontaler Achse der Firma OTT geringer, gilt aber dennoch als ausreichend. Der Messbereich des Price-Type AA Flügels liegt zwischen 0,2 m/s und 6 m/s. Der Bereich gilt für die Anwendung in den untersuchten Gebirgsflüssen als ausreichend, da der obere Grenzwert nur bei seltenen Ereignissen in den Vertikalen überschritten wird. Abhängig von den vorherrschenden Geschwindigkeiten im Fluss kamen zur Stabilisierung des Flügels Gewichte von bis zu 150 kg zur Anwendung. Bei hohen Geschwindigkeiten war die Verwendung einer Doppelhandwinde (Typ D) der Ausrüstung des USGS notwendig. Die Messung wurde von Seilkrananlagen oder Brücken mit 4-Rad-Kran aus durchgeführt. Da es sich um Hängebrücken handelt, wurde in keinem Fall der Flussquerschnitt durch Pfeiler im Flussschlauch gestört.

Der Abstand der äquidistanten Messlotrechten wurde abhängig von der Größe der Flüsse zwischen 0,6 m und 1,5 m gewählt. Die Dauer der Messung an jedem einzelnen Messpunkt lag zwischen 40 sec und 60 sec. Bei hohen lokalen Fließgeschwindigkeiten $v_i > 4$ m/s erwies sich die Messung der Wassertiefe in einer Vertikalen aufgrund des entstehenden Winkels aus der Lotrechten als teilweise schwierig. Deshalb wurden die gemessenen Wassertiefen bei hohen Abflüssen mit Hilfe der Querprofile im Pegel und der Pegelstände für die weitere Auswertung überprüft und gegebenenfalls korrigiert.

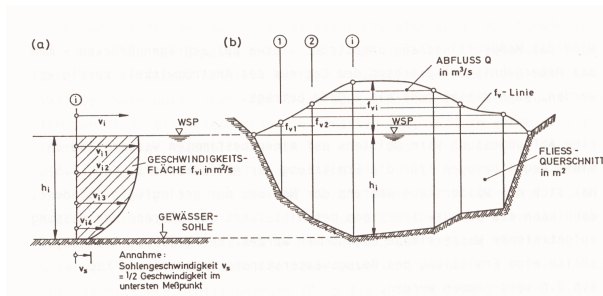


Abb. 5.6: Prinzip der Zweipunktmessung (aus: DVWK 1991)

Die Messung wurde mit dem Softwareprogramm „DBHYDRO“ ausgewertet, einer von der GTZ entwickelten und zur Verfügung gestellten Datenbank zur Aufbereitung und Berechnung hydrologischer Daten. Das Programm berechnet nach der Midsection Methode (USBR 1997) den Abfluss sowie die weiteren hydraulischen Parameter der Messung. Hierzu

gehören die Wasserspiegelbreite B , die Teilquerschnittsflächen A_i und deren Summe als durchflossene Querschnittsfläche A . Die gemessenen Umdrehungen des Flügels in jedem Messpunkt werden nach der spezifischen Flügelgleichung in Geschwindigkeiten umgerechnet. Das arithmetische Mittel der in 0,2 und 0,8 der Wassertiefe bzw. bei Einpunktmessung die in 0,6 der Wassertiefe ermittelten Geschwindigkeiten entspricht nach DVWK (1991) in guter Näherung der mittleren Geschwindigkeit V_i in der Messlotrechten. Daraus lässt sich für jede Teilfläche A_i der Durchfluss Q_i berechnen. Die Summation der Teildurchflüsse Q_i ergibt den Durchfluss Q der Messung. Die mittlere Geschwindigkeit V berechnet sich nach der Kontinuitätsgleichung aus dem Durchfluss Q und der durchflossenen Querschnittsfläche A .

Für die weitere Analyse der Sedimenttransportgrößen als Funktion der hydraulischen Parameter wurden aus der mit dem Programm ausgewerteten Durchflussmessung die querschnittsgemittelten sowie die hydraulischen Parameter in jeder Meßlotrechten bestimmt. Die querschnittsgemittelten Größen wurden unter der Vereinfachung eines rechteckigen Gerinnes in der Breite der gemessenen Wasserspiegelbreite B berechnet. Die Vereinfachung ist sinnvoll, da die bei den Messungen vorhandenen Breiten-Tiefen-Verhältnisse B/y im Mittel einen Wert von 28, im Minimum 8 und im Maximum den Wert von 85 erreichten. Daraus ergaben sich folgende querschnittsgemittelte hydraulische Größen:

Die mittlere Wassertiefe h

$$h = \frac{A}{B}, \quad (5.2)$$

der spezifische Abfluss pro Breitereinheit q

$$q = \frac{Q}{B}, \quad (5.3)$$

und die Sohlenschubspannung τ_0

$$\tau = \rho \cdot g \cdot h \cdot I. \quad (5.4)$$

Darüber hinaus konnten für jede Messlotrechte aus der gemessenen Wassertiefe y_i und der mittleren Geschwindigkeit V_i an der Stelle i die hydraulischen Parameter, der spezifische Abfluss pro Breitereinheit q_i sowie die Sohlenschubspannung τ_{0i} berechnet werden.

5.4 Sohlenmaterial

5.4.1 Aufnahme der Grobkomponenten der Deckschicht

Die Kenntnis des Sohlenmaterials in Gebirgsflüssen ist entscheidend für die Bestimmung der Wassertiefen, der Bettstabilität sowie der Sedimenttransportprozesse. Der vertikale Aufbau des Bettmaterials zeichnet sich aus durch eine ausgeprägte Deckschicht, bestehend aus der Deckschicht an der Oberfläche, der Unterschicht sowie des darunter liegenden Grundmaterials. Um die Verteilung der vorhandenen Korngrößen festzustellen, werden verschiedene Messmethoden verwendet. Hierzu zählen Linienzahl-, Gitterzahl-, Flächen- sowie herkömmliche Volumenproben (CROWDER UND DIPLAS 1997).

Die Deckschicht von Gebirgsflüssen besteht aus Grobkies, Steinen und Blöcken mit Durchmessern von bis zu 1,5 m. Unter der Deckschicht befindet sich grobkiesiges bis sandiges Material. Da die Größe der Korndurchmesser der ausgebildeten Deckschicht an der Oberfläche keine repräsentative Volumenprobe zulässt, wurden verschiedene Verfahren zur Erfassung der grobkörnigen Sohlenkomponenten entwickelt [KELLERHALS UND BRAY (1971), ANASTASI (1984), FEHR (1987)].

Das Verfahren der Gitterzahlanalyse (Grid-by-number) wurde maßgebend von KELLERHALS UND BRAY (1971) untersucht und gehört heute zu dem in der Praxis verbreitetsten Verfahren, um grobkörnige Sohlenmaterialkomponenten in Form einer Volumengewichtsanalyse auszudrücken. Dabei wird ein Gitternetz auf die Sohle gelegt und diejenigen Steine gesammelt, welche unter den Gitterpunkten liegen. Alternativ können auch diejenigen Steine gesammelt werden, die nach einer Schrittlänge direkt am Fuß des Bearbeiters liegen. Im Falle von Clustern, wie sie als Mikrostruktur bei Deckschichten von Gebirgsflüssen vorkommen, ist jedoch die Wahl des Gitterabstandes kritisch, da eine voreingenommene Probenahme des Bearbeiters ermöglicht wird. Des Weiteren erreicht die Gitterzahlanalyse ihre Grenzen, wenn das Sohlenmaterial eine besonders weite Sieblinie aufweist (CHURCH ET AL. 1987). Die Deckschichten der Gebirgsflüsse im Projektgebiet haben Sohlenmaterialien mit Durchmessern zwischen 20 mm und 1500 mm, was die Anwendung des Verfahrens ausschloss.

Das von FEHR (1987) entwickelte Verfahren baut auf den Untersuchungen von ANASTASI (1984) auf. Neben der Anwendbarkeit auf weite Sieblinien bietet dieses Verfahren auch die Möglichkeit, Feinanteile zu approximieren bzw. die Kornverteilung der Deckschicht mit der der Unterschicht zu verbinden. Das Verfahren stellt verschiedene Regressionsfunktionen eindimensionaler Proben zu zweidimensionalen Flächenproben bzw. dreidimensionalen Volumenproben her. Die Methode der Linienzahlanalyse (engl. Line-by-number) wurde an der ETH Zürich entwickelt und wird im alpinen Raum für Naturuntersuchungen an Gebirgsflüssen und -bächen verwendet.

Der Vorteil des Verfahrens besteht in der einfachen Handhabung bei Feldarbeiten. Neben einer Schnur und einer Försterlehre wird lediglich das Messprotokoll benötigt. Das Verfahren kann von zwei Leuten mit einiger Erfahrung innerhalb von 30 min durchgeführt werden. Dabei wird, wie in Abb. 5.7 dargestellt, mit der Schnur eine Linie parallel zur Fließrichtung des Gerinnes auf die Deckschicht des Flussbettes gelegt. Mit Hilfe der Försterlehre wird bei allen Steinen, die mit der Linie in Berührung kommen, die mittlere Achse (b-Achse) gemessen und die Anzahl der Steine innerhalb der festgelegten Kornklassen in einem Messprotokoll festgehalten. Die Klassen decken den Bereich $10 \text{ mm} < d < 2000 \text{ mm}$ ab.



Abb. 5.7: Ausgeprägte Deckschicht mit Försterlehre, Astor, Dez. 1999 (Foto: PALT)

In einem Zeitraum von 2 Jahren wurden an den untersuchten Flüssen jeweils 5 bis 10 Analysen durchgeführt. Die Analyse wurde entlang der Niedrigwasserlinie eingesetzt, um eine möglichst repräsentative Kornverteilung für die sedimentologische Zusammensetzung des Flussbettes zu erhalten. Soweit möglich wurde das Verfahren auch auf trocken gefallenem Flussbett angewandt. Bei Messungen entlang des Wasserspiegels bei etwas höheren Wasserständen deutete sich bereits eine insgesamt feinere Kornverteilung des Bettmaterials an, die durch spätere Auswertungen bestätigt wurde.

Mit Hilfe der von FEHR entwickelten Regressionsansätze wurde die eindimensionale Kornverteilung der Linienzahlanalyse in eine volumetrische Kornverteilung umgerechnet. Zur Bestimmung der Feianteile wurde zunächst eine Fuller-Kurve verwendet. Abb. 5.8 zeigt den Vergleich zweier Messungen am Fluss Astor, aufgenommen am 23.04.1998, Pegelstand 388 cm und am 09.12.1998, Pegelstand 320 cm. Der Korndurchmesser d_{50} weist einen Unterschied von 110 mm

auf. Daraus folgt, dass das Verfahren bei Niedrigwasser eingesetzt werden sollte. Bei niedrigen Wasserständen ist eine gute Repräsentanz der Messwerte des Sohlenmaterials des Flussschlauches gewährleistet.

Nach FEHR (1987) sollten während einer Messung mindestens 200 Steine ausgezählt werden. Die Analyse der im Projektgebiet untersuchten Linienzahlanalysen hat jedoch gezeigt, dass dieser Wert eher einen unteren Grenzwert darstellt. Bei einer Anzahl von etwa 300 Steinen können ausgeglichene Kornverteilungskurven erwarten werden. Darüber hinaus hat sich die von CROWDER UND DIPLAS (1997) angesprochene Vernachlässigung kleiner Steine mit $d < 10-15$ mm der Gitterzahlanalyse auch bei der Linienzahlanalyse bestätigt. Die Aufnahme dieser Kornklasse ist für den Bearbeiter angesichts der großen Anzahl zur Verfügung stehender Steine größerer Durchmesser im Gelände mühsam. Aus Tabelle 5.1 wird jedoch ersichtlich, dass sich der mittlere Korndurchmesser der untersuchten Flüsse zwischen 100 und 300 mm bewegt und deshalb die Nichtberücksichtigung der kleinsten Kornfraktion einen zu vernachlässigenden Einfluss auf die gesamte Population hat. Dieser Effekt wäre allerdings bei Deckschichten mit feinerem Kornmaterial näher mit statistischen Methoden zu untersuchen.

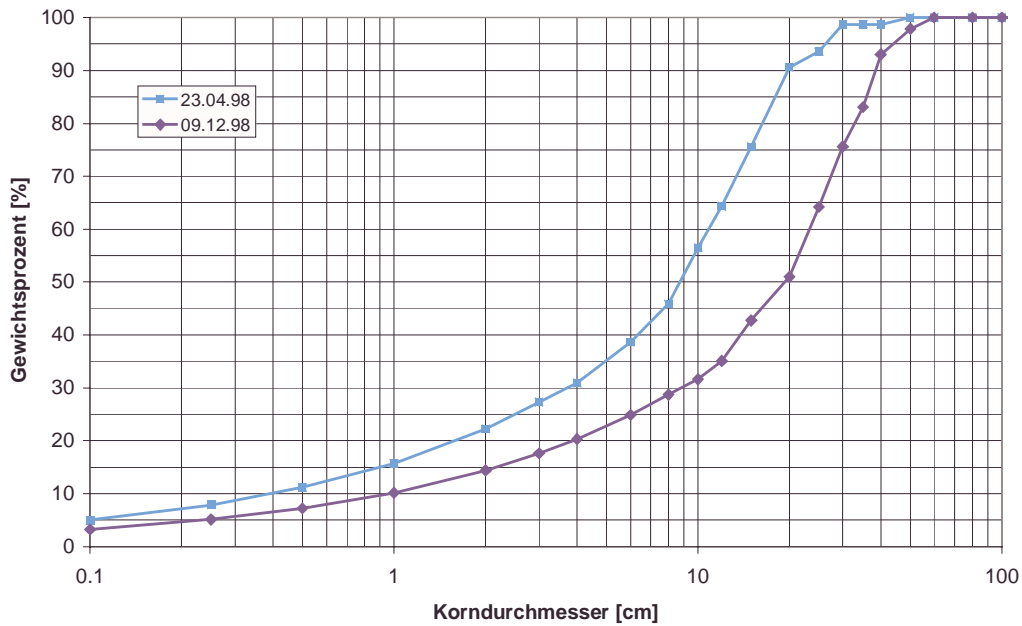


Abb. 5.8: Linienzahlanalyse zweier Messungen am Astor im Vergleich.

5.4.2 Aufnahme der Feinkomponenten der Deckschicht

Neben den Grobkomponenten der Deckschicht wurden auch die Feianteile aufgenommen. Hierbei sind das statistische Verfahren gemäß der Anpassungskurve nach FULLER sowie die ortsspezifische Probenentnahme des Unterschichtmaterials zu unterscheiden. Da die mit FULLER bestimmten volumetrischen Kornverteilungskurven der Flüsse unterschiedlichster Charakteristik im feinkiesigen Bereich zu ähnlichen Ergebnissen führte, wurden an jedem Fluss an drei verschiedenen Stellen Proben des Unterschichtmaterials genommen.

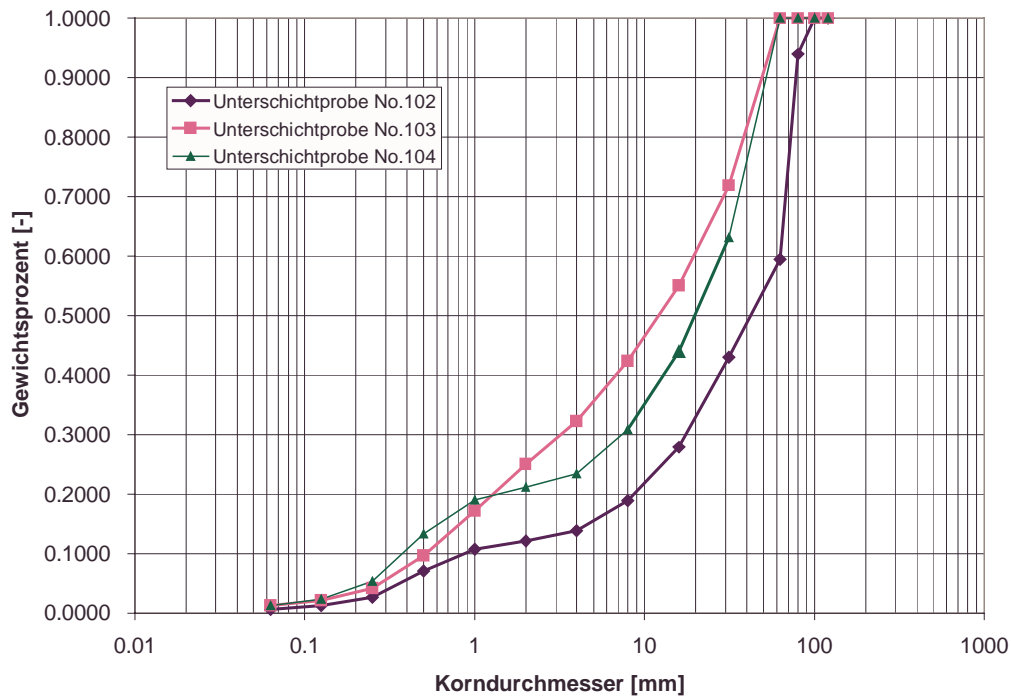


Abb. 5.9: Kornverteilungen des Unterschichtmaterials des Flusses Astor

Das Material unterhalb der Deckschicht wurde freigelegt und eine Probe mit einer Fläche von 0,5 m x 0,5 m und einer Tiefe von 0,3 m entnommen. Die Proben wiesen ein Gewicht zwischen 10-20 kg auf. Die Kornverteilung des Unterschichtmaterials wurde für jede Probe getrennt durch Siebung im Labor bestimmt. Abb. 5.9 zeigt exemplarisch die drei Kornverteilungskurven des Unterschichtmaterials des Flusses Astor an der Station Doyian. Bei ähnlichen Verteilungen der drei Kurven wurden die aus der Siebanalyse gemessenen Siebrückstände zu einer gemeinsamen Probe kombiniert. Durch diese Vorgehensweise erhöht sich nach CROWDER UND DIPLAS (1997) die Ähnlichkeit zur originalen Volumenprobe. Die zugehörige Kornverteilung der Probe wurde als repräsentatives Unterschichtmaterial für die weiteren Untersuchungen verwendet. Falls eine der drei Kurven signifikant von den anderen beiden abwich, wurde diese Kurve bei der weiteren Auswertung nicht berücksichtigt.

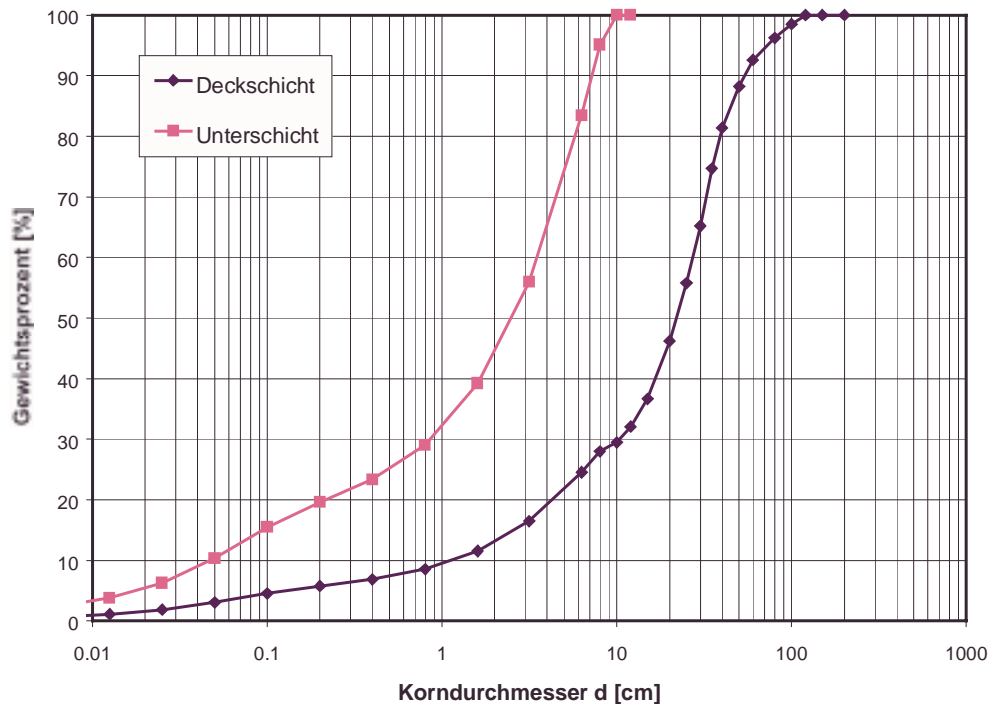


Abb. 5.10: Vergleich der Siebanalysen zwischen Unterschichtmaterial und Deckschicht, Naltar

Der Vergleich des Unterschichtmaterials mit der Kornzusammensetzung der Deckschicht in Abb. 5.10 zeigt deutlich, dass bei den Unterschichtproben die groben Fraktionen nicht aufgenommen wurden. Dies liegt in der Größenordnung der Deckschichtkomponenten begründet. Aufgrund der Größe der Deckwerkselemente in der Größenordnung von 1000 mm kann im Falle von Hochgebirgsflüssen mit einem begrenzten Probenvolumen keine repräsentative Probe des gesamten Kornspektrums aufgenommen werden (CHIN ET AL. 1994). Hier ist die Anwendungsgrenze des Verfahrens erreicht. Um eine repräsentative Probe im Sinne einer Ausgangsmischung, wie sie bei Laborversuchen oftmals verwendet wird [GESSLER (1965), GÜNTER (1971), SCHÖBERL (1991) etc.], zu erhalten, müssten mehrere Kubikmeter des Unterschichtmaterials maschinell ausgebaggert werden. Dies deutet bereits darauf hin, dass das gemessene Unterschichtmaterial nicht als Ausgangsmaterial im Sinne einiger Deckschichtansätze geeignet ist.

Die endgültige Festlegung der Kornverteilung des Sohlenmaterials wurde durch das von FEHR beschriebene Verfahren der starren Zusammenlegung des Deckschichtmaterials sowie des Unterschichtkorns erreicht. Hierbei wurde die Kornverteilung des Unterschichtmaterials an die Kornverteilung der Deckschicht angepasst, da die Deckschicht in direktem Kontakt mit dem Wasser steht und daher maßgebend für hydraulische und sedimentologische Prozesse ist. Das Verfahren der starren Zusammenlegung zeigte im feinkiesigen Bereich gegenüber der Anpassung nach FULLER ein differenzierteres Ergebnis. Abb. 5.11. verdeutlicht diesen Sachverhalt exemplarisch für den Fluss Tormik.

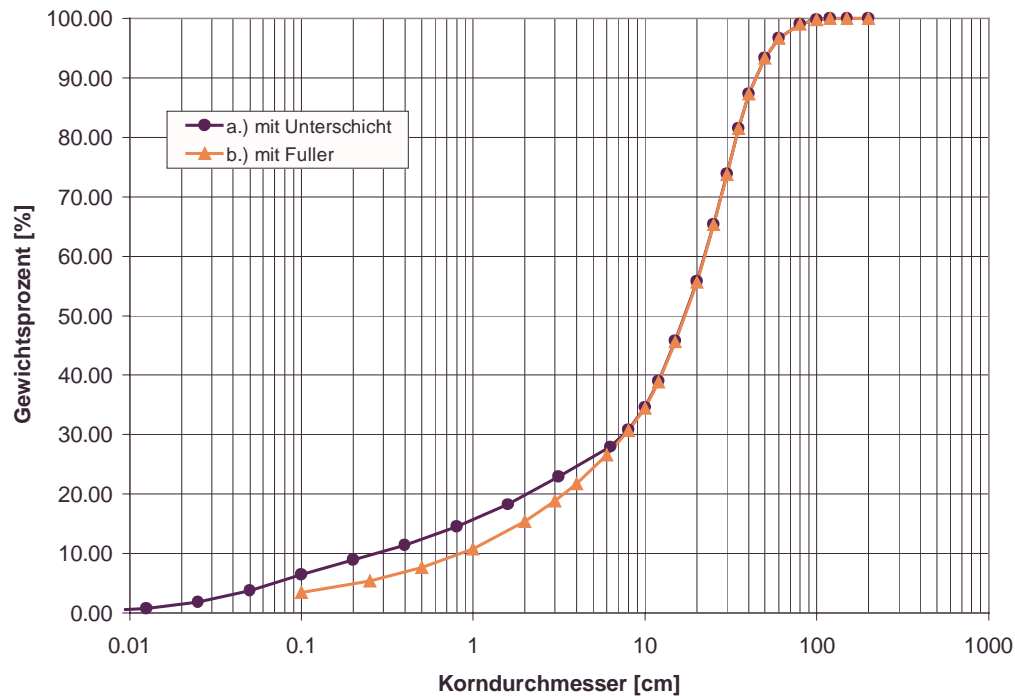


Abb. 5.11: Korngößenverteilung der Deckschicht am Fluss Tormik mit a) Anpassung durch Unterschichtmaterial und b) Anpassung durch FULLER

Der Vergleich der beiden Kornverteilungskurven zeigt, dass die Anpassung der Feianteile durch die Fuller-Kurve zu einer leichten Unterschätzung der feinkörnigen Sohlenmaterialien führt. Die Anpassung der tatsächlich gemessenen Feianteile des Standortes liegt im Bereich zwischen 2 mm und 20 mm lediglich bis zu 5 Gewichtsprozent über der Verteilungskurve mit Fuller. Demnach kann das vereinfachte Verfahren nach Fuller für erste Berechnungen der Stabilität sowie des Geschiebetransportes von Gebirgsflüssen als ausreichend angesehen werden. Bei detaillierteren Studien sind Proben des Unterschichtmaterials zu empfehlen.

Tabelle 5.3 enthält die endgültigen charakteristischen Korndurchmesser des Sohlenmaterials der Deckschicht aller Stationen, die die Grundlage für weitere Berechnungen innerhalb der vorliegenden Arbeit bilden. Aufgrund der oben ausgeführten Überlegungen wurde das Ergebnis der starren Zusammenlegung mit der Berücksichtigung ortsspezifischer Besonderheiten dem Verfahren nach FULLER vorgezogen.

Tabelle 5.3: Charakteristische Korndurchmesser der untersuchten Flüsse an den Messtationen

	d_{16}	d_{30}	d_{50}	d_{65}	d_{84}	d_{90}	σ	d_m
Station	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm]
Bahrein	27	76	166	248	445	578	4.0	181
Banna	14	51	113	164	278	350	4.4	121
Dainter	26	118	295	414	649	779	5.0	269
Doyian	22	79	190	262	371	412	4.1	164
Duber	37	76	150	229	370	448	3.1	161
Golen Gol	26	75	161	250	396	534	3.9	180
Gosak	24	111	278	372	594	743	4.9	258
Gulshanabad	14	50	96	138	231	295	4.1	100
Harpo	28	105	236	326	506	597	4.2	222
Jildat	26	77	186	285	480	574	4.3	199
Kayal	42	94	216	327	494	580	3.4	212
Kund	23	79	171	252	392	522	4.1	161
Naltar	30	104	220	299	438	541	3.8	206
Talo	22	106	253	327	521	699	4.9	241
Tormik	11	75	171	248	371	444	5.8	165
Thauti Bridge	17	72	164	234	340	385	4.5	152
Utror	19	78	173	278	488	599	5.0	193

5.5 Geschiebe

5.5.1 Entwicklung des Geschiebefängers B-69

Der Geschiebetransport von Flüssen lässt sich durch eine Vielzahl von Methoden bestimmen. Hierbei sind quantitative und qualitative Verfahren zu unterscheiden (DVWK 1992). Die quantitativen Verfahren lassen sich in Geschiebefallen und Messungen mit beweglichen Geschiebefängern einteilen. Zu den qualitativen Methoden, auch indirekte Messungen genannt, gehören akustische Methoden sowie Tracermessungen. In einigen Untersuchungen zum Geschiebetransport in steilen Gerinnen mit rauher Sohle wurden direkte und indirekte Verfahren parallel eingesetzt [HOLLINGSHEAD (1971), HEGG UND RICKENMANN (1999), BUNTE (1992)].

Geschiebefallen bieten ein hohes Maß an Genauigkeit und gute Möglichkeiten bei der Analyse der Geschiebeproben (LEOPOLD 1992). Sie sind allerdings mit baulichen Maßnahmen und teilweise hohen Kosten sowie der Notwendigkeit der regelmäßigen Wartung verbunden. Geschiebefänger haben den Vorteil des mobilen Einsatzes, sind jedoch aufgrund der Störung der Strömung in der Sammeleffizienz eingeschränkt. Die hydraulische und sedimentologische Effizienz der verschiedenen Geräte wurde in einer Vielzahl von Untersuchungen bestimmt (DVWK 1992). Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden hierzu Laboruntersuchungen durchgeführt, deren Ergebnisse im Kapitel 5.5.2 dargestellt werden.

Indirekte Geschiebemessungen mit Hydrophonen und Tracern eignen sich zur Untersuchung des Bewegungsbeginns. Erst durch eine parallele Anwendung eines direkten Verfahrens können indirekte Messungen auch zur Bestimmung der Geschiebemassen herangezogen werden. Im Falle des Flusses Erlenbach wurden beispielsweise von HEGG UND RICKENMANN (1999) akustische Signale mit der Verlandung eines unterstrom vorhandenen

Sedimentationsbeckens geeicht. Im Bereich der Tracertechnik wurden in den letzten Jahren mehrere Verfahren entwickelt. Hierbei zeigte sich, dass die einfache farbliche Markierung einzelner Steinproben bei der Identifizierung nach einer ablaufenden Hochwasserwelle mit Schwierigkeiten verbunden ist (ASHIQ UND BATHURST 1999). Ausgehend von der Nutzung natürlichen magnetischen Gesteins (SPIEKER UND ERGENZINGER 1990) hat ERGENZINGER die künstliche Markierung von Steinen und Blöcken mit Magneten sowie Radiosendern entwickelt und im voralpinen Raum am Lainbach eingesetzt. Die Aufnahme der induktiven Signale beim Transport einer Kontrollstelle ermöglicht die Untersuchung hochaufgelöster zeitlicher Abhängigkeiten.

Aufgrund des in Tabelle 5.1 dargestellten Abflussregimes der Flüsse konnte der Bewegungsbeginn und der Geschiebetransport des Sohlenmaterials in der vorliegenden Untersuchung nicht mit baulich aufwendigen und kostspieligen Geschiebefallen bestimmt werden. Darüber hinaus sind die relativ hohen Durchflüsse im Winter meist mit Wassertiefen $h > 0,5$ m und Geschwindigkeiten $v > 0,6$ m/s verbunden und schließen daher die Anwendung von Tracertechniken aus. Dadurch wurde der Einsatz eines mobilen Geschiebefängers für die quantitativen Untersuchungen notwendig.

Die im Wasserbau zur Messung von Geschiebe üblichen Geräte wurden in erster Linie für alluviale Gerinne entwickelt. Dazu gehören unter anderen die Weiterentwicklung des Arnhem-Fängers von HELLEY UND SMITH (1971), der VUV-Fänger (NOVAK 1957) sowie der Geschiebefänger der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG). Die Maulöffnung der genannten Fänger ist nach dem Prinzip des Druckunterschiedes gebaut und erreicht eine hohe hydraulische Effizienz $\alpha_H \approx 1$ (DVWK 1992). Die rechteckige Öffnung der Fänger ist mit einer größten Seitenlänge von 76 bis 110 mm für den Einsatz in Flüssen mit grobkiesigem Material nicht geeignet, da Material der Korngrößen $d > 32$ mm kaum bzw. nicht in den Fangkorb transportiert werden kann.

In den letzten Jahren ist das wissenschaftliche Interesse an Flüssen mit kiesigem Material und damit auch an Geschiebetransportprozessen in diesen Flüssen gestiegen. Um Naturuntersuchungen durchführen zu können, wurden verschiedene Fänger entwickelt. Beispielsweise wurden die geometrischen Abmessungen der Öffnung des Helley-Smith-Fängers auf 150 mm verdoppelt, um den Fang größeren Materials zu gewährleisten. HOLLINGSHEAD (1971) hat neben dem VUV-Fänger in seinen Untersuchungen am Elbow River in den Rocky Mountains, USA mit Korbfängern in zwei Größen gearbeitet. Die Fänger bestanden aus einem rechteckigen Rahmen mit vertikalem Schwert, in den der Korb eingesetzt wurde. Während der große Fangkorb 760 mm lang, 610 mm breit und 250 mm hoch war, wies der kleine Fangkorb Abmessungen von 380 mm x 300 mm x 150 mm auf. Da der Rahmen mit der Verbindung zum Schwert auf der Flusssohle auflag, war bei unregelmäßiger Bettform mit Schwierigkeiten zu rechnen. BUNTE (1992) hat wegen der zu geringen Öffnung des Helley-Smith einen Rahmen-Netz-Geschiebefänger (frame-net bed load sampler) entwickelt und eingesetzt. Der Fänger besteht aus einem stabilen Rahmen der Größe 1600 mm x 300 mm, an dem ein flexibles Netz mit der Maschenweite von 10 mm fixiert ist. Der Fänger kann bei Geschwindigkeiten bis zu 2 m/s betrieben werden, bei denen der Helley-Smith-Fänger mit 150 mm Öffnung von Hand nicht mehr kontrolliert werden kann. BUNTE konnte somit am Squaw Creek Geschiebe der Größe $d < 125$ mm fangen.

Die Durchsicht der historischen hydrologischen Messdaten sowie der regelmäßigen Durchflussmessungen an den Pegelstationen des Projektgebietes zeigten, dass die lokalen Fließgeschwindigkeiten bereits bei Mittelwasser den Wert von 2 m/s überschreiten. Es

musste davon ausgegangen werden, dass der zu erwartende Strömungsangriff in den untersuchten Gebirgsflüssen und der daraus resultierende Geschiebetransport mit den im Schrifttum existierenden mobilen Geschiebefängern nicht untersucht werden konnte. Deshalb musste in der Vorbereitung der Naturuntersuchungen ein den extremen hydraulischen und sedimentologischen Anforderungen angepasstes Messgerät entwickelt werden. Folgende Kriterien waren hierbei zu beachten:

- Mindestabmessungen der Eintrittsöffnung des Fängers, abhängig von hydraulischen und sedimentologischen Randbedingungen
- Sicheres Absetzen des Fängers auf die Flusssohle bei hohen Fließgeschwindigkeiten
- Einfache manuelle Handhabung beim Einsatz von Seilkrananlagen und Kränen
- Mobilität des Gerätes bei vorhandener Infrastruktur/Logistik des Projektgebietes sowie der Pegelstationen

Als Vorbild für den Entwurf diente der erste mobile Geschiebefangkorb von MÜHLHOFER (1933), der am Inn bei Kirchbichl eingesetzt wurde. Nach DVWK (1992) ist die

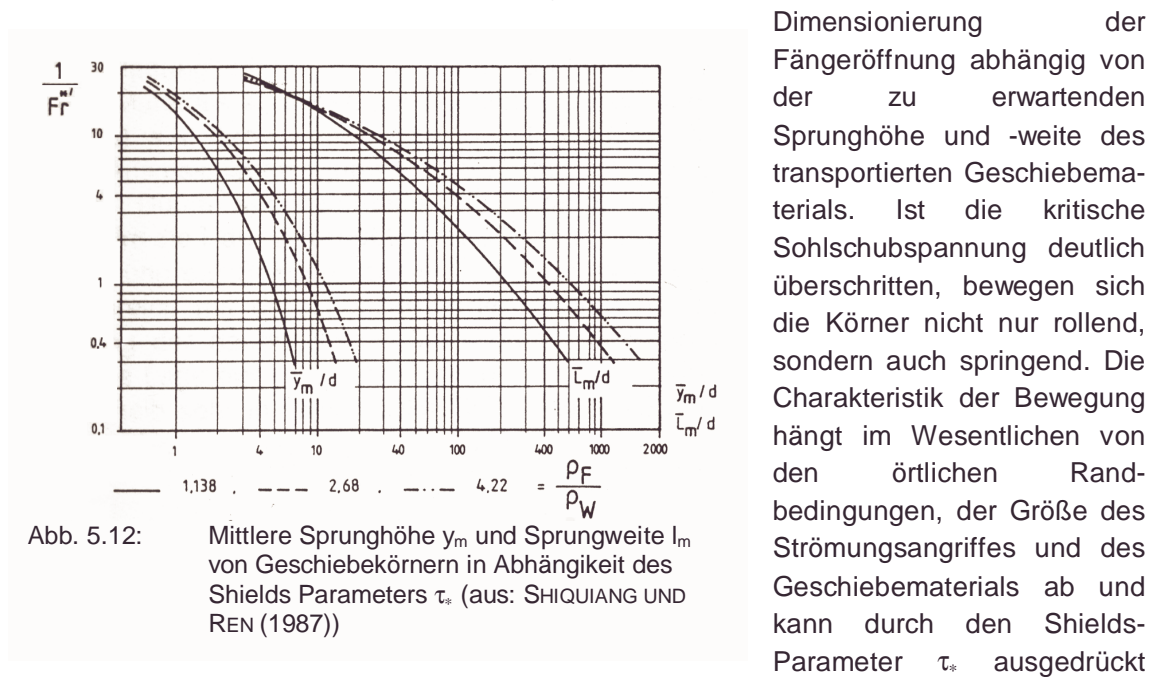


Abb. 5.12: Mittlere Sprunghöhe y_m und Sprungweite l_m von Geschiebekörnern in Abhängigkeit des Shields Parameters τ_* (aus: SHIQUIANG UND REN (1987))

werden. SHIQUIANG UND REN (1987) untersuchten das Sprungverhalten von Körnern bei Geschiebetrieb im Labor und bestimmten eine mittlere Sprunghöhe y_m sowie -weite l_m der Partikel in Abhängigkeit des reziproken Wertes des Shields-Parameters τ_* (Abb. 5.12).

Die Gleichungen berücksichtigen bereits Hiding-Effekte für Kornmischungen nach dem Ansatz von DAY (1980), wie sie für das Sohlenmaterial von Gebirgsflüssen zu erwarten sind. Dabei wird der Strömungsangriff auf kleinere Kornfraktionen durch gröbere Körnungen in der Sohle reduziert. Somit lässt sich für jede Kornfraktion und jede Strömungsbelastung die mittlere Sprunghöhe und Sprungweite des Geschiebematerials in den untersuchten Flüssen berechnen.

Zur Abschätzung der erforderlichen Abmessungen der Fängeröffnung wurde im vorliegenden Fall die Berechnung der mittleren Sprunghöhe y_m exemplarisch an drei charakteristischen Flüssen durchgeführt. Um die Bandbreite der verschiedenen Flüsse mit typischen

Gefällebereichen abzudecken, wurden die Flüsse Kandia ($I = 1,1\%$), Duber Khwar ($I = 3,1\%$) und Summar Gah ($I = 12,2\%$) ausgewählt.

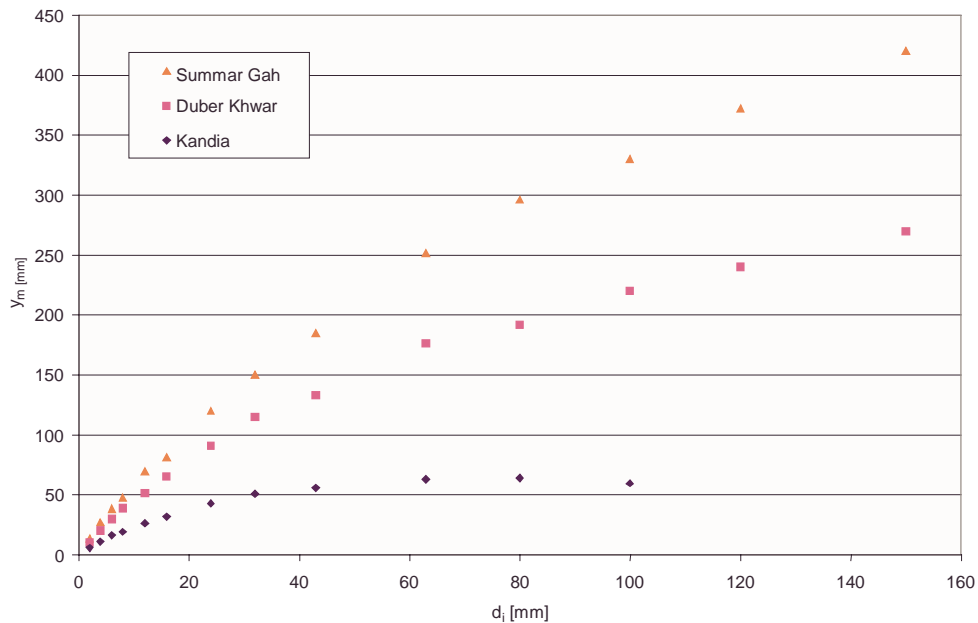


Abb. 5.13: Berechnung der mittleren Sprunghöhe y_m der Geschiebekörner

Danach läge die maximale Sprunghöhe der Geschiebekörner beim Fluss Kandia bei ca. 60 mm. In den Flüssen Duber Khwar und Summar Gah hingegen wäre beispielsweise beim Transport von Körnern der Größe $d = 160$ mm eine Höhe von 260 mm bzw. 420 mm erforderlich. Nach der Theorie von SHIQUIANG UND REN (1987) springen große gerade noch bewegte Körner am höchsten. Die theoretisch entwickelten Werte scheinen hoch, zumal die Feldbeobachtungen eine rollende Bewegung der großen Steine während des Geschiebetransportes nahe legt.

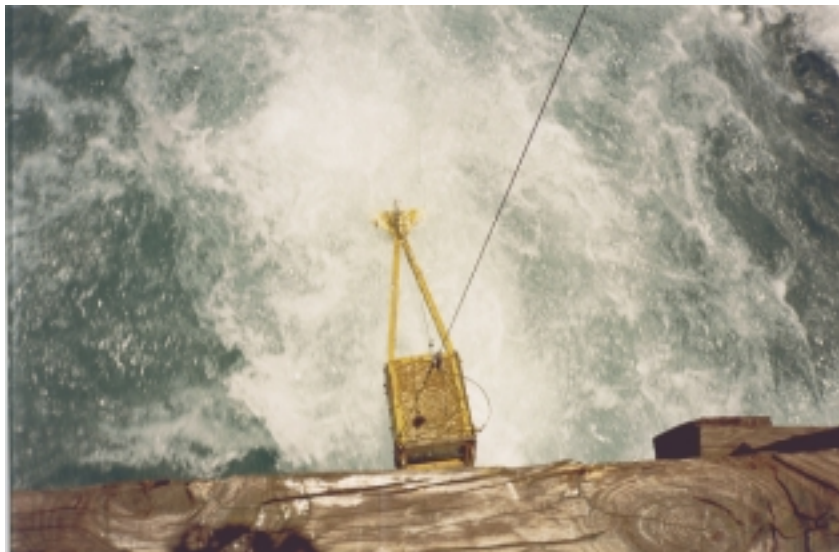


Abb. 5.14: Beweglicher Geschiebefänger B-69 im Feldeinsatz von einer Messbrücke aus aufgenommen

Aus oben genannten Gründen wurden die geometrischen Dimensionen des neu entwickelten Geschiebefängers B-69 wie folgt gewählt. Der B-69 hat eine Eintrittsöffnung von 250 mm x 200 mm, eine Länge von 1,5 m und ein Gewicht von ca. 69 kg. Das Material des Rahmens besteht aus vollen Stahlprofilen mit einer Kantenlänge von 40 mm. Zwei verschiedene Siebweiten wurden benutzt; und zwar ein flacher Stützdraht mit einer Breite von 2 mm und einer lichten Weite von 10 mm, sowie Drahtgeflecht mit einer Siebweite von 2 mm. Im Anhang findet sich eine Konstruktionszeichnung des Geschiebefängers. Abb. 5.14 zeigt das Gerät während des Feldeinsatzes am Fluss Duber Khwar.

5.5.2 Effizienz des Geschiebefängers

5.5.2.1 Hydraulische Effizienz

Die Genauigkeit von Geschiebetransportmessungen mit einem beweglichen Geschiebefänger hängt von der Sammeleffizienz des Gerätes ab. Die Sammeleffizienz ist nach GAWEESH UND VAN RIJN (1994) abhängig von der hydraulischen Effizienz, des Kontaktes der Maulöffnung zum Bett während der Messung sowie der durch die Bewegung des Fängers während des Ablassens und Hebens induzierten Störung der Strömung. Während letztere Effekte kaum quantitativ beurteilt werden können, kann die hydraulische Effizienz für verschiedene Strömungsbedingungen in Laboruntersuchungen getestet werden.

Die hydraulische Effizienz α_H eines Geschiebesammlers ist nach HUBBEL (1964) definiert als der Quotient der mittleren Fließgeschwindigkeit in der Fängeröffnung v_{mf} zur mittleren Fließgeschwindigkeit im ungestörten Strömungsfeld v_{mv} :

$$\alpha_H = \frac{v_{mf}}{v_{mv}}. \quad (5.5)$$

Die Versuche zur Bestimmung der hydraulischen Effizienz des mobilen Geschiebefängers B-69 wurden in einer 2,5 m breiten, 0,7 m tiefen und 60 m langen Versuchsrinne des Theodor-Rehbock-Laboratoriums durchgeführt. Von einem Tiefbehälter fördern drei Pumpen mit einer Kapazität von insgesamt 650 l/s das Wasser zum Hochbehälter. Für die Versuche wurden maximal 600 l/s eingestellt. Um möglichst ähnliche Geschwindigkeitsverhältnisse wie in natürlichen steilen Gebirgsflüssen zu erreichen, wurde die Rinne auf einer Länge von 12 m auf eine Breite von 1,7 m verengt. Zusätzlich wurde auf einer Länge von 8 m in der Verengung ein künstliches Gefälle von 0,5% eingebaut und mit einer glatten Sohlenoberfläche versehen.

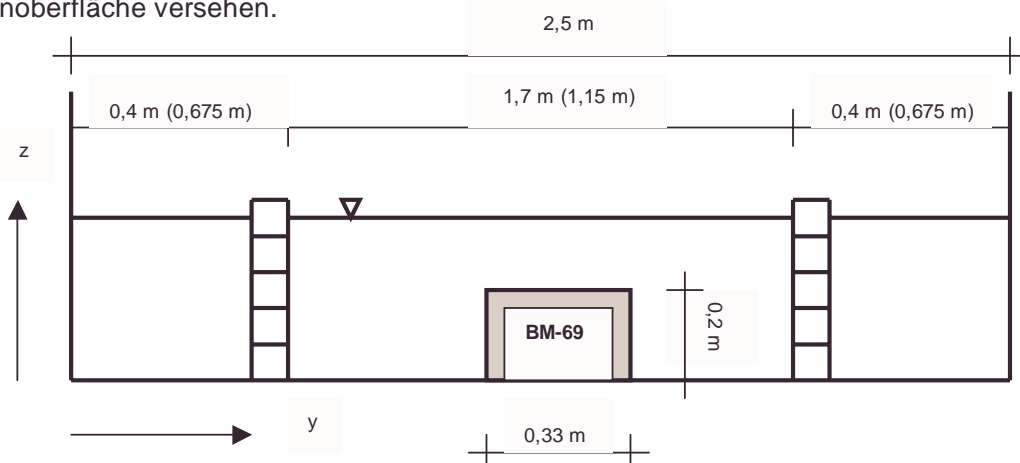


Abb. 5.15: Versuchsanordnung zur Bestimmung der hydraulischen Effizienz

Die Messungen der lokalen Geschwindigkeiten in Fließrichtung wurden mit einem Laser-Doppler-Anemometer und einem Flügelmessgerät (Integrationszeit $t = 60$ s) durchgeführt. Die Sonde bzw. der Flügel war mittels einer Schraubvorrichtung an einer auf der Versuchsrinne verschiebbaren Messbrücke montiert. Die angefahrenen Messpositionen wurden über einen Computer gesteuert.

Abb. 5.15 zeigt die Position des Fängers B-69 im Messbereich der Versuchsrinne für die hydraulische sowie, in Klammern, die sedimentologische Effizienz. Die mittleren Geschwindigkeiten lagen zwischen 0,5 und 0,98 m/s bei Wassertiefen zwischen 0,34 m und 0,4 m. Die aufgenommenen Geschwindigkeiten zur Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit im Anströmbereich der Maulöffnung beginnen bei $y = 0,52$ m von der linken Rinnenwand des verengten Querschnittes in einer Höhe $z = 0,03$ m über der Sohle. Die Abstände der Messpunkte in y -Richtung Δ hor. liegen zwischen 5 cm und 6,5 cm, in z -Richtung variieren die Abstände Δ vert., abhängig von der Wassertiefe, zwischen 5 cm und 8 cm. Aus messtechnischen Gründen mussten die Geschwindigkeiten in der Maulöffnung in einem Abstand von $x = 2$ cm aufgenommen werden. Damit wurden in der Fängeröffnung zwischen 12 und 16 lokale Geschwindigkeiten gemessen. Zwei weitere Geschwindigkeitsverteilungen wurden mit dem selben Messraster in einem Abstand von 20 cm oberstrom des Fängers aufgenommen. Darüber hinaus wurde im ungestörten Strömungsbereich ein eng gerastertes vertikales Geschwindigkeitsprofil sowie die horizontale Verteilung der Geschwindigkeit in mittlerer Wassertiefe gemessen. Das vertikale Geschwindigkeitsprofil im ungestörten Messbereich diente als Grundlage zur Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit im ungestörten Strömungsfeld v_{mv} in der Fängeröffnung. Die mittleren Geschwindigkeiten v_{mv} und v_{mf} wurden durch Integration der gemessenen lokalen Geschwindigkeiten bis zur Höhe des Gerätes $z = 20$ cm berechnet.

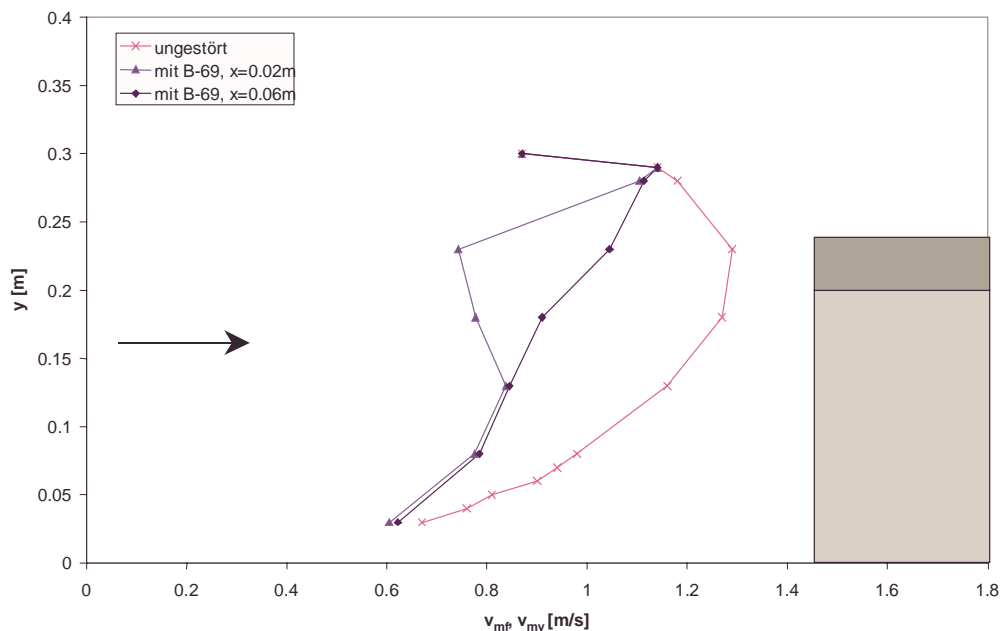


Abb. 5.16: Deformation der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung durch den Geschiebefänger

Abb. 5.16 zeigt die vertikalen Geschwindigkeitsverteilungen der Messung bei ungestörter Strömung sowie direkt im Anströmbereich der Fängeröffnung bei $x = 2$ cm und im Abstand $x = 6$ cm vor der Öffnung. Die Änderung des Strömungsfeldes durch den Geschiebesammler

führt zu einer Deformation der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung. Im sohnahen Bereich werden die Geschwindigkeiten relativ geringfügig reduziert. In der Ebene $z = 0,08$ m wird die Geschwindigkeit von 1 m/s im ungestörten Strömungsfeld um 20% auf 0,8 m/s reduziert. Im Bereich der oberen Querstrebe des Rahmens hingegen wird die Geschwindigkeit von 1,3 m/s auf 0,75 m/s reduziert, was einer Reduktion um ca. 40% entspricht. Aus der Abbildung wird auch ersichtlich, dass bereits bei einem Abstand $x = 6$ cm der Störeinfluss des Geschiebefängers auf die Strömung im Bereich der mittleren Wassertiefen nachlässt. Dies deutet darauf hin, dass der mobile Geschiebesammler nur einen lokalen Einfluss auf die natürliche Strömung in der Natur während einer Messung hat.

Ähnlich der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung zeigt sich auch die Störung des Geschwindigkeitsfeldes durch das Messgerät in horizontaler Dimension. In Abbildung 5.17 ist die horizontale Geschwindigkeitsverteilung im unmittelbaren Anströmbereich der Fängeröffnung in einem Abstand von $x = 2$ cm in den verschiedenen gemessenen Ebenen dargestellt. Zum Vergleich sind im Punkt $x = 1,05$ m die Geschwindigkeitshöhen der ungestörten Strömung angegeben. Wie zu sehen ist, wird die Strömung durch den Fänger lediglich in einem Bereich von ca. 11 cm zu beiden Seiten des Gerätes gestört. Die Verminderung der Geschwindigkeit im Bereich des starren Rahmens ist deutlich festzustellen. Die Geschwindigkeitsverteilung innerhalb der Fangöffnung ist relativ gleichmässig, die Geschwindigkeitshöhen in einer Ebene liegen dicht beieinander. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass der Fangkorb in der Breite von 0,25 m symmetrisch durchströmt wird.

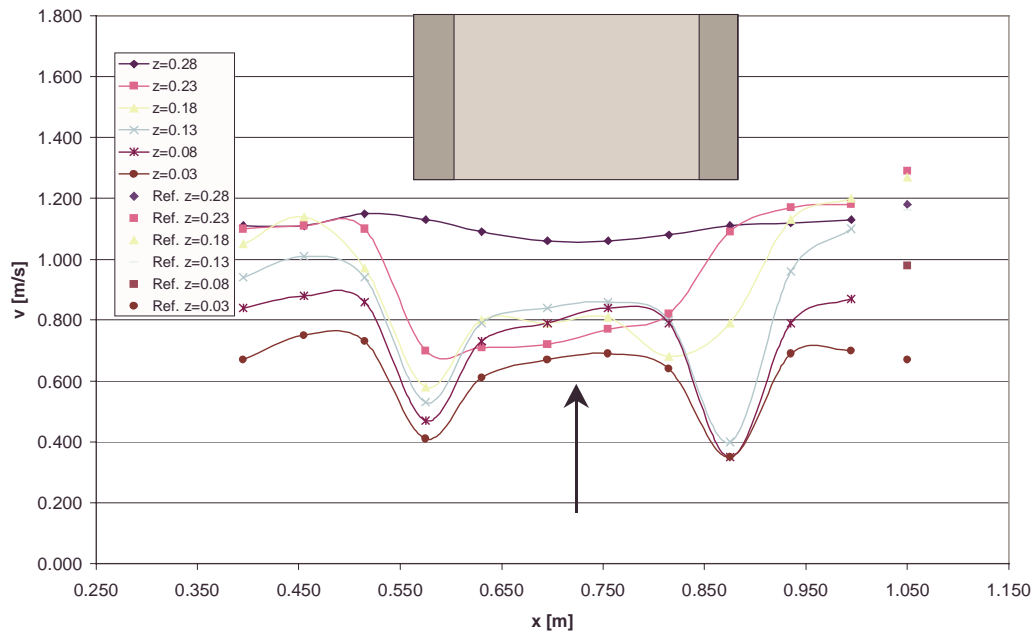


Abb. 5.17: Deformation der horizontalen Geschwindigkeitsverteilung durch den Geschiebefänger

Tabelle 5.4 zeigt die hinsichtlich der hydraulischen Effizienz durchgeführten Messungen mit den Randbedingungen und deren Ergebnis. Die hydraulische Effizienz bewegt sich in der Versuchsreihe zwischen 0,705 und 0,830. Das arithmetische Mittel der Messungen bildet den Wert $\alpha_H = 0,752$. Bei niedrigen Geschwindigkeiten steigt die Effizienz auf einen Wert von 0,83 an, der Fänger hat in diesem Fall einen minimalen Einfluss auf das Strömungsfeld. Bei höheren Geschwindigkeiten von fast 1 m/s geht die Effizienz auf $\alpha_H = 0,73$ zurück.

Tabelle 5.4: Hydraulische Effizienz α_H des B-69

Serie	Q [l/s]	b [m]	y [m]	V [m/s]	v_{mv} [m/s]	v_{mf} [m/s]	α_H [-]	Δ hor. [cm]	Δ vert. [cm]
1	500	2,5	0,40	0,500	0,420	0,348	0,830	5,0	6,5
2a	600	1,7	0,36	0,980	0,956	0,706	0,738	5,0	6,5
2b	600	1,7	0,36	0,980	0,956	0,697	0,730	6,5	5,0
3	500	1,7	0,34	0,865	0,746	0,563	0,755	6,0	8,0
4	500	1,7	0,39	0,919	0,629	0,444	0,705	6,0	8,0

Q = Durchfluss; b = Rinnenbreite; y = Wassertiefe, V = Mittlere Geschwindigkeit;

Frühere Untersuchungen in der gleichen Versuchsrinne des Theodor-Rehbock-Laboratoriums zur hydraulischen Effizienz der Geschiebefänger vom Typ BfG zeigen ähnliche Ergebnisse (SCHERER ET AL. 1998) und sind in Tabelle 5.5 dargestellt.

Tabelle 5.5: Hydraulische Effizienz α_H des BfG-Geschiebefänger und Helley-Smith-Fänger

Serie	Fänger	b [m]	V [m/s]	α_H [-]	Sohle
1	BfG mit Rahmen	2,5	0,61	0,75	glatt
2	BfG ohne Rahmen	2,5	0,61	0,86	glatt
3	BfG halb gefüllt / ohne Rahmen	2,5	0,61	0,86	glatt
4	BfG mit Rahmen	2,5	0,61	0,85	glatt

BfG: Fangkorb mit Maschenweite 1,4 mm

Bei einer Rinnenbreite von 2,5 m und einer mittleren Geschwindigkeit von 0,61 m/s erreichte der BfG-Geschiebefänger mit Rahmen eine hydraulische Effizienz von 0,75. Die Effizienz konnte ohne Verwendung des Rahmens auf einen Wert von $\alpha_H = 0,86$ gesteigert werden, ein Aufstauereffekt konnte jedoch nicht vermieden werden. Des Weiteren konnte nachgewiesen werden, dass der Füllungsgrad des Fängers sowie die Maschenweite der Fangkörbe (1,4 mm bis 6,5 mm) keine Unterschiede im hydraulischen Verhalten bewirkt.

Im Vergleich hierzu wurde die hydraulische Effizienz des Helley-Smith-Geschiebesammlers unter gleichen Versuchsbedingungen mit dem Wert 0,85 gemessen (SCHERER ET AL. 1998). Dieses Ergebnis widerspricht den Angaben aus dem Schrifttum [ROSATI UND KRAUS (1988), HUBBEL ET AL. (1985)], da der Helley-Smith-Fänger aufgrund seiner verjüngten Eintrittsöffnung einen Ansaugereffekt und damit eine Effizienz zwischen 1,3 und 1,5 haben sollte. Deren vergleichende Messungen in einer kleineren Rinne mit rauher Sohle ergaben bei einer mittleren Geschwindigkeit von 0,66 m/s eine hydraulische Effizienz zwischen 1,10 und 1,39. Wie bei den Untersuchungen von DRUFFEL ET AL. (1976) konnte festgestellt werden, dass die hydraulische Effizienz bei rauher Sohle größere Werte erreicht als bei glatter Sohle. Der Grund hierfür könnte in verschiedenen Geschwindigkeitsprofilen liegen.

Der Einsatz von mobilen Geschiebefängern bewirkt eine lokale Störung des Strömungsfeldes. Abhängig von den geometrischen Größen bewegt sich die hydraulische Effizienz für den B-69 und BfG-Fänger zwischen 0,75 und 0,90. Es ist jedoch darauf hinzuweisen, dass die in Untersuchungen und im Schrifttum festgehaltenen Kennwerte meist bei Geschwindigkeiten zwischen 0,2 m/s und 1,30 m/s bestimmt werden (ROSATI UND KRAUS

1988). Dies liegt in den begrenzten Kapazitäten von Laboruntersuchungen begründet. In der Natur hingegen werden die Geschiebefänger meist bei Geschwindigkeiten über 1 m/s eingesetzt. Wie sich die hydraulische Effizienz bei noch höheren mittleren Fließgeschwindigkeiten entwickelt, kann mit Hilfe der durchgeführten Messungen nicht beurteilt werden. Es wird jedoch vereinfachend davon ausgegangen, dass sich die hydraulische Effizienz in der gleichen Größenordnung befindet wie bei den niedrigeren mittleren Geschwindigkeiten der Laboruntersuchungen.

5.5.2.2 Sedimentologische Effizienz

Nach DVWK (1992) ist die Sammeleffizienz α_G das Verhältnis des durch den Fänger an einer bestimmten Stelle und innerhalb eines bestimmten Zeitraumes gemessenen Geschiebetransportes $m_{Gf,F}$ zum natürlichen Geschiebetransport $m_{Gf,N}$.

$$\alpha_G = \frac{\dot{m}_{Gf,F}}{\dot{m}_{Gf,N}}. \quad (5.6)$$

Der Geschiebetrieb $\dot{m}_{Gf,F}$ ist die in der Zeit T und der Breite des Gerätes b_m gesammelte Geschiebemasse m_{Gf} :

$$\dot{m}_{Gf,F} = \frac{m_{Gf}}{T \cdot b_m}. \quad (5.7)$$

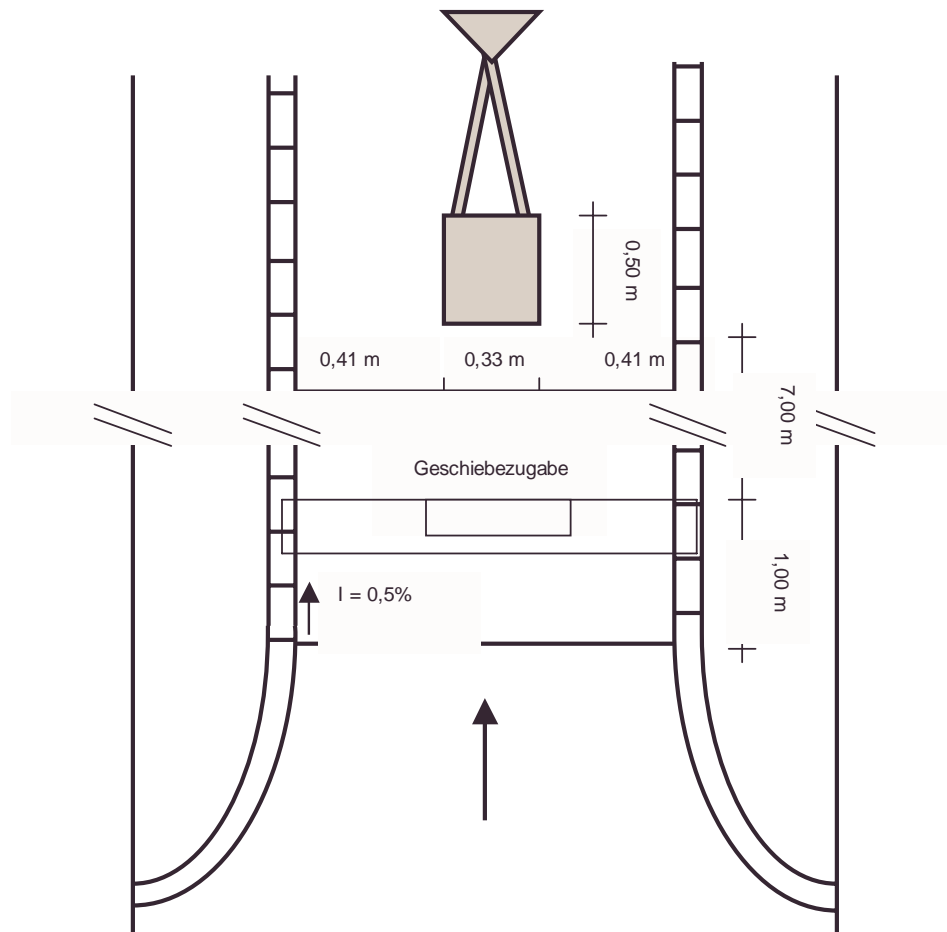


Abb. 5.18: Versuchsanordnung zur Bestimmung der Sammeleffizienz

Die Versuche zur Sammeleffizienz des Fängers B-69 wurden in der gleichen Rinne durchgeführt wie die Versuche zur hydraulischen Effizienz. Für die Versuche wurden in Zuwachsraten von 50 l/s Durchflüsse zwischen 300 l/s und 550 l/s eingestellt. Da sich die vorliegende Arbeit mit dem Geschiebetransport in steilen Gerinnen beschäftigt, war das Sammelverhalten des Fängers B-69 bei größeren Kornfraktionen mit $d > 16$ mm von besonderem Interesse. In Vorversuchen wurden in der bereits beschriebenen Versuchsanordnung zur hydraulischen Effizienz Kornklassen der Fraktionen 8/16, 16/32 und 32/64 oberhalb der Messstrecke zugegeben und über die glatte Sohle transportiert. Dabei zeigte sich, dass die in der 1,7 m breiten Rinne erreichten Schubspannungen und Fließgeschwindigkeiten nicht ausreichten, um die größeren Kornfraktionen durch den Messbereich zu bewegen. Aus diesem Grunde wurde zur Untersuchung der sedimentologischen Effizienz die Rinne auf der Länge von 12 m auf eine Breite von 1,15 m verengt. Damit lagen die maximalen Geschwindigkeiten im Bereich von 1,08 m/s und 1,42 m/s. Unter diesen Randbedingungen wurde die gesamte Zugabemenge oben genannter Kornfraktionen durch die Messstrecke transportiert. Abb. 5.18 zeigt die Versuchsanordnung mit der oberstrom liegenden Stelle der Geschiebezugabe im Grundriss.

Im Vorlauf einer jeden Versuchsreihe wurden jeweils drei vertikale Geschwindigkeitsprofile der ungestörten Strömung sowie des durch den Fänger gestörten Strömungsfeldes aufgenommen. Die Geschwindigkeiten wurden mit einem Flügel gemessen, der an der verschiebbaren Messbrücke befestigt war. Die drei Geschwindigkeitsprofile wurden bei $y = 0,28$, $y = 0,575$ und $y = 0,855$ durchgeführt. Der Ursprung des lokalen Koordinatensystems lag in der linken unteren Ecke des auf 1,15 m Breite verengten Gerinnes. Die mittlere Messung war identisch mit der Mittelachse des Geschiebefängers. Die seitlichen Geschwindigkeiten wiesen einen Abstand von 13 cm zum äußeren Rahmen des Gerätes auf und lagen damit noch im Bereich der lokalen Störung. Der Vergleich der mittleren Geschwindigkeiten mit und ohne Geschiebefänger bestätigte im Wesentlichen das Ergebnis der detailliert durchgeführten Untersuchungen zur hydraulischen Effizienz. Aufgrund des weiter verengten Querschnittes bewegten sich die mittleren Fließgeschwindigkeiten in der Rinne zwischen 0,87 m/s und 1,2 m/s. Die mittlere Geschwindigkeit des gestörten Strömungsfeldes v_{mf} wurde wiederum durch Integration der lokalen Geschwindigkeitsgrößen bis zur Höhe der Rahmenöffnung integriert und mit den ebenso berechneten mittleren Geschwindigkeiten der ungestörten Strömung v_{mv} an der gleichen Stelle verglichen. Das Ergebnis ist in Tabelle 5.6 zu sehen.

Tabelle 5.6: Hydraulische Effizienz α_H des B-69 (Fortsetzung von Tab. 5.4)

Serie	Q [l/s]	b [m]	y [m]	V [m/s]	v_{mv} [m/s]	v_{mf} [m/s]	α_H [-]	Δ hor. [cm]	Δ vert. [cm]
5	550	1,15	0,40	1,196	1,271	0,932	0,733	-	5,0
6	500	1,15	0,38	1,144	1,210	0,912	0,754	-	5,0
7	450	1,15	0,35	1,118	1,223	0,884	0,722	-	5,0
8	350	1,15	0,34	1,023	1,147	0,844	0,736	-	5,0
9	350	1,15	0,32	0,951	1,033	0,799	0,774	-	5,0
10	300	1,15	0,30	0,870	1,040	0,731	0,703	-	5,0

Auch bei höheren Geschwindigkeiten bewegt sich die hydraulische Effizienz α_H zwischen 0,70 und 0,77. Damit bestätigt sich die These, dass sich die hydraulische Effizienz auch bei höheren Geschwindigkeiten in der Natur nicht maßgeblich verändert.

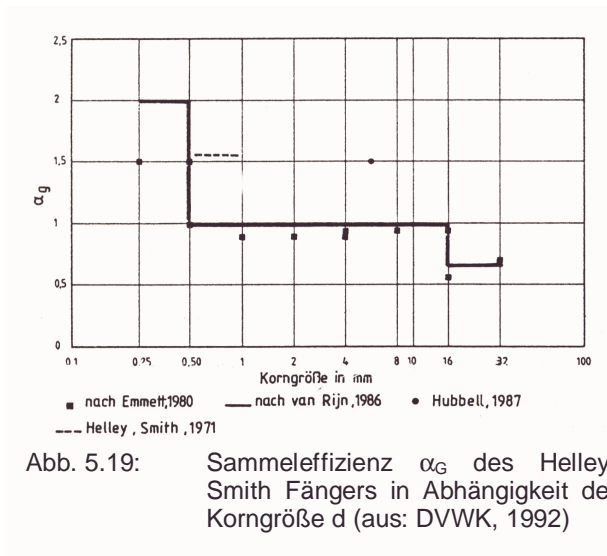


Abb. 5.19: Sammeleffizienz α_G des Helley-Smith Fängers in Abhängigkeit der Korngröße d (aus: DVWK, 1992)

Die Sammeleffizienz α_G ist eine Funktion der hydraulischen Effizienz. Nach DVWK (1992) bestimmt die hydraulische Effizienz α_H den Größtwert der Sammeleffizienz, die bei kleinen Geschiebekorndurchmessern auftritt. Hierbei wird die Trägheit der Bewegung der Körner während des Transportes vernachlässigbar und die Sedimentpartikel bewegen sich in geraden Strömungsbahnen auf die Fängeröffnung hin. Die Trägheit der Körner spielt bei größeren Kornklassen beim Geschiebetransport in Gebirgsflüssen eine zunehmende Rolle. Deshalb wurde in Ergänzung der

Ergebnisse von EMMET (1980) und VAN RIJN (1986) (aus: DVWK 1992) zum Sammelverhalten des Helley-Smith die Sammeleffizienz α_G in Abhängigkeit der Korngröße d untersucht.

Die zur Ermittlung der sedimentologischen Effizienz verwendeten Kornklassen wurden in Anlehnung an die standardisierten Klassen der mechanischen Siebanalyse gewählt. Dieses Verfahren hat den Vorteil, dass bei Bedarf die aus den Geschiebeprobeen gewonnenen Massen fraktionsweise korrigiert werden können. Alternativ können die Proben mit einem für alle Kornklassen geltenden mittleren Sammelkoeffizienten ausgewertet werden. Die Menge der Geschiebezugabe während der Versuche wurde an einen mittleren Geschiebetrieb der bis dahin durchgeführten Naturmessungen angepasst. Eine erste Auswertung ergab einen Wert von ca. 0,020 kg/sm. Die Breite von 0,25 m des Fängers B-69 und die übliche Messdauer in Natur von 300 s ergab eine Zugabemenge von ca. 1,5 kg. Bei jedem Abflusszustand wurden mit jeder Kornklasse (2/5, 5/8, 8/16, 16/32, 32/64) jeweils drei separate Versuche durchgeführt. Insgesamt wurden sechs unterschiedliche Abflüsse (300 l/s, 350 l/s, 400 l/s, 450 l/s, 500 l/s, 550 l/s) eingestellt, so dass in der Summe 75 Messungen zur Auswertung zur Verfügung standen. Bei den Versuchen wurden in der Rinne Fließgeschwindigkeiten zwischen 0,87 m/s und 1,2 m/s erreicht.

Im Gegensatz zu Laboruntersuchungen zur Sammeleffizienz von Flüssen mit sandigem Bett (GAWEESH UND VAN RIJN 1994) wurde im vorliegenden Fall keine mobile Sohle in die Versuchsrinne eingebaut. Der Einbau einer mobilen Kiesschicht hätte im Zusammenhang mit den vorhandenen Durchflussskapazitäten keine Untersuchung der größeren Korndurchmesser erlaubt. Aus diesem Grunde wurde das Geschiebe auf der Breite des Geschiebesammlers in einem Abstand von etwa 7 m oberstrom über einen Zeitraum von 5 min zugegeben und über die glatte Sohle der Versuchsrinne transportiert. Nach dem Durchlauf des Geschiebes wurden die Pumpen abgestellt und das im Geschiebesammler aufgefangene Material entnommen, getrocknet und gewogen. Der Quotient aus der im B-69 gefangenen Masse und der tatsächlich transportierten ergibt in dieser Untersuchung die

Sammeleffizienz α_G nach Gl. (5.6). Tabelle 5.7 zeigt den Mittelwert der Sammeleffizienzen von jeweils drei Einzelmessungen für jeden Durchfluss und jede Kornklasse. Eine Auflistung der detaillierten Messwerte befindet sich im Anhang.

Tabelle 5.7: Sammeleffizienz α_G des B-69

Q [l/s]	V ungestört	V gestört [m/s]	Kornklasse d [mm]				
[l/s]	[m/s]	[m/s]	2-5	5-8	8-16	16-32	32-64
350	1,08	0,89	0,54	0,72	0,74	0,40	0,31
400	1,23	0,96	0,64	0,78	0,73	0,63	0,53
450	1,32	1,00	0,74	0,74	0,82	0,68	0,75
500	1,34	1,06	0,43	0,78	0,76	0,63	0,31
550	1,42	1,08	0,64	0,71	0,76	0,71	0,37
Max			0,74	0,78	0,82	0,71	0,75
Min			0,43	0,71	0,73	0,40	0,31
Mittel			0,60	0,75	0,76	0,61	0,45

Nach HUBBEL (1987) ist die Sammeleffizienz von Geschiebefängergeräten nicht konstant, sondern eine Funktion des Geschiebetriebes g_g und des Korndurchmessers d . Neben der in der Literatur oft verwendeten Mittelwertbildung der Einzelversuche haben HUBBEL ET AL. (1985) ein Verfahren zur Erstellung einer Eichkurve des Gerätes entwickelt, welches auf dem Vergleich der Verteilungen des gefangenen Geschiebes und des tatsächlich transportierten Geschiebes aufbaut. Da die Anwendung des statistischen Verfahrens eine große Stichprobe erfordert, wurde in diesem Fall die Mittelwertbildung herangezogen. Das arithmetische Mittel aller Messungen ist 0,679.

Die Auftragung der Effizienzen in Abhängigkeit der Korndurchmesser bietet ein differenzierteres Bild der Sammeleffizienzen (Abb. 5.20). Die beiden Kornklassen 5/8 und 8/16 Millimeter haben eine Sammeleffizienz von 0,75, welche in der Größenordnung der hydraulischen Effizienz des Gerätes liegt. Damit bestätigt sich, dass nach DVWK (1992) die maximale Sammeleffizienz der hydraulischen Effizienz entspricht. Im Falle größerer Korndurchmesser (16/32 mm und 32/64 mm) sinkt die sedimentologische Effizienz auf 0,61 und 0,45 weiter ab. Daher ist zu erwarten, dass sich das Sammelverhalten beim Transport von Steinen und Geröll weiter verschlechtert. Entgegen der Erwartung liegt die Sammeleffizienz bei feinem Kies der Kornklasse 2/5 mm bei lediglich 0,60. Dies entspricht nicht der Modellvorstellung, nach der Körner mit kleineren Durchmessern in gerader Bahn in den Fänger eintreten müssten. Das Ergebnis passt zu den Untersuchungen von SCHERER ET AL. (1998). Hier wurde die Sammeleffizienz des BfG-Fängers mit zwei Kornmischungen untersucht. Das feinere Sohlmaterial ergab eine größere Streubreite ($d_{50} = 2$ mm, $s = 0,44$) der Messwerte als das gröbere Material ($d_{50} = 20$ mm, $s = 0,15$).

Darüber hinaus ist die Streubreite der Messungen von besonderem Interesse. Während die Standardabweichung der beiden Kornklassen 5/8 und 8/16 Millimeter mit einem Wert von 0,04 und 0,03 gering ist, weisen die Kornklassen 2/5, 16/32 und 32/64 eine breite Streuung mit einer Standardabweichung zwischen 0,11 und 0,17 auf. Die Größe der Steine der Kornklasse 32/64 im Vergleich zur Eintrittsöffnung sowie die turbulenten Schwankungsbewegungen im sohnahen Strömungsfeld haben eine größere Streubreite der

Messungen zur Folge. Hierbei spielt zunehmend die Kornform der Steine bei der Bewegung des Sedimentmaterials in den Fänger eine wichtige Rolle. Kugelförmige Steine, wie sie in Natur durch den natürlichen Abrieb vorkommen, werden mit größerer Wahrscheinlichkeit den Weg in den Geschiebefänger finden als wenig gerundete Formen. Ein Grund für die Streuung des feinkiesigen Materials ist auf der Grundlage der Versuchsbeobachtungen nicht auszumachen.

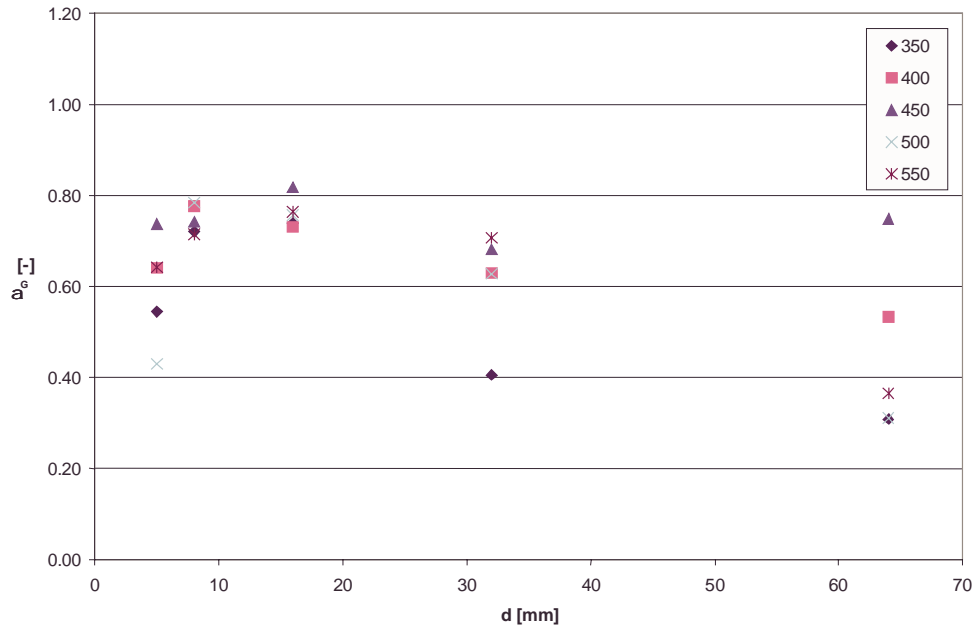


Abb. 5.20: Sammeleffizienz α_G des B-69 Fängers in Abhängigkeit der Korngröße d

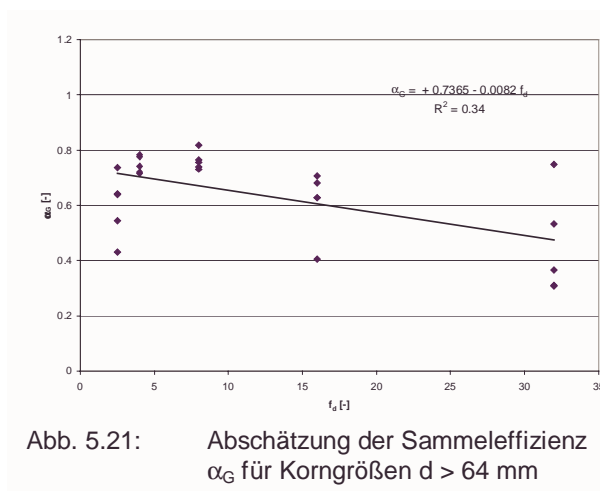


Abb. 5.21: Abschätzung der Sammeleffizienz α_G für Korngrößen $d > 64$ mm

Unter extremen hydrologischen und hydraulischen Bedingungen ist die Bewegung des Deckschichtmaterials in Gebirgsflüssen und damit der Transport von Steinen und Blöcken mit $d > 64$ mm zu erwarten. Um die Sammeleffizienz für diese Kornklassen abschätzen zu können, wurde eine lineare Trendlinie durch die Messergebnisse gelegt (Abb. 5.21).

Danach ergibt sich die Sammeleffizienz α_G für Korndurchmesser $d > 64$ mm durch folgende Gleichung:

$$\alpha_G = 0,7365 - 0,0082 \cdot f_d \quad (5.8)$$

Darin ist der Kornfaktor f_d der Quotient aus dem größten Korn der betrachteten Kornklasse d_{\max} des Geschiebetriebs in mm und der im Fangkorb verwendeten geringsten Maschenweite als Referenzsiebdurchmesser d_s von 2 mm:

$$f_d = \frac{d_{\max}}{2}. \quad (5.9)$$

Aus Gl. (5.8) ergäbe sich der maximale Korndurchmesser des Geschiebmaterials, welches gerade noch mit dem B-69 gemessen werden könnte, zu ca. 180 mm. Dieses Ergebnis deckt sich weitgehend mit den Siebanalysen der Geschiebeproben, bei denen der Korndurchmesser bei 90 % Gewichtsduchgang d_{90} zwischen 180 mm und 193 mm liegt, und ein einziges Mal diese Größenordnung mit $d_{90} = 241$ mm überschreitet.

Unter Berücksichtigung der im Feld durchgeführten Untersuchungen zum Geschiebetransport in Gebirgsflüssen kann vereinfachend eine für alle Kornklassen geltende Sammeleffizienz von $\alpha_G \approx 0,68$ angenommen werden. Damit wäre der tatsächliche Transport etwa 1,5 mal größer als der mit dem Fänger B-69 gemessene. Zur Untersuchung detaillierter Fragestellungen, wie beispielsweise dem fraktionsweisen berechneten Geschiebetrieb empfiehlt sich die Berücksichtigung der einzelnen Sammeleffizienzen der Kornklassen nach der Funktion $\alpha_G = f(d_i)$. Dies spielt insbesondere dann eine Rolle, wenn es um die Berechnung des Transportes grobkiesigen Materials geht.

Im Vergleich zu den üblichen Geschiebefanggeräten Helley-Smith und BfG-Fänger hat der B-69 eine geringere sedimentologische Effizienz. Dies ist vor allen Dingen bedingt durch den größeren Fließwiderstand und die daraus folgende Störung des sohnahen Strömungsfeldes, die sich in der hydraulischen Effizienz α_H niederschlägt. Die sedimentologische Effizienz des Helley-Smith-Fängers wird in den umfangreichen Laborversuchen von GAWEESH UND VAN RIJN (1994) mit $\alpha_G = 0,9$ angegeben. Das bei den Versuchen verwendete Kornmaterial liegt zwischen 0,28 und 1,07 mm und entspricht nicht dem Sohlenmaterial von Gebirgsflüssen. Der maximale Korndurchmesser für den eine Sammeleffizienz angegeben wird, ist nach der Zusammenstellung des DVWK (1992) $d = 32$ mm in Abb. 5.19. Dies deutet auf den begrenzten Anwendungsbereich des Helley-Smith-Gerätes hin. Ähnlich wie der BfG-Fänger erlaubt die Geometrie des Einlaufes keine Untersuchung von grobkiesigem Geschiebetrieb. Der neu entwickelte Geschiebefänger B-69 zeigt bei Kornklassen mit $d > 32$ mm ein zufriedenstellendes Sammelverhalten. Daher ist bei kiesführenden Flüssen vom Einsatz des Typs B-69 im Vergleich zu den Geschiebefängern Helley-Smith und BfG eine bessere Repräsentanz der Korngrößenverteilung des transportierten Geschiebmaterials zu erwarten.

Zusammenfassend sei an dieser Stelle nochmals darauf hingewiesen, dass die in den Laboruntersuchungen bestimmten Kennzahlen als Richtwerte und nicht als absolute Eichwerte interpretiert werden sollten. Im Gegensatz zu den Laborbedingungen gibt es bei Gebirgsflüssen eine Reihe von Faktoren, wie beispielsweise die Oberflächenstruktur des Bettes, Hiding-Effekte etc., die nach dem heutigem Kenntnisstand nicht quantitativ beurteilt werden können. Eine Eichung des Gerätes unter natürlichen Bedingungen im Feld wäre geeignet, um die aus den Laboruntersuchungen gewonnenen Richtwerte zu bestätigen bzw. zu korrigieren.

5.5.3 Feldeinsatz

Der Geschiebetransport wird ähnlich der Abflussmessung in einem Flussquerschnitt durch die Messung in einzelnen Lotrechten bestimmt. Eine Prinzipskizze ist der Abb. 5.22 zu entnehmen.

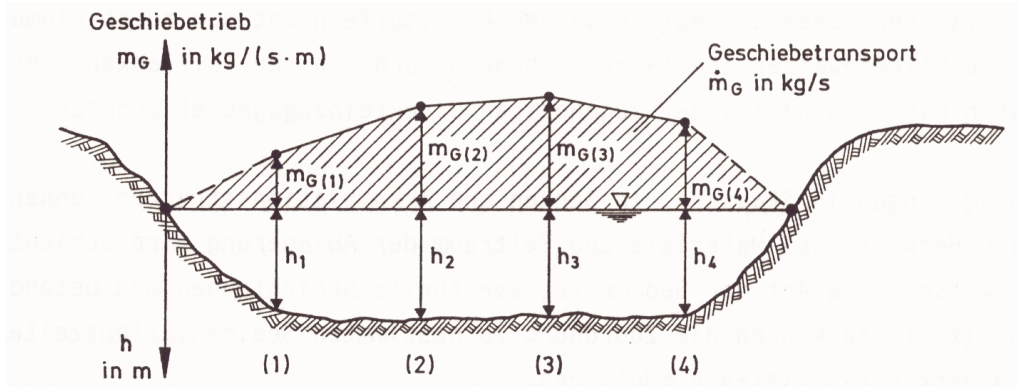


Abb. 5.22: Prinzip der Geschiebemessung (aus: DVWK 1991)

Der Geschiebesammler wurde von Seilkrananlagen oder Hängebrücken in Kombination mit einem 4-Rad-Kran auf die Gewässersohle abgesetzt. Für die Messung wurde eine ähnliche Ausrüstung benutzt wie bei der Abflussmessung. Bedingt durch das hohe Gewicht des Fängers B-69 kam die Doppelhandwinde vom Typ D des USGS zur Anwendung. Die Doppelhandwinde wurde notwendig, weil der gefüllte Geschiebekorb beim Heben gegen die Strömungsrichtung eines enormen Kraftaufwandes bedurfte.

Die Anzahl der Messlotrechten in einem Querschnitt ist abhängig von der Größe und Breite des Flusses. Im Falle der untersuchten Gebirgsflüsse wurden zwischen 2 und 7 Messlotrechte mit einem Abstand zwischen 3 m und 7 m gewählt. Bei der Wahl der Lotrechten für die Geschiebemessung ist neben den örtlichen Wassertiefen und Geschwindigkeiten auch die Bettform zu berücksichtigen. Clusterformen und Step-Pools können die Messung beeinträchtigen. Die Dauer der Messungen T lag in der Regel bei 5 Minuten. Dieser Wert wird bei einer Reihe von Geschiebemessungen (SCHERER ET AL. 1998) als Richtwert angewendet. Abhängig vom Geschiebetrieb wurde die Messdauer T in einigen Fällen auf 2,5 min bis 15 min modifiziert. Da im Geschiebetrieb von Gebirgsflüssen zeitliche Fluktuationen auftreten, wurden die Messungen bei gleichen Abflussverhältnissen mehrmals wiederholt. In der Regel wurde dabei so verfahren, dass zunächst jede Lotrechte des Querschnitt einmal gemessen wurde und danach eine zweite Messung jeder Lotrechten durchgeführt wurde. Bei ähnlichen Geschiebemassen zwischen beiden Messungen wurde auf eine dritte Messung verzichtet. Wurden differierende Massen festgestellt, wurde ein drittes Mal bzw. gegebenenfalls ein viertes Mal an der Lotrechten gemessen.

Aufgrund des erhöhten Fließwiderstandes wies die Hängeposition des Fängers in der Luft einen Winkel von ca. 45 Grad auf. Sobald der Geschiebesammler unterhalb des Wasserspiegels eintauchte, war eine leicht nach oben geneigte Lage des Fängers gewährleistet. Bei lokalen Fließgeschwindigkeiten bis zu 3 m/s konnte der Fänger problemlos auf die Sohle abgesetzt werden. Bei Geschwindigkeiten größer als 4 m/s war das Absetzen des Gerätes mit Schwierigkeiten verbunden. Hinzu kam, dass der Fänger bei hohen Fließgeschwindigkeiten eine Abdrift aus dem Messquerschnitt aufwies.

Sofern sich Geschiebe im Fangkorb angesammelt hatte, wurde dieses aufbewahrt und gekennzeichnet. Das Geschiebematerial wurde anschließend im Labor getrocknet, gewogen, gesiebt und die Siebkurven jeder Messung bestimmt. Der gemessene Geschiebetrieb $m_{G,i}$ pro Meter Breite in der Messlotrechten i berechnet sich aus der getrockneten Geschiebemasse m_{Gf} die in der Zeit T mit dem Fänger mit der Breite b_m gefangen wird. Durch Integration der Einzelmessungen im Querschnitt erhält man nach Abb. 5.22 den

mittleren Geschiebetransport des Gerinnes.

$$\bar{m}_{Gf,F} = \frac{m_{Gf}}{T \cdot b_m} \quad (5.10)$$

Der querschnittsgemittelte integrierte Geschiebetransport G_G kann durch Gl. (5.11) mit Hilfe der transportierten Masse $m_{G,i}$ der Einzelmessungen und der Breite des Teilquerschnittes b_i im Querschnitt angenähert werden.

$$G_G = \sum_i^m \bar{m}_{G,i} b_i \quad (5.11)$$

Die Geschiebemessung wurde durch die Notierung der Messlotrechten mit der Abflussmessung gekoppelt, welche eine wichtige Voraussetzung für die Datenanalyse und Beurteilung der Ergebnisse darstellt. Dies wurde sowohl für die Messungen an jeder Messlotrechten sowie für die integrierten querschnittsgemittelten Parameter der Hydraulik und des Geschiebetransportes durchgeführt. Die Daten befinden sich in den Anhängen. In den Jahren 1999 und 2000 wurden 172 Messungen an den Gebirgsflüssen des Projektgebietes durchgeführt. Diese beinhalten insgesamt 693 einzelne Geschiebemessungen an Messlotrechten, wobei bei 532 Messungen Geschiebetransport stattfand. Eine große Anzahl der Messungen entsammt einer dreimonatigen Messkampagne von April 1999 bis Juli 1999, bei der der Bewegungsbeginn des Geschiebes in Natur festgestellt werden sollte.

Tabelle 5.8: Rohdichten der Sedimente

Station	Rohdichte ρ_s [t/m^3]
Bahrein	2.681
Banna	2.933
Dainter	2.732
Doyian	2.743
Duber	2.975
Golen Gol	2.674
Gosak	2.873
Ghulshanabad	2.677
Harpo	2.703
Jildat	2.723
Kayal	2.929
Kund	2.933
Naltar	2.825
Talo	2.729
Tormik	2.714
Thauti Bridge	2.875
Utror	2.652
Arithmetisches Mittel	2.786

Neben der Siebanalyse wurde auch die Rohdichte ρ_s des Sedimentmaterials im Labor bestimmt. Dazu wurden stichprobenmäßig jeweils zwei Proben der Geschiebemischungen der Flüsse für die Analyse ausgewählt. Tabelle 5.8 enthält die gemittelten Werte der Analyse für jeden Fluss. Der Mittelwert aller Flusssedimente des Untersuchungsgebietes liegt bei 2,79 t/m^3 , etwas größer als der üblicherweise für natürliche Flusssedimente angenommene Wert von 2,7 t/m^3 . An dieser Stelle soll erwähnt werden, dass alle Flusssedimente im südlichen Teil des Untersuchungsgebietes zwischen den Ortschaften Besham

Qila und Dassu deutlich größere Rohdichten aufweisen. Die Werte liegen zwischen 2,87 t/m^3 und 2,98 t/m^3 , was auf mafische Gesteine und deren metamorphe Äquivalente im Bereich der Hauptüberschiebung des Himalaya durch die Main Mantle Thrust (MMT) hindeutet.

5.6 Schwebstoffe

In Einzugsgebieten mit einem hohen Vergletscherungsgrad wie dem Himalaya - Karakorum spielt der Feststofftransport in Form von Schwebstoffen eine bedeutende Rolle. Das glaziale Schmelzwasser in den Sommermonaten ist gekennzeichnet durch eine besonders hohe Konzentration an suspendiertem Material, welches durch Erosionsprozesse an den Gletschern entsteht.

Im Zuge der im Projektgebiet durchgeführten Naturmessungen wurden parallel zu den Abfluss- und Geschiebemessungen an den Pegelstationen auch Schwebstoffe erfasst. Auf diese Weise kann der Gesamttransport an Sedimenten und deren prozentuale Gewichtung beurteilt werden.

Bei der Bestimmung der Schwebstoffkonzentrationen wurden nach DVWK (1986) integrierende Tiefenentnahmen durchgeführt. Standardmäßig wurde die Integrationsmessung in einer Messlotrechten durchgeführt. Die Messung in einer Vertikalen erfolgte entweder in der Flussmitte oder an der tiefsten Stelle des durchflossenen Querschnittes. In der Regel fielen beide Kriterien zusammen. Bei besonders hohen Schwebstoffkonzentrationen wurde in mehreren Messlotrechten gemessen, um die laterale Verteilung der Schwebstoffe im Querschnitt sowie die Repräsentanz der Messung einer Messlotrechten in Strommitte für eine mittlere Schwebstoffkonzentration im Querschnitt zu überprüfen.

Die Messung erfolgte mit den vom U.S. Federal Inter-Agency Sedimentation Program entwickelten Geräten USDH-48 und USD-49. Wurde die Abflussmessung mit einem Stangenflügel durchgeführt, wurde im Anschluss an die Abflussmessung das Entnahmegerät USDH-48 an die Stange fixiert und mit konstanter Geschwindigkeit vom Wasserspiegel zur Sohle und wieder zurück bewegt. Beim Einsatz einer Seilkrananlage bzw. Krananlage wurde das schwere Messgerät USD-49 an das Seil angehängt und eine Probe in gleicher Weise entnommen. Im Falle des USD-49 standen zwei Eintrittsöffnungen mit verschiedenen Durchmessern ($d_1 = 6,3 \text{ mm}$ und $d_2 = 1,6 \text{ mm}$) zur Verfügung. Bei hohen Fließgeschwindigkeiten würde sich bei Verwendung der großen Kanüle die Probeflasche mit einem Volumen von 1 pint zu schnell füllen, so dass die Tiefenintegration der Messung über die gesamte Wassertiefe nicht mehr gewährleistet wäre. Das Verfahren der tiefenintegrierenden Beprobung mit Hilfe des Gerätes USD-49 gilt bis zu einer Tiefe von etwa 4,5 m als zulässig. Die Wassertiefen der Gebirgsflüsse im Projektgebiet überschritten diesen Wert nicht.

Die Proben wurden gekennzeichnet und im Labor ausgewertet. Bei der Bestimmung des Schwebstoffgehaltes der Wasserproben wurde die gravimetrische Methode angewandt. Dabei wurde die Wasserprobe gefiltert und der Filtrückstand nach Trocknung gewogen. Bei Schwebstoffkonzentrationen $C_s > 500 \text{ parts per million (ppm)}$ ($= 500 \text{ g/m}^3$) wurde zusätzlich die Kornverteilung der Schwebstoffe bestimmt. Dies ist eine wichtige Voraussetzung bei der Beurteilung des Absetzverhaltens von Schwebstoffen in Stauräumen und Sandfängen. Zur Korngrößenanalyse wurde das Pipette-Verfahren nach dem Sedimentationsprinzip verwendet.

In diesem Zusammenhang ist anzumerken, dass der Einsatz des Probeentnahmegerätes USD-49 bei Geschwindigkeiten $v > 3 \text{ m/s}$ schwierig war. Die Abdrift des Gerätes aus der Vertikalen zusammen mit den turbulenten Strömungsschwankungen in den Gebirgsflüssen führten dazu, dass die exakte Durchführung der tiefenintegrierten Entnahme nur schwer

gewährleistet werden konnte. Leider standen für den Fall höherer Geschwindigkeiten keine geeigneteren Schwebstoffentnahmegerate zur Verfügung, wie beispielsweise der sich in Schweizer Fließgewässern bewährte Typ SGLN (DVWK 1991). Allerdings hat das Gerät zum Nachteil, dass es sich lediglich für Punktmessungen in Oberflächennähe eignet.

Der Schwebstofftransport m_s in g/s berechnet sich aus der gemessenen Schwebstoffkonzentration C in ppm oder g/m^3 und dem zum gleichen Zeitpunkt gemessenen Abfluss Q in m^3/s :

$$m_s = C \cdot Q \quad (5.12)$$

Bei der tiefenintegrierenden Messung in einer einzigen Messvertikale wurde der Schwebstoffgehalt nach Gl. (5.12) bestimmt. Im Falle der integrierten Beprobung in mehreren Vertikalen in einem Querschnitt wurde der querschnittsgemittelte integrierte Schwebstofftransport G_s durch Gl. (5.13) mit Hilfe der transportierten Masse $m_{s,i}$ der Einzelmessung und der Breite des Teilquerschnittes b_i im Querschnitt angenähert:

$$G_s = \sum_i^m m_{s,i} b_i \quad (5.13)$$

Bei hohen Schwebstoffkonzentrationen spielt die Viskosität ν des Wasser-Feststoff-Gemisches eine bedeutende Rolle für die Charakteristik der Strömung. Die Viskosität ist maßgeblich von der Temperatur T des Fluides abhängig. Aus diesem Grunde wurde vor Ort die Temperatur der Gebirgsflüsse gemessen. Die durchschnittliche Temperatur aller Messungen betrug ca. 10° Celsius. Demzufolge wurde für alle weiteren hydraulischen und sedimentologischen Berechnungen mit einer mittleren Viskosität der Wasser-Feststoff-Gemische von $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ gerechnet.

6. Datenanalyse

6.1 Morphologie und Strömung

6.1.1 Morphologische Beobachtungen

Die Vielfalt der untersuchten Gebirgsflüsse bietet ein weites Spektrum zur Beurteilung der morphologischen Prozesse. Wie in Tabelle 5.1 zu sehen ist, wird mit den 16 unterschiedlichen Flüssen des Projektgebietes ein Gefällebereich zwischen 0,4% und 12,2% abgedeckt.

Im Rahmen der vorliegenden Untersuchung wurde die Morphologie der Gebirgsflüsse nur am Rande behandelt. Unter natürlichen Bedingungen ist die schrittweise Entwicklung der morphologischen Strukturen im Längsprofil kaum nachvollziehbar, da die Step-Pool-Systeme sich als Ergebnis des jahrelangen Wechselspiels zwischen Hydrologie, Hydraulik und Sohle darstellen. Nur nach extremen Hochwässern, welche zu einer kompletten Zerstörung des Bettes führen, kann die natürliche Entwicklung der Sohlenmorphologie über die hydrologische Zeitreihe hinweg beobachtet werden. Eine detaillierte Diskussion zur schrittweisen Entstehung von Step-Pool-Systemen aus dem Zustand einer ebenen Sohle findet sich in der Arbeit von ROSPORT (1997), die auf Laboruntersuchungen basiert. An dieser Stelle werden lediglich qualitative Aussagen zur Morphologie natürlicher Gebirgsflüsse gemacht, welche durch Fotodokumentationen erläutert werden.

Bei den untersuchten Flüssen im Himalaya-Karakorum zeigten sich ausgeprägte Sohlkonfigurationen im Längsschnitt wie Riffel-Pool- oder Step-Pool-Systeme erst bei Neigungen von ca. $I > 1,5\%$. Bei den Flüssen mit geringeren Neigungen ($I < 1,5\%$), Astor, Kandia und Ushu, waren keine ausgeprägten Sohlstrukturen im Längsprofil auszumachen. Die flach geneigten Flüsse Astor und Kandia gehören zu den großen Nebenflüssen des Oberen Industales, welche eine Einzugsgebietsfläche mehrerer tausend Quadratkilometer umfassen. Demzufolge sind die mittleren Jahresabflüsse Q bedeutend größer als dies für die Gebirgsflüsse mit steilen Neigungen der Fall ist. Die Größenordnung der mittleren Abflüsse Q in Interaktion mit dem relativ geringen Gefälle I bilden weite Querschnittsformen mit nahezu ebenen Sohlformen in Längsrichtung aus.

Flüsse mit einem Gefälle $I > 1,5\%$ haben im Vergleich zu den großen Nebenflüssen geringere Abflüsse und zeigen ausgebildete Sohlkonfigurationen im Längsprofil. Die kaskadenförmigen Bettformen stellen einen definierten Absturz aus Grobkomponenten dar und sollten nach der Definition von SCHÄLCHLI (1991) den Step-Pool-Systemen zugeordnet werden. Bei den aufgenommenen Wasserspiegellagen konnte wegen des Punkteabstandes $\Delta x \cong 5$ m die Geometrie der Step-Pool-Sequenzen nicht eindeutig identifiziert werden. Daher können die von mehreren Autoren empirisch bestimmten Beziehungen zwischen Steplänge und Flussgefälle nicht quantitativ bestätigt werden. Aus den Beobachtungen zeigt sich jedoch eine abnehmende Steplänge L mit zunehmendem Gefälle I nach Gl. (3.1). Darüber hinaus konnte auch eine zunehmende Absturzhöhe H festgestellt werden, welche durch eine gröbere Kornfraktion des Sohlenmaterials bedingt ist. Abb. 6.1 zeigt beispielhaft die Step-Pool-Formationen der Flüsse Gabral Khwar an der Station Gulshanabad ($I = 1,55\%$) und Duber Khwar am Pegel Duber ($I = 3,14\%$) im Vergleich.



Abb. 6.1: Morphologie zweier Gebirgsflüsse mit unterschiedlicher Neigung,
links: Gabral Khwar mit $I = 1,55\%$, rechts: Duber Khwar mit $I = 3,14\%$ (Fotos: PALT)

Zur Bildung der Step-Pool-Systeme sind in Flüssen mit steilen Neigungen Grobkomponenten notwendig, deren lokale Akkumulation Abstürze bildet. Neben den vorhandenen Grobkomponenten im Sohlenmaterial übernehmen die geologischen und seismischen Bedingungen der Flusstäler eine wichtige Funktion im Flusssystem. Massenbewegungen an den meist V-förmigen Talflanken, wie sie in Kapitel 2 dieser Arbeit beschrieben wurden, tragen ebenfalls Grobkomponenten in das Flusssystem ein, die zur Bildung der morphologischen Sequenzen notwendig sind. Während die mittleren und feinen Sedimentfraktionen ausgewaschen werden, stehen dem Fluss die Grobanteile zur Entwicklung der Step-Pool-Systeme zur Verfügung. Dieses Prinzip wird im Oberen Indus bei Niedrigwasser deutlich sichtbar. An denjenigen Stellen, an denen eine lokale Fels- oder Hangrutschung in den Indus erfolgte, bildet sich ein Gefällewechsel im Fluss aus. Hierbei handelt es sich wegen des geringfügigen mittleren Gefälles des Indus von $0,24\%$ zwar nicht um eine Riffel-Pool- oder Step-Pool-Sequenz, es verdeutlicht jedoch die Bedeutung geologischer Einflüsse in Gebirgsregionen. Abb. 6.2 zeigt dieses Phänomen am Indus zwischen Gilgit und Skardu. Oberhalb des Materialeintrages ist der Fluss eingestaut, es bildet sich eine Staukurve mit reduzierten Fließgeschwindigkeiten aus. Unterhalb der Störstelle ist die Strömung beschleunigt und es stellt sich eine steilere Flussneigung ein.

Um in einem Einzugsgebiet den lokalen Einfluss von Massenbewegungen auf Flussläufe beurteilen zu können, sollten zukünftig verstärkt Satellitenbilder kombiniert mit Geographischen Informationssystemen (GIS) in Forschung und Praxis genutzt werden. Diese Technik stellt in Zusammenhang mit der Datenerhebung im Gelände eine sinnvolle flächenhafte Erweiterung der vorhandenen Informationen für eine Vielzahl von Fragestellungen im Sedimenttransport dar.



Abb. 6.2. Durch Hangrutschungen bedingter Gefällewechsel des Indus (Foto: PALT)

Neben der Ausbildung der Sohlformen im Längsprofil durch lokale Absturz-Sequenzen spielt die Deckschicht für die Charakteristik der Strömung und die Transportprozesse eine bedeutende Rolle. Die Bestimmung der Kornzusammensetzung des Sohlenmaterials der betrachteten Flüsse in Kapitel 5.4 zeigt, dass Gebirgsflüsse mit steilen Neigungen stark ausgeprägte Deckschichten aufweisen. Hierbei ist insbesondere auf das weite Kornspektrum der Kornklassen hinzuweisen, wie es in Abb. 5.7 dargestellt ist. Die weite Sieblinie erlaubt ein hohes Maß der gegenseitigen Verzahnung der Steine, die eine hohe Packungsdichte natürlicher Sohlen erwarten lässt. Welchen Einfluss die natürlich entwickelten Deckschichten auf den Bewegungsbeginn des Geschiebes haben, wird detailliert in Kapitel 6.2.3 diskutiert.

Im Folgenden soll zunächst qualitativ das Wechselspiel zwischen den morphologischen Strukturen im Längsprofil und der Strömung aufgezeigt werden. Wie in Abb. 6.3 zu sehen, ist der Einfluss der Step-Pool-Systeme auf die lokale Strömung vom Wasserstand und damit auch von der relativen Rauheit h/d abhängig.

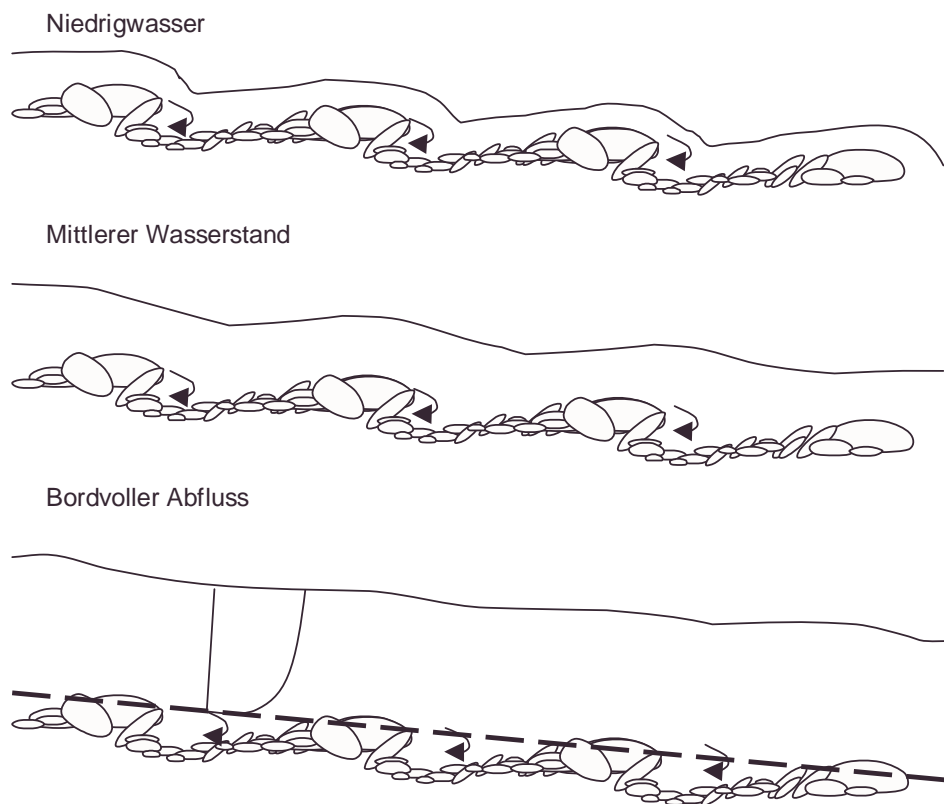


Abb. 6.3: Einfluss der Sohlenmorphologie steiler Gerinne auf die Strömung bei steigendem Wasserstand

Bei Niedrigwasser wirken die Stufen hydraulisch wie lokale Abstürze mit wechselnden Fließverhältnissen. Deshalb wurden die Step-Pool-Systeme in der Laboruntersuchung von WHITTAKER (1987) als eine Reihe von Wehren modelliert. Auf der Krone der Stufen herrschen schießende Abflussbedingungen, unmittelbar unterstrom der Grobkomponenten erfolgt ein Wechselsprung, der den Übergang zum strömenden Abfluss im Pool darstellt. Mit zunehmendem Wasserstand verschwindet der Einfluss der stufenartigen Geometrie, was sich in einem ausgeglicheneren Längsprofil der Wasserspiegellage bemerkbar macht. Wie im folgenden Kapitel gezeigt wird, sind die Abflussbedingungen im Fluss im Allgemeinen strömend, lediglich auf kurzen Strecken können sich schießende Zustände einstellen

(JARRET 1984). Aufgrund der deformierten Wasserspiegellagen können die Sohlkonfigurationen bei mittleren Wasserständen noch lokalisiert werden. Steigt der Wasserstand weiter an in den Bereich des bordvollen Abflusses, ist die Veränderung der Strömung durch die Bettformen aufgrund der größeren Überdeckung h/d noch geringer. Die Sohlstrukturen erzeugen nach wie vor hohe Turbulenzen. Aufgrund der Turbulenzintensität ist mit hohen Energieverlusten der Strömung zu rechnen. Die meisten der im Schrifttum bekannten Fließformeln [BATHURST (1985), BRAY (1979), WIBERG UND SMITH (1991)] beziehen sich auf Gebirgsflüsse mit ebener Sohle. Im folgenden Kapitel ist zu klären, welchen Einfluss die morphologische Strukturen der Step-Pool-Systeme und der Deckschichten auf den Fließwiderstand der Strömung haben und inwiefern die bekannten Ansätze für Gebirgsflüsse mit ebenen Sohlen noch Gültigkeit besitzen.

6.1.2 Strömungseigenschaften bei ausgebildeter Sohlenmorphologie

6.1.2.1 Logarithmische Fließformeln

In diesem Kapitel werden die aufgenommenen Naturdaten mit den für Gebirgsflüsse bekannten logarithmischen und empirischen Fließformeln verglichen. Dabei geht es insbesondere um die Fragestellung des Einflusses der Step-Pool-Systeme auf den Energieverlust der Strömung.

Analog zu den bereits existierenden logarithmischen Widerstandsbeziehungen [BATHURST (1985), WIBERG UND SMITH (1991) etc.] für Gebirgsflüsse wurde in der vorliegenden Analyse der Korndurchmesser bei 84% Siebdurchgang d_{84} als charakteristischer Kornparameter zur Beschreibung des Fließwiderstandes gewählt. Diese Vorgehensweise erlaubt auch eine bessere Vergleichbarkeit zu den bereits bestehenden Ansätzen des Schrifttums.

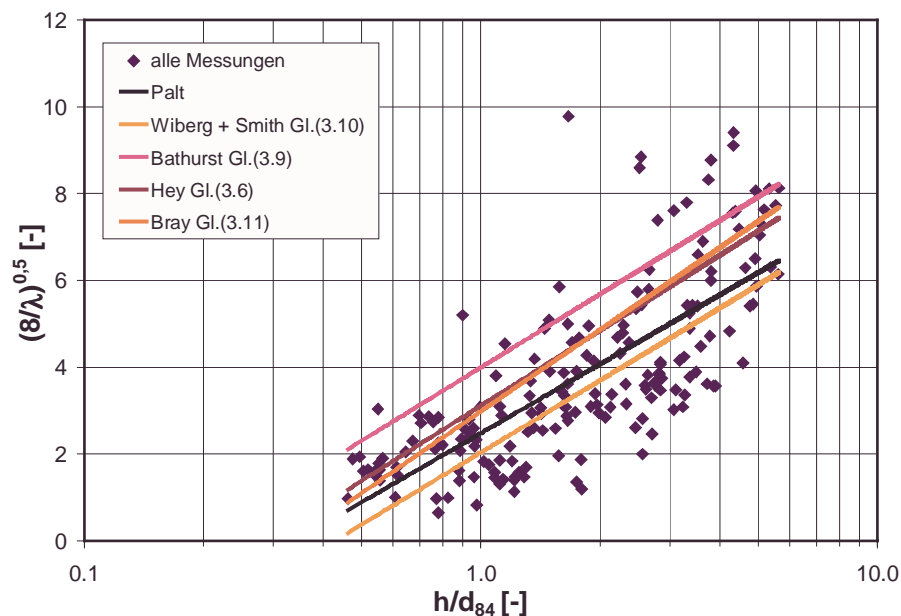


Abb. 6.4: Fließwiderstand aller Messpunkte als Funktion der relativen Rauheit

Abb. 6.4 zeigt die gemessenen Widerstandsbeiwerte $(8/\lambda)^{0,5}$ als Funktion der relativen Rauheit h/d_{84} . Aus den gemessenen Naturdaten lässt sich durch eine lineare Regression folgende Beziehung bestimmen:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 2,30 \cdot \ln\left(\frac{h}{d_{84}}\right) + 2,49 \quad (6.1)$$

Aus der Darstellung in Abb. 6.4 wird ersichtlich, dass das logarithmische Geschwindigkeitsgesetz aus Gl. (6.1) zwischen den Beziehungen von BATHURST (1985), BRAY (1979) und HEY (1979) und dem Widerstandsgesetz von WIBERG UND SMITH (1991) liegt. Für geringe Rauheiten $h/d_{84} < 1$ bewegen sich die Messungen im Bereich der erstgenannten Beziehungen. Bei größeren Wassertiefen liegt die Mehrheit der Messpunkte unterhalb der Funktion von WIBERG UND SMITH. Das bedeutet, dass bei einer Reihe von Messungen die tatsächlichen Widerstände größer sind als es die semiempirischen logarithmischen Widerstandsbeziehungen ergeben würden. Da die untersuchten Flüsse mehrheitlich ausgeprägte morphologische Sohlstrukturen in Form von Step-Pool-Systemen aufweisen, wird im Folgenden eine Unterscheidung der aufgenommenen Daten hinsichtlich der Bettformen durchgeführt. Die flach geneigten Flüsse mit nahezu ebenen Sohlen (Astor, Kandia, Ushu) sowie die Gebirgsflüsse mit Step-Pool-Systemen werden in Abb. 6.5 getrennt voneinander betrachtet.

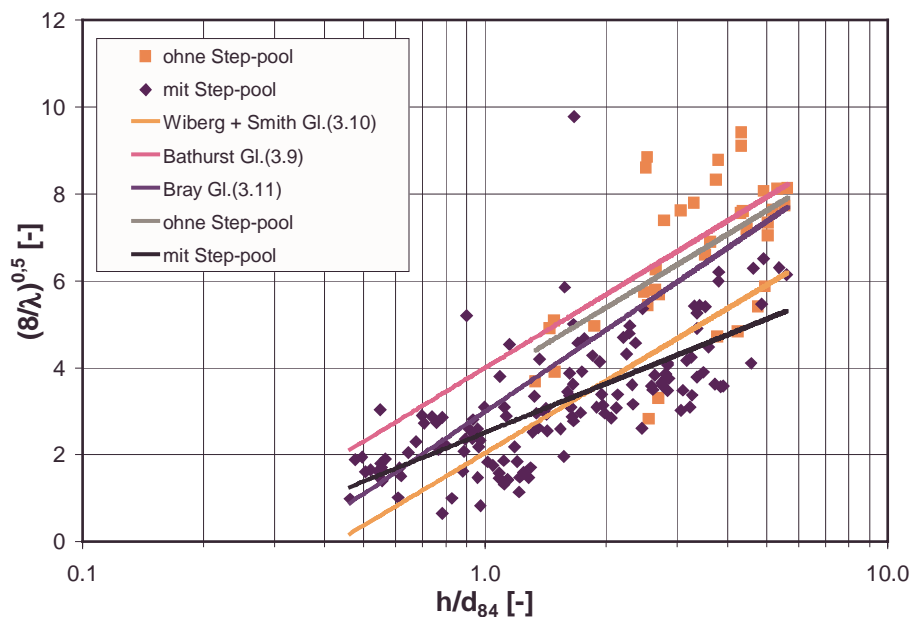


Abb. 6.5: Widerstandsbeziehungen aufgenommener Naturdaten in Abhängigkeit morphologischer Strukturen im Längsprofil

Hierbei zeigt sich zunächst, dass sich der Rauheitsparameter h/d_{84} bei den flach geneigten Gebirgsflüssen lediglich im Bereich $1,5 < h/d_{84} < 6$ bewegt. Die aus den Datenpunkten resultierende Funktion ist der Widerstandsbeziehung von BATHURST (1985) sehr ähnlich. In der Gl. (6.2) hat die Integrationskonstante den Wert 3,7, bei BATHURST liegt die Konstante bei $C = 4,0$. Der oben genannte Rauheitsbereich der Gebirgsflüsse mit geringer Neigung ($I < 1,5\%$) ist identisch mit dem zentralen Bereich der von BATHURST untersuchten Verhältnisse in der Natur. Die gute Übereinstimmung mit BATHURST (1985) bei Gebirgsflüssen mit ebener Sohle deutet auf eine Widerstandsbeziehung hin, welche für

diese Bedingungen von allgemeiner Bedeutung sein könnte. Zu diesem Zweck müssten noch weitere Naturmessungen anderer Untersuchungsgebiete unter Beachtung der gegebenen Randbedingungen durchgeführt werden. Der Fließwiderstand kann auf der Grundlage der Daten für ebene Flusssohlen kiesführender Flüsse wie folgt berechnet werden:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 2,43 \cdot \ln\left(\frac{h}{d_{84}}\right) + 3,70 \quad (6.2)$$

Betrachtet man die Messpunkte mit ausgeprägten sohlmorphologischen Strukturen, ergibt sich eine von den bisherigen Widerstandsbeziehungen abweichende Funktion. Wie in Abb.6.5 zu sehen ist, ist die Regressionsfunktion deutlich flacher geneigt. Die aus den Daten entwickelte Gleichung hat die Form:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 1,62 \cdot \ln\left(\frac{h}{d_{84}}\right) + 2,50 \quad (6.3)$$

Die Veränderung der Neigung ist gleichbedeutend mit einer Veränderung der in Gl. (3.2) beschriebenen dimensionslosen Kennzahl der von Karman-Konstanten κ . Daraus würde sich für die Beschreibung der turbulenten Strömung über morphologischen Strukturen im Längsprofil ein Wert von $\kappa = 0,62$ ergeben, welcher deutlich von $\kappa = 0,40$ abweicht. BAYAZIT (1982) hatte bei einer Untersuchung der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung für kleine relative Überdeckungen festgestellt, dass die Geschwindigkeit direkt oberhalb der Rauheitselemente einem veränderten logarithmischen Gesetz mit $\kappa = 0,18$ folgt. Die von Karman-Konstante beschreibt die Mischungsweglänge $l = \kappa \cdot y$ nach der Prandtl'schen Mischungswegformel und stellt damit die Verbindung zwischen der turbulenten Austauschgröße und dem mittleren Geschwindigkeitsfeld dar. Danach würde sich ein verändertes vertikales Geschwindigkeitsfeld unter einer größeren Steigung einstellen. Ob dieser Effekt durch die relative Rauigkeit oder die Sohlmorphologie bedingt ist, kann auf der Grundlage der Daten nicht beantwortet werden. Hierfür sind die Aufnahme hoch aufgelöster vertikaler Geschwindigkeitsprofile sowie die Erfassung der Sohlenrauigkeit im Mikromaßstab unter verschiedenen Bedingungen notwendig, wie sie in der Natur kaum durchzuführen sind. Erste Messungen hinsichtlich dieser Fragestellungen wurden für ebene Sohlen mit kiesigem Material und geringen Überdeckungen bereits von KOLL ET AL. (2000) durchgeführt, welche ebenfalls auf eine Abweichung der von Karman-Konstanten von dem Wert $\kappa = 0,40$ hindeuteten.

Die Abbildungen 6.4 und 6.5 zeigen bereits, dass die Güte der logarithmischen Fließformeln, die mit den aufgenommenen Naturdaten semiempirisch bestimmten wurden, Abweichungen von den tatsächlich gemessenen Werten erwarten lässt. Unter Verwendung der in dieser Studie aufgenommenen Daten liegen die mittleren Fehler der Funktionen in Gl. (6.1), Gl. (6.2) und Gl. (6.3) bei -14%, -6%, und -16%. Das verdeutlicht die zu erwartende Fehlerquote durch die Anwendung von Fließwiderstandsgesetzen in Form von logarithmischen Fließformeln auf Flussstrecken, bei denen die Ergebnisse nicht durch Abflussmessungen kontrolliert werden. Im Folgenden sollen deshalb die rein empirischen Gleichungen zur Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit in Gebirgsflüssen in Anlehnung an den Ansatz von Gauckler-Manning-Strickler (GMS) analysiert werden.

6.1.2.2 Empirische Fließformeln

In der GMS-Formel werden alle Energieverluste in dem Verlustbeiwert nach STRICKLER k_{st} berücksichtigt. Während bei Gewässern im Flachland die Rauheit der Sohle und Uferbereiche, die Linienführung und Querschnittsform den Beiwert bestimmen, spielt bei Flüssen in Gebirgsregionen zusätzlich der Einfluss der Sohlmorphologie eine bedeutende Rolle. Die von JARRET (1984) und RICKENMANN (1996) entwickelten empirischen Gleichungen (3.13) und (3.15) berücksichtigen diesen Einfluss durch den Parameter des Gefälles I . Dieser Vorgehensweise liegt die Tatsache zugrunde, dass das Gefälle I ein Maß für die Ausprägung der Sohlformen in steilen natürlichen Gerinnen ist, wie bereits in Kapitel 3.1.1.1 gezeigt wurde. Aus diesem Grund unterscheidet RICKENMANN auch die Gleichungen (3.15a) und (3.15b) bei einem Gefälle von $I = 0,8\%$, welches als charakteristisches Gefälle für den beginnenden Übergang der Entwicklung von Step-Pool-Systemen betrachtet werden kann. Nach eigenen Beobachtungen bewegt sich der Übergangsbereich zwischen $0,8\%$ - $1,5\%$, da die Sohlkonfigurationen bei einem Gefälle von $1,5\%$ bereits sichtbar sind.

Der Vergleich der Strickler-Beiwerte k_{st} der empirischen Beziehungen mit den in dieser Untersuchung gemessenen querschnittsgemittelten hydraulischen Parametern ist in Abb. 6.6 zu sehen. Hierbei wurde zur Berechnung des Energieverlustbeiwertes k_{st} aus den Abflussmessungen der hydraulische Radius R vereinfachend durch die mittlere Wassertiefe h ersetzt.

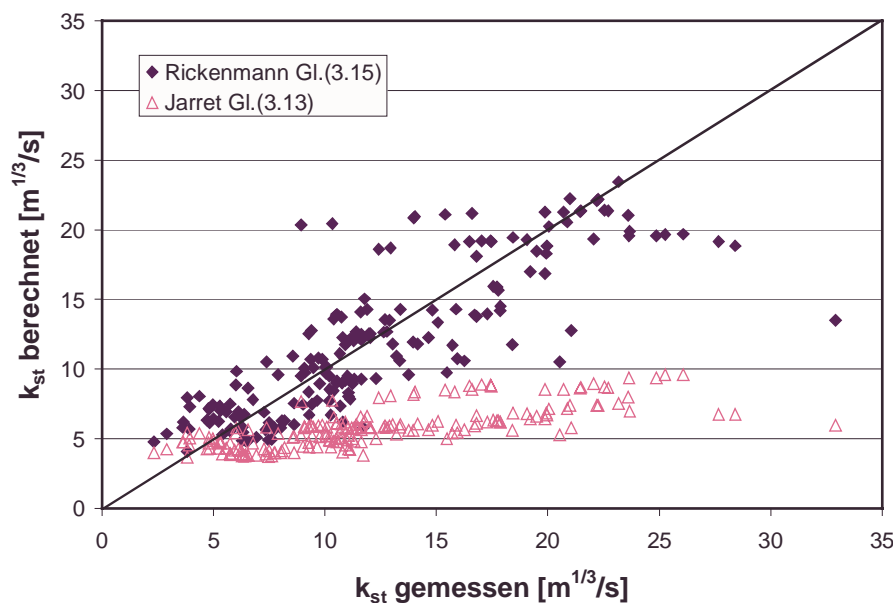


Abb. 6.6: Vergleich der empirischen Beziehungen zur Abschätzung des Strickler-Beiwertes k_{st} mit aufgenommenen Messungen

Während der Berechnungsansatz nach RICKENMANN eine relativ gute Anpassung für den gesamten Bereich $5 < k_{st} < 25$ aufweist, ist bei den nach JARRET berechneten Strickler-Werten eine deutliche Unterschätzung ab $k_{st} > 10$ festzustellen. Eine Begründung für die Unterschätzung kann an dieser Stelle nicht gegeben werden, da sowohl der Gefällebereich als auch die mittleren Wassertiefen bei JARRETS Untersuchung ähnlich waren. Die gute Anpassung des Ansatzes nach RICKENMANN ist vermutlich auf die breite Datenbasis von 373 Messungen acht verschiedener Autoren mit unterschiedlichsten Untersuchungsgebieten zurückzuführen. In seinem Ansatz ist der Energieverlustbeiwert k_{st} eine Funktion der

Erdbeschleunigung g , des Abflusses Q , des Korndurchmessers d_{90} bei 90% Siebdurchgang sowie der Gerinneneigung l :

$$k_{st} = f(g, Q, d_{90}, l) \quad (6.4)$$

In der Praxis ist jedoch der Abfluss Q diejenige Größe, die durch die Abschätzung des Energieverlustbeiwertes k_{st} berechnet werden soll, ohne den Aufwand von Abflussmessungen betreiben zu müssen. Diese Fragestellung stellt sich insbesondere an Flussstrecken in Gebirgsregionen, bei denen kein Pegel zur Aufbereitung der täglichen Abflüsse installiert ist. Daher ist die Beziehung in Gl. (6.4) für die praktische Arbeit an Gewässern in Gebirgsregionen unbrauchbar.

Die Untersuchungen an Gebirgsflüssen [GRANT (1990), WHITTAKER UND JÄGGI (1982), JARRET (1984) etc.] stimmen darin überein, dass das Gefälle l als maßgebender Parameter für die morphologischen und daraus folgend auch die hydraulischen Bedingungen der Gewässer angesehen werden kann. Der Vergleich der Korrelationen zwischen dem Parameter k_{st} und weiteren hydraulischen und sedimentologischen Größen (Wassertiefe h , Abfluss Q , Gefälle l , Korngröße d) zeigte, dass die Energieverluste bei Gebirgsflüssen besser mit dem Gefälle l korrelieren ($0,5 < R^2 < 0,7$) als mit der Größe d des anstehenden Sohlenmaterials ($0,2 < R^2 < 0,3$). Die Auftragung der Strickler-Beiwerte k_{st} als Funktion des Gefälles l ist für die Felddaten von JARRET (1984), BATHURST (1985) und die eigenen Messungen in Abb. 6.7 dargestellt. Bei den vorliegenden Daten wurde einheitlich der hydraulische Radius R durch die mittlere Wassertiefe h und das Energiegefälle l_e durch das gemessene Wasserspiegellängsgefälle l ersetzt.

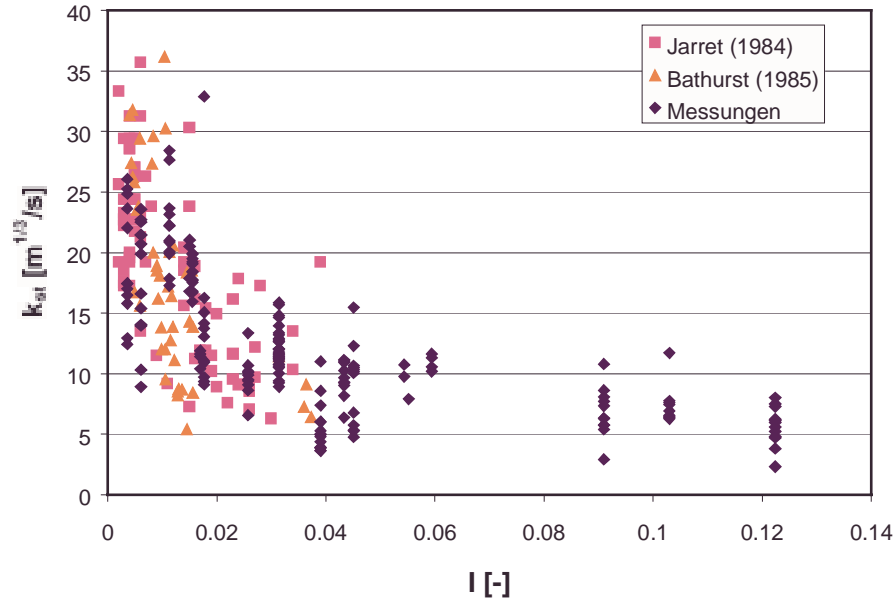


Abb. 6.7: Abhängigkeit des Strickler-Wertes k_{st} vom Gefälle l , Zusammenfassung der Naturdaten von JARRET (1984), BATHURST (1985) und der vorliegenden Untersuchung

Die Abbildung 6.7 zeigt eine deutliche Abnahme des Strickler-Wertes k_{st} äquivalent zu einer Zunahme der Energieverluste mit steigendem Gefälle l . Die in der vorliegenden Untersuchung aufgenommenen Felddaten stellen eine Ergänzung der von JARRET und BATHURST veröffentlichten Daten in den steilen Gefällebereich bis $l < 13\%$ dar und umfassen somit Flüsse mit ebener Sohle sowie mit ausgeprägter Morphologie im Längsgefälle. Dabei

zeigt sich für den gesamten Gefällebereich eine relativ gute Übereinstimmung der aus den Abflussmessungen bestimmten Strickler-Beiwerte. Die Variabilität der Energieverluste liegt bei $\pm 30\%$ der mittleren Werte. Die Variationen sind auf den Wasserstand zurückzuführen und können wegen des ortsspezifischen Sohlenmaterials auch durch den Parameter der relativen Überdeckungen h/d ausgedrückt werden.

Des Weiteren wird deutlich, dass die Flüsse mit flachen Neigungen und ohne Step-Pool-Systeme im Längsgefälle (Astor, Kandia, Ushu) annähernd Strickler-Werte erreichten, welche durch die empirischen Formeln nach STRICKLER und MEYER-PETER/MÜLLER berechnet werden können. Diese stellen nach STRICKLER (aus: MEYER-PETER ET AL. 1934) einen funktionalen Zusammenhang zwischen der Rauigkeit k_{st} des Gerinnes und einem charakteristischen Korndurchmesser d des Bettmaterials her:

$$k_{st} = \frac{\text{konst.}}{\sqrt[6]{d}} \quad (6.5)$$

Der Originalansatz nach STRICKLER verwendet den Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang und gibt die Beziehung an (aus: DITTRICH 1997):

$$k_{st} = \frac{21}{\sqrt[6]{d_{50}}} \quad (6.6)$$

Aufgrund der Geschiebeversuche von MEYER-PETER UND MÜLLER (1949) wurde festgestellt, dass die gröberen Bestandteile des Gemisches an der Sohle für die Reibungsverluste maßgebend sind. Demzufolge wurde der Korndurchmesser bei 90% Siebdurchgang gewählt. Der Ansatz für den Strickler-Koeffizienten, der ausschließlich die Rauheit des Sohlenmaterials berücksichtigt, wird im Schrifttum auch als Kornrauheit mit dem Parameter k_r bezeichnet und lautet:

$$k_{st} = \frac{26}{\sqrt[6]{d_{90}}} = k_r \quad (6.7)$$

Im Folgenden werden die Naturdaten von JARRET (1984), BATHURST (1985) und die der vorliegenden Untersuchung in Abb. 6.8 zu einem Datensatz zusammengefasst und analysiert. Die Daten umfassen insgesamt 305 Abflussmessungen an 56 verschiedenen Standorten zwischen Niedrigwasser und bordvollem Abfluss. Damit soll ein Ansatz zur Abschätzung der Energieverluste von Gebirgsflüssen formuliert werden, der zum einen auf geometrischen Parametern basiert und zum anderen die weitverbreiteten empirischen Ansätze für ebene Sohlen mit flachen Neigungen berücksichtigt.

Nach Abb. 6.7 erfolgt eine Reduktion der Strickler-Beiwerte k_{st} mit zunehmendem Gefälle I . Die absoluten Strickler-Werte können auch als Vergleich mit der empirischen Beziehung nach MEYER-PETER/MÜLLER ausgedrückt werden. Damit wird die Zunahme der Energieverluste durch geringere Wassertiefen bei steileren Neigungen sowie durch die Verformung des Bettes durch Step-Pool-Systeme in Bezug gesetzt zu dem Strickler-Wert k_r , der sich aus der Rauheit des Sohlenmaterials bei ebener Sohle, flacher Neigung und locker gelagertem Material ergibt:

$$\frac{k_{st}}{k_r} = f(I) \quad (6.8)$$

Die in Abb. 6.8 dargestellte empirische Potenzfunktion weist einen Korrelationskoeffizienten von $R^2 = 0,55$ auf und ist in Gl. (6.9) angegeben. Wie in Abb. 6.8 zu sehen ist, nähert sich die Funktion bei sehr geringen Neigungen auf Werte $k_{st}/k_r > 1$. Dies entspräche einer Zunahme des Energieverlustbeiwertes k_{st} bei flachen Neigungen, welche physikalisch nicht möglich ist. Aus diesem Grund muss als Anwendungsgrenze der Gleichung das Kriterium $I > 0,2\%$ eingehalten werden.

$$\frac{k_{st}}{k_r} = 0,1 \cdot I^{-0,36} \quad \text{für } I > 0,2\% \quad (6.9)$$

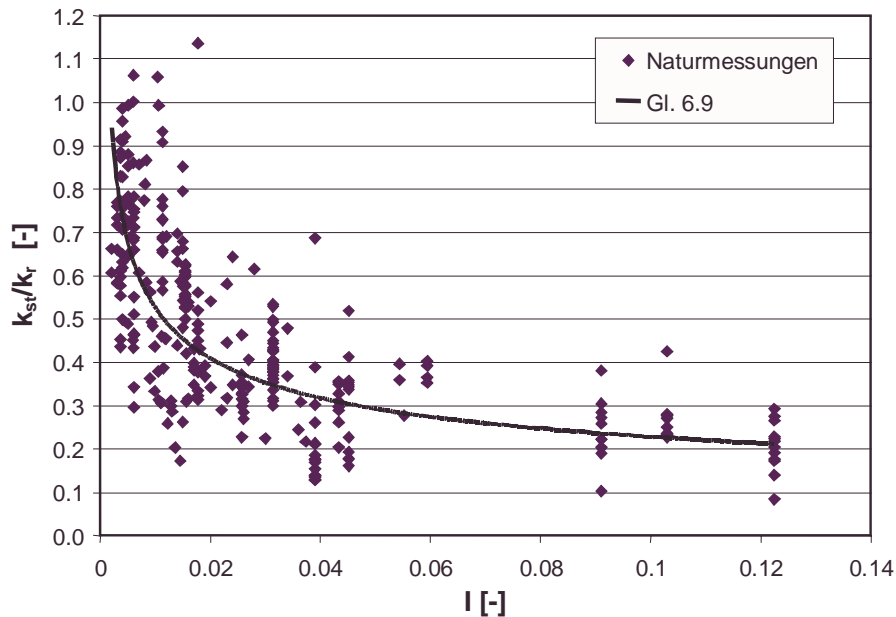


Abb. 6.8: Reduktion des Parameters k_{st}/k_r als Funktion des Gefälles I

Da die Funktion in Gl. (6.9) nur einen Energieverlust bei mittleren Wassertiefen angeben kann, sollen im Folgenden zwei Möglichkeiten zur Berücksichtigung der sich ändernden Wassertiefen im Mesomaßstab aufgezeigt werden. Die Energieverluste ändern sich mit den Wasserständen, deshalb wurde als weiterer Parameter die relative Überdeckung h/d_{90} für eine schrittweise logarithmische Regression berücksichtigt. Da die Veröffentlichung von BATHURST (1985) keinen d_{90} aufweist, wurde in Annäherung an den Durchmesser d_{90} der Kornparameter d_{84} verwendet. Beide Parameter, I und h/d_{90} , sind geometrische Größen. Das Wasserspiegelgefälle wird durch ein Nivellement bestimmt, die Korngröße des Sohlenmaterials wird durch die in Kapitel 5 beschriebenen Verfahren gemessen. Die mittlere Wassertiefe kann bei Kenntnis des Flussquerschnittes durch das Verhältnis der durchflossenen Fläche A und der Wasserspiegelbreite B für verschiedene Wasserstände berechnet werden. Das Ergebnis weist eine leicht verbesserte Korrelation mit $R^2 = 0,62$ auf, die Funktion ist in Gl.(6.10) dargestellt. Das Ergebnis der Anwendung von Gl. (6.10) auf die gesamten Naturdaten ist in Abb. 6.9 zu sehen. Die große Mehrheit der Naturdaten wird durch Gl. (6.10) erfasst.

$$\frac{k_{st}}{k_r} = 0,13 \cdot I^{-0,28} \cdot \left(\frac{h}{d_{90}} \right)^{0,21} \quad \text{für } I > 0,2\% \quad (6.10)$$

Alternativ zur Berechnung des Energieverlustbeiwertes k_{st} nach Gl. (6.10), bei der die Kenntnis des Querschnittes Voraussetzung ist, kann auch eine überschlagsmäßige Beurteilung der Strickler-Beiwerte bei unterschiedlichen Wasserständen mit Gl. (6.9) durchgeführt werden. In Abb. 6.9 sind die Grenzwerte für die Wasserstände des Niedrigwassers und des bordvollen Abflusses mit jeweils 30% Abweichung der mittleren Werte nach Gl. (6.9) angegeben. Das daraus entstehende Intervall gibt dem praktischen Ingenieur eine Richtlinie, in welchem Bereich sich die Energieverluste einer Gewässerstrecke bei verschiedenen Wassertiefen bewegen. Dadurch können erste Berechnungen der zu erwartenden mittleren Geschwindigkeiten durch Anwendung der Abflussformel nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER durchgeführt werden.

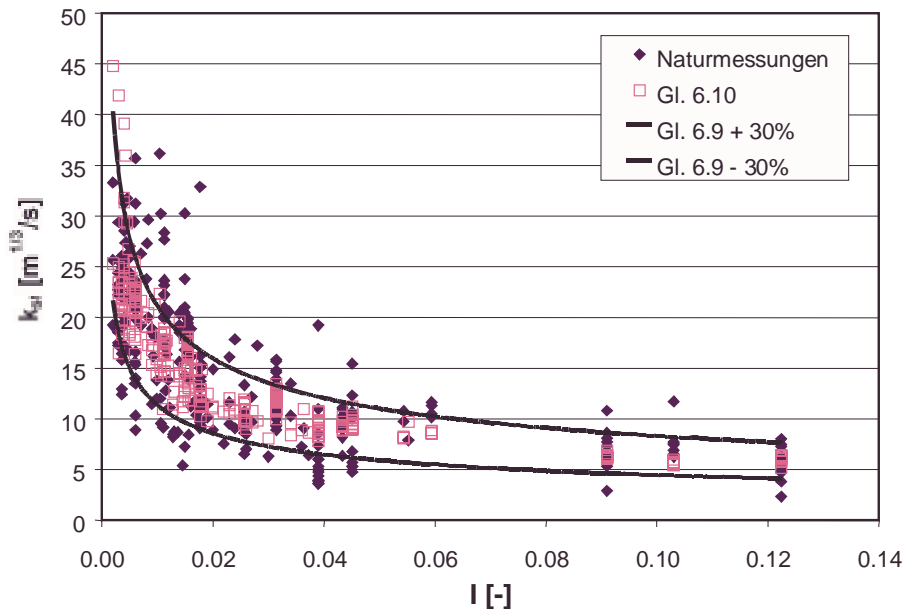


Abb. 6.9: Güte der Berechnung der zu erwartenden Energieverlustbeiwerte k_{st} durch Kenntnis des Gefälles I sowie der relativen Überdeckung h/d_{90} bei Anwendung von Gl. (6.9)

Der zu erwartende mittlere Fehler bei der Abschätzung der Strickler-Beiwerte bei Anwendung der Gl. (6.9) und Gl. (6.10) liegt bei -4% und -6% . Damit wird gegenüber den logarithmischen Fließgesetzen in Kapitel 6.1.2.1 eine deutliche Verbesserung erreicht. Aufgrund der hier zugrunde liegenden breiten Datenbasis von 305 Messungen, die in Felduntersuchungen in Amerika, Europa und Asien erhoben wurde, kann davon ausgegangen werden, dass die empirischen Beziehungen eine gute Anpassung an natürliche Verhältnisse liefern. Sie stellen eine Erweiterung der Ansätze von STRICKLER und MEYER-PETER/MÜLLER zur Berechnung der Energieverluste in Fließgewässern auf der Grundlage des Sohlenmaterials sowie weiteren messbaren physikalischen Größen dar.

Die Energieverluste einer Strömung in Gebirgsflüssen sind erheblich. Der Einfluss der durch das Korn des Sohlenmaterials verursachten Energieverluste nimmt mit zunehmendem Gefälle drastisch ab. Während bei flach geneigten Gebirgsflüssen der Fließwiderstand maßgebend durch die Rauheit des Sohlenmaterials verursacht wird, geht die Bedeutung der Kornrauheit auf die Energieverluste bei Flüssen mit steilen Gefälle mit 10% um etwa 80% zurück. Der Grund für die starken Energieverluste ist der zunehmende Einfluss der morphologischen Strukturen im Längsprofil. Der Abstand und die Höhenunterschiede der lokalen Absturz-Sequenzen in Form von Step-Pool-Systemen nimmt zu, der Fließwiderstand

der Strömung wird maßgeblich durch die morphologische Ausprägung des Gebirgsflusses bestimmt, die im Wesentlichen eine Funktion des Gefälles I ist. Damit wird das Gefälle zum entscheidenden Parameter für den Fließwiderstand einer Strömung im Gebirgsfluss. Es ist zu erwarten, dass das hohe Maß der Energiedissipation durch Step-Pool-Systeme auch einen Einfluss auf die Stabilität der Sohle und den Geschiebetransport in Gebirgsflüssen hat. In diesem Zusammenhang stellt sich die Frage, wie groß die Energie der Strömung ist, um den Geschiebetransport in Gebirgsflüssen auszulösen. Hierauf wird in Kapitel 6.3.3.1 detailliert eingegangen.

6.1.2.3 Zusammenhang zwischen Abflusszustand und Bewegungsverhalten

Die Auswertung der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Naturmessungen hinsichtlich der Strömungsverhältnisse in Gebirgsflüssen bestätigen die Ergebnisse von JARRET (1984) und TRIESTE (1992). Die Berechnung der Froude-Zahlen Fr der querschnittsgemittelten hydraulischen Parameter ist in Abb. 6.10 zu sehen. Danach ist lediglich eine einzige der 172 Abflussmessungen im schießenden Strömungszustand. Die bei dieser Abflussmessung bestimmten Geschwindigkeiten sind im Vergleich zu früheren Messungen bei ähnlichem Wasserstand zu hoch und lassen daher auf einen Messfehler schließen. Die Messungen an den Gebirgsflüssen umfassen Wasserstände zwischen Niedrigwasser und bordvollem Abfluss. Die bei den hohen Abflüssen maximal erreichten Froude-Zahlen Fr weisen im Mittel Werte von etwa 0,8 auf und liegen damit im strömendem Abflusszustand.

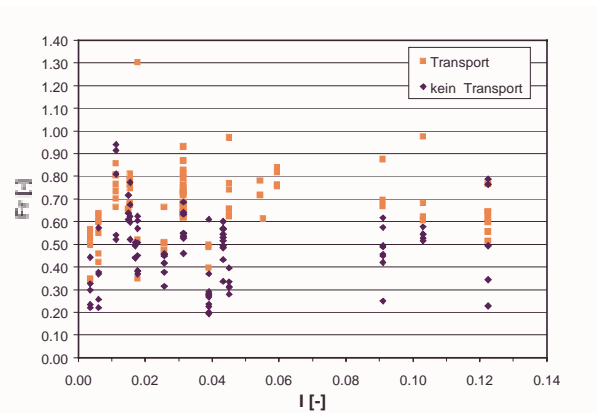


Abb. 6.10: Querschnittsgemittelte Froude-Zahlen Fr der Messungen in Abhängigkeit des Gefälles I

Darüber hinaus zeigt Abb. 6.10 die Abhängigkeit der Froude-Zahlen vom Gefälle I der Flüsse. In der Darstellung kann kein Trend der Froude-Zahl Fr in Abhängigkeit des Gefälles I festgestellt werden. Des Weiteren ist in Abb. 6.10 zu sehen, dass es keinen Zusammenhang zwischen der Froude-Zahl der Strömung und der Stabilität der Sohle gibt. Die Datenpunkte mit und ohne Geschiebetransport an der Sohle sind eher zufällig über die beiden Größen Fr und I verteilt.

Betrachtet man die Froude-Zahl Fr in jeder einzelnen Messvertikalen eines Querschnittes, so stellen sich in vereinzelt Positionen der Querschnitte schießende Strömungen ein. Es wird jedoch erwartet, dass sich die schießenden Abflusszustände nur auf kurzen Strecken des Gewässers einstellen können. Die Verteilung der gemessenen Froude-Zahlen in Abb. 6.11 ist der Darstellung der querschnittsgemittelten Werte in Abb. 6.10 ähnlich, lediglich die Größenordnung der dimensionslosen Kennzahlen ist bei den Messvertikalen durchschnittlich höher. Die in den Vertikalen maximal erreichten Froude-Zahlen liegen bei etwa 1,3. Dies liegt in der dreidimensionalen Prägung der Strömung in Gebirgsflüssen begründet. In steilen Gerinnen liegen die Geschwindigkeiten in Flussmitte aufgrund der kompakten Querschnittsform deutlich über der mittleren Fließgeschwindigkeit. Die lokalen Wassertiefen liegen jedoch im Bereich der mittleren Größe. Nach Gl. (3.16) führt dies bei der Betrachtung

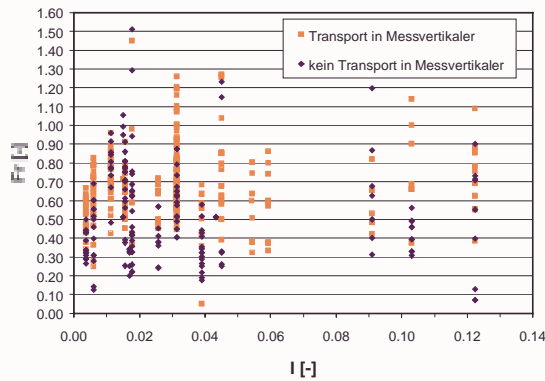


Abb. 6.11: Gemessene Froude-Zahlen Fr in den Messvertikalen

der Messungen in den Vertikalen zu größeren Froude-Zahlen. Die Dreidimensionalität der Strömung sowie deren Auswirkungen auf die Sohlenstabilität wird eingehend in Kapitel 6.2.3.3 diskutiert.

Nach GRANTS (1997) Hypothese ist die Froude-Zahl der Strömung mit dem Bewegungsbeginn des Sohlenmaterials verbunden. Seine in Gl. (3.17) dargestellte Funktion der kritischen Froude-Zahl nähert sich mit steigendem Gefälle I asymptotisch dem Grenzzustand $Fr = 1$. Die Funktion in

Abb. 6.12 zeigt allerdings für $I > 4\%$ zunehmend geringere Froude-Zahlen als $Fr = 1$. Nach der Hypothese von GRANT müssten alle Messpunkte oberhalb seines Kriteriums liegen, da bei den dargestellten Messungen das Geschiebe in Bewegung war. Die Auswertung der querschnittsgemittelten Messungen in Abb. 6.12 zeigt, dass es keinen Zusammenhang zwischen der dimensionslosen hydraulischen Kennzahl Fr und dem Gefälle I gibt. Der Transport des Materials ist hinsichtlich der Transportmechanismen unterschieden worden (siehe Kapitel 6.2.1). Der Geschiebetransport von Feinmaterial und Deckschichtmaterial findet in einem Bereich statt, der nach GRANT's Kriterium durch keine Bewegung gekennzeichnet ist.

In der Abbildung wird auch deutlich, dass die Froude-Zahlen Fr über den Gefällebereich $1\% < I < 13\%$ für beide Transportzustände ohne erkennbaren funktionalen Zusammenhang zwischen 0,3 und 0,9 liegen. Zwischen $0,05\% < I < 2\%$ scheinen die Froude-Zahlen sich mit steigendem Gefälle I dem Grenzzustand $Fr = 1$ zu nähern. Die scheinbare Beziehung ist auf die Tatsache zurückzuführen, dass in diesem Gefällebereich der Übergang von ebenen

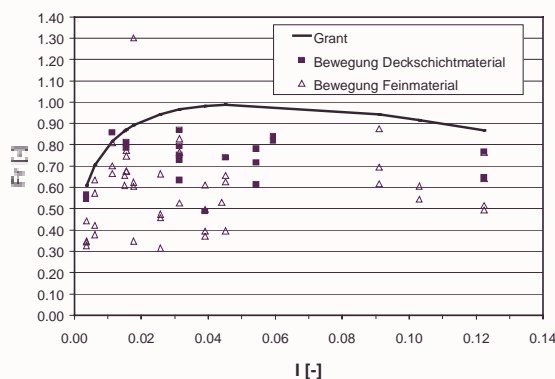


Abb. 6.12: Zusammenhang zwischen der Froude-Zahl Fr und dem Bewegungsbeginn von Sedimenten

Sohlen mit relativ großen Wassertiefen zu Flüssen mit Step-Pool Morphologie und deutlich geringeren Wassertiefen stattfindet. Während die

Fliessgeschwindigkeiten in beiden morphologischen Systemen in der gleichen Größenordnung sind, nehmen die Wassertiefen von Flüssen mit steigendem Gefälle I relativ stark ab. Aus diesen Bedingungen ergeben sich rein rechnerisch größere Froude-Zahlen Fr mit steigendem Gefälle I . Die Extrapolation dieses Phänomens auf steilere Neigungen ist jedoch nicht gültig, wie Abb. 6.12 belegt.

6.2 Sohlenstabilität steiler Gebirgsflüsse

6.2.1 Transportmechanismen

6.2.1.1 Beobachtungen im Gelände

Erfahrungsgemäß ist in den Monaten zwischen Oktober und März Niedrigwasser im Himalaya-Karakorum. Mit steigenden Temperaturen in den Einzugsgebieten setzt im späten Frühjahr die Schnee- und Gletscherschmelze ein und führt zu steigenden Wasserständen. Um den Bewegungsbeginn des Sohlenmaterials bei den Gebirgsflüssen im Projektgebiet festzustellen, wurde im April 1999 eine dreimonatige, intensive Messkampagne gestartet. Hierbei wurden die Messungen an den in Tabelle 5.1 aufgeführten Flüssen von zwei Messgruppen durchgeführt. Auf diese Weise konnten die Messintervalle verkürzt werden, so dass die Änderungen in den Abflüssen bzw. Wasserständen zwischen den einzelnen Messungen an den Pegeln relativ gering waren.

Die Festlegung des kritischen Abflusses zur Bestimmung des Bewegungsbeginns gestaltet sich bei Naturuntersuchungen weitaus schwieriger als bei Versuchen im Labor. Bei den meisten Laboruntersuchungen [MEYER-PETER/MÜLLER (1949), BATHURST (1982) etc.] wird der kritische Abfluss durch Extrapolation des bei verschiedenen Wasserständen gemessenen Geschiebetriebes auf den Nullpunkt berechnet. Andere Laboruntersuchungen [GESSLER (1965), SUSZKA (1991) etc.] bestimmen den Bewegungsbeginn durch Anwendung statistischer Methoden. Der kritische Abfluss ist erreicht, wenn eine bestimmte Bewegungswahrscheinlichkeit der Partikel überschritten ist. Bei Feldmessungen im Gelände hingegen findet man keine idealen Messbedingungen vor, die Abflüsse sind von Natur aus vorgegeben und erst wieder mit der nächsten Jahresabflussganglinie reproduzierbar. Darüber hinaus ist die visuelle Beobachtung der Geschiebetransportprozesse eingeschränkt. Insbesondere die Vorgänge im sohnahen Bereich können lediglich bei niedrigen Wasserständen beobachtet werden, bei denen aber kaum Transport stattfindet. Aus diesem Grund stützen sich die Naturbeobachtungen im Wesentlichen auf die Erfahrungen während der Messungen, die Analyse der durchgeführten Geschiebeprobe sowie indirekte Verfahren wie den Vergleich von Querprofilen und den Einsatz von Tracern.

Zu Beginn der Messkampagne wurde bei der großen Mehrheit der Stationen kein Transport festgestellt. Über mehrere Messungen hinweg blieb der Geschiebefangkorb an den verschiedenen Messlotrechten der Querschnitte leer, obwohl die Wasserstände bereits deutlich gestiegen waren und über dem kritischen Wert von SHIELDS (1936) lagen. Der kritische Abfluss des Bewegungsbeginns war noch nicht erreicht.

Entgegen den Erwartungen bestanden die ersten Geschiebeprobe lediglich aus feinem kiesigem Material mit Durchmessern zwischen 2 mm und 8 mm. Ein weiteres Charakteristikum des feinen Sedimentes war die kantige Kornform. Abb. 6.13 zeigt beispielhaft die Gleichförmigkeit des transportierten Feinmaterials der Flüsse Duber Khwar und Summar Gah im Vergleich. Mit steigenden Wasserständen änderte sich die Zusammensetzung des transportierten Materials kaum, lediglich die Masse des gleichförmigen Geschiebes nahm zu. Dieses Phänomen konnte an jedem Messpunkt festgestellt werden, unabhängig von der Zusammensetzung der Deckschicht, dem Gefälle, der Größe des Einzugsgebietes oder anderen topographischen und geologischen Randbedingungen des Flusslaufes.



Abb. 6.13: Transportiertes Feinmaterial der Flüsse Duber Khwar und Summer Gah

Die merkliche Zunahme der Tagestemperaturen im Monat Juni führte zu einem weiteren Zuwachs der Abflüsse, die eine erste Spitze in der Jahresabflussganglinie zur Folge hatte. Die Flüsse erreichten Wasserstände, welche im Bereich des bordvollen Abflusses lagen. Mit diesem Abflusszustand änderte sich auch die Kornzusammensetzung der Geschiebeproben. Neben dem Transport von Feinmaterial wurden erstmals Steine mit einer Größenordnung der Korndurchmesser $d > 32/64$ mm gefangen. Mit wachsender Strömungsbelastung wurden zunehmend mehrere Steine und Blöcke bewegt. Wie in Abb. 6.14 beispielhaft zu sehen ist, sind die transportierten Steine durch die Strömungsbeanspruchung stark abgerundet. Der größte gemessene Block wies einen Durchmesser der mittleren Achse von $d = 230$ mm auf. Dieses Maß entspricht der Breite des B-69 mit 250 mm und verdeutlicht auch die Anwendungsgrenzen des mobilen Geschiebefängers. Die Größe des transportierten Sedimentmaterials liegt in diesem Stadium in der Größenordnung des Korndurchmessers bei 50% Siebdurchgang der Deckschicht der Flüsse (Abb. 6.14).

Daraus folgt, dass die Deckschichtbewegung begonnen hat. Die Bewegung des Deckschichtmaterials findet in Form von Impulsen statt. Aufgrund der bereits bei GÜNTER (1971) festgestellten turbulenzbedingten Schwankungen in der maximalen momentanen Schubspannung werden die Blöcke mit den Schubspannungsspitzen transportiert. Durch den Impuls werden die Blöcke bewegt und geben diesen an unterstrom liegende Steine der Deckschicht weiter, welche dadurch ebenfalls in Bewegung geraten. Die Bewegungsenergie wird durch die Reibung an den Steinen der Deckschicht verbraucht und führt zu einer Ruhelage der Sedimente in der Kornstruktur der Deckschicht. Das Aufeinanderprallen der Blöcke ist mit einer enormen Lautstärke verbunden, die deutlich am Ufer zu hören ist. Steigt der Wasserstand in diesem Bewegungszustand, ist eine Erhöhung der Frequenz der Impulse festzustellen. Bei Beginn der Deckschichtbewegung erfolgen die Impulse in ca. 5 - 10 Minuten Abständen. Bei einer relativ geringen Steigerung des Abflusses verkürzen sich die Abstände auf 2 - 5 Minuten. Dies deutet darauf hin, dass es ähnlich dem Bewegungsbeginn von gleichförmigem Material (SHIELDS 1936) einen unteren Schwellenwert ($\tau_{*c}=0,03$) sowie einen oberen Schwellenwert ($\tau_{*c}=0,06$) des Bewegungsbeginns gibt, deren Differenz geringfügig ist.

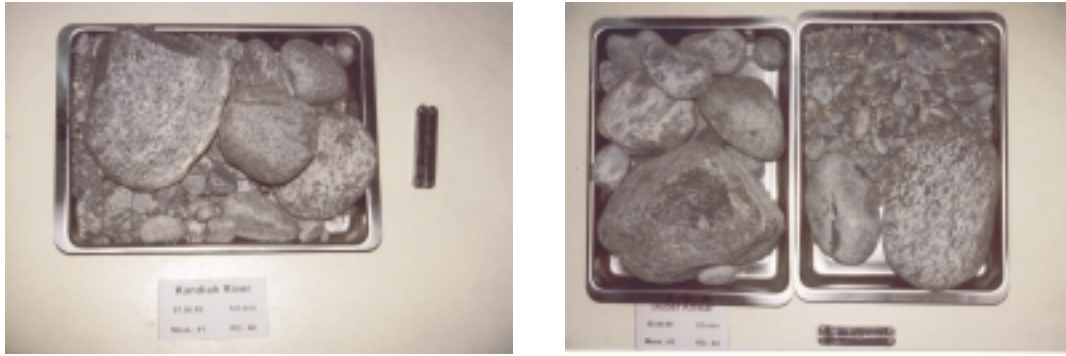


Abb. 6.14: Transportiertes Deckschichtmaterial der Flüsse Kandia und Duber Khwar

Der beschriebene kritische Zustand der Deckschichtbewegung trat nur in wenigen Fällen der Messungen auf. Die große Mehrzahl der Messungen lag im Bereich des Transportes von Feinmaterial. Zwischen diesen beiden Transportarten gab es eine Art Übergangsbereich, bei dem es vereinzelt zur Mischung von Steinen größeren Durchmessers ($10 \text{ mm} < d < 30 \text{ mm}$) mit dem feinen Material gekommen ist. Es konnte auch festgestellt werden, dass der Zustand der Bewegung der Deckschicht mit sinkenden Wasserständen wieder in den Zustand des Transportes von Feinmaterial wechselte. Hieraus lassen sich im Wesentlichen drei Zustandsformen der Sohle hinsichtlich der Stabilität unterscheiden.

- Deckschicht ohne Transport
- Transport von Feinmaterial
- Transport von Deckschichtmaterial

6.2.1.2 Kriterien zum Bewegungsbeginn der Transportmechanismen

Um die qualitativen Beobachtungen während der Messungen in quantitative Größen umzuformen, wurden die Ergebnisse der Siebanalysen der Geschiebeprobe näher untersucht. Abb. 6.15 zeigt die Transportmechanismen graphisch in Form der Kornverteilungskurven zweier Geschiebeprobe im Vergleich zur Siebkornanalyse der Deckschicht des Flusses. Darin wird bereits deutlich, dass es sich beim Feinmaterial um gleichförmiges Sediment handelt, welches ungefähr um den Faktor 20 kleiner ist als die Deckschicht des Flussbettes. Die Verteilungsfunktion der Geschiebeprobe bei Bewegung der Deckschicht zeigt den Transport ungleichförmigen Materials, bei dem der Gewichtsanteil der groben Fraktion zu einer deckschichtartigen Verteilungsfunktion führt. Darüber hinaus überschneidet die dargestellte Siebanalyse der Geschiebeprobe die Gewichtskornverteilung der Deckschicht des Bettes und weist einen Korndurchmesser $d_{50} \approx 150 \text{ mm}$ in der gleichen Größenordnung auf. Die gewichtsmäßige Zunahme der groben Fraktion ist mit einer deutlichen Steigerung der transportierten Masse verbunden, wie in den nachfolgenden Erläuterungen zu sehen ist.

Aus den beiden in der Natur festgestellten Transportmechanismen ergeben sich hinsichtlich der Stabilitätsbetrachtung der Sohle zwei kritische Zustände:

- Bewegungsbeginn von Feinmaterial
- Bewegungsbeginn von Deckschichtmaterial

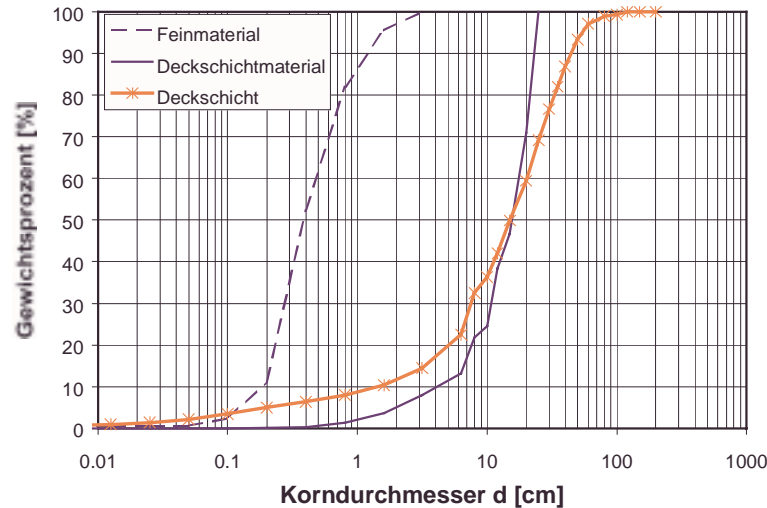
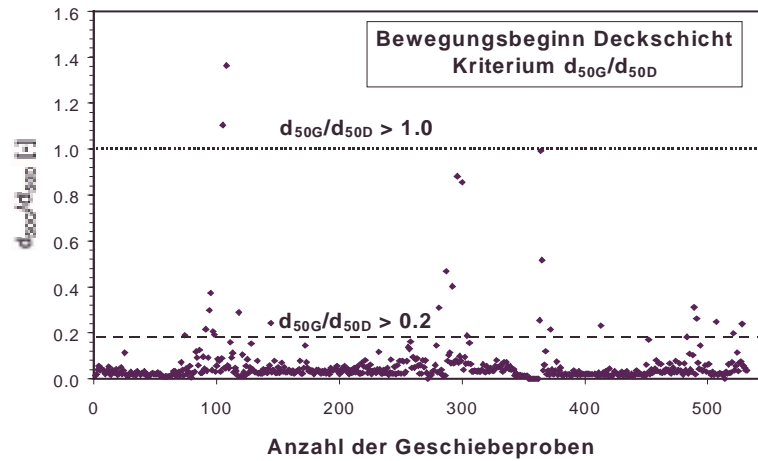
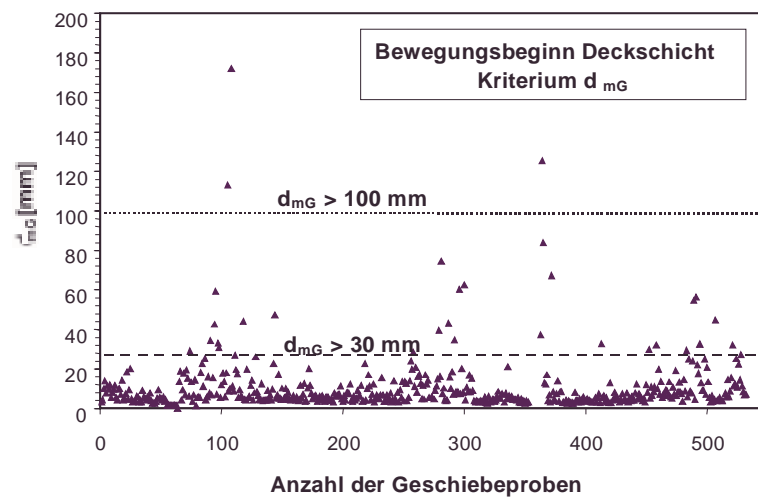
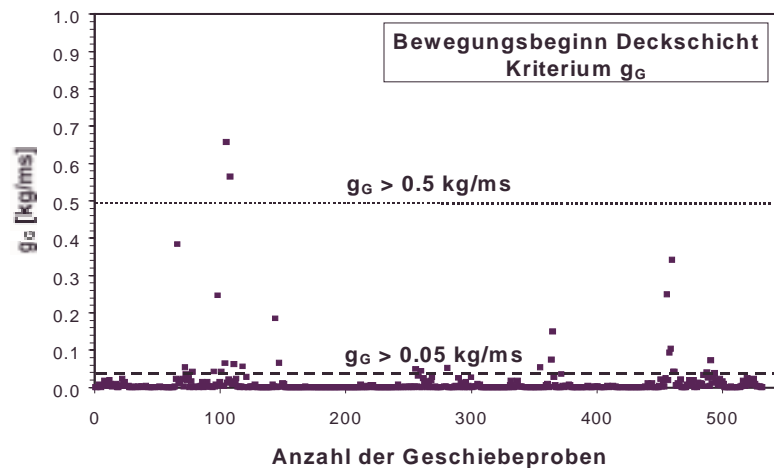


Abb. 6.15: Repräsentative Siebkurven der gemessenen Geschiebemischungen für die Transportmechanismen in Gebirgsflüssen im Vergleich zur Deckschicht

Zur Festlegung des Bewegungsbeginns des Feinmaterials wurde im Rahmen dieser Arbeit sowohl der maximale Abfluss ohne Transport als auch der minimale Abfluss mit dem geringsten gemessenen Transport von feinen Sedimenten berücksichtigt. Diese Vorgehensweise erscheint pragmatisch, ist aufgrund möglicher Einflüsse instationärer Abflussbedingungen sowie zu erwartender Messungenauigkeiten während Naturmessungen gerechtfertigt. Dies erklärt auch, warum bei wenigen Flüssen der maximale Abfluss ohne Transport geringfügig über dem minimalen Abfluss mit dem geringsten Transport von Feinmaterial lag.

Der Bewegungsbeginn des Deckschichtmaterials ist komplexer und kann nur unter Zuhilfenahme der gemessenen Geschiebeprobe beschrieben werden. Als wesentliche Parameter dienen hierbei die Kornverteilung des transportierten Geschiebes und der Deckschicht des Flusses sowie die transportierte Trockenmasse g_G . Abb. 6.16 zeigt den wichtigsten Parameter, das Verhältnis zwischen d_{50G} aller gemessenen Geschiebeprobe und d_{50D} der Deckschicht des betroffenen Flusses. Wie in der Abbildung zu sehen ist, kann der dimensionslose Parameter d_{50G}/d_{50D} mit einem unteren und einem oberen Schwellenwert angegeben werden. Die Mehrzahl der Proben liegt unterhalb des unteren Grenzverhältnisses $d_{50G}/d_{50D} < 0,20$. Im Mittel liegt das Verhältnis d_{50G}/d_{50D} bei 0,04. Bei einem durchschnittlichen d_{50D} der Deckschicht von ca. 150 mm, ergibt sich ein d_{50G} von 6 mm. Bei diesem Verhältniswert wird deutlich, dass die Stabilität der Deckschicht weder beeinträchtigt noch gefährdet wird. Der Bereich zwischen dem unteren und dem oberen Schwellenwert kennzeichnet den Bewegungsbeginn der Deckschicht und wird nur von wenigen Messungen erreicht (Abb. 6.16). Das Geschiebematerial hat noch nicht die gleiche Kornverteilung wie die Deckschicht selbst, größere Steine und Blöcke werden durch die Strömung in Bewegung gesetzt. Die obere Grenze der Bewegung ist erreicht, wenn der Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang der Geschiebeprobe annähernd gleich groß ($d_{50G}/d_{50D} \cong 1,0$) oder sogar größer ist als der Durchmesser der Deckschicht. Der Zustand der Deckschicht in Bewegung oberhalb des oberen Schwellenwertes von 1,0 wurde bei den Naturmessungen lediglich zweimal erreicht.

Abb. 6.16: Kornverteilungsverhältnis d_{50G}/d_{50D} der gemessenen GeschiebeprobenAbb. 6.17: Maßgebender Korndurchmesser d_{mG} der GeschiebeprobenAbb. 6.18: Gemessene Geschiebemasse g_G der Geschiebeproben

Als weiteres Kriterium wurde der nach MEYER-PETER/MÜLLER (1949) definierte maßgebende Korndurchmesser d_m der Geschiebemischung untersucht (Abb. 6.17). Hierbei zeigte sich, dass wiederum ein unterer und oberer Schwellenwert angegeben werden kann. Der untere Schwellenwert zur Beschreibung der beginnenden Bewegung der Deckschicht wurde aufgrund der Ergebnisse der vorliegenden Untersuchung auf 30 mm gesetzt. Dieser Wert stellt einen unteren Korndurchmesser dar, der bereits als Bestandteil der weiten Sieblinie der Sohlendeckschicht gezählt werden kann. Fraktionen dieser Größenordnung bilden gemeinsam mit den groben Elementen die Kornstruktur der Deckschicht. Liegt der maßgebende Korndurchmesser der Probe bereits über dem oberen Schwellenwert von 100 mm, so kann davon ausgegangen werden, dass sich die Deckschicht des Flussbettes bereits in Bewegung befindet.

Aufgrund der in Kapitel 6.2.1.1 beschriebenen Impulse während der Deckschichtbewegung ist nicht gewährleistet, dass innerhalb einer fünfminütigen Geschiebemessung eine Schubspannungsspitze eintritt, welche eine Impulsbewegung grober Deckschichtfraktionen auslöst. Während des beginnenden Transportes des Deckschichtmaterials wird jedoch eine vielfach größere Geschiebemenge der kleineren Fraktionen bewegt, als es beim typischen Transport des Feinmaterials der Fall ist. Deshalb ist der gemessene Geschiebetrieb als weiteres wichtiges Kriterium zur Charakterisierung der beginnenden Deckschichtbewegung zu werten. Abb. 6.18 stellt diesen Sachverhalt graphisch dar. Hierbei wurde die Sammeleffizienz des Geschiebefängers nicht berücksichtigt. Für den Bewegungsbeginn der Deckschicht wurde als unterer Schwellenwert ein Geschiebetransport pro Meter Breite in der Höhe von 0,05 kg/ms angesetzt. Als oberer Schwellenwert kann ein zehnfach größerer Wert von 0,5 kg/ms angesehen werden, welcher bei den Messungen nur zweimal erreicht wurde und identisch ist mit den Spitzen des Kriteriums d_{50G}/d_{50D} . Zusammenfassend können folgende Richtwerte für den Bewegungsbeginn sowie die absolute Bewegung des Deckschichtmaterials angegeben werden:

Tabelle 6.1: Kriterien zur Beschreibung des Bewegungsbeginns und der Bewegung von Deckschichtmaterial in natürlichen Gebirgsflüssen

Kriterium	Bewegungsbeginn	Bewegung
d_{50G}/d_{50D} [-]	$d_{50G}/d_{50D} > 0,20$	$d_{50G}/d_{50D} > 1,0$
d_{mG} [mm]	$d_{mG} > 30$	$d_{mG} > 100$
g_G [kg/sm]	$g_G > 0,05$	$g_G > 0,5$

Wie bereits in den Darstellungen der Abb. 6.16 bis 6.18 zu sehen ist, dürfen die formulierten Schwellenwerte nicht als absolute Grenzwerte verstanden werden, welche den Transportmechanismus festlegen. Zwischen den verschiedenen Zustandsformen der Flusssohle gibt es Übergangsformen, die sich in der Kornverteilung der Geschiebemischungen widerspiegeln. Im Folgenden werden beispielhaft die Geschiebemessungen des Gebirgsflusses Duber Khwar an der Messlotrechten in Flussmitte bei aufeinander folgenden Tagen dargestellt. Sie zeigen die Entwicklung der Kornzusammensetzung beim Übergang des Transportes von Feinmaterial hin zu Deckschichtmaterialien in verschiedenen Stadien:

- Stadium A: Bewegungsbeginn von Feinmaterial, 10.04.1999
- Stadium B: Übergang von Feinmaterial zu Deckschichtmaterial, 27.05.1999
- Stadium C: Bewegungsbeginn von Deckschichtmaterial, 28.05.1999
- Stadium D: Bewegung von Deckschichtmaterial, 08.06.1999

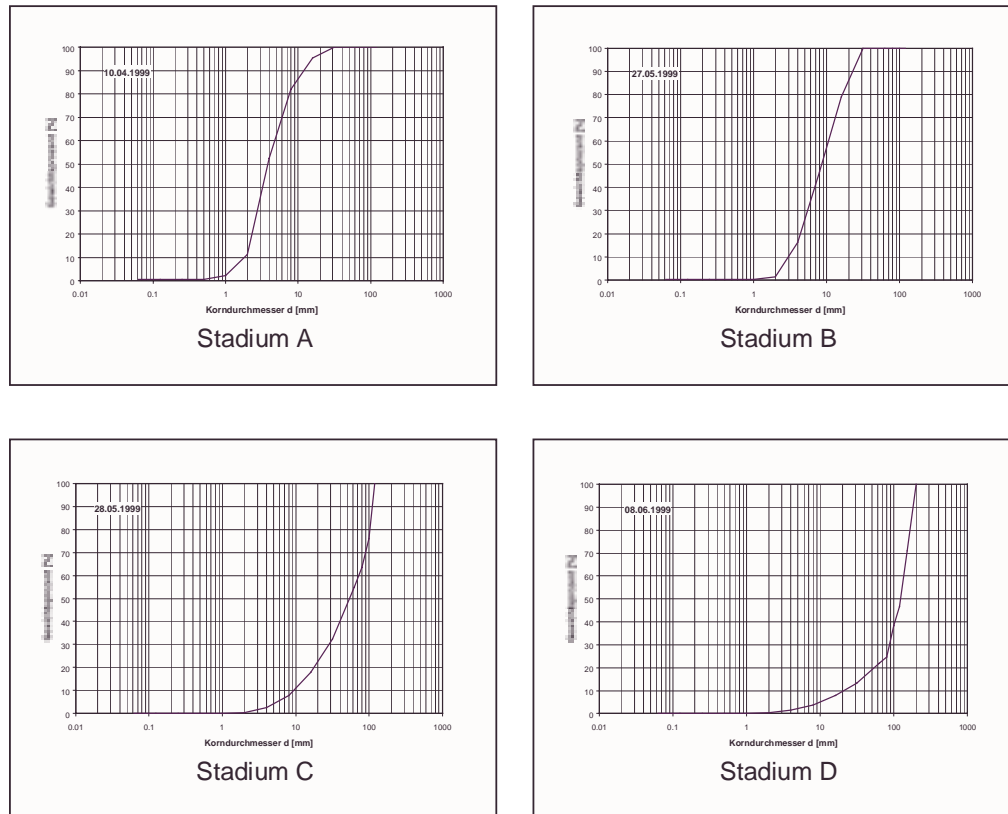


Abb. 6.19: Entwicklungsstadien der Kornzusammensetzung beim Übergang des Transportes von Feinmaterial hin zu Deckschichtmaterialien in einer Messlotrechten am Beispiel des Flusses Duber Khwar

Die Bewegung der Deckschicht bedeutet eine Umstrukturierung der Sohlenoberfläche. Die Veränderung des Korngerüstes kann insgesamt zu einer Destabilisierung der Sohle führen, bei der sowohl die Deckschicht als auch das darunter liegende Unterschichtmaterial gefährdet sind. Deshalb ist dieser Transportmechanismus als der kritische für die Sohlenstabilität von Hochgebirgsflüssen anzusehen. Der Transport von Feinmaterial in der Größenordnung von Millimetern kann die miteinander verzahnten Steine und Blöcke der Deckschichtstruktur mit mittleren Korndurchmessern bis zu $d_{90} \approx 800$ mm nicht gefährden. Aus diesem Grund wurden in der vorliegenden Arbeit die erhobenen Daten hinsichtlich des vorhandenen Transportmechanismus getrennt und in den folgenden Kapiteln jeweils mit den im Schrifttum vorhandenen Ansätzen verglichen.

6.2.1.3 Dreidimensionale Effekte

Die diskutierten Transportmechanismen der Sedimente in Gebirgsflüssen sind den dreidimensionalen Effekten der Strömung unterworfen. Der ausgeprägte dreidimensionale Strömungscharakter in Flüssen in Gebirgsregionen hat einen maßgebenden Einfluss auf die Bewegungen von Sedimenten an der Sohlenoberfläche.

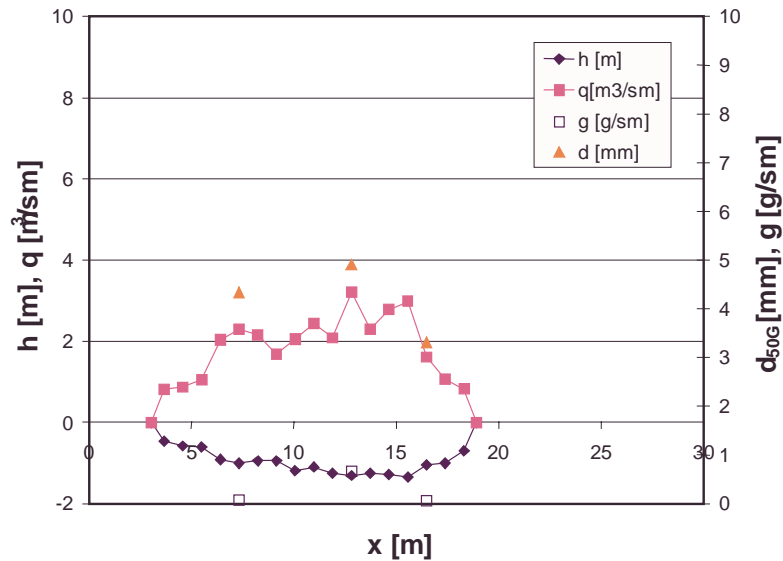


Abb. 6.20: Verteilung der hydraulischen und sedimentologischen Größen beim Transport von Feinmaterial in einem Querschnitt, Duber Khwar 07.06.2000

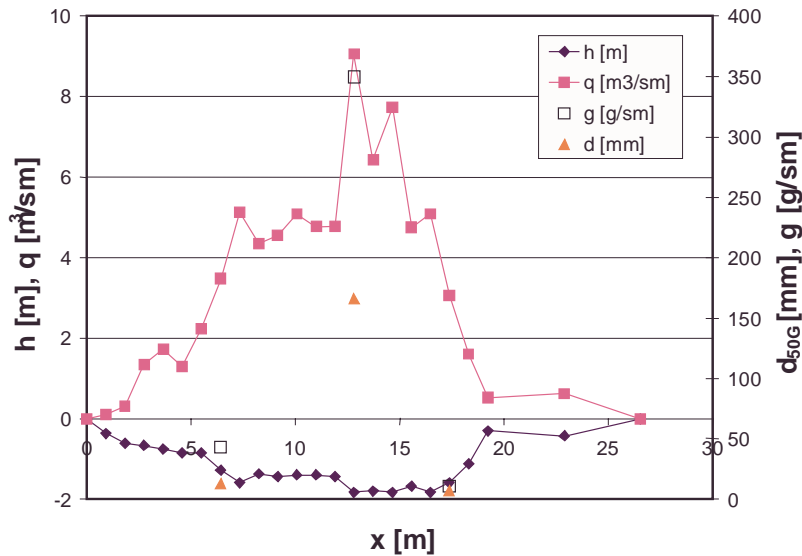


Abb. 6.21: Verteilung der hydraulischen und sedimentologischen Größen beim Transport von Deckschichtmaterial in einem Querschnitt, Duber Khwar 08.06.1999

Bei der beginnenden Bewegung von Feinmaterial wurde festgestellt, dass sich die feinen Körnungen lediglich im Bereich des größten Strömungsangriffes im Flussschlauch bewegten. Im Falle von kompakten Querschnittsformen, wie sie für steile Gerinne ($2\% < I < 15\%$) typisch sind, fand der Transport an der Stelle der größten Wassertiefe auf einer Breite von nur wenigen Metern statt. Zu beiden Seiten des aktiven Streifens des Geschiebetriebes fand kein Transport statt.

Ein ähnliches Verhalten zeigte sich beim beginnenden Transport des Deckschichtmaterials. Während in Flussmitte im Bereich der größten Wassertiefen und Geschwindigkeiten Steine und Blöcke transportiert wurden, wurde in den Randbereichen eine Mischung aus mittel- bis feinkiesigem Material bewegt.

Die Abbildungen 6.20 und 6.21 verdeutlichen die Dreidimensionalität der Strömung sowie deren Einfluss auf den Geschiebetransport für beide Transportmechanismen. Auf der x-Achse ist der Querschnitt der Flüsse mit dem Wasserstand während der Messung dargestellt. Auf der y-Achse ist der spezifische Abfluss q , die gemessenen Geschiebetransportrate g_G sowie der Korndurchmesser d_{50G} der Geschiebemischung abgebildet. In Flussmitte fallen die Maxima der hydraulischen Parameter h und q mit den Maxima der sedimentologischen Größen zusammen. An den seitlichen Drittelpunkten des Querschnittes sind die transportierte Masse und die Korngröße aufgrund des geringeren Strömungsangriffes reduziert.

Die Messungen belegen, dass in der Natur dreidimensionale Effekte eine wichtige Rolle für die Sohlenstabilität und den Geschiebetransport spielen. Dieser Effekt sollte für die Beurteilung der Transportprozesse Berücksichtigung finden. Deshalb werden im Rahmen dieser Arbeit neben einer querschnittsgemittelten eindimensionalen Analyse auch dreidimensionale Effekte untersucht. Um der Dreidimensionalität Rechnung zu tragen, wurden die Daten getrennt nach Gl. (5.8) als querschnittsgemittelte integrierte Größen sowie nach Gl. (5.7) als Messwerte in den Lotrechten ausgewertet.

6.2.2 Vergleich der Messdaten mit bekannten Stabilitätskriterien

6.2.2.1 Vergleich mit klassischen Ansätzen

Die beiden klassischen Ansätze von SHIELDS (1936) und MEYER-PETER/MÜLLER (1949) gehen von gleich- bzw. ungleichförmigem Material in lockerer Lage aus. Da bei den Laborversuchen die Entwicklung von Deckschichten nicht berücksichtigt wurde, ist das Ausgangsmaterial identisch mit dem Sohlenmaterial an der Oberfläche. Die Deckschicht von Hochgebirgsflüssen ist in direktem Kontakt mit dem Wasser und bestimmt die Wechselwirkung zwischen Strömung und Sohle. Betrachtet man vereinfachend die Kornzusammensetzung der Sohlenoberfläche als lockere Lagerung, können die Kornparameter bei 50% Siebdurchgang d_{50D} und der maßgebende Durchmesser d_{mD} der Deckschicht in die Ansätze eingesetzt werden. Abb. 6.22 und Abb. 6.23 zeigen die getrennte Auswertung der querschnittsgemittelten Felddaten hinsichtlich Bewegungsbeginn von Feinmaterial und Deckschichtmaterial.

Aufgrund des größeren Durchmessers des maßgebenden Durchmessers d_{mD} gegenüber dem d_{50D} sind die berechneten kritischen Werte nach MPM etwas geringer als bei Anwendung des Shields-Ansatzes. Dies ändert allerdings nichts an der allgemeinen Charakteristik der klassischen Ansätze im Vergleich zu den Messdaten.

Der Bewegungsbeginn von Feinmaterial findet bei den meisten Flüssen bei Shields-Parametern zwischen 0,03 und 0,08 statt. In beiden Abbildungen wird deutlich, dass der für die Sohlenstabilität kritische Bewegungsbeginn des Deckschichtmaterials bei weitaus höheren dimensionslosen Froude-Zahlen des Kornes liegt. Es werden Werte $0,07 < \tau_{*c} < 0,2$ erreicht. Diese Werte überschneiden sich mit den Versuchsergebnissen von CAO (1985) und SUSZKA (1987), auf die gesondert in Kapitel 6.2.4 eingegangen wird. Die Korn-Reynolds-

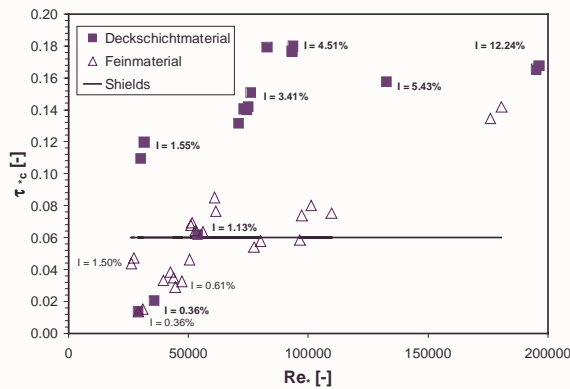


Abb. 6.22: Vergleich der Messdaten mit SHIELDS

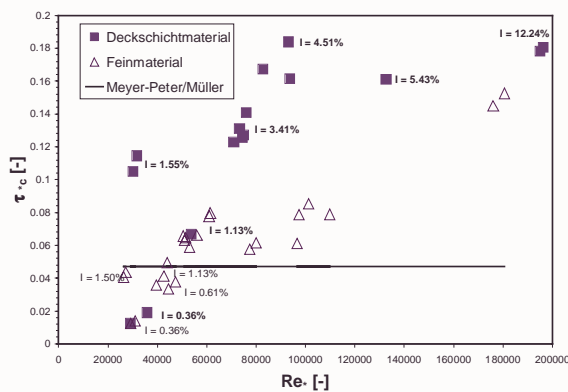


Abb. 6.23: Vergleich der Messdaten mit MPM

Zahlen Re_* erreichen wegen der hohen Schubspannungsgeschwindigkeiten u sowie der Dimensionen des anstehenden Sohlenmaterials d Werte, die Zähigkeitseinflüsse bei der Umströmung der Körner ausschließen.

Die kritischen Shields-Parameter sind eine Funktion des Gefälles I . Je größer das Gefälle des Flusses, desto größer ist der kritische Wert des Shields-Parameters bei einsetzendem Geschiebetransport, bei dem Steine und Blöcke in Bewegung gesetzt werden. Die Vernachlässigung dieses Phänomens führt bei der Anwendung der klassischen Ansätze zum Transport, obwohl in Natur weder Fein- noch Deckschichtmaterial transportiert werden.

Flüsse mit geringem Gefälle $I < \text{ca. } 1\%$ können in einer ersten Abschätzung durchaus mit den klassischen Ansätzen zum Bewegungsbeginn berechnet werden. Dies konnte auch durch die Untersuchungen von KOLL

UND DITTRICH (1999) nachgewiesen werden. Darin lieferte der Ansatz nach MPM für eine Rheinstrecke mit weitgehend locker gelagertem Material eine gute Näherung für den durch Extrapolation von Geschiebemessungen bestimmten Bewegungsbeginn.

6.2.2.2 Vergleich mit Deckschichtansätzen

Bei den Verfahren zur Berechnung der Bettstabilität im Grenzzustand wird bei einer Reihe von Methoden die durch die Deckschicht bedingte Veränderung des Shields-Parameters mittels eines Koeffizienten berücksichtigt. Während GÜNTER (1971) mit dem Faktor λ arbeitet, verwendet SCHÖBERL (1979, 1991) den Term $a \cdot Fr_g^2$. Wie bereits in Kapitel 3.2.2 näher erläutert, enthalten beide Koeffizienten den maßgebenden Durchmesser d_{mA} der Ausgangsmischung. Im Falle von grobkiesigen Elementen bis hin zu Blöcken kann die Ausgangsmischung praktisch nicht gemessen werden. Wie die Abb. 5.10 belegt, ist das bei den Flüssen entnommene Unterschichtmaterial nicht repräsentativ für die sogenannte Ausgangsmischung. Deshalb ist die Anwendung von Ansätzen, welche auf der Kornverteilung des Ausgangsmaterials basieren, für Flüsse mit grobkiesigem Bettmaterial nicht geeignet.

Im Folgenden soll dieser Sachverhalt beispielhaft für den Ansatz von GÜNTER (1971) aufgezeigt werden. Da lediglich die Kornparameter des Unterschichtmaterials mit fehlender Grobfraction vorhanden sind, werden diese in erster Näherung für die Ausgangsmischung verwendet. Der Koeffizient λ (Gl. (3.23)) nimmt Werte zwischen 0,04 und 0,1 an, da die Verhältnisswerte d_{mD}/d_{max} und d_{mA}/d_{max} bei ca. 0,1 und 0,01 liegen. Damit wird der kritische

Shields-Parameter 0,047 der Vergleichsschubspannung bei gleichförmigem Material drastisch reduziert. Wie in Abb. 6.24 zu sehen ist, werden weder der kritische Zustand für die Bewegung von Fein- noch von grobem Deckschichtmaterial mit dem Ansatz nach GÜNTER beschrieben. Dementsprechend ist zu erwarten, dass der Berechnungsansatz nach SCHÖBERL ebenfalls keine Übereinstimmung mit den gemessenen Daten ergibt, da der Kornstrukturkoeffizient a_g ähnlich aufgebaut ist wie Günters λ . Nach Abb. 3.6 variieren die Shields-Parameter bei SCHÖBERL durch Berücksichtigung des Faktors $a \cdot Fr_g^2$ zwischen 0,03 und 0,06, was für die vorliegenden Daten höchstens für Feinmaterial gültig wäre.

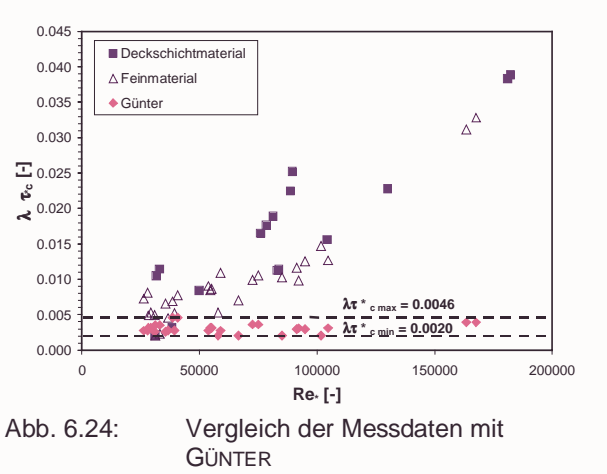


Abb. 6.24: Vergleich der Messdaten mit GÜNTER

Die Berechnung der maximalen Bettstabilität nach CHIN hat den Vorteil, dass sie ohne Kornparameter der Ausgangsmischung aufgebaut ist. Abhängig von der Zusammensetzung der Deckschicht variiert der Shields-Parameter bei CHIN zwischen 0,04 und 0,025. Der Stabilitätszustand der Deckschicht wird durch den Parameter d_{max}/d_{50D} ausgedrückt. Dem Ansatz liegt die Annahme zugrunde, dass der Kornparameter im Zustand der maximalen Stabilität den Grenzwert 1,8 annimmt. Wie bereits SCHÖBERL (1991) festgestellt hatte, zeigt Abb. 6.25, dass diese Voraussetzung nicht allgemein gültig ist, sondern auf die Versuchsdaten CHINS zurückzuführen ist. In den untersuchten Hochgebirgsflüssen liegt das Verhältnis des maximalen Durchmessers d_{max} zum Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang der Deckschicht d_{50D} zwischen 4 und 13. Der ursprünglich von CHIN formulierte Grenzwert wird um ein Vielfaches überschritten. Betrachtet man die Daten der Deckschichtbewegung hinsichtlich des Gefälles, kann ein leichter Trend festgestellt werden. Für Flüsse mit ausgeprägter Step-Pool-Morphologie nimmt der Parameter d_{max}/d_{50D} mit größerem Gefälle zu. Der maximale Korndurchmesser der Flüsse variiert kaum und liegt zwischen 1000 mm und 1500 mm. Der d_{50D} der Deckschicht hingegen steigt mit dem Gefälle, wodurch die Abhängigkeit des Parameters von der Flussneigung I entsteht.

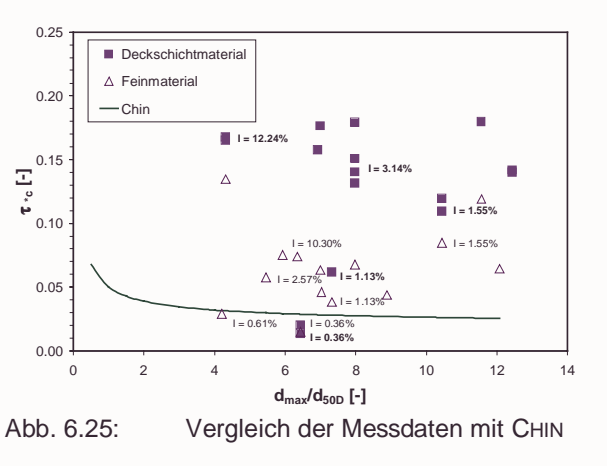


Abb. 6.25: Vergleich der Messdaten mit CHIN

Aus Abb. 6.25 wird ersichtlich, dass das Stabilitätskriterium nach CHIN für die Anwendung in Gebirgsflüssen mit steiler Neigung nicht geeignet ist. Die kritischen Zustände des Bewegungsbeginns liegen mit Ausnahme des Flusses Jildat ($I=0,36\%$) weit über dem CHIN'schen Kriterium. Die Abweichung der Daten des Deckschichtmaterialtransportes ist noch größer als die für Feinmaterial, bei der die Sohlenstabilität nicht gefährdet ist.

Aus Abb. 6.25 wird ersichtlich, dass das Stabilitätskriterium nach CHIN für die Anwendung in Gebirgsflüssen mit steiler Neigung nicht geeignet ist. Die kritischen Zustände des Bewegungsbeginns liegen mit Ausnahme des Flusses Jildat ($I=0,36\%$) weit über dem CHIN'schen Kriterium. Die Abweichung der Daten des Deckschichtmaterialtransportes ist noch größer als die für Feinmaterial, bei der die Sohlenstabilität nicht gefährdet ist.

6.2.2.3 Vergleich mit Ansätzen steiler Gerinne

Das Stabilitätskriterium von GRAF UND SUSZKA (1991) basiert auf Untersuchungen, welche insbesondere die Modifizierung des klassischen Shields-Ansatzes für steile Gefälle nach Gl. (3.37) in Betracht ziehen. Danach ist der Gefälleterm ($\cos \alpha \cdot \tan \varphi - \sin \alpha$) eine Funktion des Gefälles I und wird folglich in einen gefälleorientierten Ansatz (Gl. (3.38)) umgesetzt. Für den

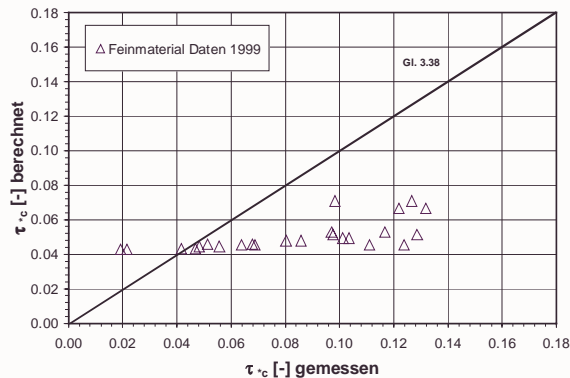


Abb. 6.26: Vergleich der Messdaten des Feinmaterials mit GRAF/SUSZKA

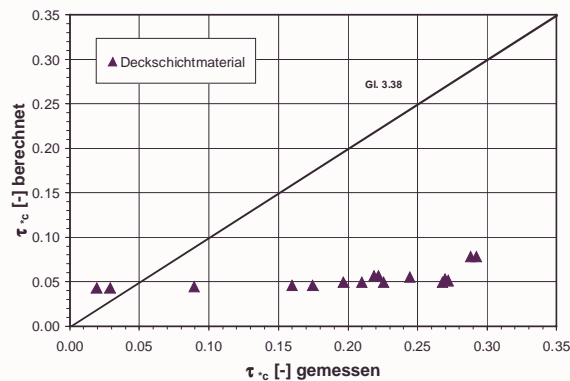


Abb. 6.27: Vergleich der Messdaten des Deckschichtmaterials mit GRAF/SUSZKA

vorliegenden Vergleich der Messdaten mit dem Kriterium von GRAF UND SUSZKA wurde der Shields-Parameter nach Gl. (3.37) berechnet. Der Reibungswinkel des Sohlenmaterials wurde mit $\varphi = 35^\circ$ für natürliche Sedimente angenommen.

Wie die Abb. 6.26 und 6.27 zeigen, liefert der Ansatz für Shields-Parameter im Bereich $0,04 < \tau_{cC} < 0,07$ eine relativ gute Anpassung für das Bewegen von Feinmaterial. Für

größere Froude-Zahlen des Kornes führt der Ansatz von GRAF/SUSZKA zu einer erheblichen Unterschätzung. Die relative Übereinstimmung der Versuchsdaten in den Laboruntersuchungen mit der Bewegung des Feinmaterials in der Natur deutet auf ähnliche Randbedingungen hin. In beiden Fällen handelt es sich um locker gelagertes Material. Während die Feinsedimente in Natur zwischen Steinen und Blöcken liegen, ist das Material im Labor bei Versuchsbeginn locker eingebaut.

Die Bestimmung der Sohlenstabilität, anhand des Bewegungsbeginns der Deckschicht festzumachen, ist mit der Methode von GRAF/SUSZKA nicht möglich, wie der Vergleich in Abb. 6.27 zeigt. Die Unterschätzung des kritischen Shields-Parameters steigt mit größer werdenden Neigungen.

Im Gegensatz zu GRAF stellt SUSZKA den Gefälleterm ($\cos \alpha \cdot \tan \varphi - \sin \alpha$) als Funktion der relativen Überdeckung h/d_{50} dar. Im Kapitel 3.2.3 wird bereits erwähnt, dass die Datengrundlage der Ansätze von GRAF/SUSZKA und SUSZKA annähernd identisch ist. Die Strömungsverhältnisse ändern sich bei größeren Neigungen. Geringere Wassertiefen sowie größere Kornzusammensetzungen des Bettes führen zu geringeren Überdeckungen h/d . Für den Vergleich der Ansätze mit den Messdaten werden wiederum die querschnittsgemittelten hydraulischen Größen verwendet.

Die Berechnung der kritischen Froude-Zahl des Kornes τ_{*c} nach SUSZKA nach Gl. (3.39) ergibt für die Bewegung von Feinmaterial wiederum eine relativ gute Übereinstimmung für $0,04 < \tau_{*c} < 0,07$. Für größere Shields-Parameter ist die Unterschätzung der Stabilität den Ergebnissen von GRAF/SUSZKA ähnlich.

Der für die Sohlenstabilität des natürlichen Gerinnes maßgebende Zustand der Deckschichtbewegung wird jedoch weder von GRAF noch SUSZKA erfasst. Abb. 6.27 und 6.29 machen die mit zunehmenden Shields-Parametern größer werdende Unterschätzung der in der Natur vorhandenen natürlichen Abpflasterungseffekte deutlich.

Für die Unterschätzung der Stabilität können im Wesentlichen zwei Gründe genannt werden, welche bei den Laboruntersuchungen unberücksichtigt blieben. Zum einen bildet sich in der Natur mit zunehmender Neigung eine Step-Pool-Morphologie aus, welche im Gegensatz zu ebenen Sohlen größere Energiedissipationen zur Folge hat (siehe Kapitel 3.1). Die auf die Sohle wirkenden Schubspannungen unter natürlichen Bedingungen sind reduziert. Zum anderen wurden bei den Versuchen Abpflasterungsprozesse vernachlässigt. Beide Effekte sind von der Neigung des Gerinnes abhängig, ihre Ausprägung sowie ihre Wirkung auf den Shields-Parameter verstärkt sich mit zunehmendem Gefälle I . Welcher Effekt von größerer Bedeutung ist, bleibt offen und bedarf einer detaillierten Analyse.

An dieser Stelle soll gezeigt werden, dass die Diskussion über die Abhängigkeit der Shields-Funktion für steile Gerinne von der Neigung I oder der relativen Überdeckung h/d im Mesomaßstab prinzipiell das gleiche physikalische Phänomen ausdrückt. Im Folgenden wird anstatt der relativen Überdeckung der reziproken Wert der relativen Rauheit d/h verwendet und anhand der veröffentlichten Daten zum Bewegungsbeginn von MIZUYAMA (1977), CAO (1985), SUSZKA (1987) und USWES (1935) analysiert. Es ergeben sich folgende empirische Zusammenhänge. Die Shields-Funktionen der bereits veröffentlichten Daten für steile Gerinne in Abhängigkeit der Neigung I und der relativen Rauheit d_{50}/h sind in Abb. 6.30 und Abb. 6.31 dargestellt und lauten:

$$\tau_{*c} = 0,148 \cdot I^{0,272} \quad (6.11)$$

$$\tau_{*c} = 0,0783 \cdot \left(\frac{d_{50}}{h} \right)^{0,282} \quad (6.12)$$

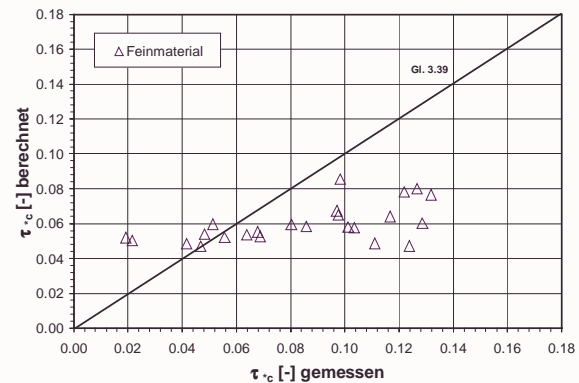


Abb. 6.28: Vergleich der Messdaten des Feinmaterials mit SUSZKA

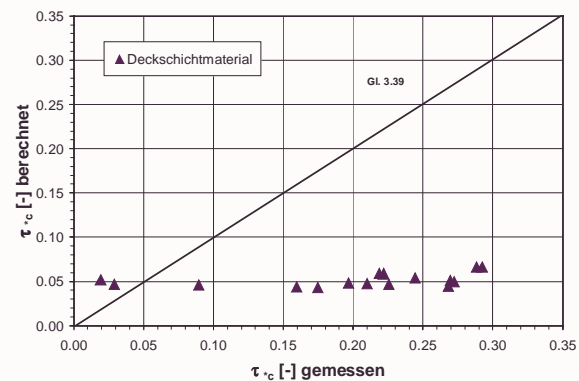


Abb. 6.29: Vergleich der Messdaten des Deckschichtmaterials mit SUSZKA

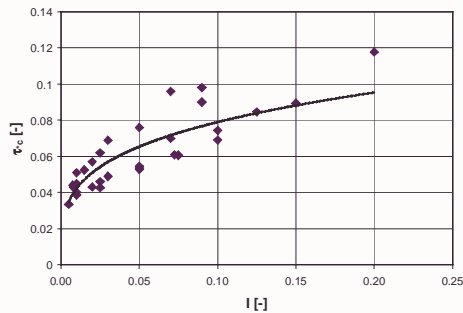


Abb. 6.30: Shields-Funktion als Funktion des Gefälles I

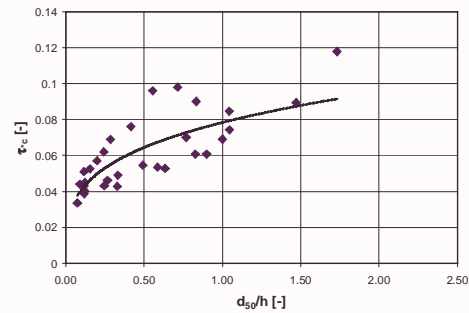


Abb. 6.31: Shields-Funktion als Funktion der relativen Rauheit d_{50}/h

Die Funktionen weisen annähernd den gleichen Exponenten auf, drücken also beide den gleichen physikalischen Prozess aus. Das Rauschen der Datenpunkte bei der aufgenommenen relativen Rauheit ist etwas größer als bei dem Parameter I , da die Festlegung des Sohlennullpunktes und damit der Wassertiefe h bei Sohlenmaterial gleicher Größenordnung zunehmend schwierig wird. Stellt man einen direkten Zusammenhang zwischen der Gerinneneigung I und der relativen Rauheit d/h her, so ist der lineare Zusammenhang der beiden Parameter sichtbar (Abb. 6.32).

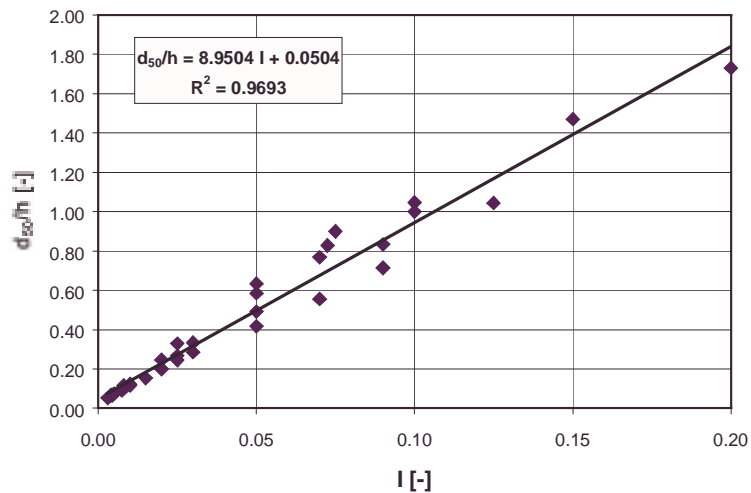


Abb. 6.32: Relative Rauheit d/h als Funktion des Gefälles I

Auf den Ansatz von ABERLE (2000) wird an dieser Stelle nicht weiter eingegangen, da der in seinem Ansatz verwendete Parameter der Standardabweichung des Sohlenlängsprofils s lediglich in Gebirgsbächen und anderen Kleingewässern praktisch umsetzbar ist.

BATHURST (1982) umgeht die Schwierigkeit bei der Messung der Wassertiefen in steilen Gerinnen und verwendet den dimensionslosen spezifischen Abfluss q_c nach Gl. (3.43). Der Parameter des spezifischen Abflusses q bietet darüber hinaus eine einfache Handhabung von hydrologischen Daten. Der Vergleich der querschnittsgemittelten Felddaten für den Transport von Fein- und Deckschichtmaterial ist in Abb. 6.33 und 6.34 zu sehen. Aufgrund der Anwendungsgrenzen der Gl. (3.43) sind für diesen Vergleich lediglich die Daten mit $I > 2\%$ dargestellt.

Der Unterschied zwischen der Methode nach BATHURST und den bereits diskutierten Verfahren ist eine erstmalige Beschreibung des Bewegungsbeginns für alle Gefällebereiche. Der dimensionslose spezifische Abfluss q_{*c} bietet in Abhängigkeit des Gefälles I die Möglichkeit, den Transportbeginn sowohl für flachere als auch sehr steile Gebirgsflüsse mit einer Formel zu beschreiben.

Der Ansatz nach BATHURST führt zu einer leichten Überschätzung der Sohlenstabilität hinsichtlich des Feinmaterials. Die in der Natur gemessenen Daten weisen leicht geringere kritische Abflüsse für den Beginn der Bewegung auf als durch den Ansatz von BATHURST berechnet. Aus der relativ guten Wiedergabe der Felddaten mit Feinkiestransport ist zu erwarten, dass der Ansatz nach BATHURST für den Bewegungsbeginn von Deckschichtmaterial bei weitaus größeren Strömungsbelastungen nicht mehr gültig ist (Abb. 6.34). Lediglich

Datensätze mit geringen dimensionslosen spezifischen Abflüssen $q_{*c} < 10$ können annähernd durch den Ansatz von BATHURST beschrieben werden.

Die relativ gute Anpassung für Feinmaterial ist ein Anzeichen für ähnliche Randbedingungen während der Versuche. Bei den verwendeten Labordaten war das Material locker gelagert. BATHURST (1987) hatte bereits darauf hingewiesen, dass bei den verwendeten Felddaten seines Ansatzes zwei kritische Abflüsse festgestellt werden konnten. Der geringere kennzeichnete den Beginn des Transportes von Feinsedimenten. Die vorliegenden Messungen des Transportmechanismus des Feinmaterials sind dem Ansatz von BATHURST ähnlich. Dies deutet darauf hin, dass der untere Schwellenwert der Felddaten bei BATHURST zur Entwicklung des Ansatzes verwendet wurde.

An dieser Stelle soll erwähnt werden, dass in dem Ansatz von BATHURST der Einfluss von unterschiedlichen Dichten der Sedimente nicht zur Geltung kommt. Die Herleitung des dimensionslosen spezifischen Abflusses q_{*c} in Gl. (3.49) belegen jedoch die Bedeutung der Rohdichte der Sedimente und sollte deshalb bei der Entwicklung eines neuen Ansatzes Beachtung finden.

Die Analyse der zu den Transportmechanismen gehörenden dimensionslosen kritischen Shields-Parameter τ_{*c} bzw. der kritischen spezifischen Abflüsse q_{*c} zeigt, dass die Stabilität von steilen Gebirgsflüssen weitaus größer ist als die in Tabelle 3.1 aufgeführten Kriterien ergeben. Die Stabilität der Deckschicht der Gebirgsflüsse erreicht Werte, die sich im Bereich

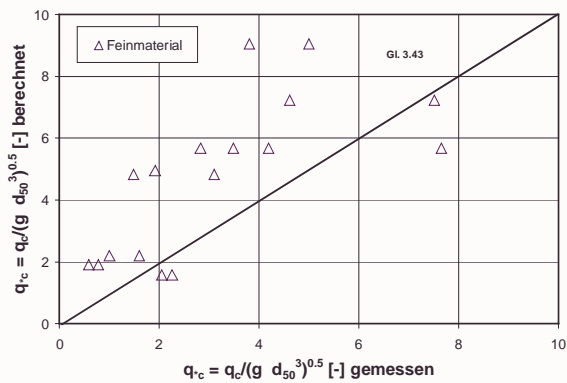


Abb. 6.33: Vergleich der Messdaten des Feinmaterials mit BATHURST

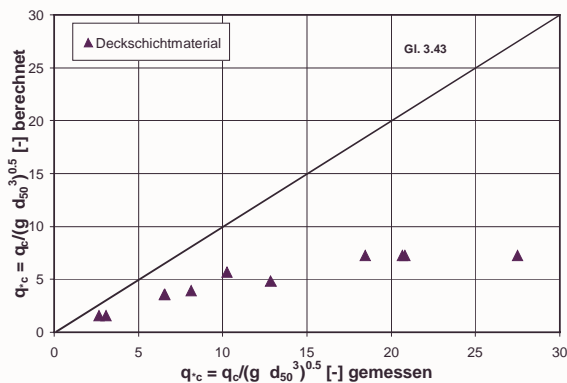


Abb. 6.34: Vergleich der Messdaten des Deckschichtmaterials mit BATHURST

der Stabilitätskriterien von Blocksteinrampen bewegen (PALT ET AL. 1999). Deshalb werden die Ansätze der Blocksteinrampen im Folgenden mit den Naturdaten verglichen.

6.2.2.4 Vergleich mit Blocksteinrampen und Deckwerken

In diesem Kapitel werden die in der Natur aufgenommenen Messdaten den labortechnisch entwickelten Stabilitätskriterien für ausgeprägte Deckschichten und steilem Gefälle (Tabelle 3.1) gegenübergestellt. Es ist zu erwarten, dass der Bewegungsbeginn von feinkiesigem Geschiebmaterial nicht mit den Stabilitätsansätzen von Blocksteinrampen beschrieben werden kann. Aus Gründen der Analogie und der Vergleichbarkeit zu den vorigen Vergleichen der Messungen zu den in Tabelle 3.1 aufgeführten Stabilitätsansätzen wird der Bewegungsbeginn von Feinmaterial und Deckschichtmaterial diskutiert.

Um eine vergleichende Darstellung aller Ansätze in einem Diagramm zu gewährleisten, mussten die Gleichungen in eine einheitliche Form gebracht werden. Als Parameter wurde der dimensionslose spezifische Abfluss q_{*c} mit Berücksichtigung der relativen Dichte s , definiert als der Quotient der Dichte des Sedimente ρ_s und des Wassers ρ , nach Gl. (6.13) gewählt. Die Dichte des Materials ist ein maßgebender Parameter für das Kräftegleichgewicht am Einzelstein und sollte deshalb berücksichtigt werden.

$$q_{*c} = \frac{q_c}{\sqrt{g \cdot (s-1) \cdot d^3}} = f(l) \quad (6.13)$$

Die Stabilitätsansätze wurden nach Gl. (6.13) umgeformt und sind in Tabelle 6.2 zusammengefasst. Da der Originalansatz nach HARTUNG UND SCHEUERLEIN eine kritische Geschwindigkeit als Stabilitätskriterium angibt, musste dieser Ansatz nach PLATZER (1997) unter Verwendung des Shields-Parameters in einen spezifischen Abfluss umgeformt werden. Die Stabilitätsansätze der anderen Autoren enthalten bereits den spezifischen Abfluss in ihren Originalangaben.

Tabelle 6.2: Zusammenstellung der Stabilitätskriterien nach Umformung gemäß Gl. (6.13)

Gleichung	Umformung	Autor
Gl. (3.52)	$q_{*c} = \frac{0,235}{\sqrt{g}} \cdot \left(\frac{1,2}{P_c}\right)^{\frac{5}{3}} \cdot (s-1)^{\frac{7}{6}} \cdot l^{-\frac{7}{6}}$	LINFORD/SAUNDERS/OLIVIER (1967)
Gl. (3.55)	$q_{*c} = 1,2 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \cos \alpha}{\sigma}} \cdot \frac{\tau_{*c} \cdot (s-1)}{l}$	HARTUNG/SCHEUERLEIN (1970)
Gl. (3.58)	$q_{*c} = \left(1,44 + \frac{0,08}{l}\right) \cdot \frac{1}{\sqrt{s-1}}$	KNAUSS (1979)
Gl. (3.60)	$q_{*c} = 0,257 \cdot l^{\frac{7}{6}}$	WHITTAKER/JÄGGI (1986)

Zum Vergleich wurde bei oben angegebenen empirischen Ansätzen mit der mittleren Rohdichte der Flusssedimente von $\rho_s = 2,79 \text{ t/m}^3$ gerechnet. Der in den Gleichungen meist verwendete äquivalente Steindurchmesser d_s wurde vereinfacht durch den d_{65} ersetzt, da nach Untersuchungen der Geometrie von Steinen (WHITTAKER UND JÄGGI 1986) $d_s = 1,06 d_{65}$ ist.

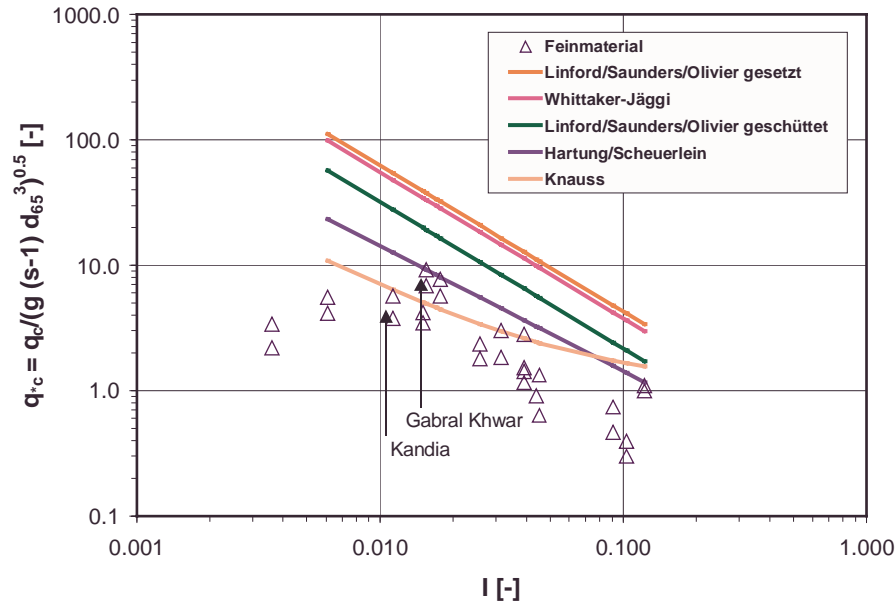


Abb. 6.35: Vergleich des gemessenen Bewegungsbeginns von Feinsediment mit Ansätzen bei ausgeprägter Deckschicht und steilem Gefälle

Der Vergleich der Messdaten mit den aus dem Schrifttum bekannten Ansätzen zur Stabilität von Blocksteinrampen mittels querschnittsgemittelter hydraulischer Parameter ist für Feinsedimente in Abb. 6.35 dargestellt. Wie zu erwarten liegen die Stabilitätsansätze der Blocksteinrampen deutlich über den gemessenen Werten des Bewegungsbeginns des Feinmaterials. Beachtenswert ist die Änderung der Stabilität als Funktion der Neigung, die in dem Diagramm sehr deutlich wird. Bei Gefällen mit $I > 1\%$ tritt eine Veränderung des Bewegungsbeginns ein. Dies belegen die Untersuchungen von GRAF und anderen Autoren (1991) zum Einfluss des Gefälles auf den Bewegungsbeginn von Sedimenten. Während der Fluss Kandia mit einer Neigung von 1,13 % und ohne Step-Pool-Morphologie ein ähnliches Stabilitätsverhalten aufweist wie die Gebirgsflüsse $I < 1\%$, zeigt der Fluss Gabral Khwar mit einer Neigung von 1,55% und ersten Ausprägungen der longitudinalen morphologischen Strukturen eine größere Stabilität. Dies deutet darauf hin, dass mit dem Gefälle die Ausprägung der Morphologie auch einen Einfluss auf die Sohlenstabilität hat.

Flüsse bei Gefällen $I > 2\%$ weisen eine prinzipielle Übereinstimmung mit den Verfahren des Schrifttums auf. Die Neigung der aufgetragenen Messdaten des Feinmaterials ist bis in den Bereich extremer Gefälle um einen bestimmten Faktor parallel verschoben, der im Folgenden noch zu bestimmen ist. Damit ist die theoretisch in Kapitel 3 abgeleitete Funktion $q_{\tau c} = C \cdot I^{-7/6}$ prinzipiell auch auf die hier vorliegenden Naturversuche anwendbar. Die Deckschicht ist zu diesem Zeitpunkt jedoch stets stabil.

Legt man zur Abschätzung der Sohlenstabilität die querschnittsgemittelten Parameter zur Beschreibung des Deckschichttransportes zugrunde, ist wiederum das gleiche Phänomen wie beim Transport von Feinsedimenten festzustellen. Die Messpunkte mit geringen Neigungen $I < \text{ca. } 1\%$ und ohne Ausbildung von Step-Pools weichen vom Trend der Flüsse größerer Gefälle ab. Die Punkteschar der steilen Gewässer ist in der gleichen Weise geneigt wie die Ansätze der Blocksteinrampen. Die Daten liegen zwischen den Ansätzen von LINFORD/SAUNDERS/OLIVIER für Blocksteinrampen in lockerer Bauweise und dem Kriterium nach HARTUNG/SCHEUERLEIN. Die Anwendung der Stabilitätsgleichung nach KNAUSS führt zu

einer Unterschätzung. Die Verwendung des Ansatzes von WHITTAKER/JÄGGI und LINFORD/SAUNDERS/OLIVIER in gesetzter Bauweise hätte nach Abb. 6.36 eine Überschätzung der Sohlenstabilität von Gebirgsflüssen zur Folge.

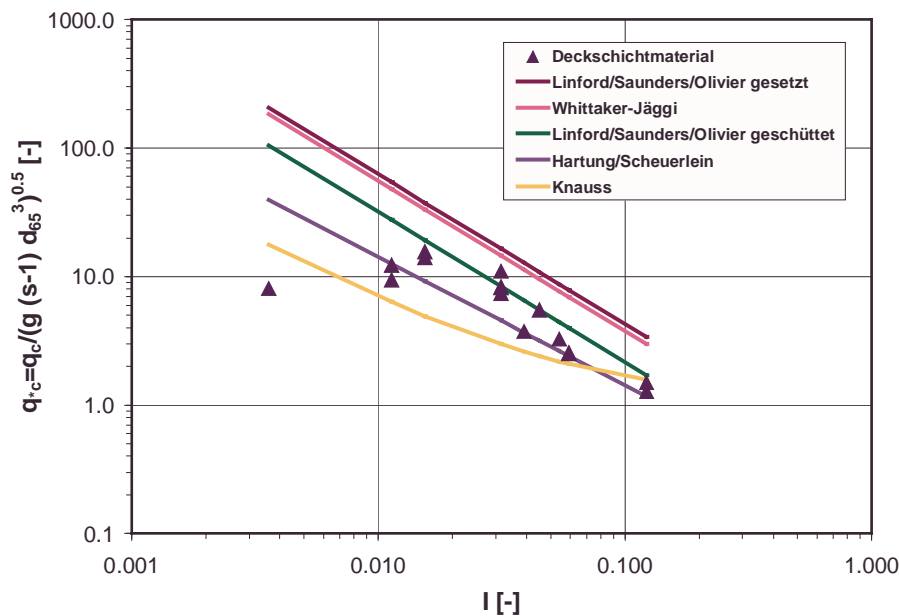


Abb. 6.36: Vergleich des gemessenen Bewegungsbeginns von Deckschichtmaterial mit Ansätzen bei ausgeprägter Deckschicht und steilem Gefälle

Wie in Tabelle 6.2 zu sehen ist, weichen die Gleichungen von HARTUNG/SCHEUERLEIN und KNAUSS von der in Gl. (3.49) beschriebenen Funktion ab, das Flussgefälle weist einen Exponenten des Gefälles I in der Größenordnung von -1 auf. Die daraus resultierenden Abweichungen zum theoretischen Wert $I^{-7/6}$ sind bei extrem großen Gefällebereichen $I > 20\%$ geringfügig, bei Neigungen $1\% < I < 10\%$ ist die Differenz jedoch beträchtlich. Da die Gebirgsflüsse meist im letztgenannten Bereich liegen, wird im Folgenden auf den Vergleich der Messungen zu LINFORD/SAUNDERS/OLIVIER detailliert eingegangen.

Die gute Übereinstimmung des Stabilitätskriteriums nach LINFORD/SAUNDERS/OLIVIER mit den Naturdaten liegt in den Randbedingungen der Versuche begründet. In den Versuchen von LINFORD/SAUNDERS/OLIVIER haben sich wie in der Natur bei steilen Neigungen Step-Pool-Systeme gebildet. Darüber hinaus wurden für die Bewegung der Deckwerkselemente zwei Schwellenwerte festgestellt, der sog. „threshold flow“ und der „collapse flow“, deren Unterschied bei kiesigem Material bei nur 20% lag. Auch dieses Ergebnis würde mit den natürlichen Bedingungen qualitativ übereinstimmen, da die Frequenz der Bewegungsimpulse ab dem kritischen Zustand stetig anstieg.

Des Weiteren wird der Einfluss der Packungsdichte auf die Sohlenstabilität in Abb. 6.36 sichtbar. Die deutlich unterschiedlichen Stabilitätsgrenzen in der geschütteten und gesetzten Bauweise von LINFORD/SAUNDERS/OLIVIER (Abb. 6.36) sind lediglich auf den Parameter der Packungsdichte P_c zurückzuführen. Dies verdeutlicht den Einfluss der Verzahnung der Deckschichtelemente miteinander und deren Auswirkung auf die Stabilität der Sohle.

Bei diesen Ausführungen ist jedoch zu beachten, dass aufgrund der querschnittsgemittelten hydraulischen Parameter die Deckschichtsteine lediglich lokal auf wenigen Metern Breite im Bereich des größten Strömungsangriffes im Flussschlauch in Bewegung geraten. Der

spezifische Abfluss q_c stellt den Mittelwert des gesamten Querschnittes dar. Lokal werden weitaus größere spezifische Abflüsse erreicht, die noch keine Deckschichtelemente aus der Sohlenoberfläche lösen. Daher ist zu vermuten, dass die punktuell betrachtete eindimensionale Widerstandskraft größere Werte erreicht. Dieser Effekt wird nochmals eingehend in Kapitel 6.2.3.3 diskutiert.

6.2.2.5 Zusammenfassung der vergleichenden Betrachtungen

Der Vergleich der querschnittsgemittelten Messdaten mit den im Schrifttum bestehenden Ansätzen zur Berechnung der Sohlenstabilität zeigt, dass keines der Verfahren die natürlichen Bedingungen von Hochgebirgsflüssen ausreichend beschreibt.

Die in Kapitel 3 diskutierten Methoden, die eine Entwicklung der Deckschicht berücksichtigen, sind lediglich für Flüsse mit geringen Neigungen bis zu $I < 1\%$ anwendbar. Obwohl einige Versuchsreihen steilere Neigungen aufweisen (SCHÖBERL 1979, 1991) ist die Übertragbarkeit auf steilere Gerinne nicht mehr gegeben. Der Grund hierfür liegt zum einen im Einfluss des Gefälles, welches zu einem veränderten Kräftegleichgewicht am Einzelkorn führt und außerdem zu einer Veränderung der Sohlmorphologie führt. Zum anderen gehen die Ansätze von der Kenntnis der Ausgangsmischung aus [GÜNTER (1971), SCHÖBERL (1979,1991)], welche bei der Größe des anstehenden Sohlenmaterials praktisch nicht zu bestimmen ist. Daraus folgt eine zunehmende Abweichung der berechneten Stabilität gegenüber den gemessenen Werten mit zunehmendem Gefälle.

Die Berücksichtigung des veränderten Shields-Parameters in Abhängigkeit des Gefälles I nach Gl. (3.37) bei den Verfahren nach GRAF und SUSZKA beschreibt die grundsätzliche Zunahme des Shields-Parameters mit großen Gefällen I und kleinen relativen Überdeckungen h/d besser. Die Ausführungen in Kapitel 6.2.2.3 belegen jedoch, dass es sich bei den beiden Parametern I und h/d im Mesomaßstab um das gleiche physikalische Phänomen handelt. Größere Gefälle I haben grundsätzlich geringere relative Überdeckungen h/d zur Folge. Bei Betrachtung des Mikromaßstabes kommt die relative Überdeckung h/d zur Beschreibung der sich ändernden Wasserstände zum Tragen. Die gemessenen Daten beim Bewegungsbeginn von Feinmaterial können im mittleren Neigungsbereich $2\% < I < 6\%$ relativ gut mit den Ansätzen beschrieben werden. Diese Abflusszustände sind jedoch nicht ausschlaggebend für die Sohlenstabilität, da die Deckschichtkomponenten der Sohle noch immer unbewegt bleiben. BATHURST's verwendete Felddaten zeigen den im Gelände beobachteten Effekt in gleicher Weise, es existieren zwei Schwellenwerte für Material unterschiedlicher Größenordnung. Der Ansatz nach BATHURST stellt durch die Verwendung des dimensionslosen spezifischen Abflusses q_c in Abhängigkeit des Gefälles I erstmals einen Stabilitäts-Parameter dar, welcher alle steilen Gewässer mit $I > 2\%$ mit einem Ansatz erfasst. Allerdings liegt die Funktion zwischen den gemessenen Daten des Transportbeginns von Feinsedimenten und von Deckschichtmaterial.

Der Aufbau der Stabilitätskriterien der Blocksteinrampen entspricht grundsätzlich dem Ansatz von BATHURST und wurde daher mit den Felddaten der vorliegenden Untersuchung verglichen. Die Versuchsbedingungen der entwickelten Kriterien verbinden zwei wesentliche Elemente, die für natürliche Gebirgsflüsse von Bedeutung sind. Die Versuche weisen steile Gerinne sowie ausgeprägte Deckschichten auf. Die Messpunkte des kritischen Zustandes des Bewegungsbeginns liegen erstmals in der gleichen Größenordnung wie die Stabilitätskriterien. Während die Messdaten der Flüsse mit $I > 1\%$ und Step-Pool-Morphologie wegen des Gefälleinflusses eine ähnliche Tendenz zeigen wie die

Gleichungen, weichen die Messungen bei geringeren Neigungen $I < 1\%$ dagegen deutlich ab. Aufgrund der relativ großen Unterschiede zwischen den Kriterien sind die Randbedingungen der Versuche im Vergleich zu natürlichen Bedingungen von besonderem Interesse. Hierbei ist der Parameter der Packungsdichte zu nennen, der ein Maß für die Verzahnung der Deckwerkselemente darstellt. Eine dichte Lagerung führt zu einer erheblichen Steigerung der Stabilität, wie sie in Abb. 6.36 im Unterschied der gesetzten zur lockeren Bauweise von LINFORD/SAUNDERS/OLIVIER zu sehen ist.

Die Messungen haben ergeben, dass der Bewegungsbeginn unter natürlichen Bedingungen hinsichtlich der Größe des transportierten Kornmaterials sowie der Dreidimensionalität der Strömung zu unterscheiden ist. In der Natur weisen die steilen Gerinne bereits eine entwickelte Step-Pool-Morphologie sowie eine ausgeprägte Deckschicht des Sohlenmaterials auf. Die gleichzeitige Wirkung beider Bedingungen wird in den diskutierten Ansätzen nicht berücksichtigt. Deshalb werden im folgenden Kapitel auf der Grundlage der durchgeführten Messungen Stabilitätskriterien formuliert. Die empirisch bestimmten Ansätze erfüllen die genannten natürlichen Voraussetzungen, Steilheit des Gerinnes, abgepflasterte Sohlenverhältnisse sowie ausgeprägte Step-Pool-Morphologie und geben die natürlichen Prozesse der Sohlenstabilität, Unterschiede im Transportmechanismus sowie die Bedeutung dreidimensionaler Effekte wieder.

6.2.3 Sohlenstabilität steiler Gebirgsflüsse mit Step-Pool-Systemen

6.2.3.1 Bewegungsbeginn von Feinmaterial

Wie bereits in Kapitel 6.2.1.1 erwähnt, beginnt der Geschiebetransport bei den 16 untersuchten Gebirgsflüssen des Projektgebietes mit kleinen Korngrößen ($2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$). Dieses Phänomen ist unabhängig vom Gefälle, der Größe des Einzugsgebietes oder anderen topographischen Randbedingungen. Der Vergleich der Messdaten mit den im Schrifttum existierenden Stabilitätskriterien hat deutlich gemacht, dass der physikalische Prozess am besten in der Form des dimensionslosen spezifischen Abflusses q_{*c} in Abhängigkeit des Gefälles I beschrieben werden kann. Deshalb werden an dieser Stelle zunächst die querschnittsgemittelten hydraulischen Parameter zur Bestimmung eines empirischen Ansatzes für den Bewegungsbeginns in der Form der Gl. (6.13) verwendet. Im Gegensatz zum Ansatz von BATHURST (1987) wurde die Rohdichte des Sedimentes analog zu WHITTAKER UND JÄGGI (1986) in den dimensionslosen spezifischen Abfluss integriert, da sie nach Gl. (3.49) einen entscheidenden Einfluss auf das Widerstandsvermögen des Einzelkornes hat.

$$q_{*c} = \frac{q_c}{\sqrt{g \cdot (s-1) \cdot d_{65}^3}} = f(I) \quad (6.14)$$

Als Messdaten wurden die größten querschnittsgemittelten spezifischen Abflüsse ohne Transport sowie die kleinsten Abflüsse mit geringstem Transport verwendet. Der gemessene Transport beim Bewegungsbeginn der Feinsedimente lag zwischen 0.4 t/d und 1 t/d. Für die Entwicklung des Ansatzes werden nur die 1999 aufgenommenen Daten verwendet. Zu diesem Zeitpunkt wurde intensiv gemessen, wodurch die zeitlichen Abstände zwischen den Messungen reduziert waren und der kritische Zustand möglichst genau festgestellt werden konnte. Die stichprobenartig erhobenen Daten des Jahres 2000 werden zur Validierung des Ansatzes verwendet und sind bereits in Abb. 6.37 dargestellt. Wegen der in Kapitel 6.2.2.4

erkannten Abweichung der Messwerte mit geringem Gefälle wurden im Folgenden lediglich Daten von Flüssen verwendet, die ein Gefälle $I > 1\%$, eine Deckschicht sowie ein Step-Pool-System in Längsrichtung aufweisen.

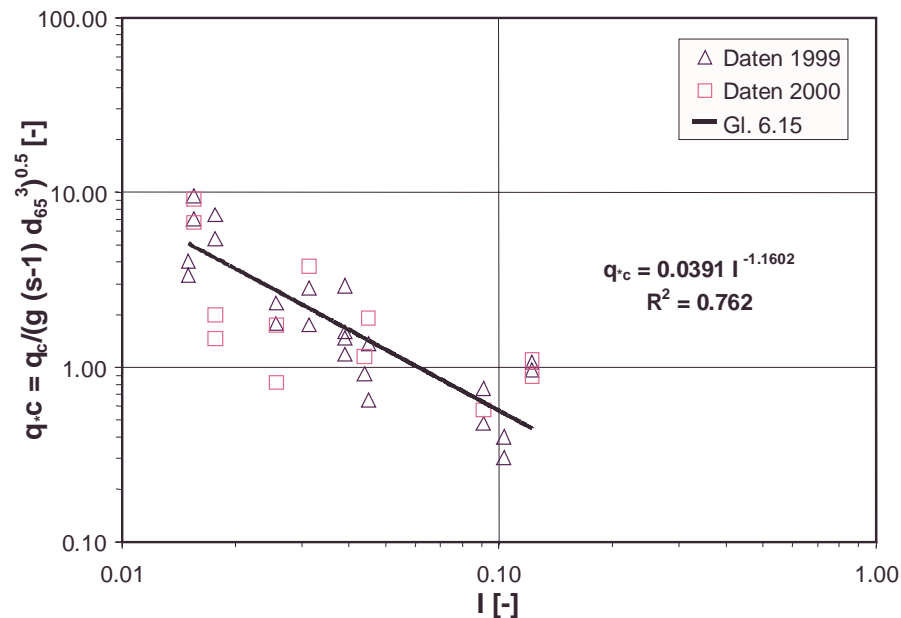


Abb. 6.37: Querschnittsgemittelter Bewegungsbeginn des Feinmaterials

Die Funktion wurde durch eine Regressionsgerade nach dem Prinzip der kleinsten Fehlerquadrate bestimmt. Das Ergebnis der Funktion zur Bestimmung des Bewegungsbeginns in einem Querschnitt mit gemittelten hydraulischen Parametern kann wie folgt geschrieben werden:

$$q_{*c} = \frac{q_c}{\sqrt{g \cdot (s-1) \cdot d_{65}^3}} = 0,039 \cdot I^{-1,16} \quad (6.15)$$

Der Anwendungsbereich der Funktion ergibt sich aus den Ableitungsdaten:

$I > 1\%$ Deckschicht Step-Pool-Morphologie

Der Exponent des Gefälles in Gl. (6.15) ist dem theoretischen Wert $-7/6$ nahe. Der Korrelationskoeffizient liegt mit 0,76 in einem für Naturmessungen durchaus akzeptablen Bereich. Die Streuung der Messdaten kann auch durch instationäre Einflüsse bedingt sein. Die historische Abflussganglinie unmittelbar vor der jeweiligen Messung kann zu leichten Unterschieden im Transportverhalten des feinen Sedimentes führen. Der entwickelte Ansatz geht vereinfacht von stationären Abflussbedingungen aus.

Die Validierungsdaten des Jahres 2000 liegen nur in seltenen Fällen deutlich über der Regressionsfunktion. In diesen Fällen sind die Daten 2000 nahezu identisch mit den Ausreißern der Messkampagne des Jahres 1999 und bestätigen diese dadurch.

6.2.3.2 Bewegungsbeginn der Deckschicht

Steigt die Strömungsbelastung nach dem einsetzenden Transport von Feinsedimenten weiter an, wird ein Grenzzustand erreicht, bei dem das Deckschichtmaterial in Bewegung kommt. Wie bereits erwähnt, ändert sich mit dem Bewegungsbeginn der Deckschicht die Zusammensetzung des Geschiebematerials. Das transportierte Material besteht aus Steinen

und Blöcken. Der Transport der Blöcke führt zur Umstrukturierung der Deckschicht und damit zu einer Destabilisierung der Sohle. Die Deckschicht gerät lokal in Bewegung.

Insgesamt konnte dieser kritische Zustand lediglich bei 16 Messungen innerhalb der intensiven Messkampagne des Jahres 1999 festgestellt werden. Die transportierten Massen lagen zwischen 5 t/d und 120 t/d. Analog zum Bewegungsbeginn der Feinmaterialien werden die Messungen des Jahres 2000 zur Validierung der empirischen Funktion benutzt. Hierbei ist anzumerken, dass das Jahr 2000 ein trockenes Jahr in der Zeitreihe der untersuchten Flüsse darstellte. Die Abflüsse lagen bei allen Flüssen unter den durchschnittlichen Jahresabflussganglinien. Der Bewegungsbeginn der Deckschicht wurde nur bei 3 Messungen erreicht. Dies ist ein indirektes Zeichen dafür, dass die Destabilisierung der Deckschicht in der Natur nur bei erhöhten Abflüssen einsetzt. Für die Bestimmung der Funktion zum Bewegungsbeginn von Deckschichtmaterial wurden nur diejenigen Messpunkte berücksichtigt, die die Voraussetzungen, $I > 1\%$, Deckschicht und Step-Pool-Morphologie erfüllten. Das Ergebnis ist in Gl. (6.16) formuliert und in Abb. 6.38 dargestellt.

$$q_{*c} = \frac{q_c}{\sqrt{g \cdot (s-1) \cdot d_{65}^3}} = 0,093 \cdot I^{-1,25} \quad (6.16)$$

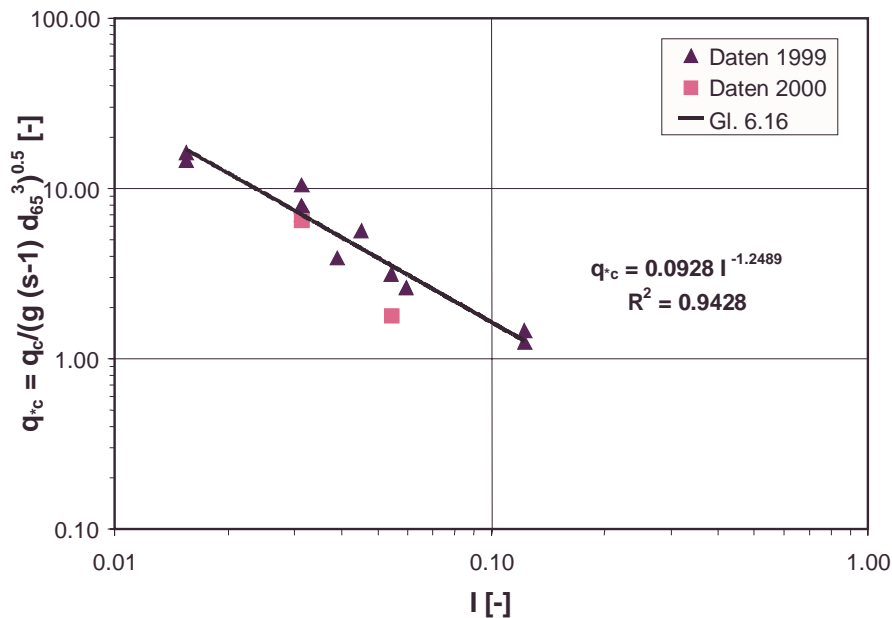


Abb. 6.38: Querschnittsgemittelter Bewegungsbeginn des Deckschichtmaterials

Die wenigen Messpunkte liegen eng beieinander und führen zu einer überraschend guten Korrelation. Die Regressionsgerade weist eine etwas steilere Neigung auf, der theoretische Exponent des Gefälles mit $-7/6$ wird überschritten. Ein Grund für dieses Phänomen kann zunächst nicht angegeben werden. Die leichte Änderung der Steigung entspricht aber den Untersuchungen von WHITTAKER UND JÄGGI (1986), die für Blocksteinrampen in gesetzter Bauweise ebenfalls einen leicht höheren Exponenten erhielten. Ein wesentliches Ergebnis der Analyse ist die Tatsache, dass die Konstante C aus Gl. (3.49) einen merklich höheren Wert aufweist. In einer ersten Abschätzung der Funktionen in Gl. (6.15) und (6.16) kann festgehalten werden, dass der Bewegungsbeginn der Deckschicht bei etwa 3-fach größeren spezifischen Abflüssen stattfindet als beim Transport von Feinsedimenten.

6.2.3.3 Einfluss dreidimensionaler Effekte auf die Sohlenstabilität

Die in den Kapitel 6.2.3.1 und 6.2.3.2 angegebenen Ansätze sind auf der Grundlage der querschnittsgemittelten hydraulischen Parameter der Geschwindigkeit v und der Wassertiefe h bestimmt. Der Transport des Materials fand jedoch nicht auf der gesamten Breite des Querschnittes statt, sondern nur auf wenigen Metern im Bereich des größten Strömungsangriffes. Wurde in Flussmitte Feinmaterial transportiert, so war bereits in den seitlichen Drittelpunkten eines Querschnittes kein Transport mehr festzustellen. Ähnliches konnte bei der Bewegung des Deckschichtmaterials beobachtet werden. Während in Flussmitte Steine und Blöcke in Bewegung gerieten, wurde in den Messlotrechten mit geringeren Wassertiefen und Geschwindigkeiten weiterhin das feinkiesige Material mit Korndurchmessern $d < 8$ mm bewegt.

Um die natürlichen Stabilitätsverhältnisse in einem Querschnitt möglichst genau zu erfassen, wurden die gemessenen hydraulischen und sedimentologischen Parameter in jeder Messlotrechten ausgewertet und separate Stabilitätskriterien formuliert. Hierbei kamen wiederum die gleichen Voraussetzungen wie bei den querschnittsgemittelten Daten zur Anwendung. Die empirischen Ergebnisse sind in den folgenden Abbildungen 6.39 und 6.40 und Gleichungen (6.17) und (6.18) dargestellt.

Bewegungsbeginn von Feinmaterial in der geschiebeführenden Breite:

$$q_{*c} = \frac{q_c}{\sqrt{g \cdot (s-1) \cdot d_{65}^3}} = 0,11 \cdot I^{-1,02} \quad (6.17)$$

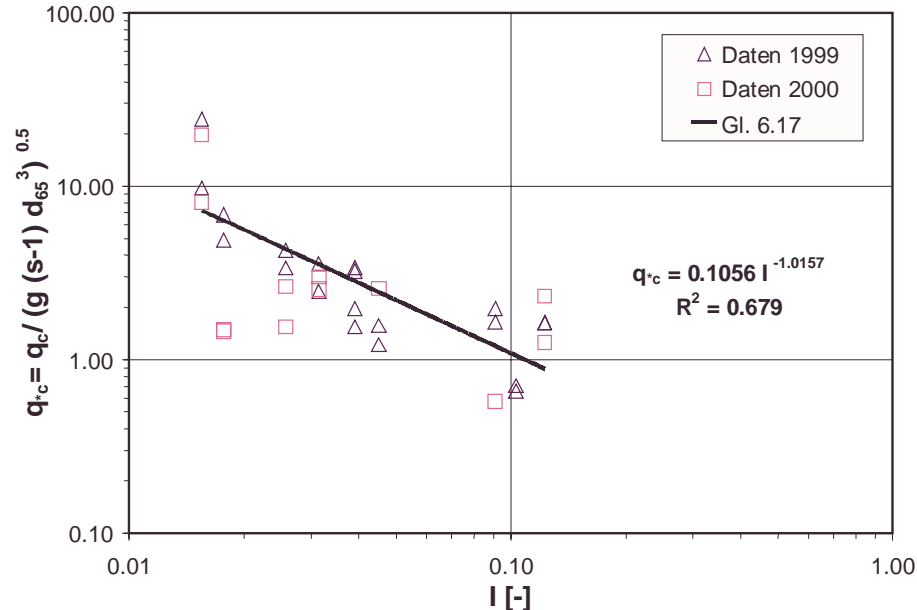


Abb. 6.39: Bewegung von Feinmaterial in der geschiebeführenden Breite

Bewegungsbeginn von Deckschichtmaterial in der geschiebeführenden Breite:

$$q_{*c} = \frac{q_c}{\sqrt{g \cdot (s-1) \cdot d_{65}^3}} = 0,25 \cdot I^{-1,12} \quad (6.18)$$

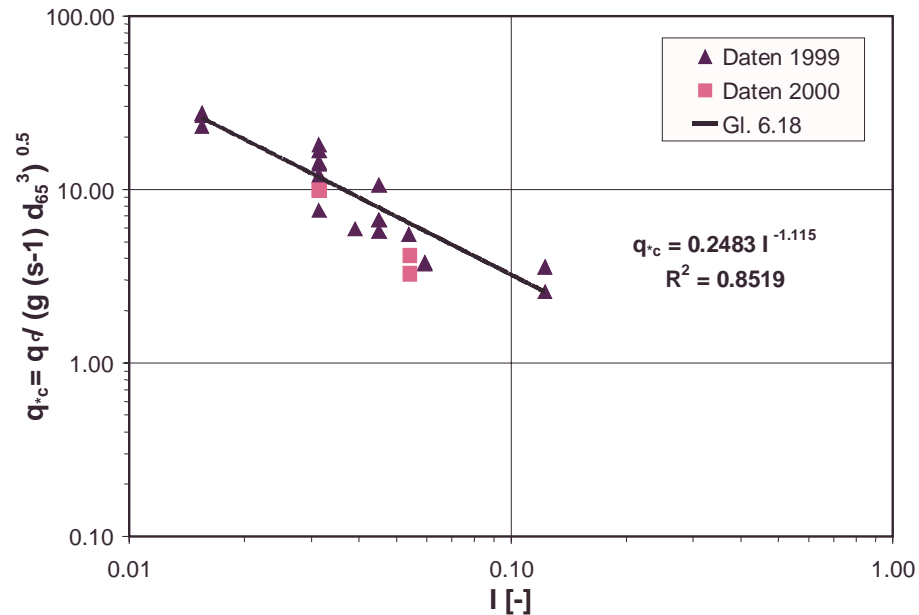


Abb. 6.40: Deckschichtbewegung in der geschiebeführenden Breite

Die Daten bezüglich der Deckschichtbewegung zeigen eine leichte Abweichung in der Steilheit der Funktion. Die für den Bewegungsbeginn der Deckschicht empirisch ermittelte Funktion ergibt eine gute Übereinstimmung mit den Laborergebnissen von WHITTAKER/JÄGGI (1986). Wie Tabelle 6.2 zu entnehmen ist, sind der Koeffizient C sowie der Exponent des Gefälles annähernd gleich. Demnach entsprechen die Randbedingungen der Untersuchungen von WHITTAKER/JÄGGI den Verhältnissen in der Natur am besten. In den Laboruntersuchungen wurde die Deckschicht mit rauen Grobelementen modelliert, die zu lokalen Energiedissipationen führten. Die Energiedissipation an den Grobelementen entspricht der Sohltextur natürlicher Gerinne und wirkt hydraulisch ähnlich wie die lokale Energieumwandlung durch Step-Pool-Systeme. Die Analyse der lokalen hydraulischen Parameter entspricht einer Versuchsanordnung in einer schmalen Rinne, bei der die Stabilität eindimensional untersucht wird.

Die Betrachtung der hydraulischen und sedimentologischen Parameter in der geschiebeführenden Breite ergibt ein detaillierteres Bild bezüglich der Stabilität von Deckschichten in steilen rauen Gewässern. Die Analyse der einzelnen Messlotrechten ergibt gegenüber den querschnittsgemittelten hydraulischen Parametern in beiden Fällen, Bewegungsbeginn von Feinmaterial sowie Deckschichtmaterial, eine deutliche Steigerung von etwa 100%. Die lokalen kritischen spezifischen Abflüsse sind etwa doppelt so groß wie die gemittelten Kennwerte des Gesamtquerschnittes. Die Dreidimensionalität der Strömung in natürlichen Steilgerinnen spielt somit eine wesentliche Rolle für die lokale Stabilität des Deckschichtmaterials. Durch eine streifenweise Berechnung des spezifischen Abflusses q aus der Wassertiefe h und der Geschwindigkeit v ermöglichen die Gleichungen (6.17) und (6.18) eine Beurteilung der Stabilität in jedem Streifen des Querschnittes. Danach kann die Breite des Transportes und die Größenordnung des zu erwartenden Geschiebmaterials für natürliche Gegebenheiten bestimmt werden.

6.2.3.4 Validierung mittels Daten aus der Literatur

Im Folgenden soll die Anwendung der aus den Naturdaten empirisch bestimmten Ansätze auf unabhängige Datensätze aus dem Schrifttum beurteilt werden. Hierbei sind zwei Fälle zu unterscheiden, der Vergleich zu Untersuchungen in der Natur und im Labor.

Für die vorliegenden Vergleiche sind im Voraus einige Anmerkungen zu machen. Da die verschiedenen Literaturquellen unterschiedliche Parameter angeben, wurden folgende Vereinfachungen und Annahmen getroffen. Bei fehlender Angabe des Korndurchmessers d_{65} wurde vereinfachend der d_{50} eingesetzt, der bei den meisten Untersuchungen vorhanden ist. Falls die Angabe der Rohdichte des Sedimentes nicht in den Veröffentlichungen genannt wurde, wurde ein spezifisches Gewicht von $2,7 \text{ t/m}^3$ für natürliche Sedimente angenommen.

Zunächst gilt es, die Übertragbarkeit der Ansätze auf steile Gebirgsflüsse anderer Projektgebiete zu überprüfen. Hier besteht die Schwierigkeit in einer relativ geringen Anzahl an Untersuchungen, welche die benötigten Stabilitätsparameter aufgenommen haben. Eine umfangreiche Zusammenstellung aus unterschiedlichsten Projektgebieten in Europa und Amerika findet sich bei BATHURST (1987). Für den vorliegenden Vergleich wurde bei Angaben von Intervallgrenzen der Mittelwert verwendet. Da es sich bei den Angaben aus dem Schrifttum um gemittelte spezifische Abflüsse des gesamten Flussschlauches handelt, wurden zum Vergleich die Ansätze mit den querschnittsgemittelten hydraulischen Parametern der vorliegenden Naturuntersuchung aus Gl. (6.15) und (6.16) verwendet.

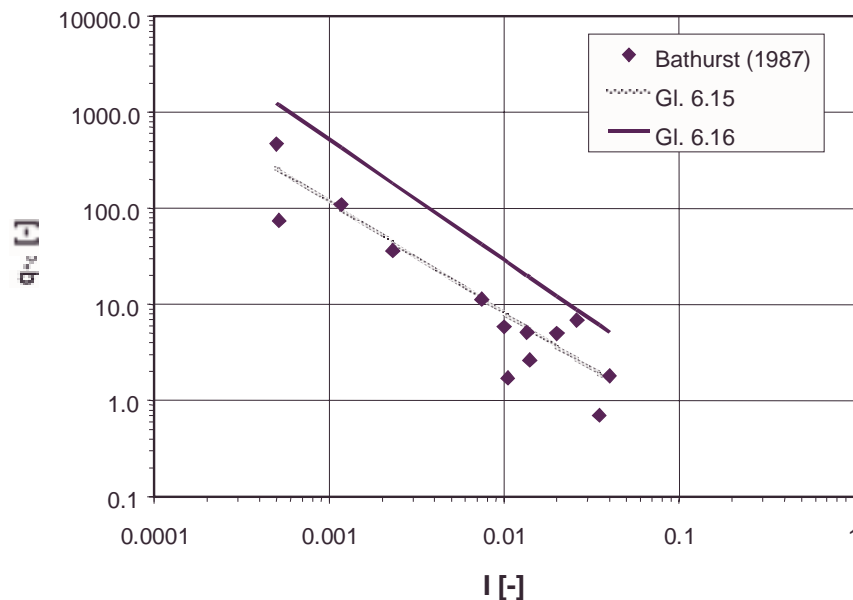


Abb. 6.41: Vergleich der empirischen querschnittsgemittelten Ansätze mit Felddaten von BATHURST (1987)

Abb. 6.41 zeigt die Stabilitätskriterien von Feinmaterial und Deckschichtmaterial mit den aus anderen Naturuntersuchungen gewonnenen Messpunkten des Bewegungsbeginns. Obwohl die empirischen Gleichungen ab einem Gefällebereich von $I > 1\%$ entwickelt wurden, scheint eine Gültigkeit der Kriterien auch bei kiesführenden Flüssen mit flachen Neigungen ($I \approx 0,5\%$) vorzuherrschen. Das Stabilitätskriterium für den Bewegungsbeginn von Feinsedimenten passt gut zu den Messpunkten der Naturuntersuchungen, lediglich bei größeren Neigungen ist eine gewisse Streuung der Naturdaten festzustellen. Da bei BATHURST keine Angaben zu vorhandenen Deckschichten und Step-Pool-Systemen gemacht

wurden, können die Ergebnisse nicht bezüglich der Randbedingungen eingeordnet werden. Der für Gebirgsflüsse interessante Gefällebereich $1\% < I < 15\%$ ist mit den Daten nur teilweise abgedeckt und weist größere Streuungen auf. Die weitgehende Übereinstimmung der Messungen mit dem beginnenden Transport von locker gelagerten Feinsedimenten legt die Vermutung nahe, dass es sich bei den Felddaten um den Bewegungsbeginn der von BATHURST (1987) erwähnten feinen Körnung handeln muss.

Für den Vergleich der empirischen Ansätze mit eindimensionalen Versuchen in einer Rinne liegt eine Vielzahl von Laboruntersuchungen vor. An dieser Stelle werden die Messungen zur Sohlenstabilität in steilen Gerinnen von ASHIDA/BAYAZIT (1973), EPFL (aus: BATHURST 1987), ROSPORT (1997) sowie WHITTAKER/JÄGGI (1986) zum Vergleich herangezogen. Die für den Transport von Feinsedimenten durchgeführten Vereinfachungen und Annahmen sind hier in gleicher Form gültig. Da es sich bei den Laborversuchen in der Regel um eindimensionale Stabilitätsbetrachtungen handelt, wurden die Gl. (6.17) und (6.18) zur Beurteilung einer allgemeinen Übertragbarkeit verwendet und in Abb. 6.42 dargestellt.

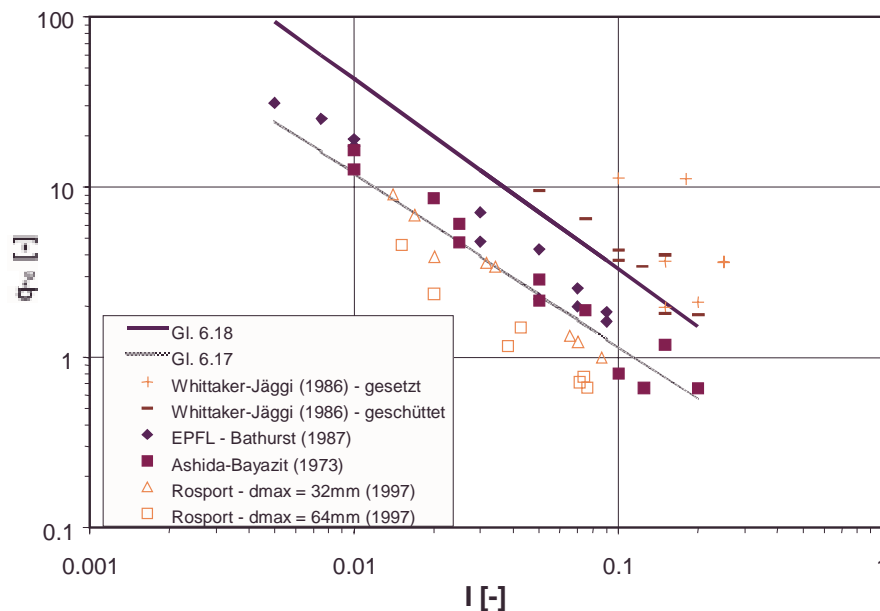


Abb. 6.42: Vergleich der entwickelten empirischen Ansätze in der geschiebeführenden Breite mit Daten verschiedener Laboruntersuchungen

Die Auswertung zeigt, dass das aus den Messlotrechten bestimmte Stabilitätskriterium für den Beginn der Bewegung von Feinmaterial eine untere Grenze für die Messungen der EPFL-Studie, der Versuche nach ASHIDA UND BAYAZIT und den aufgenommenen Daten von ROSPORT (1997) mit $d_{\max} = 32$ mm darstellt. Dies deutet auf eine gewisse Diskrepanz in den Versuchsbedingungen im Labor im Vergleich zur Natur hin. Ein weiterer Faktor für die Abweichung kann das verwendete Kriterium zur Festlegung der maximalen Bettstabilität sein, welches sicher nicht bei den Laboruntersuchungen identisch ist. Während die von ROSPORT (1997) durchgeführten Messungen am Theodor-Rehbock-Laboratorium sowohl Deckschichten als auch Step-Pool-Systeme im Längsprofil aufwiesen, bildeten sich bei den Versuchen von EPFL und ASHIDA UND BAYAZIT verschiedene Bettformen (Bänke, Antidünen) ohne Deckschichtbildung aus. Lediglich ROSPORTS Versuche mit einem größeren maximalen Korndurchmesser $d_{\max} = 64$ mm weichen von den anderen Ergebnissen deutlich ab, die Stabilität ist geringer. ABERLE (2000) schließt aus der verschiedenen Kornzusammensetzung

eine Materialabhängigkeit des Stabilitätsverhaltens. Da die beiden Sieblinien bis zu 80% des Siebdurchganges nahezu identisch sind, kann dem nicht entsprochen werden. Der Unterschied kann nur auf verschiedene Texturen zurückzuführen sein. Wie der Vergleich der anderen Untersuchungen zeigt, ist ein mittlerer Korndurchmesser in der Größenordnung eines $d_{50} - d_{65}$ maßgebend für die Stabilität der Sohle.

Entscheidend ist allerdings, dass die in Natur vorhandene Deckschichtstabilität bei Strömungsbelastungen dieser Größe nicht gefährdet ist. Der vermeintliche Aufbruch der Deckschicht (ABERLE 2000) ist möglicherweise versuchsbedingt.

In Abb. 6.42 ist ebenfalls zu sehen, dass die in der Natur vorhandene Stabilität der Deckwerkelemente gute Übereinstimmungen mit den Messergebnissen (WHITTAKER UND JÄGGI 1986) zur Bestimmung der Stabilität von Blocksteinrampen aufweisen. Hieraus folgt, dass die versuchstechnischen Randbedingungen in den Laboruntersuchungen von Whittaker/Jäggi das lokale Wechselspiel zwischen Strömungsangriff und Sohlenwiderstand am besten wiedergeben. Dies liegt vermutlich in der Wahl des groben Materials auf der Rampe begründet, welches zu einer Energiedissipation ähnlich den natürlichen Verhältnissen führt. Die stabilen Randbedingungen im Ober- und Unterlauf der Rampe in der Versuchsrinne bilden sich in der Natur als Step-Pools aus und bleiben über mehrere Jahresabflussganglinien hinweg stabil.

Aufgrund der guten Übereinstimmung hinsichtlich mittlerer kritischer Abflüsse steiler Gerinne in anderen Einzugsgebieten sowie der eindimensionalen Stabilitätskriterien aus Laborversuchen kann man die Vermutung aussprechen, dass es sich hierbei um eine allgemeingültige Formulierung des Stabilitätsverhaltens handelt. Weitere Verifizierungen durch Naturdaten sind zukünftig für eine fundierte Verallgemeinerung der Stabilitätskriterien notwendig.

An dieser Stelle soll darauf hingewiesen werden, dass die Analogie zwischen Blocksteinrampen und Hochgebirgsflüssen die Möglichkeit eröffnet, die gewonnenen Erkenntnisse für den Bau von Blocksteinrampen zu nutzen. Danach sollte eine Art „Naturrampe“ als technisches Bauwerk entstehen, die die wesentlichen morphologischen Elemente von Gebirgsflüssen beinhaltet. Hierzu zählt ein Sohlenmaterial, welches durch eine weite Sieblinie mit einem ausreichenden Anteil von Grobelementen gekennzeichnet ist. Die Steine und Blöcke der groben Kornfraktionen sind zur Bildung der Step-Pool-Systeme notwendig, die zur sukzessiven Dissipation der Energie der Strömung sorgt. Die Abfolge und geometrische Ausbildung der Step-Pool-Systeme sollte sich an die in Natur vorkommenden Abmessungen abhängig von der Neigung der Rampe ausrichten. Ob die Bildung der morphologischen Strukturen dem Wechselspiel zwischen Strömung und Sohle überlassen werden sollten, bleibt strittig und sollte durch Naturversuche untersucht werden. Die in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse hinsichtlich der Hydraulik und der Stabilität von Gebirgsflüssen können hierbei als Bemessungskriterien der Rampen verwendet werden. Damit kann das ökologische Ziel der Durchgängigkeit von Fließgewässern dem Beispiel der Natur folgend durch naturnahen Wasserbau umgesetzt werden.

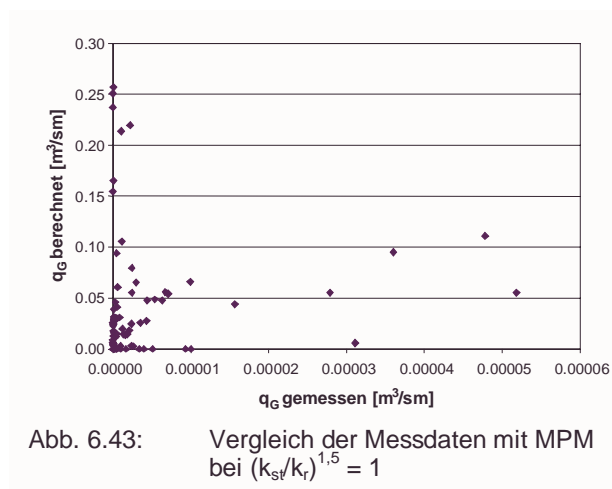
6.3 Transportierte Geschiebemengen

6.3.1 Selektiver Transport und Transportkapazität

In Kapitel 6.2.1 wurde bereits bei der Beschreibung der Beobachtungen während der Messungen erwähnt, dass der natürliche Geschiebetransport im Wesentlichen zwei Transportmechanismen aufweist. Während bei niedrigen bis mittleren Wasserständen feine Körnungen von 2 mm bis zu 8 mm transportiert werden, bewegen sich die ersten Steine und Blöcke der Deckschicht zusammen mit dem feinen Material erst in einer Größenordnung des bordvollen Abflusses. Wie aus Abb. 6.19 zu ersehen ist, sind die Übergänge zwischen den einzelnen Transportmechanismen fließend.

Für die vorliegende Analyse wurden zunächst die querschnittsgemittelten hydraulischen und sedimentologischen Parameter ausgewertet. Die bereits erwähnten turbulenzbedingten Schubspannungsspitzen führen zu größeren Schwankungen im Geschiebetrieb (GÜNTER 1971). Um den Einfluss von Ausreißern zu minimieren, wurden zur Bestimmung der Geschiebemassen die Messungen des Jahres 1999 und 2000 als ein Datensatz analysiert, um eine größere Stichprobe zu erhalten. Des Weiteren wurden die gemessenen Geschiebemassen durch Berücksichtigung der Sammeleffizienz α_G in die tatsächlich transportierten Massen umgerechnet. Aus den Laborversuchen zum Sammelverhalten des mobilen Geschiebesammlers B-69 ergab sich für die betrachteten Kornklassen, 2 mm bis 64 mm, eine mittlere sedimentologische Effizienz von $\alpha_G = 0,68$ (siehe Kapitel 5.5.2.2). Da nur bei wenigen Messungen in den Messvertikalen Steine und Blöcke mit $d > 64$ mm festgestellt werden konnten, wurde dieser Wert global für alle Messungen der querschnittsgemittelten Analyse verwendet. Zur Berechnung des natürlichen Geschiebetriebes der Gebirgsflüsse wurden die im Korb gefangenen Massen mit dem Faktor $1/0,68 = 1,47$ korrigiert. Zur Bestimmung der spezifischen Transportrate g_G pro Zeit und Einheitsmeter wurde die Wasserspiegelbreite B anstatt der geschiebeführenden Breite B_G verwendet, da die aktive Breite des Geschiebetransportes ohne Durchführung von Messungen in der Praxis zunächst unbekannt ist.

$$g_G = \frac{G_G}{B} \quad (6.19)$$



Im Folgenden sollen die querschnittsgemittelten Messergebnisse des natürlichen Geschiebetriebes der Gebirgsflüsse mit den empirischen Ansätzen aus den Laborversuchen der VAW verglichen werden. Zum Vergleich wurde der volumetrische Geschiebetransport pro Zeit und Einheitsmeter verwendet. Abb. 6.43 und 6.44 zeigen den Vergleich der Naturmessungen zu dem Ansatz von MPM. Während bei Abb. 6.43 der Korrekturbeiwert für Sohlenkonfigurationen $(k_{st}/k_r)^{1,5}$ zu 1 gesetzt wurde, wie

es bei vereinfachten Analysen in der Praxis oftmals angewandt wird, wurde in Abb. 6.44 der Beiwert berücksichtigt.

In beiden Fällen wird deutlich, dass die transportierten Geschiebmassen in Natur deutlich unterhalb der Ergebnisse von MPM liegen. Entscheidend ist allerdings die Berücksichtigung des Korrekturbeiwertes. Der Unterschied in den Massen weist bei Vernachlässigung des Korrekturwertes einen Faktor von ca. $5 \cdot 10^2$ auf. Die bei MPM erreichten Transportraten erreichen Spitzenwerte von $0,25 \text{ m}^3/\text{sm}$. Werden die Energieverluste der Strömung durch den Parameter (k_{st}/k_r) berücksichtigt, sinkt der Faktor signifikant auf einen Wert in der Größenordnung von $1 \cdot 10^1$. Dies deutet bereits auf den bedeutenden Einfluss der Energieverluste durch Sohlenformen hin, der in Kapitel 6.3.3 noch eingehend diskutiert wird.

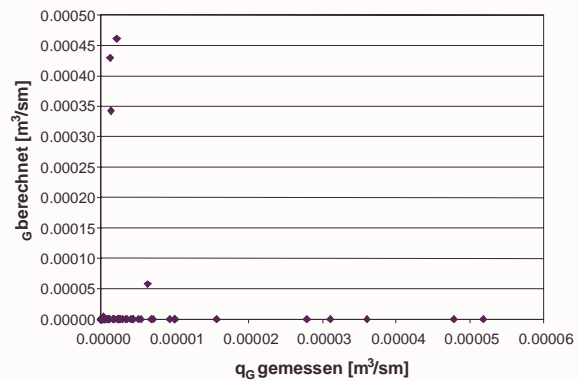


Abb. 6.44: Vergleich der Messdaten mit MPM bei Berücksichtigung des Korrekturbeiwertes für Sohlenformen

Stellvertretend für die beiden Ansätze von SMART UND JÄGGI (1983) und RICKENMANN (1990), deren Ergebnisse ähnlich sind, werden an dieser Stelle die Naturdaten mit der VAW Formel 1983 in Abb. 6.45 verglichen. Hierbei zeigt sich, dass die maximalen Transportraten etwa 1/3 geringere Werte als bei MPM aufweisen. Die Abweichungen von den Naturdaten liegen etwas unter denen von MPM mit einem Wert von ungefähr $3 \cdot 10^2$. Damit würden die Transportmassen von Gebirgsflüssen durch Anwendung der VAW Formel 1983 massiv überschätzt werden. Dies kann zu Fehleinschätzungen in der Planung von infrastrukturellen Baumaßnahmen führen, insbesondere wenn es um die zu erwartende Verlandung von geplanten Speichern im Gebirge geht.

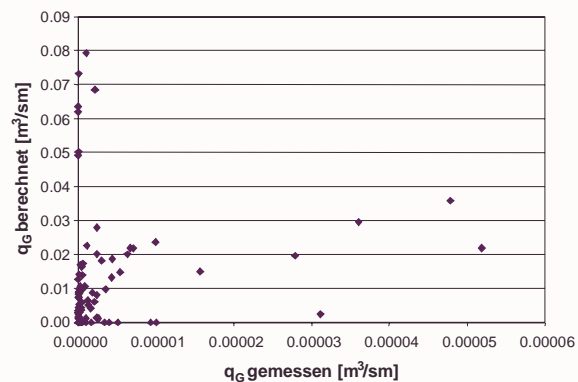


Abb. 6.45: Vergleich der Messdaten mit der VAW 1983 Formel

Die erhebliche Diskrepanz zwischen den Naturdaten und den Laborergebnissen im Geschiebetrieb ist im Wesentlichen auf die Größe der bewegten Kornklassen des Geschiebmaterials zurückzuführen. Die feinen Körnungen ergeben in der gesamten Masse nur einen Bruchteil dessen, was durch die Bewegung einzelner Blöcke der Deckschicht ausgelöst wird. Mit der anfänglichen Bewegung des Deckschichtmaterials ist eine enorme Steigerung der transportierten Masse festzustellen. Die Größenordnung der Masse liegt zwar immer noch unterhalb der Ergebnisse der oben beschriebenen Ansätze (bis zu 10^3), ist aber insgesamt den Laborversuchen ähnlich. Der Bewegungsbeginn bzw. die Bewegung des Deckschichtmaterials konnte bei der Messreihe im Jahre 1999 nur bei 16 Messungen festgestellt werden. Bei den Messungen des Jahres 2000, welches ein trockenes Jahr in der Zeitreihe der Flüsse darstellte, wurde dieser Transportzustand lediglich bei drei Messungen erreicht. Dies bedeutet, dass über lange Zeiträume hinweg der Transport von

Geschiebmaterial in natürlichen Gebirgsflüssen lediglich aus feinem Material besteht. Im Schrifttum finden sich eine Reihe von Bezeichnungen für diese Art des Transportes. LAUFFER UND SOMMER (1982) nennen es „latente Erosion“, ANDREWS (1994, 2000) bezeichnet den Transport im Bereich des kritischen Bewegungsbeginns als „marginal bed load transport“, was mit dem Begriff des Grenzgeschiebetransportes übersetzt werden könnte. Entscheidend ist jedoch die aus einer Vielzahl von Naturversuchen [LAUFFER UND SOMMER (1982), HOFER (1987), LEOPOLD (1992)] bestätigte Tatsache, dass der Geschiebetransport in natürlichen Gerinnen bei einer mittleren Jahresganglinie aus feinem Kies mit mittleren Korndurchmessern zwischen 2 mm und 8 mm besteht.

So stellt sich die Frage, warum die Laboruntersuchungen an der VAW nicht den geringen Massentransport an Feinmaterial aufweisen. Der Grund hierfür liegt in den Randbedingungen der Versuche, insbesondere der Kornverteilungskurve des Sohlenmaterials. Die Kornklasse des selektiven Transportes ist wesentlich kleiner als die des anstehenden Bettmaterials der Sohlenoberfläche. Im Falle der in diesem Rahmen untersuchten Gebirgsflüsse des Projektgebietes liegt beispielsweise der Faktor zwischen dem mittleren Korndurchmesser des Bettmaterials und dem mittleren Durchmesser des selektiven Geschiebetransportes bei etwa 20. Überträgt man diese Verhältnisse beispielsweise auf die Kornverteilungskurven der Laboruntersuchungen von MPM, so wären bei Verwendung der verschiedenen Sohlenmaterialien folgende Korngrößenverhältnisse notwendig, welche in Tabelle 6.3 mit Feinmaterial bezeichnet sind.

Tabelle 6.3: Übertragung der natürlichen Kornverhältnisse zwischen Sohlenmaterial und selektivem Geschiebmaterial auf die Versuchsbedingungen vom MPM

Sohlenmaterial MPM d_m [mm]	Sohlenmaterial MPM d_{30} [mm]	Erforderliches Feinmaterial d [mm]
28,60	28,60	1,43
5,21	5,21	0,26
3,30	1,70	0,17
2,00	0,70	0,10
1,00	0,70	0,05
0,40	0,20	0,02

Die Größenordnung des Korndurchmessers bei 30% Siebdurchgang in den Versuchen von MPM im Vergleich zur erforderlichen Größe des Feinsedimentes macht deutlich, dass bei den Messungen von MPM durch die Versuchsbedingungen kein selektiver Transport im Labor simuliert werden konnte. Das hierfür notwendige Feinmaterial, welches in natürlichen Gerinnen zwischen der Kornmatrix der Sohle vorhanden ist, stand den angreifenden Strömungskräften des Wassers nicht zur Verfügung und konnte dadurch nicht bewegt werden. Demnach erfolgte kein selektiver Transport von Feinmaterial, sondern der Geschiebetrieb begann mit der Bewegung einzelner Partikel der Sohlenoberfläche. Dieser Vorgang fände seine Entsprechung in der anfänglichen Bewegung der Deckwerkssteine des Sohlenmaterials.

Aus den Randbedingungen der Laboruntersuchungen ergibt sich ein weiterer Gedanke, welcher diskussionswürdig ist. In den Versuchen vom MPM wurde der kritische Zustand des Bewegungsbeginns durch Extrapolation der Geschiebetransportraten auf den Nullpunkt zu $\tau_{*c} = 0,047$ bestimmt. Unter Beachtung des selektiven Transportes in Natur und dem Fehlen des Feinmaterials im Sohlenmaterial der Versuche von MPM kann dieser Schwellenwert als Absolutwert für weite Sieblinien nicht mehr aufrecht erhalten werden. Damit ist die Gültigkeit eines Schwellenwertes zur Bestimmung des beginnenden Geschiebetransportes auf die Verfügbarkeit eines Einheitskornes in der Sohle bzw. einer Mischung mit annähernd einheitlicher Kornverteilung beschränkt. Daraus stellt sich die Frage, ob das Konzept eines einzigen kritischen Wertes zur Beschreibung des Bewegungsbeginns mit $\tau_{*c} = 0,047$ für natürliche Gebirgsflüsse mit weiten Sieblinien noch Gültigkeit besitzt.

Die Geschiebetransportformeln der VAW können aufgrund der oben ausgeführten Überlegungen dennoch eine wertvolle Datengrundlage im Hinblick auf die Berechnung des zu erwartenden Geschiebetransportes sein. Die Gültigkeit der VAW-Formeln beginnt dort, wo die Durchführbarkeit der Naturmessungen ihre Grenzen erreicht. Bei den Naturversuchen hat sich gezeigt, dass die Messungen beim Zustand der Bewegung der Deckschicht zunehmend mit Schwierigkeiten verbunden sind. Die zur Verfügung stehende Ausrüstung erreichte bei den hohen lokalen Geschwindigkeiten (> 5 m/s) ihre Anwendungsgrenzen. Die Maulöffnung des mobilen Geschiebesammlers B-69 hat mit 250 mm etwa die gleiche Größenordnung wie das Sohlenmaterial, was den Fangmechanismus erschwert. Deshalb sind die Ergebnisse der VAW-Untersuchungen mit den Ergebnissen der Naturuntersuchungen zu vergleichen. Die Daten und Formeln der VAW bieten einen Einblick über die maximal zu erwartenden Geschiebemassen, wenn sämtliche morphologischen Strukturen (Step-Pool-Systeme, Deckschichten) aufgebrochen sind und die Sohle ungeschützt dem Strömungsangriff ausgesetzt ist. Dann kommt der Begriff der Transportkapazität zum Tragen, der von dem selektiven Transport bei beginnendem Geschiebetrieb und intakten morphologischen Strukturen zu unterscheiden ist.

6.3.2 Vergleich mit anderen Naturuntersuchungen

6.3.2.1 Kornzusammensetzung des Geschiebes

Der Vergleich der im Projektgebiet des Karakorum-Himalaya durchgeführten Naturuntersuchungen bestätigt die Ergebnisse aus dem Alpenraum [LAUFFER UND SOMMER (1982), HEGG UND RICKENMANN (1999)] sowie den Rocky Mountains in den USA (LEOPOLD 1992) hinsichtlich des selektiven Transportes von feinem kiesigem Material. In Abb. 6.46 sind die Kornverteilungskurven des transportierten Geschiebematerials der verschiedenen Flüsse zu sehen, welche im September des Jahres 1999 jeweils in Strommitte gefangen worden sind. Die Siebkurven der neun dargestellten Flüsse belegen, dass der selektive Transport von Geschiebematerial charakterisiert ist durch feine Körnungen mit $2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$. Die Körnung ist unabhängig von der Größe des anstehenden Sohlenmaterials bzw. einer physikalischen Kenngröße des Einzugsgebietes (siehe Tabelle 5.1).

Damit handelt es sich beim selektiven Transport von feinkiesigem Geschiebematerial um ein allgemein gültiges Phänomen, welches sich bei Flüssen in Gebirgsregionen einstellt. Der Transport des grobkiesigen Sohlenmaterials findet zeitlich gesehen eher selten statt. Wie bereits in Kapitel 6.2.1.1 erwähnt, werden die Steine und Blöcke des Deckschichtmaterials nur bei hohen Wasserständen bewegt, was die Untersuchungen von LAUFFER UND SOMMER

(1982), HOFER (1987) und LEOPOLD (1992) bestätigen. Von insgesamt 172 Messungen an den Flüssen des Projektgebietes wurden in einem Zeitraum von 2 Jahren in lediglich 19 Fällen der Zustand der Deckschichtbewegung erreicht. Von den 19 Fällen wurden 16 im Jahre 1999 und nur 3 im Jahre 2000 gemessen. Der Grund hierfür liegt in den durchschnittlich erreichten Jahresabflüssen. Während das Jahr 2000 als trockenes Jahr eingestuft werden kann, wurden 1999 über dem Durchschnitt liegende, maximale Jahresabflüsse erreicht.

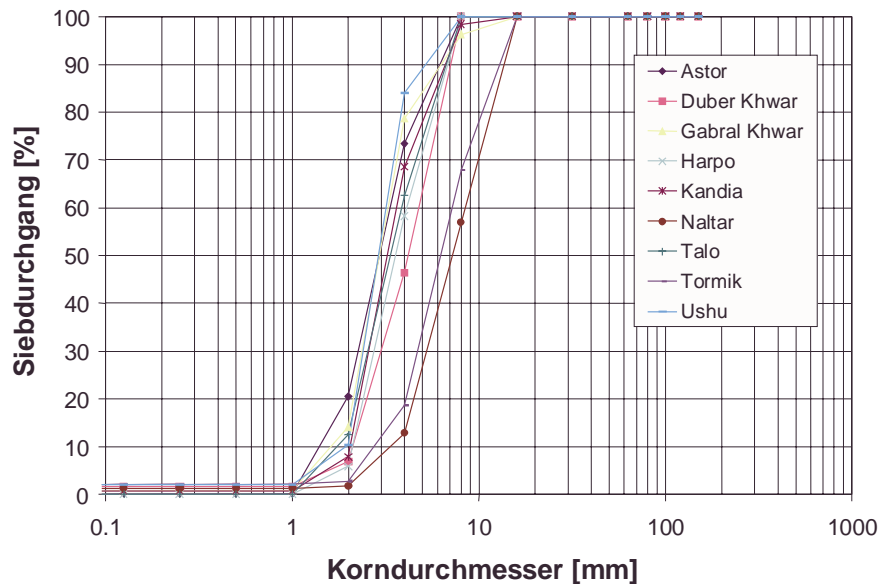


Abb. 6.46: Kornverteilungskurven des selektiven Geschiebetransportes verschiedener Flüsse des Einzugsgebietes im September 1999

6.3.2.2 Massentransport

Nach den Ergebnissen von LAUFFER UND SOMMER (1982), liegt der Massenanteil der Steine mit einer Größe von $d > 150$ mm bei etwa 2% der gesamten transportierten Masse. Die eigenen Naturuntersuchungen widersprechen dieser Einschätzung. Mit der Bewegung der groben Steine und Blöcke der als Deckschicht ausgeprägten Sohlenoberfläche steigt die transportierte Masse sprunghaft an. Dieser Sachverhalt ist in Abb. 6.47 dargestellt, wo die Abflüsse Q und Geschiebemassen Q_G für die im Jahre 1999 durchgeführten Messungen am Fluss Duber Khwar dargestellt sind. Daraus wird deutlich, dass über einen weiten Zeitraum (Oktober – April) bei geringen Wasserständen im Winter kein Material bewegt wird. Mit steigenden Wasserständen und damit wachsenden Sohlenbeanspruchungen stellt sich der Geschiebetransport mit feinen Körnungen in Form des selektiven Transportes ein. Bei dieser Transportform sind die transportierten Geschiebemassen gering, sie bewegen sich zwischen $500 \text{ kg/d} < Q_G < 2000 \text{ kg/d}$. Mit einer teilweise geringfügigen Steigerung der Sohlenschubspannungen bei Abflüssen $Q > 60 \text{ m}^3/\text{s}$ werden Deckwerkselemente bewegt, die zu einer deutlichen Steigerung des Geschiebetriebes führen. Eine relativ geringe Zunahme des Abflusses von ca. $70 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $80 \text{ m}^3/\text{s}$ ist mit einer Steigerung der Masse Q_G von 15 t/d auf 138 t/d verbunden. Dies deutet auf einen relativ steilen Anstieg der Geschiebefunktion hin, wie sie auch von HEGG UND RICKENMANN (1999) festgestellt worden ist. Mit abnehmenden Abflüssen und damit reduzierten Sohlenschubspannungen wechselt die Deckschichtbewegung wieder in die Form des selektiven Transportes. Die im September

durchgeführten Messungen weisen wieder eine ähnliche Siebkornverteilung auf wie in Abb. 6.46 dargestellt ist.

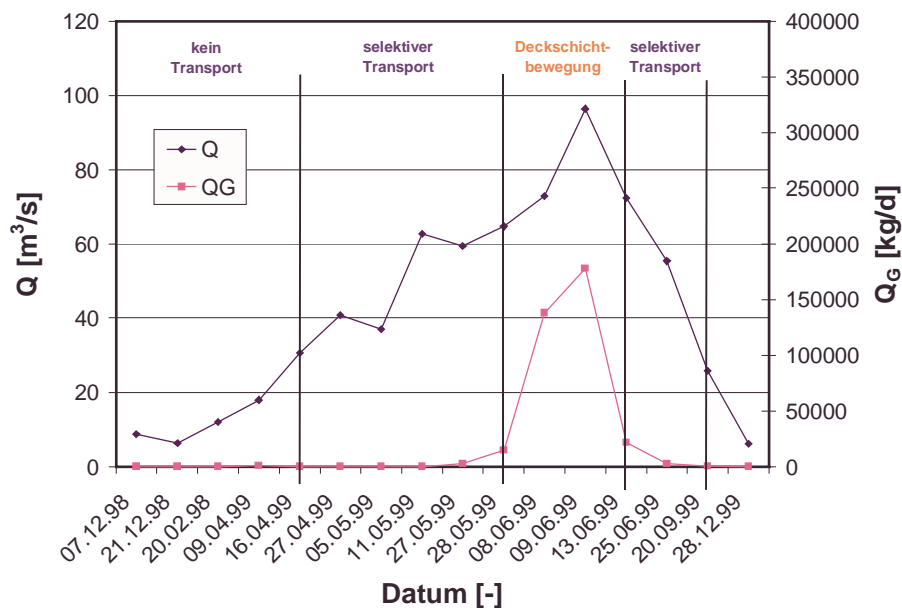


Abb. 6.47: Zeitliche Verteilung der Abflüsse Q und des Geschiebetriebes Q_G der Naturmessungen am Fluss Duber Khwar im Jahre 1999

Somit ergeben sich folgende Überlegungen bezüglich der Transportform, der transportierten Geschiebemassen sowie der Kornzusammensetzung des transportierten Materials. Die Deckschicht des Flusses Duber Khwar wurde im Jahre 1999 für eine Dauer von etwa 2 Wochen bewegt, die mit einer deutlichen Zunahme des Geschiebetriebes verbunden war. Im Jahre 2000 wurde das Sohlenmaterial der Deckschicht am Duber Khwar hingegen nur an wenigen Tagen im Frühjahr mit der ersten Schneeschmelze bewegt. Die Masse des im Jahre 2000 bewegten Geschiebematerials bestand aus feinem Material. Dies bedeutet, dass die Zusammensetzung des transportierten Geschiebes davon abhängig ist, ob die Deckschicht durch die vorhandenen Abflüsse in Bewegung gesetzt werden kann oder nicht. Wird die Deckschicht bewegt, setzt sich die an wenigen Tagen bewegte Masse größtenteils aus grobem Material zusammen, ähnlich der in Abb. 6.47 dargestellten Zusammenhänge. Wird die Deckschicht jedoch nicht durch den maximalen Strömungsangriff in Bewegung gesetzt, nehmen die insgesamt transportierten Massen geringe Werte an und das Geschiebematerial besteht aus feinen Körnungen mit wenigen Steinen mit $d > 150$ mm [LAUFFER UND SOMMER (1982), LEOPOLD (1987)]. Welche Jährlichkeit die die Deckschicht bewegenden Hochwässer aufweisen, kann nicht direkt aus den aufgenommenen Messungen zweier aufeinander folgender Jahre beurteilt werden.

Der Vergleich der verschiedenen Naturuntersuchungen [LAUFFER UND SOMMER (1982), KUHNLE (1992)] mit der klassischen Formel zum Geschiebetransport von MEYER-PETER/MÜLLER (1949) zeigt, dass die Anwendung des im Labor entwickelten Ansatzes zur Überschätzung der transportierten Geschiebefrachten führt. Dies wird durch die eigenen Naturmessungen und deren Diskussion in Kapitel 6.3.1 belegt und soll an dieser Stelle nicht weiter ausgeführt werden. Alternativ hierzu wurden in den letzten Jahren einige Ansätze zur Berechnung des Geschiebes in Gebirgsflüssen entwickelt [HOFER (1987), RICKENMANN (1994), D'AGOSTINO ET AL. (1994)], die auf zeitlich integrierten Größen aufbauen. Wie bereits

in Kapitel 3.3.2.2 diskutiert, sind die meisten Ansätze wegen der spezifischen Eichparameter nicht auf andere Untersuchungsgebiete übertragbar.

Einzig der Ansatz von BILLI ET AL. (1994) aus Gl. (3.81) soll an dieser Stelle mit den Versuchsdaten verglichen werden. Zu diesem Zweck wird beispielhaft der Fluss Duber Khwar mit dem starken Anstieg des Abflusses zwischen dem 08.06.1999 und dem 13.06.1999 betrachtet. Da die Analyse der Versuchsergebnisse die Formulierung zweier Stabilitätskriterien zum Ergebnis hatte, wurden im Folgenden die kritischen Abflüsse und die daraus berechneten effektiven Wasservolumina V_e berechnet. Danach ergibt sich für den Fluss Duber Khwar ein kritischer Abfluss bei Bewegungsbeginn des Feinmaterials von ca. $21 \text{ m}^3/\text{s}$ und für den Beginn der Deckschichtbewegung von ca. $68 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Anwendung des zeitlich integrierten Geschiebeansatzes von BILLI ET AL. hat für den Zeitraum der 5-tägigen hohen Wasserstände bei Verwendung des geringeren kritischen Abflusses ein transportiertes Geschiebevolumen von 25500 m^3 zum Ergebnis. Bei Betrachtung des höheren kritischen Abflusses werden maximal 8450 m^3 Geschiebe transportiert. Den beiden aus der empirischen Formel in Gl. (3.81) berechneten Werten steht ein aus den Messungen integriertes Ergebnis in Höhe von 214 m^3 entgegen, was einer Überschätzung um den Faktor 120 bzw. 40 entspricht. Hieraus wird ersichtlich, dass die Berechnung des Geschiebetransportes mittels integraler Größen keine verbesserte Annäherung zu den natürlichen Bedingungen ergibt. Deshalb sollte versucht werden, den Geschiebetransport mit den gemessenen hydraulischen Größen des Strömungsangriffes in einen funktionalen Zusammenhang zu setzen.

Aus den obigen Ausführungen wird deutlich, dass die Strömungskräfte als maßgebende Parameter zur Beurteilung der Sohlenstabilität sowie des transportierten Geschiebes zu betrachten sind. Um dies nachzuprüfen, sollte eine kontinuierliche Beobachtung des Geschiebetransportes über einen längeren Zeitraum hinweg durchgeführt werden. Aufgrund der umfangreichen Messungen an den insgesamt 16 Flüssen des Projektgebietes im Jahre 1999 lag der zeitliche Abstand der Messungen an den einzelnen Standorten bei ca. 2 Wochen. Aus den Momentaufnahmen der Messungen des Geschiebetriebes konnte zunächst nicht geschlossen werden, ob sich ähnliche Transportformen und -massen auch für die dazwischenliegenden Tage ergäben, welche die Formulierung eines auf hydraulischen Strömungsparametern basierenden Geschiebetriebansatzes unterstützte. Deshalb wurden im Jahre 2000 am Fluss Duber Khwar für eine Dauer von etwa 2 Wochen täglich Messungen zum Geschiebetransport durchgeführt, deren Ergebnis in Abb. 6.48 dargestellt ist. Um einen mittleren Wert des Geschiebetriebes zu bestimmen, wurde jede Geschiebemessung dreimal wiederholt und deren Mittelwert für die weiteren Berechnungen verwendet.

Die in Abb. 6.48 dargestellten Geschiebefrachten waren durch die Transportform des selektiven Transportes gekennzeichnet. Aus der Abbildung wird ersichtlich, dass mit Ausnahme des Transportes vom 10.06.00 die Ganglinien des Abflusses und des Geschiebetriebes annähernd parallel verlaufen. Beim Ereignis vom 10.06.00 stiegen die Wasserstände kurzfristig relativ schnell an, ein Gewitter im Einzugsgebiet führte zu einer kurzen Welle erhöhter Abflüsse. Dies deutet bereits auf den instationären Charakter des Geschiebetransportes hin, die bislang noch nicht in der Natur erfasst werden können. Im Allgemeinen kann jedoch festgestellt werden, dass eine Tagesspitze in den Abflüssen direkt in den transportierten Massen zu finden ist. Abflüsse gleicher Größenordnung haben ebenfalls Massen ähnlicher Größen zur Folge, was auf einen Zusammenhang zwischen den

Strömungskräften und dem bewegten Geschiebe schließen lässt. Dieser Zusammenhang soll im folgenden Kapitel formuliert werden. Hierbei ist darauf hinzuweisen, dass die Betrachtung statisch ist und der dynamische Prozess des Geschiebetransportes vereinfacht durch stationäre Zustände beschrieben wird.

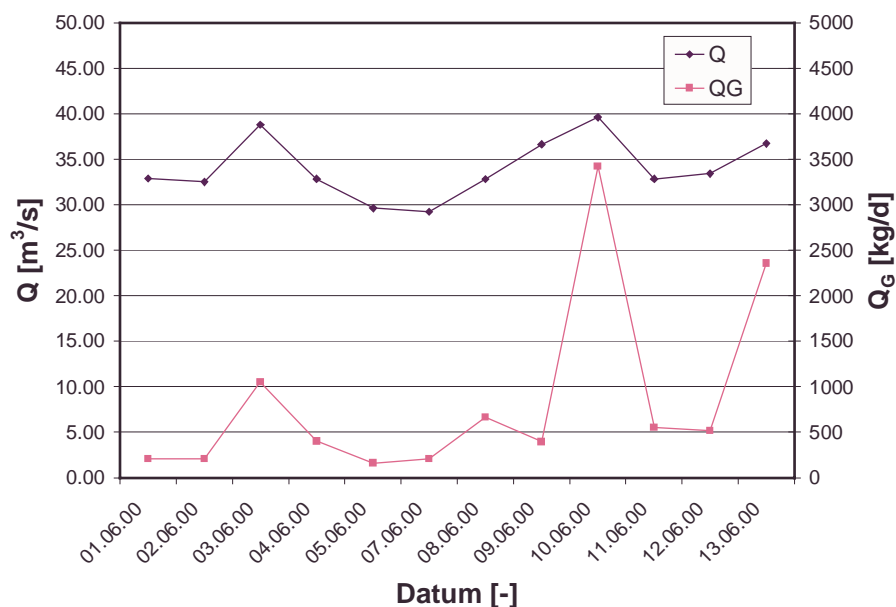


Abb. 6.48: Geschiebetrieb des Flusses Duber über einen Zeitraum von 12 Tagen im Sommer des Jahres 2000

6.3.3 Entwicklung einer Geschiebetransportformel für Gebirgsflüsse

6.3.3.1 Normierung effektiv wirkender Schubspannungen

Da die im Schrifttum existierenden Geschiebetransportfunktionen für steile Gerinne [MPM (1949), SMART UND JÄGGI (1983), RICKENMANN (1990)] zu einer Überschätzung der Massen führen, soll mit Hilfe der im Gelände erhobenen Daten eine neue Formel entwickelt werden, die den selektiven Geschiebetransport in Gebirgsflüssen beschreibt und möglichst im Einvernehmen mit den Grundsatzuntersuchungen im Labor steht.

Zu diesem Zwecke wurden die querschnittsgemittelten hydraulischen und sedimentologischen dimensionslosen Parameter nach SHIELDS (Gl. (3.64)) und EINSTEIN (Gl. (3.65)) für die Flüsse des Projektgebietes berechnet. Dabei wurde in Anlehnung an die Untersuchungen der VAW der maßgebende Korndurchmesser d_m der Sohlenoberfläche als repräsentativer Kornparameter verwendet. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurden in Abb. 6.49 nur einige repräsentative Flüsse dargestellt, welche das gesamte Gefällespektrum abdecken. In der Graphik ist der dimensionslose Einstein-Parameter ϕ in Abhängigkeit des Shields-Parameters τ_* dargestellt. Bei denjenigen Flüssen, bei denen sich über den kritischen Zustand des Bewegungsbeginns der Deckschicht hinaus eine Bewegung des Sohlenoberflächenmaterials einstellte (Duber Khwar und Kandia), sind steile Anstiege in der Transportrate zu verzeichnen. Da die Steigung der gemessenen Punkte bei den Flüssen Duber Khwar und Kandia ähnlich aussieht, ist zu erwarten, dass die anderen Gebirgsflüsse ein ähnliches Verhalten aufweisen. Bedingt durch die Hydrologie wurden die hierzu notwendigen Wasserstände jedoch nicht erreicht.

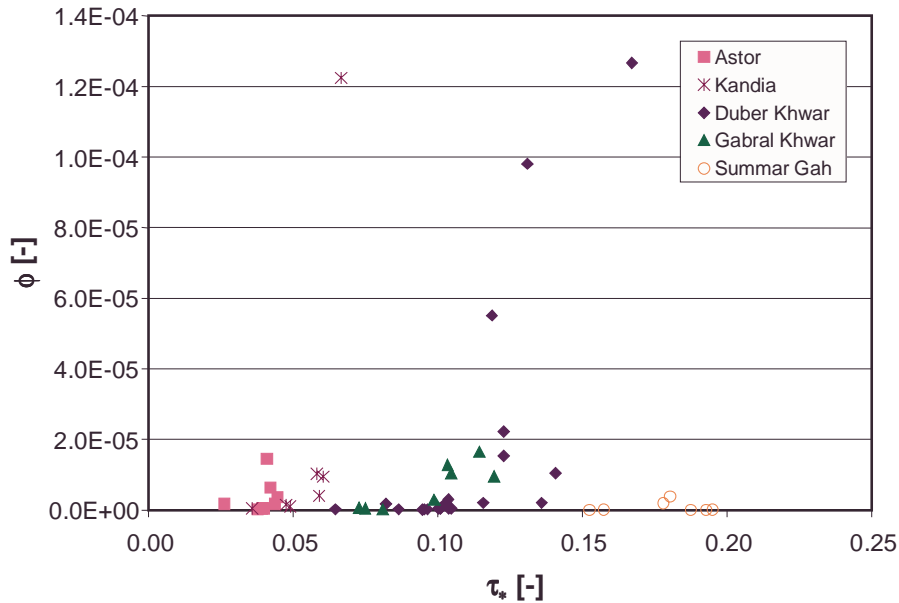


Abb. 6.49: Dimensionslose Transportrate ϕ als Funktion des Shields-Parameters τ_* .

Bemerkenswert ist die Tatsache, dass sich bei Verwendung des maßgebenden Korndurchmessers d_m der geringste gemessene Transport bei den Flüssen unterschiedlicher Gefälle bei kritischen Shields-Parametern zwischen $0,03 < \tau_* < 0,15$ einstellten. Trotz der verschiedenen kritischen Shields-Parameter der Flüsse ist das transportierte Geschiebematerial bei der geringsten Transportrate mit $2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$ identisch. Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass bei gleicher Wirkung, hier gleiche Körnung, auch die gleiche Kraft wirken muss. Aus dimensionsanalytischen Betrachtungen von SHIELDS (1936) ist die Bewegung eines Partikels bei voll turbulenter Umströmung des Kornes eine Funktion der dimensionslosen Korn-Froude-Zahl τ_* . Diese ist nach Gl. (3.18) definiert als

$$\tau_{*c} = \frac{\rho \cdot g \cdot h \cdot l}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d} \quad (6.20)$$

Da es sich bei den Parametern ρ_s , ρ und g um Materialeigenschaften bzw. eine physikalische Konstante sowie bei d und h um in der Natur messbare Größen handelt, bleibt als zu verändernde Variable nur noch die Neigung l übrig. MPM haben bei ihren Versuchen (1949) bereits festgestellt, dass Sohlkonfigurationen zu einer erheblichen Reduktion des Geschiebetriebes führen. Um diesen Effekt zu berücksichtigen wurde anstatt des messbaren totalen Gefälles l das Reibungsgefälle l_r eingeführt, welches in den Shields-Parameter eingesetzt wird. Das Verhältnis zwischen totalem Gefälle l und Reibungsgefälle l_r kann wie folgt hergeleitet werden. Unter Verwendung der empirischen Fließformel nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER (Gl. 3.12) können das totale Gefälle l nach Gl. (6.21) und das Reibungsgefälle l_r nach Gl. (6.22) geschrieben werden.

$$l = \frac{v^2}{k_{st}^2 \cdot R^{\frac{4}{3}}} \quad (6.21)$$

$$l_r = \frac{v^2}{k_r^2 \cdot R^{\frac{4}{3}}} \quad (6.22)$$

Gleichsetzen von Gl. (6.21) und Gl.(6.22) führt zu

$$I_r = \left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot I, \quad (6.23)$$

wobei die Energieverluste durch den Geschwindigkeits-Beiwert k_{st} aus den Versuchen, der Beiwert k_r in Anlehnung an die Versuchsergebnisse von NIKURADSE nach der empirischen Beziehung von MEYER-PETER UND MÜLLER (1949) ausgedrückt werden kann:

$$k_r = \frac{26}{\sqrt[6]{d_{90}}} \quad (6.24)$$

MPM (1949) machen darauf aufmerksam, dass die Anwendung des Fließgesetzes nach STRICKLER auf Teilgefälle nur eine Größenordnung des in Gl. (6.23) enthaltenen Exponenten geben kann. Die Bestimmung des Exponenten muss aus den Ergebnissen der Versuchsreihen iterativ bestimmt werden. Bei den Versuchen von MPM ergab sich eine Exponent von 1,5, der in Gl. (3.66) dargestellt ist.

Die bei den Versuchen von MPM festgestellten Sohlkonfigurationen sind eine erste Ausbildung von morphologischen Strukturen im Längsprofil eines Flusses. Entwickelt man diesen Gedanken weiter, so kann man die Ausbildung von Deckschichten und Entstehung von Riffel-Pool- und Step-Pool-Sequenzen mit steigendem Gefälle als Weiterentwicklung der Sohlenkonfigurationen im Mesomaßstab betrachten. Demzufolge wären die effektiv wirkenden Korn-Froude-Zahlen durch einen Korrekturbeiwert der Form

$$\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^a \quad (6.25)$$

zu normieren, um so die in Abb. 6.49 parallel verschobenen Geschiebetriebdaten in eine Punkteschar mit gemeinsamen kritischen Shields-Parameter bei Bewegungsbeginn zusammenfallen zu lassen. Zur Kalibrierung des Exponenten werden die Shields-Parameter $\tau_{*reibung}$ mit dem Reibungsgefälle I_r gegenüber den Shields-Parametern τ_{*total} des totalen Gefälles I aufgetragen. Da der Nenner des Shields-Parameters (Gl. (6.20)) für den Fall der Bewegung des locker gelagerten Feinmaterials mit $d = 4$ mm eine Konstante bildet, sind in Abb. 6.50 die effektiv wirkenden Schubspannungen $\tau_{reibung}$ den theoretischen Schubspannungen τ_{total} gegenübergestellt. Hierzu wurden als Grundlage die gleichen Daten zum Bewegungsbeginn des Feinmaterials verwendet wie in Gl. (6.15) bzw. Abb. 6.37.

Bei Wahl des Exponenten mit $a = 2,0$ kann ein Trend zwischen den beiden Parametern ausgeschlossen werden. Aus der graphischen Darstellung wird ersichtlich, dass es zu einer deutlichen Reduktion der auf die Sohle wirkenden Schubkraft von teilweise 900 N/m^2 auf 30 N/m^2 kommt. In Abb. 6.50 ist ebenfalls zu sehen, dass die Streuung für die Festlegung des Bewegungsbeginns noch immer relativ groß ist ($10 \text{ N/m}^2 < \tau_{reibung} < 60 \text{ N/m}^2$). Diese Variabilität ist jedoch im Hinblick auf die vorher theoretisch berechneten Sohlenschubspannungen mit einem Bereich $40 \text{ N/m}^2 < \tau_{reibung} < 900 \text{ N/m}^2$ zu beurteilen.

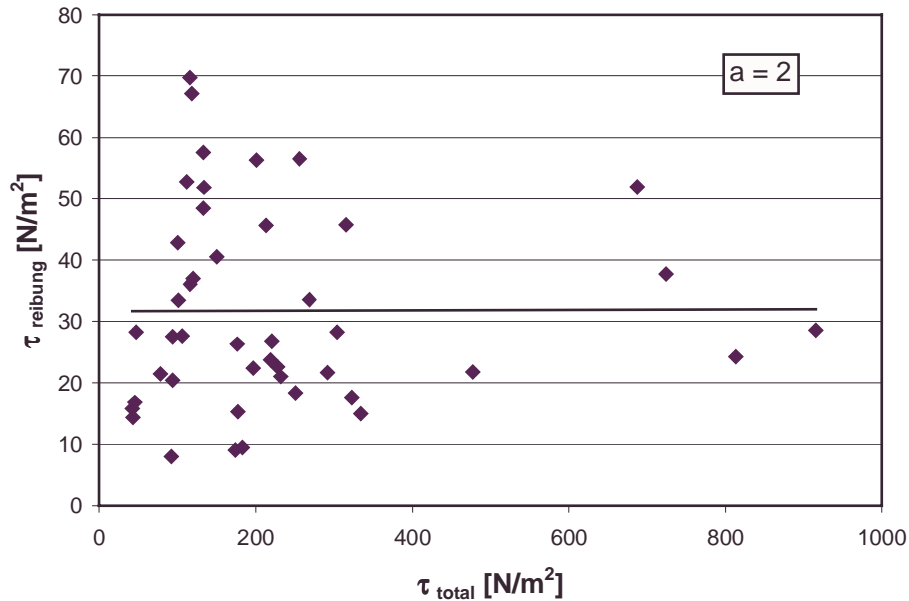


Abb. 6.50: Effektiv wirkende Schubspannung τ_{reibung} als Funktion der theoretischen Schubspannung τ_{total}

Die gleiche Vorgehensweise wurde ebenfalls für die querschnittsgemittelten Daten bei Bewegungsbeginn des Deckschichtmaterials angewendet. Die mittlere, effektiv an der Sohle wirkende Schubspannung wurde dadurch auf einen Wert von 82 N/m^2 reduziert. Dieses Ergebnis wurde durch Wahl des Exponenten a mit dem Wert $a = 1,73$ erreicht. Angesichts der Abweichung der Exponenten in Abhängigkeit der Transportmechanismen stellt sich die Frage, inwiefern das Ergebnis von der Wahl der in Kapitel 6.2.1.2 entwickelten Bewegungskriterien der Deckschicht bedingt ist, oder ob der Korrekturbeiwert (k_{st}/k_r) in Anlehnung an die Ergebnisse von MPM mit $a = 1,5$ eine Funktion des bewegten Materials sein könnte. Die Frage kann im Rahmen dieser Arbeit nicht beantwortet werden und sollte deshalb in weiteren Forschungsarbeiten untersucht werden. Da bei der Bewegung des Feinmaterials davon ausgegangen werden kann, dass es locker gelagert ist und keinerlei Reibungseffekte zur Kornmatrix aufweist, wird vereinfacht für alle Transportmechanismen der Exponent der Funktion k_{st}/k_r mit dem Wert 2,0 verwendet, was auch dem Exponenten der in Gl. (6.23) hergeleiteten Form entspricht.

Abb. 6.51 zeigt die Anwendung des Korrekturbeiwertes $(k_{st}/k_r)^2$ zur Reduktion der theoretischen Sohlenschubspannung τ_* . Die mit dem totalen Sohlengefälle berechneten und parallel zueinander liegenden Shields-Parameter aus Abb. 6.49 fallen bei Anwendung des Reibungsgefälles I_r in eine Punkteschar zusammen. Damit ist die Grundlage zur Entwicklung einer einzigen Geschiebetransportfunktion für alle Gebirgsflüsse des Projektgebietes geschaffen. Als Konsequenz daraus liegt der Bewegungsbeginn des Feinmaterials in einem Bereich zwischen $0,006 < \tau_* < 0,02$. Damit wird das klassische Shields-Kriterium mit einem für die gesamte Kornmischung repräsentativen absoluten Wert aufgehoben. Es wird jedoch auch deutlich, dass die großen Werte des Geschiebetriebes ϕ nahe im Bereich von $0,03 < \tau_* < 0,045$ liegen, was auf eine mögliche Anpassung der Versuchsdaten der VAW hindeutet und deshalb in Kapitel 6.3.3.3 untersucht wird.

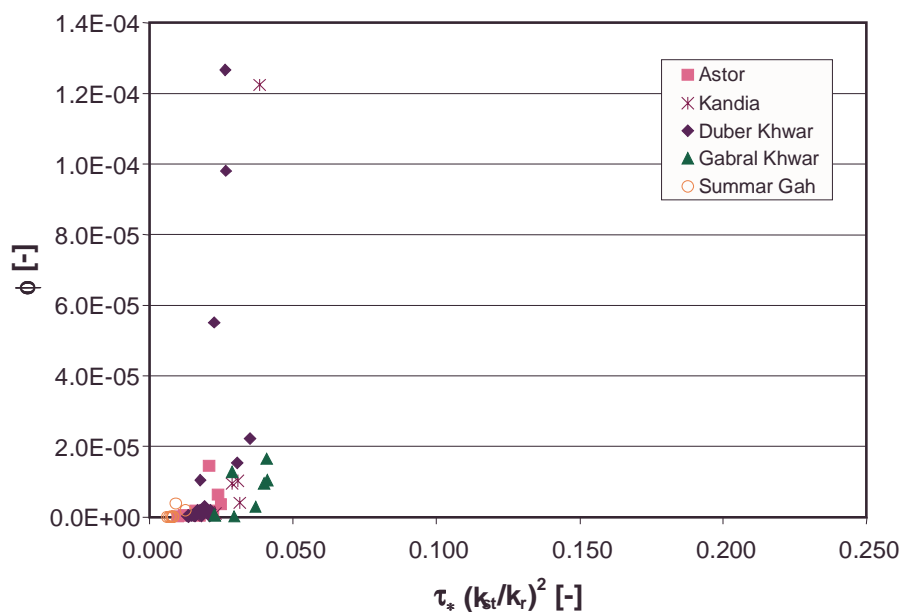


Abb. 6.51: Dimensionslose Transportrate ϕ als Funktion der normierten Shields-Parameter τ_* $(k_{st}/k_r)^2$

6.3.3.2 Analyse der Naturmessungen

Mit Hilfe der normierten Shields-Parameter und der Berücksichtigung der Sammeleffizienz des mobilen Geschiebefängergerätes können die Geschiebetransportdaten der Naturmessungen in einer Transportformel ausgedrückt werden. Der von MPM vorgeschlagene Korrekturbeiwert (k_{st}/k_r) konnte durch die Naturdaten für die 16 verschiedenen Gebirgsflüsse des Projektgebietes kalibriert werden, wodurch der natürliche Geschiebetrieb in den Flüssen durch eine Gleichung beschrieben werden kann.

Zunächst wurden parallel zu den Stabilitätsbetrachtungen des Kapitels 6.2.3 die querschnittsgemittelten Parameter ausgewertet. Von den insgesamt 172 durchgeführten Messungen wiesen 92 Messungen Geschiebetransport auf, welche im Folgenden analysiert wurden. Hierzu wurde jeweils die Transportrate mit dem Einsteinparameter ϕ ausgedrückt und gegen den mit dem Energieverlustbeiwert $(k_{st}/k_r)^2$ korrigierten Shields-Parameter τ_* aufgetragen (Abb. 6.52). Aus der Graphik ist ersichtlich, dass es sich in der Mehrheit bei den Geschiebetriebdaten um feinere Körnungen handelt. Die Daten liegen unterhalb des Wertes $\tau_* = 0,05$, bei dem nach den vorigen Überlegungen der Messbereich der Laboruntersuchungen der VAW beginnt. Die Anpassung der Daten erfolgte über eine Potenzfunktion, als charakteristischer Korndurchmesser wurde zunächst der Durchmesser d_{50} bei 50% Siebdurchgang benutzt. Das Ergebnis der Funktion ist in Gl. (6.26) zu sehen.

$$\phi = 0,125 \cdot \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right)^{2,72} \quad (6.26)$$

Der Korrelationskoeffizient der Funktion liegt mit dem Wert $R^2 = 0,45$ in Anbetracht der zu erwartenden Ungenauigkeiten bei Naturmessungen an 16 verschiedenen Gebirgsflüssen in einem akzeptablen Bereich. In Anlehnung an die Ansätze der VAW wurde anstatt des d_{50} der maßgebende Korndurchmesser d_m nach Gl. (3.20) zur Berechnung der dimensionslosen Parameter ϕ und τ_* verwendet. Die Anpassung der Potenzfunktion bringt keinen

wesentlichen Unterschied, deshalb wird lediglich deren Ergebnis in Gl. (6.27) dargestellt. Die Güte der Korrelation liegt mit $R^2=0,43$ in der gleichen Größenordnung wie bei Gl. (6.26).

$$\phi = 0,11 \cdot \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right)^{2,70} \quad (6.27)$$

Beide Transportgleichungen erlauben die Berechnung des zu erwartenden natürlichen Geschiebetriebes in Gebirgsflüssen. Falls keinerlei Naturmessungen zur Berechnung der Energieverluste in dem zu betrachtenden Flussquerschnitt zur Verfügung stehen, können zur Berechnung des Energieverlustbeiwertes (k_{st}/k_r) die aus verschiedenen Quellen [JARRET (1984), BATHURST (1985), eigene Daten] empirisch bestimmten Funktionen in Gl. (6.9) und Gl. (6.10) verwendet werden. Damit wird auch eine Berechnung an Flüssen ohne Pegelstationen möglich.

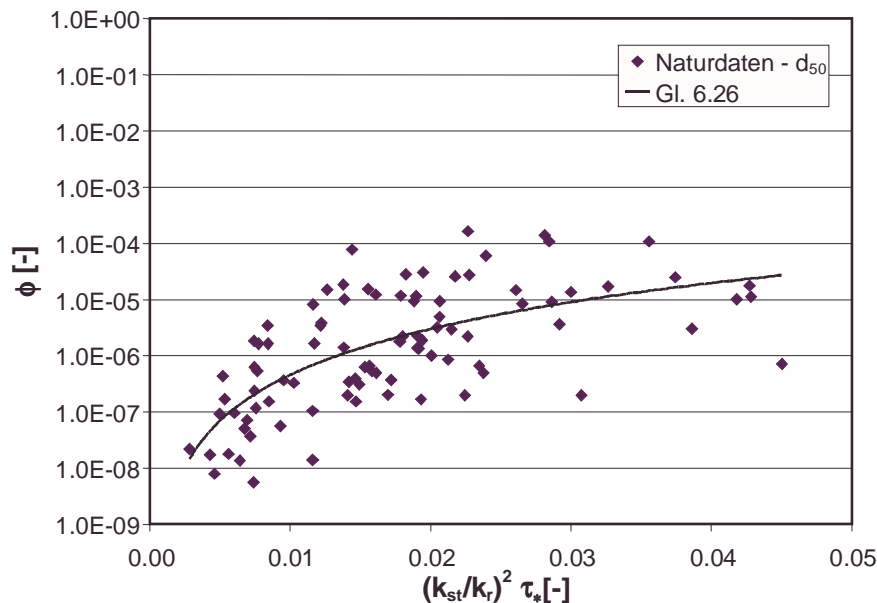


Abb. 6.52: Geschiebefunktion der Naturdaten für den Geschiebetriebzustand der latenten Erosion in Gebirgsflüssen

Die Funktion in Gl. (6.26) gehört aufgrund des fehlenden Parameters ($\tau_* - \tau_{*c}$) nicht zu dem klassischen Konzept des Schubspannungsüberschusses, wie es in einer Reihe von Geschiebeformeln der Fall ist [MPM (1949), SMART (1984), SUSZKA (1991)]. Die Festlegung des Bewegungsbeginns auf der Basis des Shields-Parameters versagt, wie die Ausführungen in Kapitel 6.2 belegen. Deshalb erscheint es zweckmäßig, den Bewegungsbeginn mit Hilfe des dimensionslosen spezifischen Abflusses nach Gl. (6.15) und Gl. (6.16) auszudrücken. Der Anwendungsbereich der Formel ergibt sich aus den Grenzen der Entwicklung. Da die Gleichung lediglich im Bereich $(k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau_* < 0,05$ gültig ist, ist eine Erweiterung des Gültigkeitsbereiches für größere Schubspannungsbeanspruchungen unerlässlich.

6.3.3.3 Vergleich der Naturmessungen mit VAW-Daten

Wie aus Abb. 6.52 zu sehen ist, grenzen die maximal gemessenen Geschiebetriebdaten an den Bereich des klassischen Shields-Parameters zwischen 0,03 und 0,06. An dieser Stelle

muss darauf hingewiesen werden, dass die Naturmessungen sich in diesem Bereich an die Grenze der Durchführbarkeit nähern. Aus der Erfahrung der Arbeit im Gelände erscheint es schwierig, bei Gebirgsflüssen mit hoher Turbulenzintensität und Geschwindigkeiten von $v > 6$ m/s den Geschiebesammler mit einem Gewicht von 69 kg ohne Gefahr für das Bedienpersonal an die Flusssohle zu setzen und wieder zu heben.

Da in diesem Bereich die Versuchsergebnisse von MPM, SMART UND JÄGGI sowie RICKENMANN beginnen, werden deren Versuchsergebnisse mit denen der Naturdaten verglichen. Zu diesem Zweck wurden die Ergebnisse der Laboruntersuchungen der VAW den Veröffentlichungen entnommen und in einem gemeinsamen Diagramm in Abb. 6.53 dargestellt. Dabei wird deutlich, dass es sich bei den Untersuchungen von SMART UND JÄGGI (1983) um eine Erweiterung der Versuche von MPM in den steilen Gefällebereich ($I < 20\%$) handelt. Während die Messpunkte in einem sehr geringen Bereich des Shields-Parameters einen steilen Anstieg aufweisen, flacht die Funktion von SMART UND JÄGGI mit zunehmender Steigerung der Sohlenbeanspruchung ab. Die Untersuchungen von RICKENMANN mit der Zielsetzung, den Einfluss der Dichteströmung auf die Transportverhältnisse zu überprüfen, ergeben gegenüber den Ergebnissen von SMART UND JÄGGI keinen wesentlichen Unterschied, was sich auch in der Form der Gl. (3.67) und (3.72) niederschlägt.

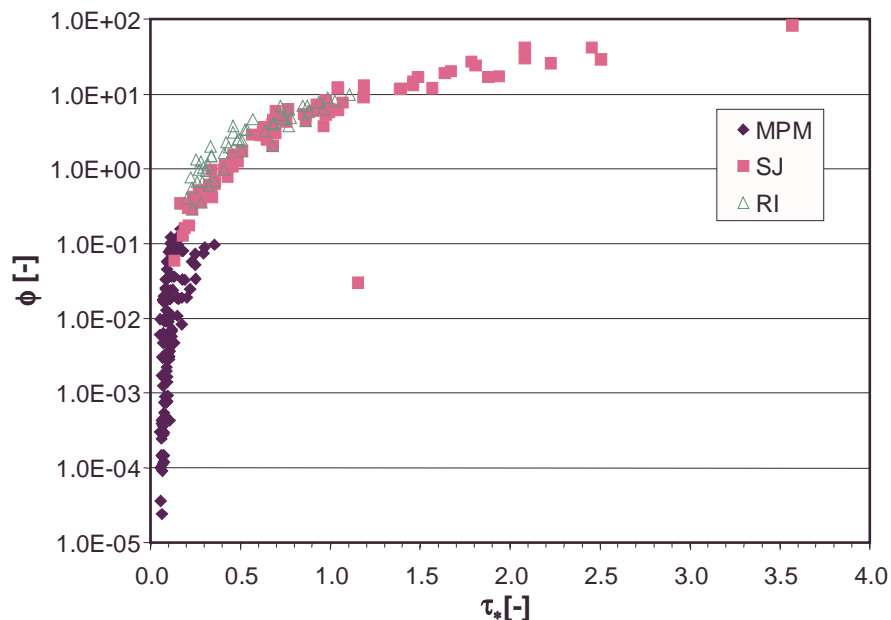


Abb. 6.53: Vergleich der Originaldaten der Laboruntersuchungen an der VAW

Betrachtet man die hydraulischen Parameter der verschiedenen Versuchsreihen etwas detaillierter, so sind unterschiedliche Randbedingungen festzustellen, die bereits in Kapitel 3.3.1 diskutiert wurden. Die fehlende Ausprägung der Sohlmorphologie im Längsschnitt mit steigendem Gefälle führt zu einem gegenüber natürlichen Bedingungen geringeren Fließwiderstand, der höhere Geschwindigkeiten zur Folge hat. Dies macht sich vor allen Dingen bei der Berechnung der Froude-Zahl Fr bemerkbar, die für die drei Untersuchungen in Abb. 6.54 dargestellt ist. Die vorliegenden Naturuntersuchungen sowie die Messungen von JARRET (1984) und BATHURST (1985) belegen, dass sich schießende Strömungsverhältnisse nur kurzzeitig auf wenigen Metern Länge einstellen (siehe Kapitel 3.1.2.3). Insofern finden die Geschiebetransportformeln von SMART UND JÄGGI sowie RICKENMANN ihre Gültigkeit, wenn davon ausgegangen werden kann, dass sowohl

Deckschichten als auch morphologische Strukturen bereits durch den Strömungsangriff zerstört wurden und das Wasser-Feststoff-Gemisch über eine annähernd glatte Sohle locker gelagerten Materials abfließt. Dieser Zustand bildet dann bereits den Übergang zu murgangähnlichen Transportmechanismen (RICKENMANN 1991).

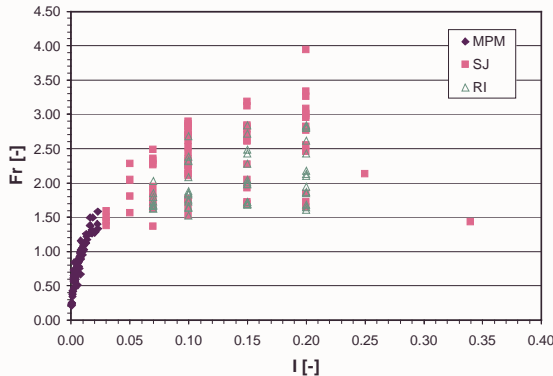


Abb. 6.54: Froude-Zahl Fr als Funktion des Gefälles I bei den Versuchen der VAW

Die morphologischen Randbedingungen der Versuche von SMART UND JÄGGI sowie RICKENMANN haben auch einen Einfluss auf den bei den Versuchen gemessenen Fließwiderstand. Die Energieverluste sind deutlich geringer als es in natürlichen Systemen mit Step-Pools der Fall ist. Wendet man zur Normierung der effektiv wirkenden Sohlenschubspannungen den empirisch bestimmten Korrekturbeiwert $(k_{st}/k_r)^2$ auf die Versuchsergebnisse der VAW an, so bietet sich zur Entwicklung einer

Geschiebetriebfunktion ein differenziertes Bild, welches gemeinsam mit den Ergebnissen der vorliegenden Naturmessungen in Abb. 6.55 dargestellt ist.

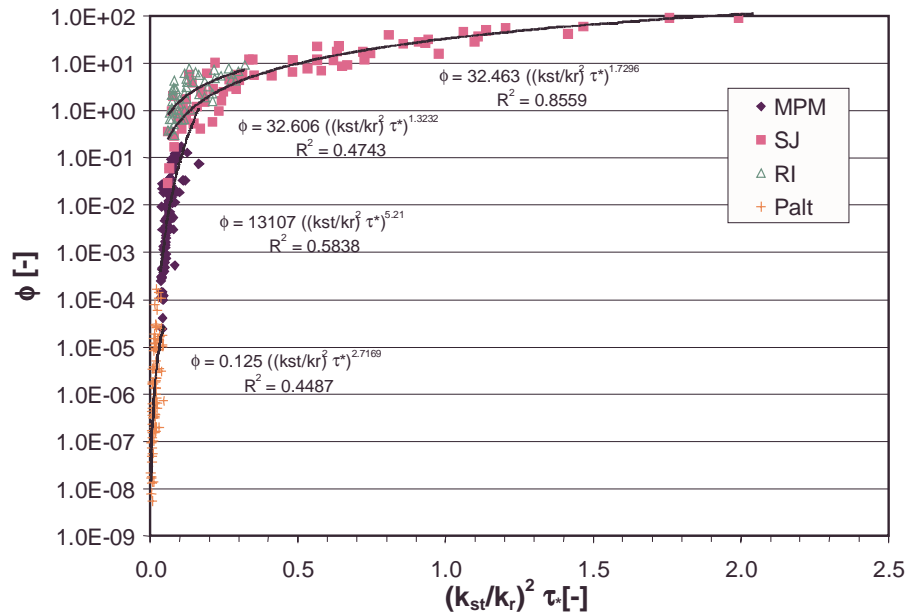


Abb. 6.55: Zusammenfassung der VAW-Daten mit Vergleich der Naturmessungen

Danach entsteht zwischen den Messpunkten von MPM, SMART/JÄGGI und RICKENMANN eine sichtbare Änderung in der Steigung der Funktion. Dies ist auf die unterschiedlichen hydraulischen Bedingungen der Versuche zurückzuführen. Die in der vorliegenden Arbeit durchgeführten Naturmessungen im Projektgebiet des Himalaya-Karakorum hingegen weisen eine gute Anpassung an die Versuche von MPM auf und stellen damit eine Ergänzung der Geschiebetriebfunktion für die von MPM nicht erfasste Transportform des selektiven Transportes dar. Somit schließt sich die Lücke zwischen den als zunächst unterschiedlichen Transportmechanismen angenommenen Geschiebetriebarten des

selektiven Transportes und der Bewegung der Deckschicht durch Grobkomponenten. Damit wird die Beobachtung im Gelände belegt, dass ab einer kritischen Strömungsbelastung der anfängliche Transport von Feinmaterial in den Transport von Deckschichtmaterial übergeht. Dieses Ergebnis bietet die Möglichkeit, alle zur Verfügung stehenden Labor- und Naturdaten zur Entwicklung einer neuen Geschiebetransportformel für Gebirgsflüsse zu nutzen.

6.3.3.4 Weg zu einer neuen Geschiebetransportformel

Aufgrund der bereits oben diskutierten guten Anpassung der Versuchsergebnisse von MPM und den in dieser Studie erhobenen Naturdaten wird im Folgenden eine Geschiebefunktion aus den beiden unabhängigen Untersuchungen entwickelt. Damit wird erstmals sowohl der Transport von Feinmaterial als auch der des Deckschichtmaterials in einer gemeinsamen Gleichung ausgedrückt. Das Ergebnis ist bei Berechnung der dimensionslosen Kennzahlen ϕ und τ_* mit dem Korndurchmesser d_{50} bei 50% Siebdurchgang in Abb. 6.56 dargestellt und in Gl. (6.28) formuliert. Die Potenzfunktion weist einen Korrelationskoeffizienten von $R^2 = 0,84$ auf, was angesichts der Vermengung von Labor- und Naturuntersuchungen als gut erachtet werden kann.

$$\phi = 9067 \cdot \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right)^{5,23} \quad \text{für } \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right) < 0,22 \quad (6.28)$$

oder vereinfacht:

$$\phi = 0,91 \cdot 10^4 \cdot \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right)^{5,25} \quad \text{für } \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right) < 0,22 \quad (6.29)$$

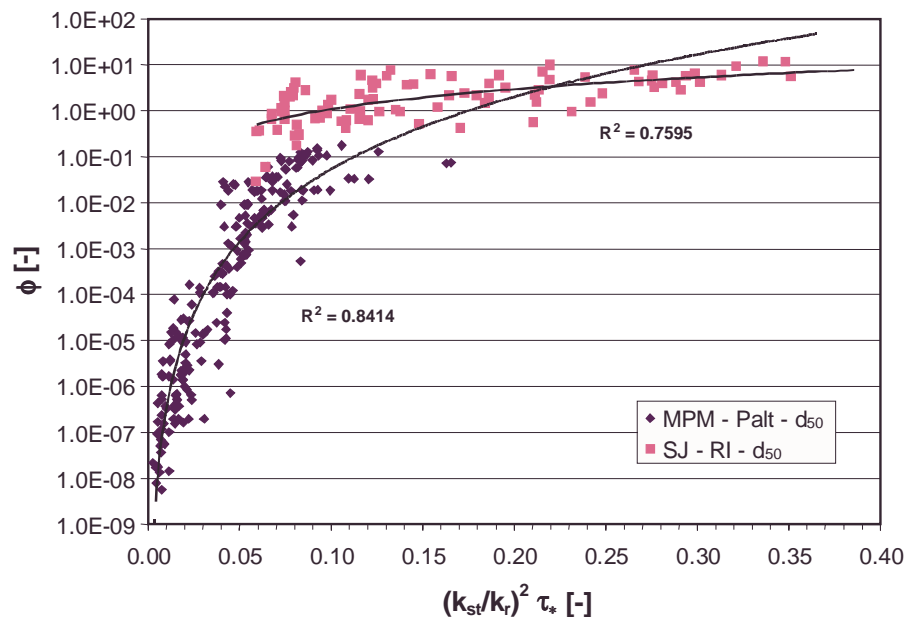


Abb. 6.56: Entwicklung der Geschiebefunktion mit Daten von MPM und eigenen Naturuntersuchungen (Gl. (6.28)) unter Verwendung des d_{50} als charakteristischen Korndurchmesser

Auffällig ist der weite Bereich der Geschiebetransportraten der neuen Funktion. Dieser erstreckt sich mit den aufgenommenen Daten zwischen $1 \cdot 10^{-1}$ und $1 \cdot 10^{-8}$. Der Übergang der

Naturdaten des Projektgebietes des Himalaya-Karakorum zu den Labordaten von MPM befindet sich bei etwa $1 \cdot 10^{-4}$ mit einander überlappenden Messpunkten. Des Weiteren ist in Abb. 6.56 die aus der Datengrundlage von SMART/JÄGGI und RICKENMANN entwickelte Potenzfunktion dargestellt, deren Ergebnis in Gl. (6.30) zu finden ist ($R^2 = 0,67$).

$$\phi = 30,34 \cdot \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right)^{1,45} \quad \text{für } \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right) > 0,22 \quad (6.30)$$

Danach ergäbe sich auch der Anwendungsbereich der beiden hier entwickelten Geschiebetriebfunktionen. Der in der Darstellung abgebildete Schnittpunkt der beiden Potenzfunktionen kann demnach als Grenzwert $\left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right) \approx 0,22$ der Anwendungsbereiche definiert werden.

Verwendet man anstatt des Kornparameters d_{50} den maßgebenden Durchmesser d_m , wie es in den Originalansätzen der VAW gemacht wurde, ergeben sich nur leicht verschiedene Funktionen, deren Ergebnisse hier dargestellt sind. Die Geschiebefunktionen sind wie folgt:

$$\phi = 10041 \cdot \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right)^{5,25} \quad \text{für } \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right) < 0,22 \quad (6.31)$$

$$\phi = 29,57 \cdot \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right)^{1,42} \quad \text{für } \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right) > 0,22 \quad (6.32)$$

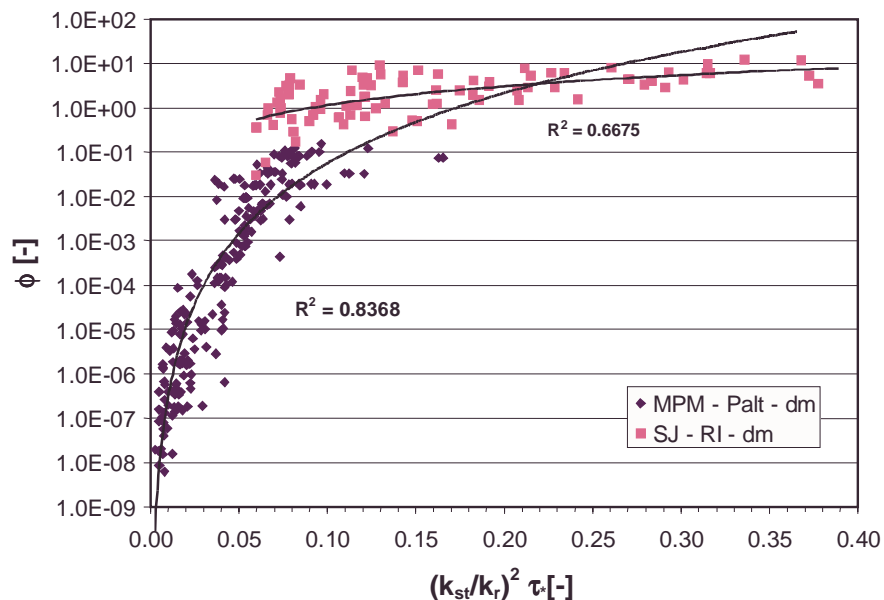


Abb. 6.57: Entwicklung der Geschiebefunktion mit Daten von MPM und eigenen Naturuntersuchungen (Gl. (6.31)) unter Verwendung des maßgebenden Korndurchmessers d_m

Alternativ zu der Verwendung zweier unterschiedlicher Gleichungen in verschiedenen Anwendungsbereichen wurde im Folgenden versucht, unter Berücksichtigung der zur Verfügung stehenden Daten eine einzige empirische Gleichung für alle Transportvorgänge

sowie Strömungsbelastungen zu entwickeln. Diese Vorgehensweise hätte den Vorteil, dass die Berechnung des Geschiebetransportes in Form von selektivem Transport mit intakter Soilmorphologie bis hin zur maximalen Transportkapazität bei vermutlich zerstörten morphologischen Strukturen möglich wäre. Zur Analyse wurden die Versuche von MPM, SJ und die eigenen Naturmessungen verwendet. Die Daten von RI wurden hier nicht verwendet, da sie zum einen lediglich einen geringen Bereich der Strömungsbelastung abdecken und zum anderen den Ergebnissen von SJ ähnlich sind. Hieraus ergibt sich unter Verwendung des d_{50} als charakteristischen Korndurchmesser folgende Potenzfunktion in Gl. (6.33), welche in Abb. 6.58 mit den verwendeten Daten dargestellt ist.

$$\phi = 1203,5 \cdot \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right)^{4,48} \quad \text{für alle } \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right) \quad (6.33)$$

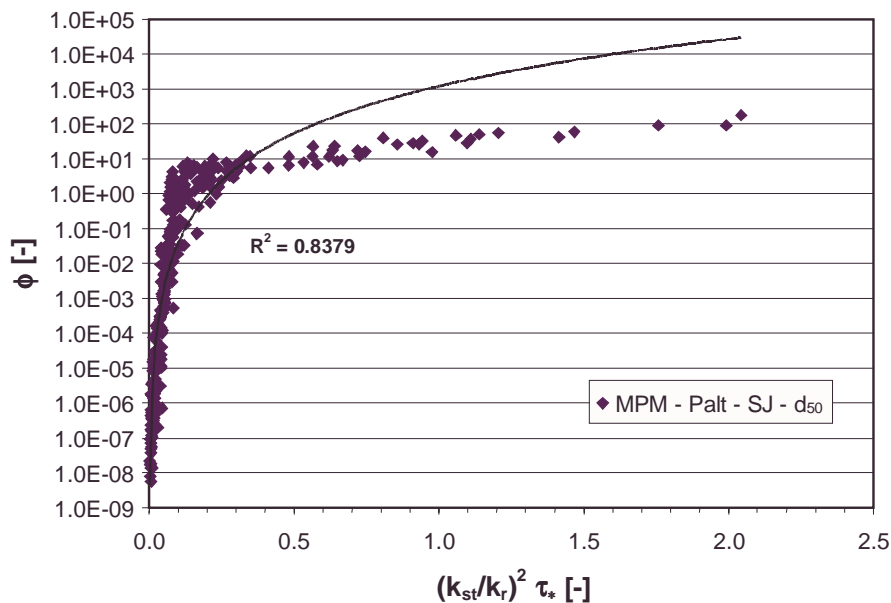


Abb. 6.58: Entwicklung einer allgemeinen Geschiebefunktion für alle Zustände der Strömungsbelastung unter Verwendung der Daten von MPM, SJ und eigenen Naturuntersuchungen unter Berücksichtigung des d_{50}

Zur Vollständigkeit sollen an dieser Stelle auch die Ergebnisse bei Verwendung des maßgebenden Korndurchmessers d_m angegeben werden, die sich kaum von Gl. (6.34) unterscheiden. Die Messpunkte sowie die daraus entwickelte Gleichung sind in Abb. 6.59 dargestellt.

$$\phi = 1258,8 \cdot \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right)^{4,61} \quad \text{für alle } \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right) \quad (6.34)$$

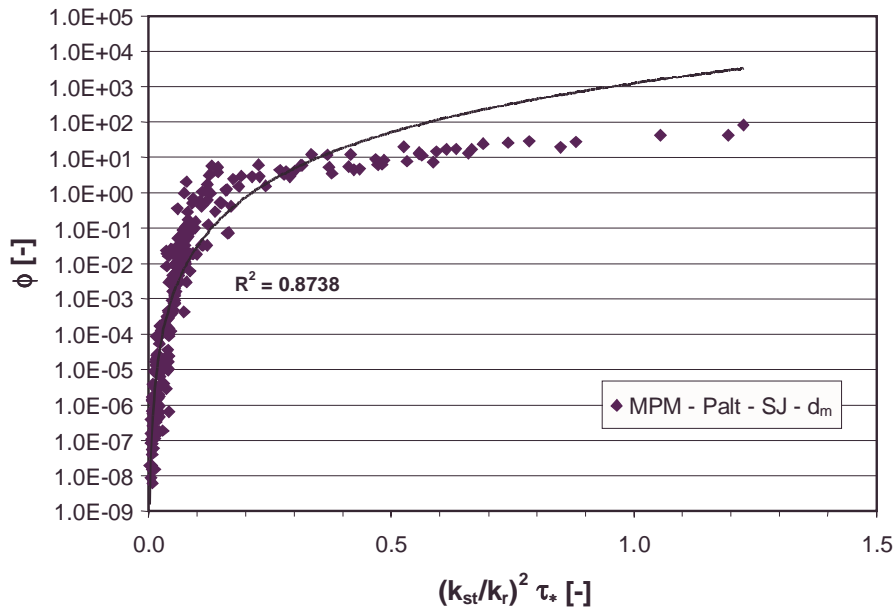


Abb. 6.59: Entwicklung einer allgemeinen Geschiebefunktion für alle Zustände der Strömungsbelastung unter Verwendung der Daten von MPM, SJ und eigenen Naturuntersuchungen unter Berücksichtigung des d_m

Wie in den beiden Darstellungen zu sehen ist, weichen trotz der relativ hohen Korrelationskoeffizienten von $R^2 = 0,83$ und $R^2 = 0,87$ die Funktionen im Bereich großer Strömungsbelastungen von den Messpunkten ab. Inwiefern die Messpunkte von SJ aufgrund der Randbedingungen im Labor den natürlichen Geschiebetransport noch wiedergeben, kann an dieser Stelle nicht geklärt werden. Die laufenden Untersuchungen am Theodor-Rehbock-Laboratorium zum Geschiebetransportverhalten bei steilen Gerinnen mit sohlmorphologischen Ausprägungen können hier sicher weitere Messpunkte für starke Sohlenbeanspruchungen liefern (KOLL UND DITTRICH 1998). Die Untersuchungsergebnisse werden derzeit ausgewertet. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird vermutet, dass sich der Transport des Geschiebes nach Aufbrechen der morphologischen Strukturen entsprechend den Ergebnissen von SJ und RI verhält.

Bei den oben erwähnten Geschiebefunktionen ergibt die Wahl des charakteristischen Korndurchmessers unterschiedliche Bereiche der Abweichung. Bei Verwendung des d_{50} in Abb. 6.58 ist die Änderung der Steigung der Messpunkte durch die Daten von SJ deutlicher ausgeprägt als bei der Wahl des d_m als Kornparameter. Daraus folgt für Gl. (6.33) für den Bereich $0,2 < ((k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau_*) < 0,3$ eine leichte Unterschätzung der transportierten Massen sowie für $((k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau_*) > 0,5$ eine Überschätzung, die mit steigender Strömungsbelastung zunimmt. Da sich bei Anwendung des d_m die Messpunkte von SJ besser an die Daten von MPM und die Naturdaten anpassen, ergibt sich bei $((k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau_*) > 0,05$ eine Überschätzung des natürlichen Geschiebetriebes, deren Abweichung mit zunehmenden Strömungskräften steigt.

Neben den dargestellten Ergebnissen wurde ähnlich der Vorgehensweise von SMART UND JÄGGI (1983) sowie RICKENMANN (1990) versucht, durch das Verfahren einer schrittweisen logarithmischen Regression mit weiteren den Geschiebetransport beeinflussenden Parametern eine Verbesserung der Korrelation zu erreichen. Hierbei wurden als weitere Variable der spezifische Abfluss q , die Gerinneneigung l , die Froude-Zahl Fr sowie die Weite der Sieblinie mit dem Verhältnis d_{90}/d_{30} verwendet. Dabei zeigte sich, dass die

Korrelationskoeffizienten R^2 um ca. 1% verbessert werden konnten, die physikalischen Zusammenhänge allerdings kaum wiederzufinden bzw. falsch wiedergegeben wurden. Die einzige physikalisch sinnvolle Erweiterung der Transportformel konnte durch den Sieblinienparameter d_{90}/d_{30} erreicht werden. Aufgrund der unwesentlich besseren Korrelation ($R^2 = 0,89$) wird an dieser Stelle auf die Berücksichtigung weiterer Variablen zur Beschreibung des Geschiebetransportes in Gebirgsflüssen zum Zwecke der Einfachheit der in den Gl. (6.33) und (6.34) bestimmten Gleichungen verzichtet.

Abschließend soll an dieser Stelle erwähnt werden, dass mit dem entwickelten Konzept der Normierung effektiv wirkender Sohlenschubspannungen in der Natur nur selten Strömungsbelastungen erreicht werden, welche deutlich im Messbereich von MPM liegen ($(k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau^* \approx 0,05$). Dies bedeutet, dass die Steinelemente der Deckschicht nicht in jedem hydrologischen Jahr bewegt werden, wie es sich ebenfalls durch die Messungen im Projektgebiet in den Messreihen 1999 und 2000 gezeigt hat. Des Weiteren liegen die Sohlenbeanspruchungen nur bei extremen Ereignissen deutlich über dem Grenzbereich von $(k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau^* \approx 0,22$. Es wird erwartet, dass die aus den Daten von SJ entwickelten Gleichungen nur im Falle von Hochwässern mit geringer Wiederkehrwahrscheinlichkeit zur Anwendung kämen. Beide Sachverhalte sollen beispielhaft für drei repräsentative Flüsse (Kandia, Duber Khwar, Summar Gah) in Tabelle 6.4 dargestellt werden, welche den untersuchten Gefällebereich der Gebirgsflüsse abdecken.

Unter Verwendung der zur Verfügung stehenden Daten können zunächst die zu erwartenden Energieverluste mit Gl. (6.9) oder Gl. (6.10) abgeschätzt werden. Mit Hilfe der Grenzwerte $(k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau^* \approx 0,05$ bzw. $(k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau^* \approx 0,22$ können die Wassertiefen h berechnet werden, bei der sich nach Abb. 6.57 eine Veränderung in der Geschiebetransportfunktion ergibt. Aus der Tabelle wird ersichtlich, dass die anfängliche Bewegung der Elemente der Deckschicht bei den Flüssen durchaus erreicht und in einigen hydrologischen Jahren sicher auch für einen Zeitraum höherer Abflussstände überschritten werden kann. Die Wasserstände bewegen sich im Bereich des HQ_1 , dem jährlichen Hochwasser. Dies entspricht den Feldbeobachtungen, bei denen der Transport der Deckschichtelemente sich bei bordvollem Abfluss einzustellen begann. Die Wasserstände, bei denen sich ein Übergang zu der Transportformel in Gl. (6.30) ergibt, sind angesichts der hydrologischen Bedingungen von Gebirgsflüssen eindeutig Extremereignissen zuzuordnen. Die Jährlichkeit der Ereignisse würde sich zwischen 100 und 1000 Jahren bewegen. Hierbei kann davon ausgegangen werden, dass sowohl Deckschicht als auch Step-Pool-Systeme zerstört werden und sich annähernd glatte Sohlverhältnisse ausbilden, wie es den Randbedingungen von SMART UND JÄGGI (1983) entspricht.

Tabelle 6.4: Berechnung der Wassertiefen h bezüglich der Anwendungsbereiche der Transportfunktionen für repräsentative Flüsse des Projektgebietes

	Kandia [m]	Duber Khwar [m]	Summar Gah [m]
$(k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau^* \approx 0,05$	3,2	2,3	2,7
$(k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau^* \approx 0,22$	14	10	12

Bei Ereignissen dieser Größenordnung ist davon auszugehen, dass sowohl die Deckschicht der Gebirgsflüsse als auch die Step-Pool-Systeme durch den Strömungsangriff zerstört

werden. Durch die Veränderung der morphologischen Strukturen ist eine Erosion des Querschnittes zu erwarten, die eine Vergrößerung dessen zur Folge hat. Damit sind die Randbedingungen des Querschnittes verändert, dem Abfluss steht eine größere durchflossene Fläche zur Verfügung, die Geschwindigkeit und der spezifische Abfluss werden reduziert. Damit ist die Strömungskraft geringer, wodurch der Geschiebetransport verringert wird. Dieses Phänomen kann mit den hier entwickelten Geschiebetransportformeln nicht erfasst werden. Mit der zu erwartenden Änderung des Querschnittes sind neue Randbedingungen gegeben, die stationären Berechnungen würden mit einer neuen Geometrie als Ausgangssituation beginnen. Dies bezieht sich ebenfalls auf die Berechnung der kritischen Abflüsse für den Bewegungsbeginn der verschiedenen Transportformen. Aufgrund der Seltenheit der Ereignisse können diese Effekte im Rahmen von Naturmessungen kaum untersucht werden, so dass an dieser Stelle keine Aussagen bezüglich der zu erwartenden Änderung eines Querschnittes gemacht werden können. Derartige Fragestellungen könnten jedoch detailliert im Labor unter vereinfachten Bedingungen untersucht werden, womit die Dynamik der Prozesse schrittweise erfasst werden könnte.

Um die Güte der neuen Geschiebetransportformel beurteilen zu können, zeigt Abb. 6.60 den Vergleich zwischen den berechneten und gemessenen Werten. Beispielhaft wurde die Gleichung (6.31) unter Verwendung des d_m als charakteristischen Korndurchmesser zum Vergleich herangezogen. Aufgrund der oben genannten Überlegungen zur Jährlichkeit der Geschiebetransportereignisse sind in der Darstellung die Daten der Naturuntersuchungen sowie der labortechnischen Versuche von MPM dargestellt.

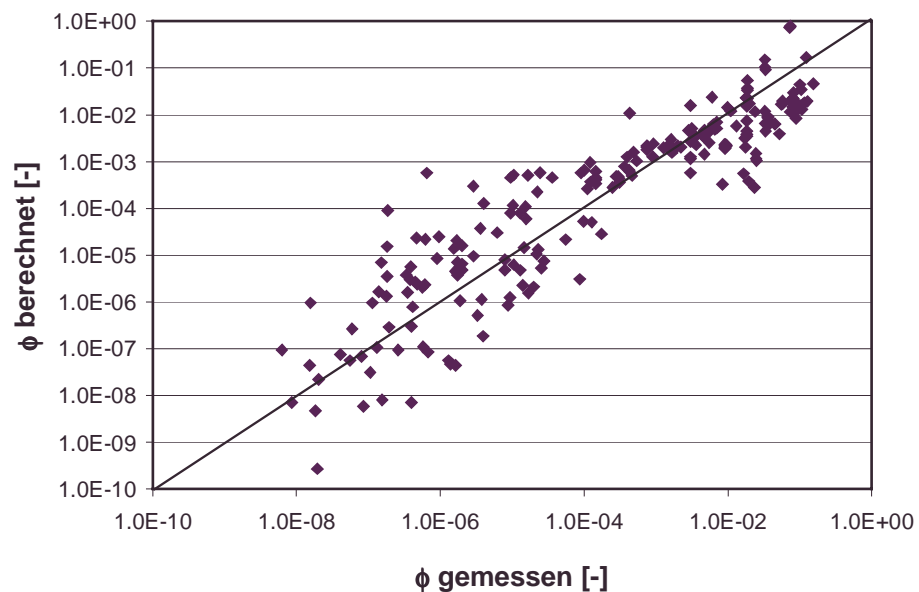


Abb. 6.60: Vergleich des gemessenen und berechneten Geschiebetransportes mit Gl. (6.31) anhand der Messungen von MPM und eigener Naturdaten

Der Überlappungsbereich der unabhängigen Datensätze liegt bei $1 \cdot 10^{-4}$, was sich in der größeren Streuung der Naturmessungen bei selektivem Transport ($\phi < 1 \cdot 10^{-4}$) deutlich macht. Unter Berücksichtigung der Vielfalt der 16 untersuchten Gebirgsflüsse in einem Projektgebiet mit einer Größe von ca. 80000 km² kann die Streubreite als zufriedenstellend betrachtet werden. Entscheidend ist jedoch die gute Anpassung und Übereinstimmung der

neuen Gleichung mit den beiden sehr verschiedenen Datenquellen. Die Einführung des Energieverlustbeiwertes sowie die dadurch bedingte Reduzierung der Sohlschubspannungen auf effektiv wirkende Größenordnungen verbindet die unabhängig voneinander erfassten Messreihen und führt zur Formulierung der neuen Geschiebetransportformel für Gebirgsflüsse.

Wie bereits erwähnt, stellen die entwickelten empirischen Ansätze zur Berechnung des Geschiebetransportes in Gebirgsflüssen eine Vereinfachung der komplexen instationären Prozesse dar. Mit wenigen in der Natur erhobenen Parametern kann eine Abschätzung des zu erwartenden Geschiebetransportes in Gebirgsflüssen erfolgen. Die Geschiebemengen können für gegebene Bedingungen bis zur Änderung des Querschnittes über die mittleren Tagesabflüsse berechnet werden. Damit wird der dynamische Geschiebetransport als ein quasi-instationärer Prozess betrachtet. Die Handhabung der entwickelten empirischen Ansätze wird in Kapitel 8 anhand eines Anwendungsbeispiels dargestellt.

6.4 Transportierte Schwebstoffmengen

6.4.1 Beobachtungen im Gelände

Bei den Schwebstoffmessungen im Gelände zeigte sich bereits, dass die Schwebstoffkonzentrationen bei Niedrigwasser sehr gering sind. In der Zeit zwischen Oktober und April führen die Gebirgsflüsse kristallklares Wasser, so dass die Sohlenstruktur am Bett des Flusses deutlich sichtbar wird. Mit den zunehmenden Temperaturen im Projektgebiet ab April ist eine Steigerung der Wasserstände verbunden. Wie bereits in Kapitel 2 gezeigt wurde, stammt der Großteil des Wassers aus Schnee- und Gletscherschmelze. Abb. 2.4 ist ein eindrucksvolles Beispiel für den bedeutenden Einfluss der Vergletscherung der Einzugsgebiete auf die Schwebstoffführung von Gebirgsflüssen.

In diesem Zusammenhang soll das Ausmaß des Sedimenttransportes durch Schwebstoffe in der alpinen Gebirgsregion des Himalaya-Karakorums mit anderen Regionen der Erde verglichen werden. Nach einer Darstellung von FERGUSON (1984) in Abb. 6.61 transportiert der Fluss Hunza jährlich bis zu 4800 t/km^2 Schwebstoffe, was etwa 25-mal mehr ist als der durchschnittliche Schwebstofftransport der Erde. Ähnlich hohe Transportraten werden lediglich im nepalesischen Teil des Himalayas und in den südlichen Alpen Neuseelands erreicht. Im Vergleich hierzu weisen die Alpen in Europa jährliche Schwebstoffführungen von etwa 100 t/km^2 auf, im Oberrhein werden weniger als 1000 t/km^2 an Schwebstoffen mit dem Wasser transportiert. Die Zahlen verdeutlichen bereits die bedeutende Rolle der Schwebstoffe in der quantitativen Betrachtung der Sedimenttransportprozesse in der Himalaya-Karakorum-Region.

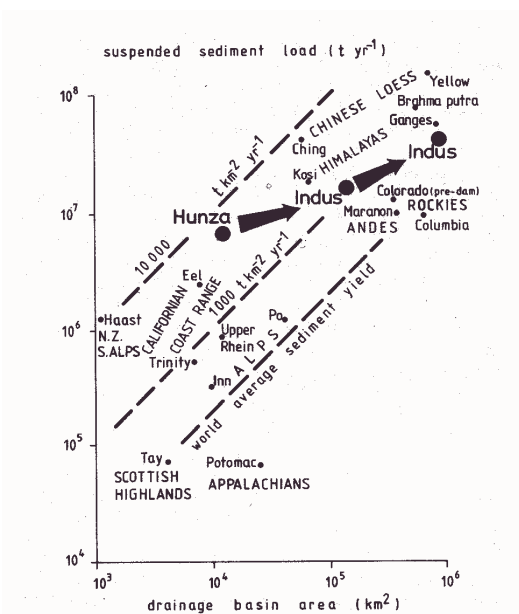


Abb. 6.61: Jährliche spezifische Schwebstofftransportraten im Vergleich (aus: Ferguson 1984)

Der Feststofftransport in Form von Schwebstoffen ist in den großen Nebenflüssen des Oberen Indus, wie dem Shigar, Shyok, Hunza, Gilgit und Astor in den Sommermonaten deutlich erhöht. Einzelne Extremereignisse in den Teileinzugsgebieten der großen Flusssysteme werden durch die großen Distanzen und enormen Abflüsse (bis zu $2000 \text{ m}^3/\text{s}$) weitgehend gedämpft. Der Mischprozess verringert die Spitze der Schwebstoffkonzentration, so dass diese nicht eindeutig als Peak am Pegel des Vorfluters erkennbar wird.



Abb. 6.62: Schwebstoffführung und Messprobe am Fluss Dainter am 05.06.1999

Die kurzzeitigen Spitzen in der Schwebstoffkonzentration bzw. den Abflüssen Q sind deutlicher in den kleineren Einzugsgebieten sichtbar. Dort kann es plötzlich zu erhöhten Abflüssen mit hoher Schwebstoffkonzentration kommen, die teilweise für kurze Zeit andauern. Ein Beispiel hierfür ist die Messung am Fluss Dainter am 05.06.1999, die in Abb.6.62 dargestellt ist. Der linke Teil der Abbildung zeigt das schwebstoffreiche Wasser des Dainter, im rechten Teil ist die Probe einer tiefenintegrierenden Entnahme dargestellt. Bei einem Abfluss von $5,1 \text{ m}^3/\text{s}$ wurde eine Schwebstoffkonzentration von ca. $500 \text{ g}/\text{m}^3$ gemessen, was eine Tagesfracht von ca. 210 t Schwebstoffen ergibt. Die an diesem Fluss bislang gemessenen täglichen Transportraten liegen durchschnittlich bei etwa 10 t – 20 t. Die am 05.06.1999 gemessene Transportrate liegt damit etwa 10- bis 20-mal über den durchschnittlichen, und entspricht damit einer Transportmenge, die während einer Dauer von etwa einem halben Monat transportiert wird. Die Vernachlässigung dieses eintägigen Extremwertes sowie eventuell weiterer Ereignisse gleicher Größenordnung führt zu einer deutlichen Unterschätzung des zu erwartenden Schwebstofftransportes, wie bereits von FERGUSON (1984) sowie WALLING UND WEBB (1981) gezeigt wurde.

6.4.2 Untersuchung der Transportart

Des Weiteren wird aus der Abb. 6.62 ersichtlich, dass die Schwebstoffe aufgrund der hohen Turbulenzen sowie der relativ hohen Fließgeschwindigkeiten gut durchmischt sind. Der visuelle Eindruck vermittelt eher den Transport einer Spülfracht im Gegensatz zu suspendiertem Bettmaterial. Im Folgenden soll dies über das Kriterium der dimensionslosen hydraulischen Rouse-Zahl Z beispielhaft anhand der Daten einer Messung am Fluss Tormik vom 03.06.1999 untersucht werden.

Zunächst soll geklärt werden, inwiefern die vonseiten der WAPDA in der Regel praktizierte Messmethode der tiefenintegrierten Einzelmessung in Strommitte repräsentativ für die mittlere Schwebstoffkonzentration des Querschnittes ist. Deshalb wurden bei einigen Messungen neben der Einzelmessung in Strommitte weitere tiefenintegrierende Entnahmen in äquidistanten Vertikalen entnommen. Abb. 6.63 zeigt die horizontale Verteilung der Schwebstoffkonzentrationen in einem Querschnitt bei der Messung am Fluss Tormik am 03.06.1999.

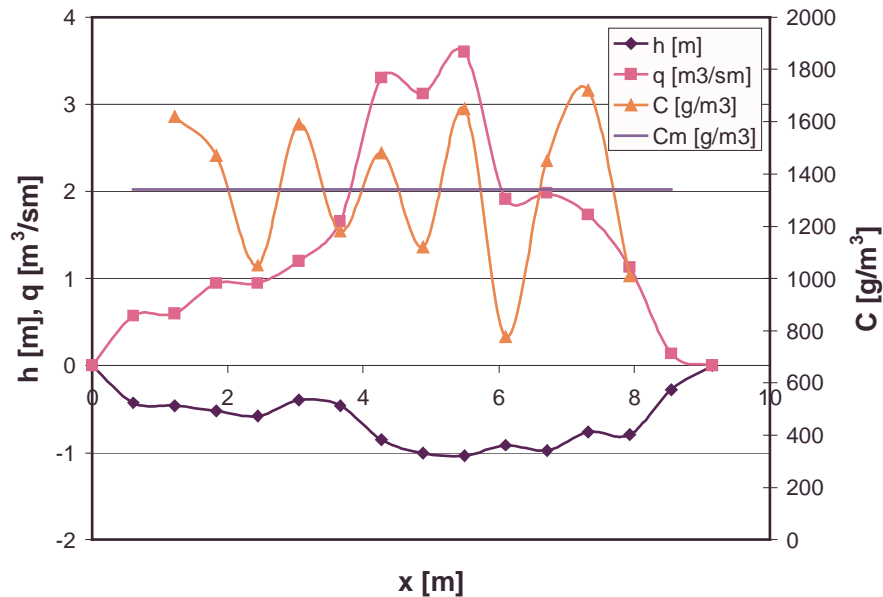


Abb. 6.63: Verteilung der Schwebstoffkonzentration in einem Querschnitt, Tormik, 03.06.1999

Die Konzentrationen variieren um einen mittleren Wert C_m von etwa 1350 g/m^3 . Obwohl die Verteilung des spezifischen Abflusses im Querschnitt wegen des größten Strömungsangriffes in Flussmitte als inhomogen bezeichnet werden kann, ist die Verteilung der Schwebstoffkonzentrationen über den gesamten Querschnitt annähernd konstant. Dies bedeutet, dass, entgegen den Verhältnissen beim Transport von Geschiebe (Abb. 6.20 und 6.21), der Strömungsangriff keinen Einfluss auf die Menge der in Schwebel transportierten Feinstpartikel hat. Das deutet darauf hin, dass es sich beim Transport der Schwebstoffe um Spülfracht handeln muss, die oberstrom durch externe Sedimentquellen in den Strom eingetragen und mit Hilfe des fluvialen Systems in alpinen Gebirgen transportiert wird.

Betrachtet man den Vergleich des durch Integration der einzelnen Messungen berechneten Schwebstofftriebes mit der Berechnung aus Abfluss und der Einzelmessung in Strommitte, liegt die Abweichung im Rahmen der Akzeptanz. Aus der Integration der Einzelmessungen ergibt sich bei der Messung eine Tagesschwebstoffführung von etwa 1630 t. Die Berechnung aus der Abflussmessung mit $Q = 13,9 \text{ m}^3/\text{s}$ und der repräsentativen Schwebstoffkonzentration C ergäbe je nach Wahl der Strommitte bei $x = 4,3 \text{ m}$ oder $x = 4,9 \text{ m}$ eine Feststoffmenge von 1780 t bzw. 1350 t. Der Mittelwert der Berechnung in Höhe von 1560 t würde damit eine leichte Unterschätzung von lediglich 70 t darstellen, die angesichts der Unsicherheiten bei den Messungen sowie des Aufwandes bei Messungen von mehreren Vertikalen zu vernachlässigen sind.

Zur Berechnung der dimensionslosen Rouse-Zahl Z nach Gl. (3.86) wird die Sohlenschubspannungsgeschwindigkeit u_* benötigt. Bei der Messung am Fluss Tormik am

03.06.1999 lag die mittlere Wassertiefe bei etwa 0,63 m bei einem Gefälle von 4,50%. Daraus lässt sich die Sohlenschubspannungsgeschwindigkeit u_* zu 0,53 m/s berechnen. Als weiterer Parameter geht die Sinkgeschwindigkeit der Schwebstoffpartikel v_s in die Rouse-Zahl Z ein, die sich vereinfacht aus dem mittleren Korndurchmesser einer Mischung berechnen lässt.

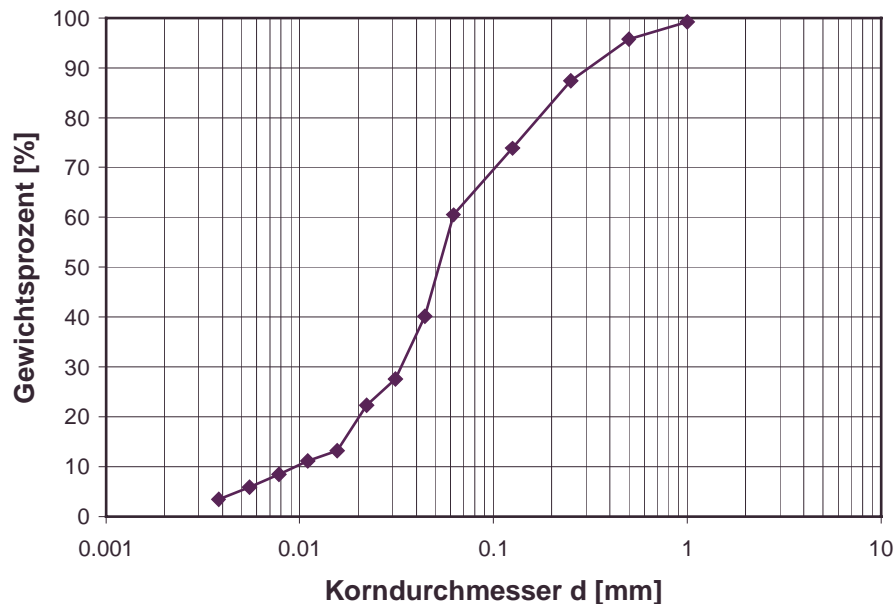


Abb. 6.64: Kornverteilung der gemessenen Schwebstoffe, Tormik, 03.06.1999

Abb. 6.64 zeigt das Ergebnis der durch Siebung und Hydrometer bestimmten Kornverteilungskurve der transportierten Schwebstoffe der Messung am Fluss Tormik vom 03.06.1999. Danach ergibt sich ein Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang von etwa 0,05 mm. Das maximale Korn liegt bei einer Größe von 1 mm, das minimale Korn bei etwa 0,004 mm. Danach lässt sich unter der vereinfachenden Annahme ruhenden Wassers die Sinkgeschwindigkeit eines Kornes beispielsweise nach dem Ansatz von ZANKE (1982) in Gl. (6.35) berechnen. Hierbei wird der Effekt der sich gegenseitig behindernden Absetzbewegung der Partikel bei hohen Schwebstoffkonzentrationen (WANG ET AL. 1995) vernachlässigt. Daraus ergibt sich für den Korndurchmesser von $d = 0,005$ cm eine Sinkgeschwindigkeit von 0,0022 m/s.

$$v_s = \frac{1}{9 \cdot d} \left(\sqrt{1 + 1,57 \cdot 10^5 \cdot d^3} - 1 \right) \quad (6.35)$$

Die dimensionslose Rouse-Zahl der Messung vom 03.06.1999 am Fluss Tormik kann nun mit Hilfe der Sohlenschubspannung $u_* = 0,53$ m/s, der Sinkgeschwindigkeit v_s mit $v_s = 0,22$ cm/s sowie der von Karman-Konstanten $\kappa = 0,4$ berechnet werden. Das Ergebnis ergibt für die gegebenen Strömungsbedingungen einen Wert von $Z = 0,01$. Damit fällt der Transport der feinen Partikel nach der Definition von WANG UND DITTRICH (1993) in die Kategorie der Spülfracht. Dies entspricht nach Abb. 3.24 einer fast konstanten Schwebstoffkonzentrationsverteilung über die Wassertiefe h und bestätigt somit die visuellen Beobachtungen aus den Feldversuchen.

6.4.3 Entwicklung von Schwebstoff-Abfluss-Kurven

Wie bereits in Kapitel 6.4.1 erwähnt wurde, ist die Erfassung von Extremereignissen insbesondere bei der Schwebstoffführung von alpinen Gebirgsflüssen von tragender Bedeutung. Da die meisten Pegel in den kleinen Einzugsgebieten der kleineren Zuflüsse des Oberen Indus vonseiten der GTZ längstens seit etwa 8-9 Jahren betrieben werden, stehen keine langzeitigen Reihen zur Entwicklung hydrologischer Bemessungsparameter zur Verfügung. Intensive und regelmäßige Messungen zum Sedimenttransport wurden erst mit dem Beginn des Jahres 1999 durchgeführt, so dass keine langfristige Datengrundlage zur Entwicklung einer zuverlässigen Schwebstoff-Abfluss-Beziehung im doppellogarithmischen Maßstab vorhanden ist. Um den Einfluss der Verwendung von Schlüsselkurven bei kleinen Einzugsgebieten mit relativ kurzfristigen

Spitzen auf die Berechnung und Abschätzung der jährlich zu erwartenden Schwebstoffführung diskutieren zu können, wird in diesem Zusammenhang auf die Daten der WAPDA zurückgegriffen. Hierbei handelt es sich um den Fluss Khan Khwar, der ein Nebenfluss des Oberen Indus ist und dessen Zufluss in der Nähe der Ortschaft Besham Qila liegt. Der Pegel wurde vonseiten der WAPDA 21 Jahre lang betrieben und bietet mit seinen kontinuierlichen

Messungen zum Schwebstofftransport gute Voraussetzungen, um den Einfluss von Schwebstoff-Abfluss-Schlüsselkurven auf die Abschätzung der mittleren jährlichen Transportrate näher zu untersuchen. Insgesamt wurden 895 Schwebstoffmessungen in der Zeit zwischen 1975 – 1995 durchgeführt.

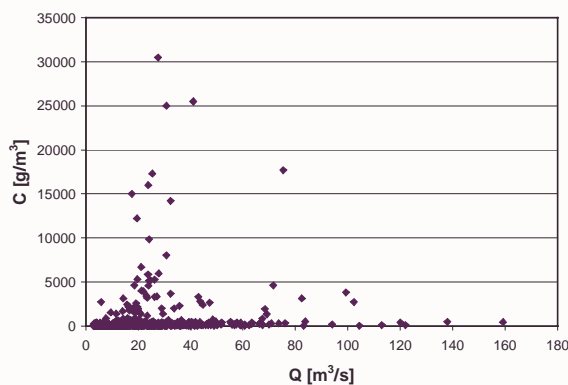


Abb. 6.65: Schwebstoffkonzentration C als Funktion des Abflusses Q , Khan Khwar 1975 - 1995

Abb. 6.65 zeigt die Schwebstoffkonzentration als Funktion des Abflusses in der gleichen Darstellungsweise wie die in Abb. 3.25 dargestellten gemessenen Werte des Gletscherschmelzwassers des Tsidijoure Nouve. Die gemessenen Schwebstoffkonzentrationen des Khan Khwar weisen maximale Werte von bis zu 30000 g/m^3 auf. Die maximalen Schwebstoffkonzentrationen sind nicht mit den maximal gemessenen Abflüssen verbunden, sondern liegen im mittleren Abflussbereich zwischen $20 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 40 \text{ m}^3/\text{s}$. Diese Tatsache ist ein weiteres Indiz dafür, dass die Schwebstoffpartikel nicht aus der Sohle heraus gelöst werden, sondern aus externen Sedimentquellen stammen und als Spülfracht in den Gebirgsfluss eingetragen werden.

Entwickelt man die Schwebstoffkonzentration-Abfluss-Beziehung (engl. suspended load rating curve) in der in Abb. 6.66 dargestellten üblichen logarithmischen Form, wird die Streuung der Datenpunkte offensichtlich. Bei einem Abfluss von etwa $20 \text{ m}^3/\text{s}$ kann die Schwebstoffkonzentration zwischen $10 \text{ g/m}^3 < C < 30000 \text{ g/m}^3$ liegen. Die Potenzfunktion hat bei diesem Abfluss eine Konzentration $C = 100 \text{ g/m}^3$ zum Ergebnis. Der Korrelationskoeffizient der Funktion $C = a \cdot Q^b$ liegt bei $R^2 = 0,15$ und ist ein Maß für die Güte der durch die Potenzfunktion bestimmten Schwebstoffkonzentrationen für ungemessene Tage. Durch die Anwendung der Potenzfunktion werden die Extremereignisse

vernachlässigt, die in nur wenigen Tagen einen Großteil der Jahresfracht transportieren können.

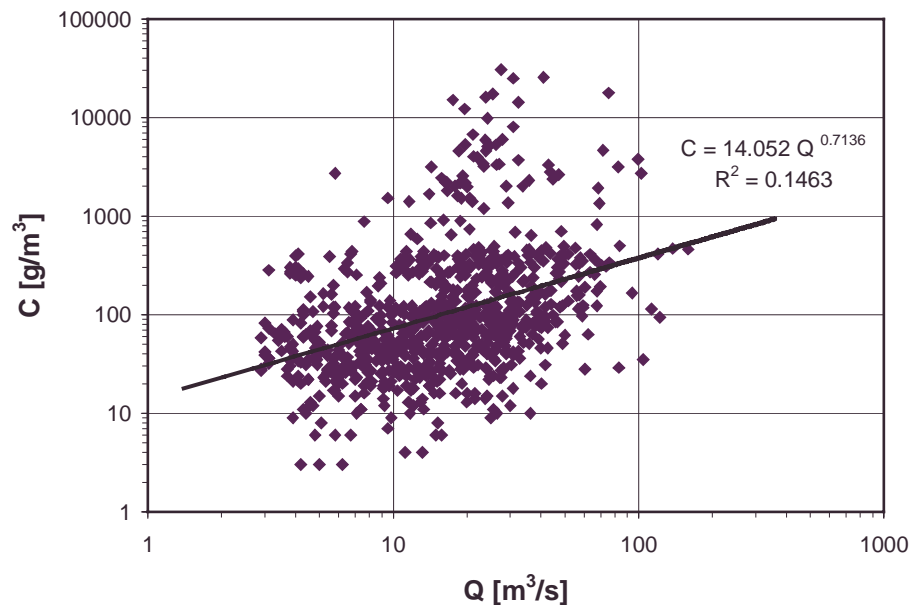


Abb. 6.66: Schwebstoff-Schlüsselkurve, Khan Khwar

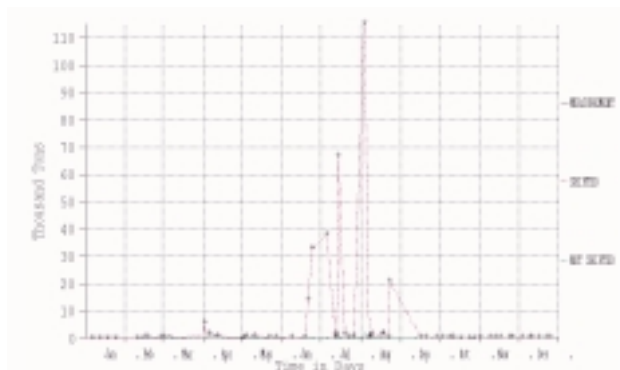


Abb. 6.67: Vergleich der berechneten Schwebstoffführung nach den Verfahren des Rating und Shifting, Khan Khwar 1980

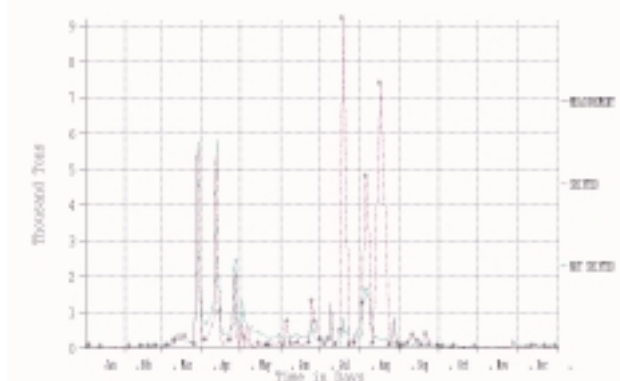


Abb. 6.68: Vergleich der berechneten Schwebstoffführung nach den Verfahren des Rating und Shifting, Khan Khwar 1986

Wendet man das Verfahren des Shifting nach VICTORIA UND PALT (1999) an, werden alle aufgenommenen Messdaten berücksichtigt. Die zwischen den Messungen liegenden täglichen Schwebstoffmassen, welche durch die Potenzfunktion berechnet wurden, werden mittels der zeitlich davor und danach liegenden Messungen nach oben bzw. unten korrigiert (Shifting). Abb. 6.67 und 6.68 zeigen beispielhaft die Ganglinien des Schwebstofftransportes der Jahre 1981 und 1986. Hierbei wurde einmal das oben beschriebene Verfahren des Rating verwendet, bei der die Schwebstoffkonzentration C nach der Potenzfunktion $C = 14,05 \cdot Q^{0,71}$ berechnet wurde. Zum anderen wurde das Verfahren des Shifting benutzt. Die mit Sternen gekennzeichneten Werte sind diejenigen Schwebstoffmassen G_s , die sich aus der Messung des Abflusses Q sowie der Schwebstoffkonzentration C in der Natur ergeben. Der Vergleich zeigt,

dass die durch Shifting bestimmten Schwebstoffmassen von denen der Potenzfunktion abweichen. Während bei den durch Rating berechneten täglichen Schwebstofftransportmassen die Werte nur bei deutlich erhöhten Abflüssen während der Schneeschmelze im Frühjahr steigen, treten die Spitzen in der Schwebstoffbelastung beim Shifting-Verfahren dann auf, wenn bei beliebigen Abflüssen extreme Schwebstoffkonzentrationen vorherrschen. Bei diesen Ereignissen können tägliche Spitzen des Schwebstofftransportes von bis zu 10000 Tonnen erreicht werden. In Abb. 6.68 wird deutlich, dass das Rating-Verfahren einige der Spitzenbelastungen nicht erfasst, was insgesamt zu einer Unterschätzung der zu erwartenden mittleren jährlichen Schwebstofflast führt. Wie bereits von FERGUSON (1984) sowie WALLING UND WEBB (1981) erkannt, führt die Anwendung von Schwebstoff-Abfluss-Beziehungen zur Berechnung der zu erwartenden Schwebstofffracht bei alpinen Gebirgsflüssen zur Unterschätzung. Gerade im Hinblick auf den Bau von ingenieurtechnischen Anlagen zieht die Unterschätzung des Schwebstofftransportes erhebliche Folgen nach sich (GURNELL 1987), die bereits in Kapitel 4 diskutiert wurden. Das Shifting-Verfahren ist ein erster Schritt, um die in alpinen Gebirgsregionen auftretenden Massenbewegungen mit extremen kurzfristigen Sedimenteinträgen in das fluviale System zu berücksichtigen.

Als Voraussetzung zur Anwendung des Shifting-Verfahrens ist eine zeitlich gleichverteilte Anzahl von Messungen über das gesamte Jahr zu nennen. Je kürzer die Abstände zwischen den einzelnen Messungen sind, desto genauer können die Einflüsse von Extremereignissen auf die Gesamttransportfracht bestimmt werden. Liegen die zeitlichen Abstände relativ weit auseinander und sind mit extremen Feststofffrachten gekoppelt, bleiben die Transportraten wegen der Interpolation zwischen zwei Punkten innerhalb des längeren Zeitraumes auf einem hohen Niveau. Dieser Effekt ist in Abb. 6.67 dargestellt, wo die Schwebstofffracht in einem Zeitraum von annähernd vier Wochen zwischen Mitte Juni und Mitte Juli täglich bis zu 40000 t transportieren. Dies hat zur Folge, dass die jährlich transportierte Gesamtmasse des Jahres 1980 eine sehr große Spitze in der Jahresfracht aufweist. Ob der hohe Schwebstofftransport in der Natur für diesen Zeitraum andauerte, kann anhand der zur Verfügung stehenden Daten nicht beurteilt werden.

In der Regel kann keine sichere Beurteilung des Schwebstofftransportes ungemessener Tage gewährleistet werden, so dass man für die ungemessenen Tage auf die Schwebstoff-Abfluss-Beziehung zurückgreifen muss. Um die Extremereignisse für die Berechnung der jährlichen Schwebstofffrachten zu berücksichtigen, bietet es sich an, für die gemessenen Tage statt der durch die Schlüsselkurve berechneten Masse die tatsächlich während der Messung aufgezeichneten Massen zu verwenden. Dieses Verfahren soll im Gegensatz zu den anderen vorgestellten Verfahren Peaking genannt und im Folgenden hinsichtlich des Einflusses auf die mittlere jährliche Transportfracht beurteilt werden.

An dieser Stelle soll nochmals kurz erwähnt werden, dass bei heutigem Kenntnisstand der Einfluss von Extremereignissen in der Schwebstoffkonzentration auf den Transport der suspendierten Feststoffpartikel in alpinen Gebirgen nicht exakt beurteilt werden kann. Hierfür wären kontinuierliche detaillierte Messungen in verschiedenen Einzugsgebieten von Nöten. Diese Fragestellungen sollten durch interdisziplinäre Untersuchungen weiter erforscht werden, um bessere Planungsgrundlagen für infrastrukturelle Maßnahmen zu haben. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit kann lediglich gezeigt werden, dass die strikte Anwendung von Schwebstoff-Abfluss-Beziehungen zu einer Unterschätzung der Massen führt. Des Weiteren soll eine grobe Abschätzung durchgeführt werden, in welchem Bereich die

Abweichungen zwischen dem Rating-Verfahren und dem tatsächlichen Schwebstofftransport liegen, der durch aus Massenbewegungen und Naturgefahren getriggerte Extremereignisse gekennzeichnet ist. Hierfür werden die Verfahren des Shifting und Peaking im Folgenden mit den Ergebnissen des Rating verglichen.

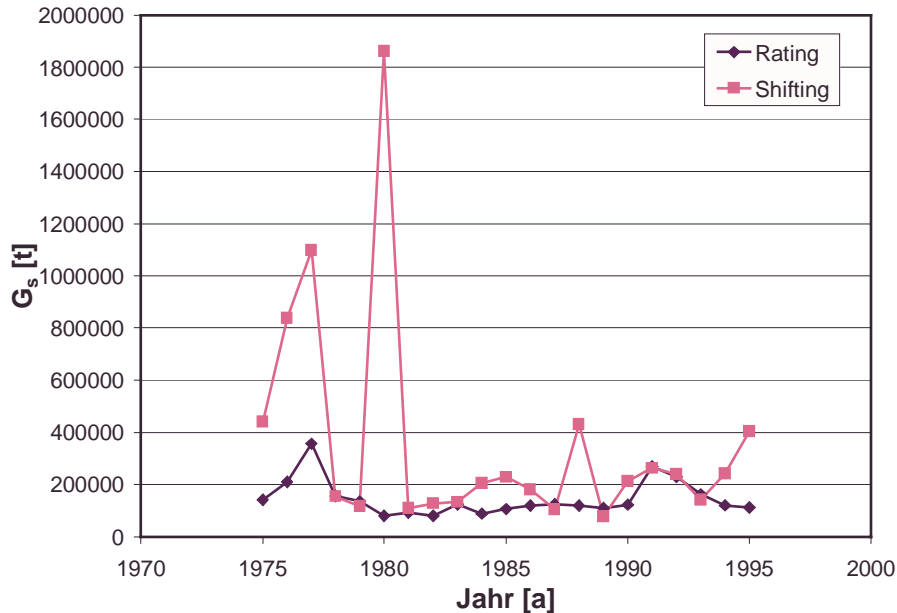


Abb. 6.69: Vergleich der Ergebnisse in der jährlichen Schwebstofffracht berechnet durch Rating- und Shifting-Verfahren, Khan Khwar

Die Berechnung des jährlichen Schwebstofftransportes durch die verschiedenen Verfahren des Rating und Shifting ist beispielhaft für den Fluss Khan Khwar in Abb. 6.69 dargestellt. Daraus wird ersichtlich, dass das Rating-Verfahren in einigen Jahren zu geringeren Feststoffmassen führt als die Methode des Shifting. Der aus den 21 Jahren bestimmte mittlere jährliche Schwebstofftrieb liegt beim Rating-Verfahren bei 145160 t, mit einem Maximalwert von 355769 t im Jahre 1977 und einem minimalen Wert von 78816 t im Jahre 1980. Die durch das Shifting-Verfahren berechnete mittlere Schwebstoffführung ist mehr als etwa doppelt so groß und ergibt 362200 t. Während die kleinste Transportrate im Jahre 1989 mit 78206 t einen ähnlichen Wert wie beim Rating aufweist, liegt das Maximum bei 1861413 t, etwa 5-mal über dem Durchschnitt. Der Transport des Jahres 1980 weist einen Spitzenwert von 1,8 Millionen Tonnen auf, der bei Betrachtung der gesamten Reihe etwas hoch erscheint. Bei näherer Untersuchung der Messungen des Jahres 1980 ist festzustellen, dass bei wenigen Ereignissen hohe Schwebstoffkonzentrationen gemessen wurden. Tabelle 6.5 zeigt die durchgeführten Messungen, bei denen die Konzentration der suspendierten Sedimentpartikel bei $C > 10000 \text{ g/m}^3$ lag. Alle Ereignisse liegen in der Zeit zwischen Ende Juni und Ende August und fallen damit mit der Monsunzeit des Gebietes zusammen. Bei den Ereignissen, die vermutlich auf Starkniederschläge während des Monsuns zurückzuführen sind, wurden Schwebstoffkonzentrationen zwischen 12000 g/m^3 und 25000 g/m^3 gemessen. Die Summe der an den fünf Tagen transportierten Schwebstoffe ergibt allein eine Masse von fast 250000 t. Die durch das Rating bestimmte Gesamtmasse des Jahres 1980 liegt bei lediglich 78816 t, was einer Unterschätzung um den Faktor 3 entspricht. Dennoch erscheint die Masse von 1,8 Millionen Tonnen etwas hoch, was auf den in Abb. 6.67 dargestellten Effekt der Interpolation zurückzuführen ist.

Tabelle 6.5: Extremereignisse in der Schwebstoffführung am Khan Khwar mit Konzentrationen $C > 10000 \text{ g/m}^3$ im Jahre 1980

Datum	Abfluss Q [m ³ /s]	Konzentration C [g/m ³]	Schwebstoffmenge G _s [t/d]
24.06.1980	23.8	16000	32901
05.07.1980	25.4	17300	37966
14.07.1980	30.8	25000	66528
03.08.1980	75.3	17700	115155
23.08.1980	19.5	12200	20555
			Σ = 273105

Der Vergleich der jährlichen Schwebstofftransportraten aus dem Rating- und Peaking-Verfahren ist in Abb. 6.70 dargestellt. Es wird deutlich, dass die Ergebnisse des Peaking-Verfahrens in einigen Jahren unter als auch über den Werten des Rating-Verfahrens liegen. Durchschnittlich werden bei der Berücksichtigung der aus der Messung bestimmten Transportfrachten 186 641 t transportiert. Das Maximum liegt aufgrund der in Tabelle 6.5 dargestellten Ereignisse ebenfalls im Jahre 1980 mit einer Masse von 516146 t, die geringste Transportrate liegt bei 86227 t. Dies entspricht einer Unterschätzung der jährlichen Schwebstofffracht durch Anwendung des Rating-Verfahrens von ca. 30%. Bei näherer Betrachtung der jährlichen Frachten stellt man fest, dass die durch Peaking berechneten Frachten in den Jahren 1975 – 1987 deutlich höhere Werte als die Ergebnisse des Rating-Verfahrens aufweisen. Ab dem Jahr 1988 sind die beiden Kurven annähernd deckungsgleich.

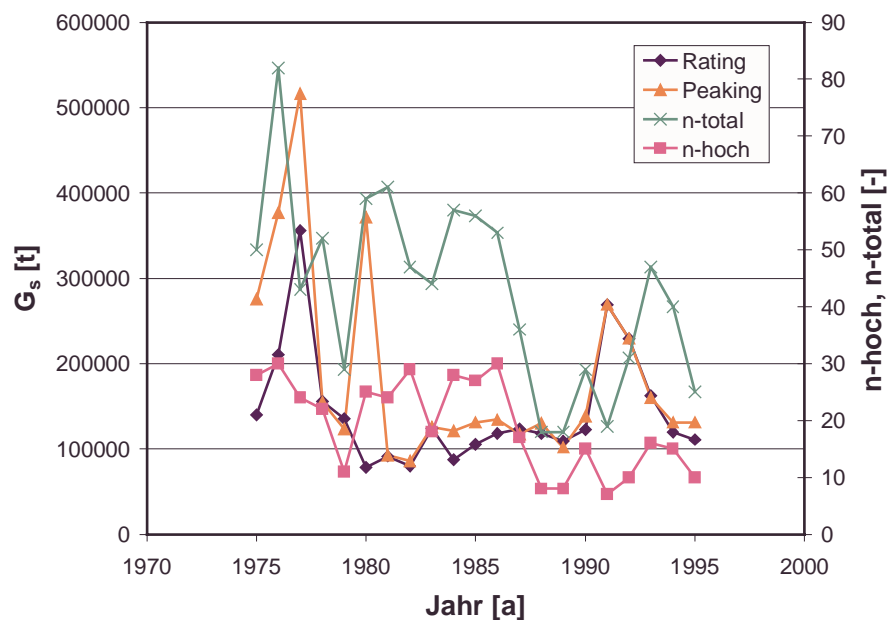


Abb. 6.70: Vergleich der Ergebnisse in der jährlichen Schwebstofffracht berechnet durch Rating- und Peaking-Verfahren, Khan Khwar

Der Grund hierfür liegt zum einen in der Anzahl der in den Jahren durchgeführten Messungen n -total sowie der Anzahl der während der Monsunzeit (Juni – September) durchgeführten Messungen n -hoch. Während in den frühen Jahren des Betriebes des Pegels zahlreiche Messungen mit einem hohen Anteil während der Monsunzeit durchgeführt

wurden, sank die Anzahl mit dem Jahr 1988 ab. Bei einer maximalen Anzahl von 15 Messungen während der Monsunzeit ist die Wahrscheinlichkeit, ein Extremereignis innerhalb eines Zeitrahmens von 4 Monaten zu messen, relativ gering. Somit wurden in den Jahren kaum Extremereignisse mit erhöhten Schwebstoffkonzentrationen aufgenommen, so dass die Gesamtmasse dem Rating-Verfahren ähnlich ist. Legt man die Ergebnisse der Jahre 1975 – 1987 zur Beurteilung der Abweichungen zwischen dem Rating-Verfahren und dem tatsächlichen Transport zugrunde, stellt man einen Abweichungsfaktor von etwa 1,5 fest.

Die Untersuchung des Schwebstofftransportes anhand des Flusses Khan Khwar zeigt, dass die Übertragung des Rating-Verfahrens auf alpine Gebirgsregionen zur Unterschätzung der zu erwartenden Schwebstoffmasse führt. Eine exakte Beurteilung des Massentransportes bei Berücksichtigung von extremen Ereignissen mit hoher Schwebstoffkonzentration ist auf der Grundlage des heutigen Kenntnisstandes nicht möglich. Mit Hilfe des Peaking-Verfahrens konnte gezeigt werden, dass bei Berücksichtigung der einzelnen Messungen des Jahres bereits eine Annäherung an reale Transportprozesse gewährleistet werden kann. Da mit den wenigen Messungen innerhalb eines Jahres nicht alle Ereignisse repräsentativ erfasst werden können, wird der tatsächlich zu erwartende Transport zwischen den Ergebnissen des Peaking-Verfahrens und des Shifting-Verfahrens liegen. Beide Verfahren stellen einen ersten Schritt zur Berücksichtigung der in Kapitel 2 vorgestellten Massenbewegungen und Naturgefahren mit hohen Feststofftransportbelastungen in das fluviale System dar. Als Ergebnis ist festzuhalten, dass die mittleren jährlichen Transportmassen höher liegen als es durch das Rating-Verfahren berechnet werden würde. Der Unterschied kann mit einem Schwebstofffaktor $1,5 < F_s < 3$ grob abgeschätzt werden. Als Richtwert können die Ergebnisse des Rating-Verfahrens mit einem Faktor $F_s = 2$ korrigiert werden. Der Faktor muss eventuell für spezifische Randbedingungen in Einzugsgebieten neu beurteilt werden. Angesichts der bislang zu dieser Thematik zur Verfügung stehenden Daten sowie der für infrastrukturelle Maßnahmen angesetzten Lebensdauer der Projekte von ca. 50 Jahren erscheint der Faktor 2 zwischen dem durch Rating berechneten und wahrscheinlichen Schwebstofftransport als angemessen.

7. Sedimenttransportprozesse und Wasserkraft in alpinen Gebirgsregionen – Entwicklung eines Konzeptes

7.1 Gesamtkonzeption

Im folgenden Kapitel sollen die innerhalb der Arbeit gewonnenen Erkenntnisse der Sedimenttransportprozesse in alpinen Gebirgsregionen in Form eines Gesamtkonzeptes zur Abschätzung der zu erwartenden Sedimentmassen und Beurteilung der Auswirkungen auf geplante Wasserkraftanlagen erarbeitet werden. Das Gesamtkonzept soll die Grundlage für eine den natürlichen Sedimenttransportverhältnissen angepasste technische Lösung bei der Planung von Wasserkraftanlagen in alpinen Gebirgsregionen mit hohen Sedimentbelastungen bilden. Die in Abb. 7.1 dargestellte Gesamtkonzeption umfasst die Erfassung der Datengrundlage mit im Gelände zu erhebenden Messungen, die Berechnung der zu erwartenden Sedimentmassen sowie deren Auswirkungen auf eine geplante Wasserkraftanlage. Daneben werden noch Empfehlungen bezüglich des Sediment Managements während des Betriebes der Anlagen formuliert.

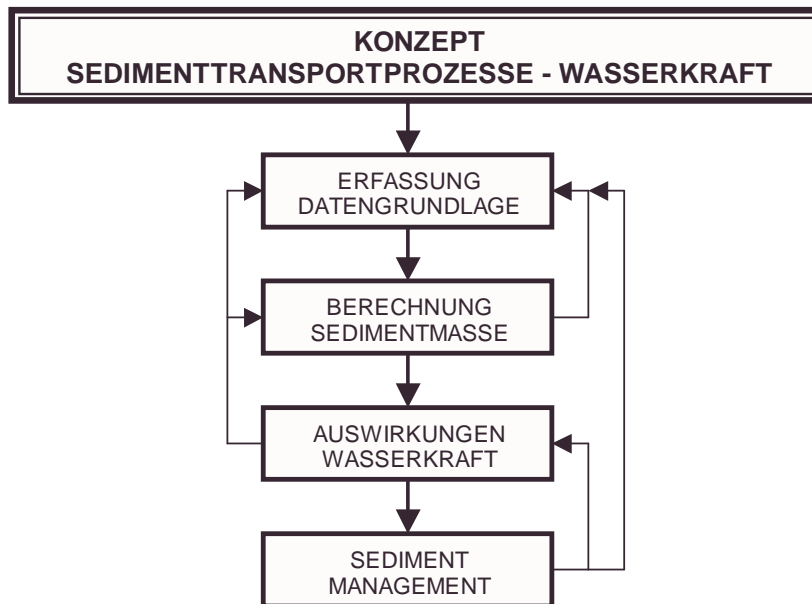


Abb. 7.1: Struktur des Konzeptes Sedimente und Wasserkraft

Wie in Abb. 7.1 zu sehen, sind die Teile des Konzeptes nicht nur als Sequenz einzelner Arbeitsschritte zu verstehen. Vielmehr bestehen zwischen den einzelnen Teilen Rückkopplungen, die zur Veränderung bzw. Verbesserung der einzelnen Elemente und deren Inhalte führen. Die Ergebnisse der Berechnungen der Sedimentmassen sollte gegebenenfalls zu einer Ergänzung der Datenerfassung im Gelände wie auch anderer Datenquellen führen, um eine solide Datengrundlage für weitere Berechnungen im Einzugsgebiet zu gewährleisten. Des Weiteren besteht eine enge wechselseitige Wirkung zwischen den Berechnungen der Sedimentmassen und den Auswirkungen auf die Wasserkraftanlage. Beispielsweise bietet eine regelmäßige hydrographische Aufnahme des Verlandungsprozesses eines Stauraumes eine gute Möglichkeit, die für die Berechnung zugrunde liegenden Sedimenttransportansätze zu validieren bzw. zu korrigieren. Bei einer

Laufwasserkraftanlage kann mit wenig messtechnischem Mehraufwand über die Anzahl der Spülungen im Sandfang eine Aussage über die in das Triebwasser eintretenden Sedimentmassen getroffen werden. Die Rückkopplung der Auswirkungen der Sedimente haben durch die Berechnungsgrundlagen wiederum Einfluss auf die Erfassung der Datengrundlage. Eine weitere Wechselwirkung besteht zwischen dem Sediment Management und den bereits genannten Auswirkungen auf Wasserkraftanlagen. Der Erfolg der im Rahmen des Managements durchgeführten Maßnahmen hat eine direkte Wirkung auf die durch Sedimente verursachten Probleme beim Betrieb der Anlagen. Können beispielsweise die Sedimente eines Stauraumes nicht gespült werden, ist mit einer zunehmenden Beeinträchtigungen des Betriebes der Anlagen zu rechnen. Aus den genannten Wechselwirkungen können wesentliche Erkenntnisse zu dem Themenkomplex Sedimenttransport und Wasserkraftanlagen für zukünftige Anlagen gewonnen werden.

Das ausgearbeitete Konzept erhebt keinen Anspruch auf Allgemeingültigkeit. Hierfür sind die ortsspezifischen Verhältnisse an den jeweiligen Standorten zu beachten. Das Konzept ist vielmehr als Beitrag zur Berücksichtigung der verschiedenen komplexen Prozesse des Sedimenttransportes alpiner Regionen zu verstehen und soll eine Richtlinie für die durchzuführenden Arbeiten im Gelände, die Berechnungen der Massen sowie die Findung einer hinsichtlich der Sedimente geeigneten Auslegung der Anlage und der dadurch betroffenen Anlagenelemente darstellen.

Bei der Erhebung der Datengrundlage sowie der Berechnung der zu erwartenden Sedimentfrachten wird zunächst hinsichtlich des räumlichen Maßstabes unterschieden. Die Sedimenteinträge im großräumigen Makromaßstab des Einzugsgebietes werden bislang eher qualitativ beurteilt. Im Rahmen des Konzeptes werden, soweit möglich, erste quantitative Ansätze sowie Vorschläge für zukünftige Untersuchungsmethoden vorgestellt. In diesem Zusammenhang ist eine interdisziplinäre Zusammenarbeit mit anderen Fachrichtungen wie der Geologie und der Geographie unerlässlich. Die zu erwartenden Sedimentfrachten im Mesomaßstab werden mit Hilfe der im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelten empirischen Ansätze berechnet. Des Weiteren findet eine Trennung der Sedimentmassen hinsichtlich der Transportart in Form von Geschiebe und Schwebstoffen statt. Die Unterteilung bezüglich der Transportform wird auch in der Diskussion der Auswirkungen des Sedimenttransportes auf die geplanten Wasserkraftanlagen sowie der Vorschläge zum Sediment Management beibehalten.

Während Abb. 7.2 einen Gesamtüberblick der verschiedenen zu betrachtenden Transportprozesse in den Skalen, deren Analyse und Beurteilung hinsichtlich der Planung von Wasserkraftanlagen zu geben versucht, stellen die Abb. 7.3 bis 7.7 eine detaillierte Aufschlüsselung der im Einzelnen durchzuführenden Arbeitsschritte in Form eines Flussdiagramms dar. Darin werden die gegenseitigen Abhängigkeiten der komplexen Sedimenttransportprozesse in alpinen Gebirgsregionen besser sichtbar als es die Gesamtdarstellung erlaubt. Hierbei sind die Datenerfassung und die Berechnung der Sedimentmassen in einem Diagramm zusammengefasst. Gleiches gilt für die zu erwartenden Auswirkungen auf die Wasserkraft sowie deren Management. Für erstere Betrachtung bot sich eine Unterteilung in die Prozesse des Makro- und des Mesomaßstabes an, an deren Ende eines jeden Astes als Ergebnis die zu erwartende Sedimentmasse farblich hervorgehoben ist. Bei der Diskussion der Auswirkungen und geeigneter Gegenmaßnahmen werden Speicher- und Laufwasserkraftwerke getrennt betrachtet. Die Maßnahmen in Bereich des Sediment Managements sind wiederum farblich betont.

<p>ERFASSUNG DATENGRUNDLAGE</p>	<p>BERECHNUNG SEDIMENTMASSEN</p>	<p>AUSWIRKUNGEN WASSERKRAFT</p>	<p>SEDIMENT MANAGEMENT</p>
<p>Makromaßstab <u>Seismizität</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Historische Daten • Seismische Messungen • Kartierung <p><u>Massenbewegungen</u></p> <p><u>Felsgleitungen</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Kartierung • (Hangstabilität, Erdbeben) <p><u>Erdnutsche</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Regenschreiber • (Intensität I, Dauer D) • Kartierung • (Hangstabilität, Niederschläge) <p><u>Murengänge</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Kartierung • (Hänge, Niederschläge, Eisschnee) <p><u>Gletschersee-Ausbrüche</u></p> <p><u>Eisgedämm</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Volumen V • Kartierung <p><u>Moränengedämm</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Wassertiefe H, Volumen V • Kartierung 	<p>Makromaßstab <u>Seismizität</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Geographische Lage • Jährlichkeit T • Stärke m <p><u>Massenbewegungen</u></p> <p><u>Felsgleitungen</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • $V_{\text{res}} \leq 1 \cdot 10^7 \text{ m}^3$ • Jährlichkeit T - Seismik <p><u>Erdnutsche</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • $1 \cdot 10^7 \text{ m}^3 \leq V_{\text{res}} \leq 1 \cdot 10^8 \text{ m}^3$ • $l = 9,146 \cdot D^{-0,33}$ • Jährlichkeit T - Niederschläge <p><u>Murengänge</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • V_{res} durch Feldbegehung • Jährlichkeit T - Behörden <p><u>Gletschersee-Ausbrüche</u></p> <p><u>Eisgedämm</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • $Q_{\text{max}} = 75 \cdot (V_{\text{res}}/10^7)^{0,75}$ • $10000 \text{ gtm}^2 < C < 30000 \text{ gtm}^2$ • Jährlichkeit T <p><u>Moränengedämm</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • $Q_{\text{max}} = 2,7 \cdot (H \cdot V)^{0,42}$ • $10000 \text{ gtm}^2 < C < 30000 \text{ gtm}^2$ • Moränendünen V_0 	<p>Speicherkräftewerke <u>Geschlebe</u></p> <p><u>Feinmaterial</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Ablagerung im mittleren Bereich der Stauwurzel • Deckschichtmaterial • Ablagerung im Bereich der Stauwurzel <p><u>Schwebstoffe</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Aufhängewirkungsgrad A nach Abb. 4.2 • Durchgangswirkungsgrad D nach Abb. 4.3 • $A = 100 - [(6000 \cdot (SI \cdot g)^{0,2} - 12)]$ • Verteilung im Stauraum • Hydraulische Modellierung • Veränderung ist zeitabhängiger Prozess 	<p>Speicherkräftewerke <u>Spülungen</u></p> <p><u>Druckspülung</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Feinmaterial eventuell spülbar • Deckschichtmaterial nicht spülbar • Spülung der Schwebstoffe in Form eines lokalen Erosionstrichters • Modellierung des Spülvorganges • Sediment-Rooting von Deckschichtmaterial • Feinmaterial spülbar • Fresspülung der abgelagerten Schwebstoffe im ursprünglichen Flussschlauch <p>$Q_{\text{res}} = E \cdot \frac{B^{0,2}}{Q^{1,2} \cdot S^{1,2}}$</p> <ul style="list-style-type: none"> • Modellierung des Spülvorganges • Abschaltung der Anlage bei Sediment-Rooting <p><u>Frühwarnsysteme</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Abflussmenge Q • Installation von Hydrophonen • Konzentration C durch Trübungsmessgeräte <p><u>Staubabzug</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Einfluss niedrigster Stauhaltung <p><u>Baggerungen</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Verlust der Speicherkapazität
<p>Mesomaßstab <u>Morphologie</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Längsprofile l • Querprofile <p><u>Hydrologie</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Wasserstände h • Abfluss Q • Rauheit k_s <p><u>Sediment</u></p> <p><u>Deckschichten</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Linienzahlanalyse d_{50} <p><u>Sohlenstabilität</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Messung maximaler Betsstabilität <p><u>Geschlebe</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Geschlebebetrieb m_p • Konzentration C <p><u>Schwebstoffe</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Abfluss Q 	<p>Mesomaßstab <u>Sohlenstabilität</u></p> <p><u>Feinmaterial</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • $Q_s = 0,039 \cdot l^{1,18}$ • $Q_s = 0,093 \cdot l^{1,28}$ <p><u>Deckschichtmaterial</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • $\phi = 8007 \cdot (k_s/k_r)^{0,22} \cdot \tau_c^{0,22}$ für $(k_s/k_r)^{0,22} \cdot \tau_c \leq 0,22$ • $\phi = 30,34 \cdot (k_s/k_r)^{0,22} \cdot \tau_c^{0,22}$ für $(k_s/k_r)^{0,22} \cdot \tau_c > 0,22$ <p>oder</p> <ul style="list-style-type: none"> • $\phi = 1203,5 \cdot (k_s/k_r)^{0,22} \cdot \tau_c^{0,22}$ <p><u>Schwebstoff</u></p> <p><u>Rating</u> $G_1 = a \cdot Q^{0,1}$</p> <p><u>Peaking</u> $G_2 = 2 \cdot a \cdot Q^{0,1}$</p> <p><u>Shifting</u> $G_3 = 2 \cdot a \cdot Q^{0,1}$</p>	<p>Speicherkräftewerke <u>Geschlebe</u></p> <p><u>Feinmaterial</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Gefährlose Seiten- oder Stümmernahme <p><u>Deckschichtmaterial</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Gefährdung der Wehranlage bei Seiten- oder Stümmernahme • Schlenntnahme <p><u>Schwebstoffe</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Direkter Eintrag ins Triebwasser 	<p>Speicherkräftewerke <u>Spülungen</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Feinmaterial spülbar • Begrenzung des Deckschichtmaterials • Änderung Kiesfang • Änderung Spülschütze • Änderung eines Stützanges • Abschaltung der Anlage bei kurzzeitigen Spitzen <p><u>Frühwarnsysteme</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Abflussmenge Q • Installation von Hydrophonen • Konzentration C durch Trübungsmessgeräte

Abb. 7.2: Übersicht des Konzeptes zur Beurteilung der Sedimenttransportprozesse in alpinen Gebirgsregionen zur Planung und Auslegung von Wasserkraftanlagen

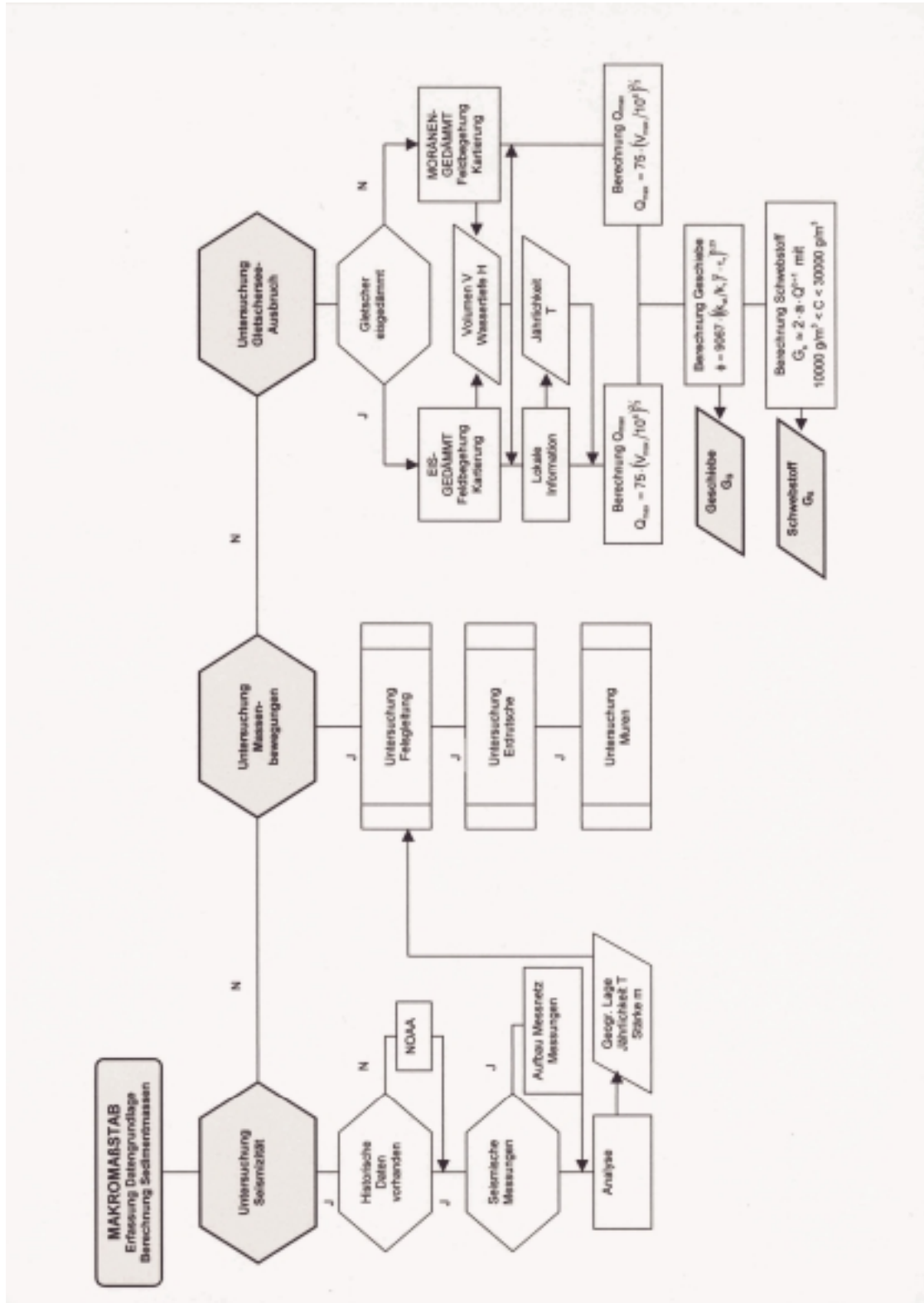


Abb. 7.3: Flussdiagramm zur Erfassung der Datengrundlage sowie der Berechnung der Sedimentmassen im Makromaßstab

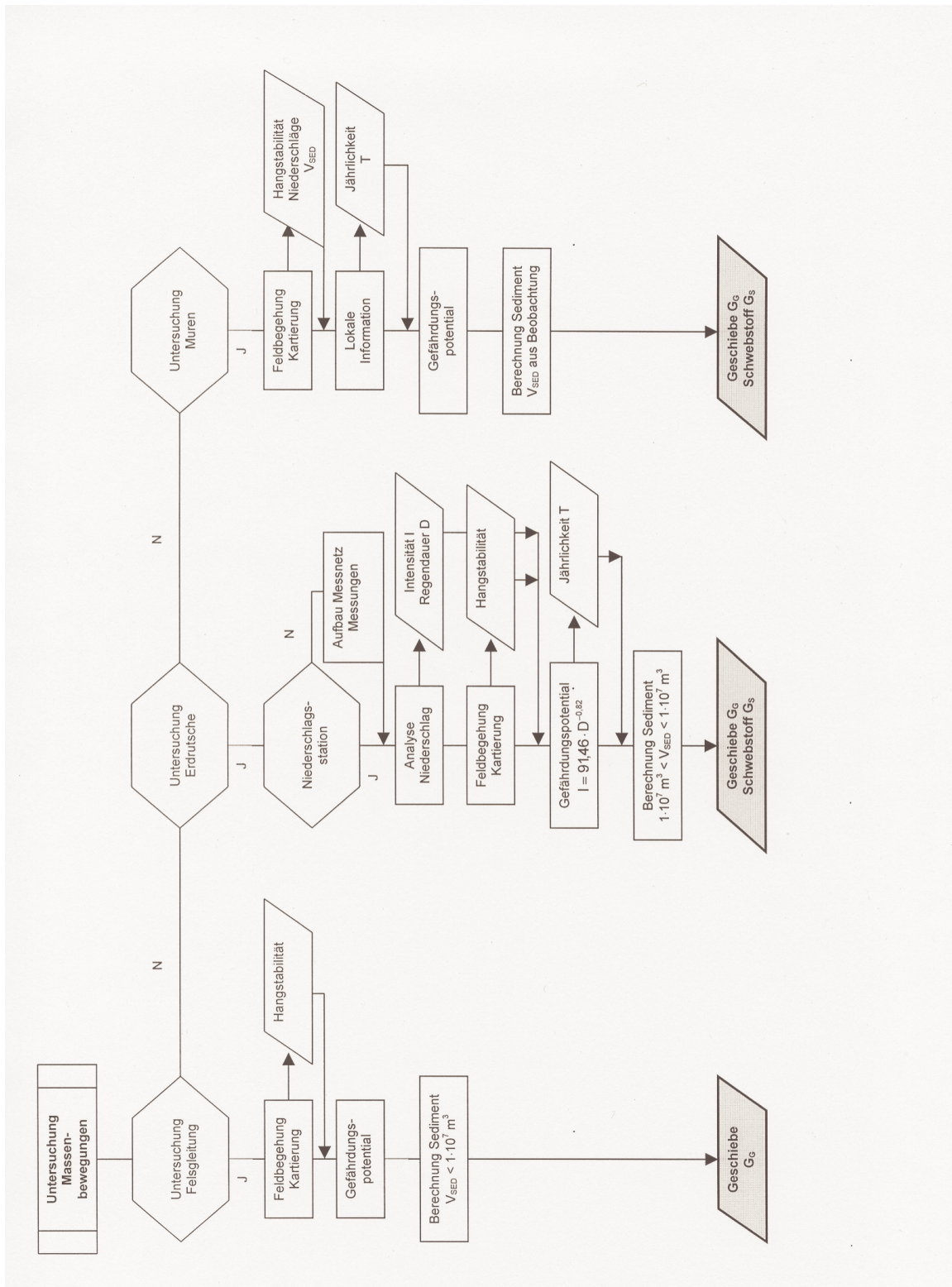


Abb. 7.4: Flussdiagramm zur Erfassung der Sedimentmassen aus Massenbewegungen im Makromaßstab

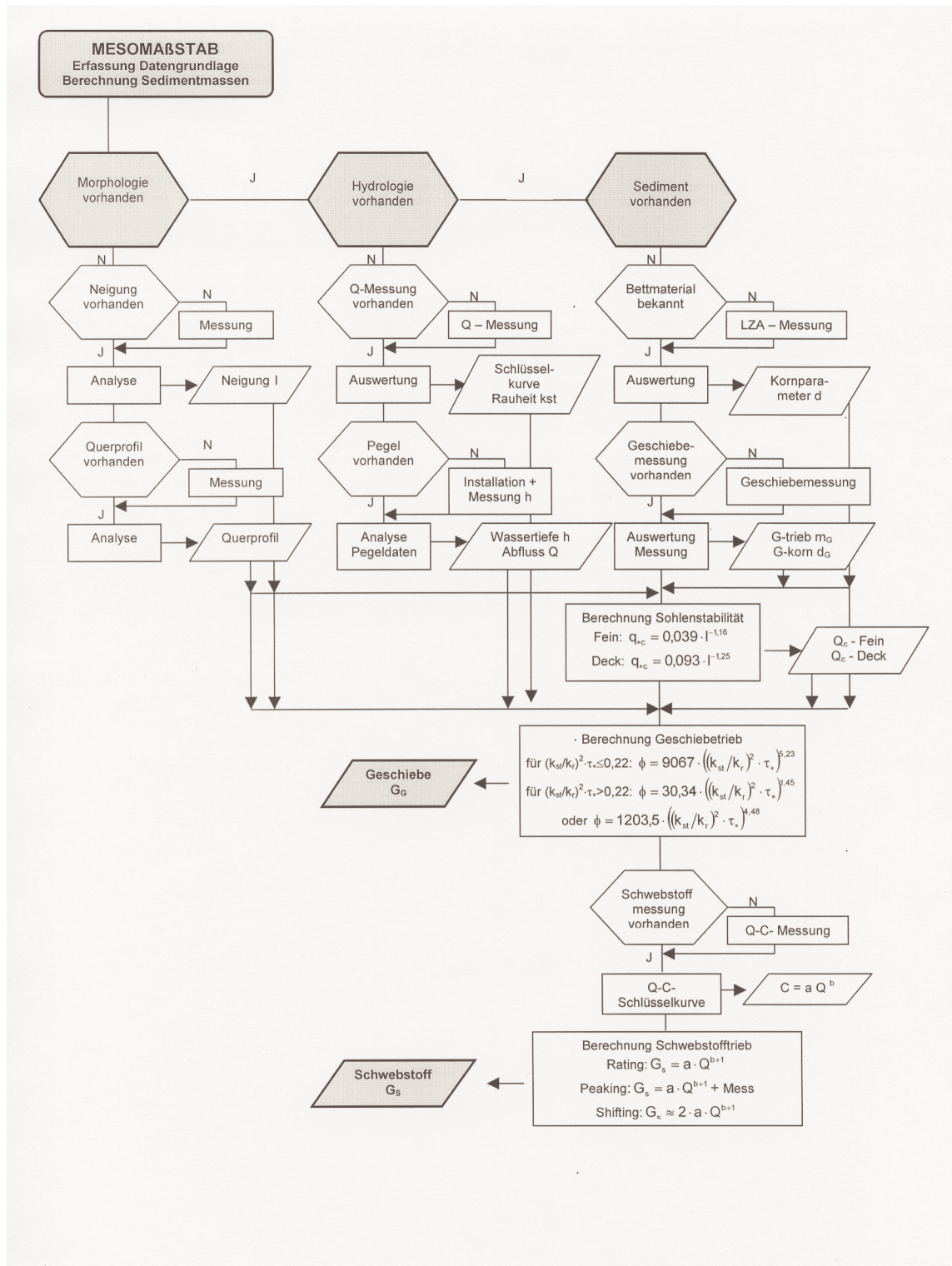


Abb. 7.5: Flussdiagramm zur Erfassung der Datengrundlage sowie der Berechnung der Sedimentmassen im Mesomaßstab

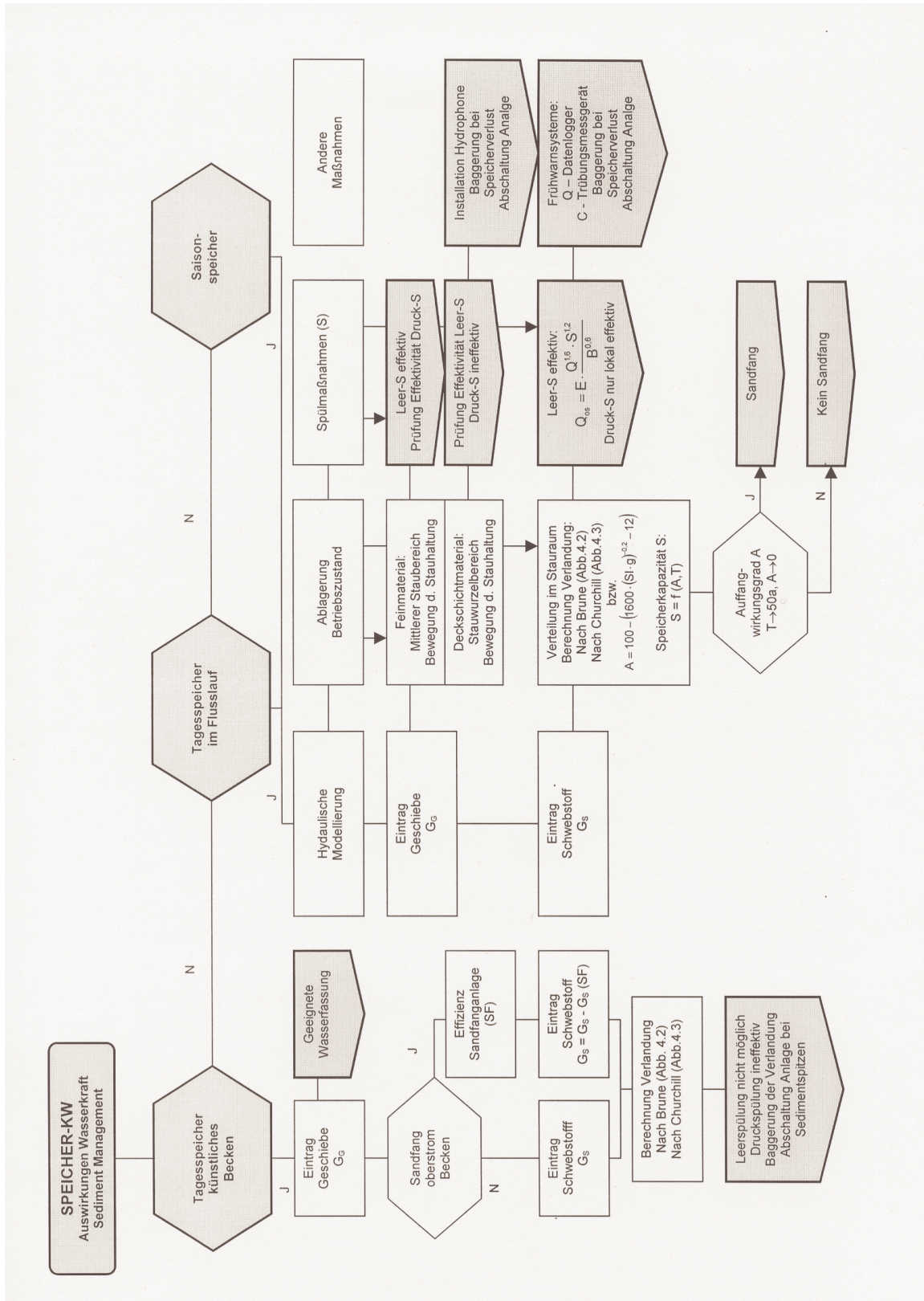


Abb. 7.6: Flussdiagramm zur Beurteilung der Auswirkungen der Sedimente auf Wasserkraftanlagen und deren Management bei Speicherkraftwerken

7.2 Erfassung der Datengrundlage

7.2.1 Makromaßstab

7.2.1.1 Seismizität

Zur Beurteilung der seismischen Aktivität der Umgebung des geplanten Wasserkraftstandortes sowie des oberhalb liegenden Einzugsgebietes sollten sowohl historische Daten analysiert als auch direkte Messungen durchgeführt werden. Die Arbeiten sollten in enger Zusammenarbeit mit Geologen aufgenommen werden. Die Analyse des seismischen Gefahrenpotentials umfasst die Identifizierung des tektonischen und geologischen Systems des Projektgebietes der geplanten Anlage. Dabei sollte ein besonderes Augenmerk auf den Standort der geplanten Wasserfassung sowie das Einzugsgebiet oberhalb gelegt werden.

Zur Analyse historischer Daten eignen sich die von der US National and Atmospheric Administration (NOAA) veröffentlichten Erdbebendaten. Die Datenbank umfasst verschiedene Datenquellen, die die weltweiten Erdbeben mit Datum, Lokalisierung, Tiefe und Stärke des Bebens auf der Richterskala zusammenstellen. Für die Region des Himalaya-Karakorums sind die Kataloge Nr. 1 und Nr. 2 von Interesse. Sie beinhalten die Erdbebenaktivität der Region des Himalaya-Karakorums seit Beginn des 20. Jahrhunderts (MONZON UND VICTORIA 1993).

Daneben sollten zusätzliche Felduntersuchungen im Projektgebiet die Analyse bestehender Datenbanken komplementieren. Dies sieht den Aufbau eines lokalen Netzes von seismographischen Geräten bzw. mobilen Messeinheiten zur Aufzeichnung der Erdbeben vor, wie es beispielhaft im Rahmen des International Karakorum Projektes von YIELDING ET AL. (1984) durchgeführt worden ist.

Es bietet sich an, die Lokalisierung der Erdbeben und deren Zeitpunkt, Stärke und Tiefe in ein Geographisches Informationssystem (GIS) einzutragen, um somit eine räumliche Darstellung der Epizentren und der dadurch direkt betroffenen Gefährdungsflächen zu erhalten.

7.2.1.2 Massenbewegungen

Wie bereits in Kapitel 2 erläutert wurde, können die Massenbewegungen in Felsgleitungen, Erdrutsche und Muren unterteilt werden.

Das Gefahrenpotential durch Felsgleitungen ist bei steiler Relieferhebung sowie vorhandener seismischer Aktivität gegeben. Deshalb sollte die Stabilität der Hänge entlang des Gebirgsflusses, an dem die Wasserkraftanlage geplant ist, und entlang der wichtigsten Zuströme untersucht werden. Eine Kartierung der gefährdeten Stellen und deren Eintragung in ein GIS ist geeignet, um mögliche Erdbebenherde festzustellen.

Als häufige Ursache von Erdrutschen sind lang andauernde Starkniederschläge zu nennen. Hierbei kann die in Gl. (2.1) dargestellte empirische Funktion als Schwellenwert zur Auslösung von Erdrutschen verwendet werden. Es empfiehlt sich jedoch die Prüfung der Übertragbarkeit auf das zu untersuchende Einzugsgebiet, da die geologischen Verhältnisse von Bedeutung sind. Als wichtigste Parameter werden die Regenintensität I und die Dauer D der Niederschläge genannt. Sofern eine ausreichende Anzahl von Niederschlagsstationen im Einzugsgebiet bereits vorhanden ist, kann auf die Werte zurückgegriffen werden. Alternativ

hierzu sollten nach der Identifizierung des Projektes Niederschlagsschreiber im fluvialen System des Einzugsgebietes aufgestellt werden, um die genannten Parameter messen zu können. Dabei ist darauf zu achten, dass die Niederschlagsintensität im Gebirge mit der Höhe variiert. Deshalb ist die Lokalisierung der Niederschlagsstationen repräsentativ zu wählen. Parallel zu der Aufzeichnung der Niederschläge ist die Beobachtung von Erdrutschen durch regelmäßige Feldbegehungen notwendig. Alternativ können auch Luftaufnahmen oder Satellitenbilder ausgewertet werden, die allerdings mit erheblichen Kosten verbunden sind. Das Ziel der genannten Untersuchungsmethoden ist die Korrelation der Massenbewegungen mit den gemessenen Daten der Niederschlagsschreiber, so dass ein empirischer Zusammenhang in Form eines Schwellenwertes zur Mobilisierung von Erdrutschen für das zu untersuchende fluviale System festgehalten werden kann. Die Einbindung der erhobenen Felddaten in ein GIS ist zu empfehlen.

Murengänge und Schuttströme werden vielfach an steilen Hängen durch einen enormen Wasserandrang in Form von Schneeschmelze, Niederschlag oder seltener durch den Bruch moränengedämmter Gletscherseen ausgelöst. Die Identifizierung möglicher Muren im Gelände ist schwierig. Es empfiehlt sich eine Begehung des Geländes. Die Kartierung früherer im Gelände noch erkennbarer Muren sowie deren Einbindung in ein GIS kann zur Beurteilung des Gefährdungspotentials beitragen. Die Aufnahme der Niederschläge sowie die Markierung ausgedehnter Schneeflächen mit steiler Hangneigung dient ebenfalls der Identifizierung möglicher Sedimenteinträge durch Muren in den zu betrachtenden Gebirgsfluss.

7.2.1.3 Gletschersee-Ausbrüche

Bedecken Gletscher einen Teil des Einzugsgebietes des zu untersuchenden Gebirgsflusses, ist eine Auswertung von Luftaufnahmen oder Satellitenbildern gekoppelt mit einer Feldbegehung zur Identifizierung von Gletscherseen notwendig. Bei der Feldbegehung sollte geklärt werden, ob es sich bei dem Gletschersee um einen eisgedämmten oder einen moränengedämmten See handelt, da deutliche Unterschiede im Versagensmechanismus bestehen.

Da der beim Ausbruch erreichte Spitzenabfluss Q_{\max} im Wesentlichen vom Volumen des Sees abhängt, sind die ungefähren Abmessungen des Gletschersees festzustellen. Dabei sollte bei eisgedämmten Gletscherseen das maximale Volumen V_{\max} und bei moränengedämmten Seen sowohl das Volumen V als auch die Wassertiefe H abgeschätzt werden.

Eisgedämmte Gletscherseen sind charakterisiert durch Teilentleerungen. Sofern möglich, sollten Informationen zur Häufigkeit der Entleerungen eingeholt werden. Sie können eine hilfreiche Information für die Beurteilung der Wiederkehr des Ausflusses des Wassers aus den Gletscherseen darstellen.

7.2.2 Mesomaßstab

7.2.2.1 Morphologie

Bei der Betrachtung der Sedimenttransportprozesse im Mesomaßstab ist die Morphologie des Gebirgsflusses entscheidend. Hierzu gehören die Aufnahme von Längs- und Querprofilen.

Aus dem Längsprofil des Flusslaufes ergibt sich der wichtige Parameter des Gefälles I. Bevor detaillierte Messungen im Bereich der Wasserfassung durchgeführt werden, sollte zunächst das Gefälle im großräumigen Maßstab aufgezeichnet werden. Dies gibt eine Vorstellung über die Gesamtcharakteristik des Flusslaufes und ordnet die zu untersuchende Strecke ein. Als Ergebnis der im Rahmen der Arbeit durchgeführten Naturuntersuchungen stellt das Gefälle, welches sich aus der Messung des Wasserspiegellängsprofils bei Niedrigwasser über eine Strecke von etwa 100 m – 200 m einstellt, ein gutes Maß für den Gefälleparameter I dar.

Die Aufnahme von Querprofilen im Bereich der geplanten Wasserfassung ist dringend für die Berechnung der hydraulischen Größen, wie Wassertiefe h , Fließgeschwindigkeit v , spezifischer Abfluss q etc., notwendig. Dies wird insbesondere bei unregelmäßigen Querschnitten benötigt. Darüber hinaus bieten die aufgenommenen Querprofile die Möglichkeit, Sohlenveränderungen im Hinblick auf die Sohlenstabilität und Geschiebetransportereignisse nach einer Hochwasserperiode zu bewerten.

7.2.2.2 Hydrologie

Nach der Identifizierung eines Standortes ist in der Nähe der geplanten Wasserfassung eine Pegelstation zu installieren.

Zur Messung der Wasserstände empfiehlt sich ein redundantes System, welches sich durch die Arbeiten der GTZ im Projektgebiet bewährt hat. Dabei werden die Wasserstände parallel durch einen Lattenpegel, einen Schreibpegel und einen Datenlogger aufgezeichnet. Bei Ausfall einer Datenquelle bzw. eines Gerätes stehen zwei weitere Systeme zur Aufzeichnung der Wasserstände zur Verfügung. Gerade die Messung mit Hilfe des Datenloggers ist bei kleineren Einzugsgebieten nützlich, da mehrere kleinere Hochwässer, welche nicht durch das Pegelpersonal an den Lattenpegeln erfasst werden, das Wasserdargebot verändern können.

Neben der Aufzeichnung der Wasserstände sind regelmäßige Abflussmessungen durchzuführen. Durch die Abflussmessungen werden die Schlüsselkurven zur Berechnung der mittleren Tagesabflüsse bestimmt. Darüber hinaus stellt die Abflussmessung eine wichtige Information zur Beurteilung der Rauigkeitsverhältnisse des Flussabschnittes dar. Somit können die im Rahmen der Arbeit empirisch bestimmten Beziehungen aus Gl. (6.9) und (6.10) validiert werden. Die Rauheit des Gerinnes, ausgedrückt durch den Energieverlustbeiwert des Strickler-Koeffizienten k_{st} , ist nach den Erkenntnissen der durchgeführten Untersuchungen ein entscheidender Parameter zur Berechnung der Geschiebetransportmassen.

7.2.2.3 Sedimente

Die Beurteilung der Sedimenttransportverhältnisse kann in die Aufnahme des Bettmaterials, die Messung von Geschiebe- sowie Schwebstofffrachten unterteilt werden.

Bei den Gebirgsflüssen handelt es sich in der Regel um stark abgeplattete Sohlen mit ausgeprägten Deckschichten. Zur Beurteilung der Sohlenstabilität ist die Kenntnis der Korngrößenverteilung des Deckschichtmaterials notwendig. Hierfür sollte das in Kapitel 5 beschriebene Verfahren der Linienzahlanalyse angewendet werden. Nach den Erfahrungen der vorliegenden Arbeit ist die Messung vorzugsweise in Niedrigwasserzeiten auf trocken gefallenem Abschnitten des Flussbettes oder alternativ entlang der Wasserlinie im

Uferbereich durchzuführen. Die Probennahme sollte mehrere Linien umfassen, so dass die Repräsentanz der aufgenommenen Daten sichergestellt ist. Eine Probe des Unterschichtmaterials ist nach den Erkenntnissen der Untersuchungen nicht zwingend, da sie nur bedingt repräsentativ ist. Eine Anpassung der Feinmaterialien nach der Fuller-Kurve anstatt eine Probe des Unterschichtmaterials zu entnehmen, ist für die Berechnung der transportierten Geschiebemengen ausreichend.

Sofern die Ausrüstung zur Messung hydrologischer Daten bei hohen Geschwindigkeiten vorhanden ist, ist die Messung von Geschiebe sinnvoll. Dabei ist zu beachten, dass das Gerät zum Fang des Geschiebes den erforderlichen Bedingungen in der Natur genügt. Der im Rahmen der durchgeführten Naturuntersuchungen entwickelte Geschiebefänger B-69 hat sich für die hydraulischen Verhältnisse von Gebirgsflüssen mit steilen Neigungen bewährt. Die gemessenen Geschiebemassen können zudem durch die im Labor gemessenen sedimentologischen Effizienzen korrigiert werden. Die Messungen sollten bei verschiedenen Abflussverhältnissen durchgeführt werden, um die Sohlenstabilität, die transportierten Massen sowie die Körnung des transportierten Materials mit den in der vorliegenden Untersuchung empirisch entwickelten Funktionen vergleichen zu können. Bei Geschiebemessungen sollte immer eine Abflussmessung durchgeführt werden, um das Wechselspiel zwischen dem Geschiebetransport und der Hydraulik festzuhalten.

Die Aufnahme des Schwebstofftransportes ist in alpinen Gebirgsregionen mit bedeutenden Erosionsraten, wie dem Himalaya-Karakorum, besonders wichtig. Die Erfassung der erheblichen Schwankungen in der Schwebstoffkonzentration C erfordert zeitintensive Messungen in kürzesten Zeitabständen. Eine ideale Bestimmung der Frachten wäre die tägliche Messung der Schwebstoffkonzentration während des Zeitraumes mit erfahrungsgemäß hohen Belastungen. Die sofortige Auswertung durch Filterung der Proben durch geschultes Pegelpersonal würde den Arbeitsaufwand reduzieren. Diese Vorgehensweise ist jedoch mit erheblichen Kosten verbunden. Eine naturgetreue Aufzeichnung der Schwebstoffführung in Gebirgsflüssen kann nur durch die kontinuierliche Messung der Schwebstoffkonzentrationen erfolgen. Alternativ stünde das Verfahren der Trübungsmessung zur Verfügung, welches einer präzisen Kalibrierung und fachgerechten Wartung bedarf. Damit können auch kurzfristige Spitzen in der Schwebstoffkonzentration des Gewässers erfasst werden, was bei der Entnahme von Einpunktpuben nicht möglich ist. Zur Bestimmung der Schwebstoffführung ist die Kenntnis des Abflusses erforderlich.

7.3 Berechnung der Sedimentmassen

7.3.1 Makromaßstab

7.3.1.1 Seismizität

Die Naturgefahr Erdbeben fungiert in dem komplexen System alpiner Gebirgsregionen als Trigger für Massenbewegungen. Die Analyse historischer sowie aktuell gemessener Erdbeben allein kann jedoch nicht direkt zu Massenberechnungen führen. Vielmehr gibt es einen indirekten Zusammenhang zwischen der Lage und Stärke des Erdbebens, der im Projektgebiet vorherrschenden geologischen Verhältnisse und der dadurch bewegten Fels- und Erdmassen.

Die Lokalisierung von Erdbebenherden in einem GIS gibt wertvolle Hinweise über gefährdete Zonen, die dann gezielt durch Feldbegehungen auf die Stabilität der Gebirgsformationen und Hänge untersucht werden können.

Eine statistische Analyse der historischen seismischen Aktivitäten (MONZON UND VICTORIA 1993) gibt Auskunft über die Stärke und Häufigkeit der Erdbeben des Projektgebietes. Diese Information gibt eine Größenordnung für die zu erwartende Häufigkeit von Massenbewegungen an. Aus der Analyse der Daten sollte die Häufigkeit derjenigen Beben betrachtet werden, die einen festzusetzenden Schwellenwert überschreiten. Der Schwellenwert ist den geologischen Bedingungen des Untersuchungsgebietes anzupassen. Hieraus ist die Wiederkehr der zu erwartenden Massenbewegungen größerer Ausmaße zu bestimmen.

7.3.1.2 Massenbewegungen

Aufgrund der im Gebiet des Himalaya-Karakorums festgestellten und meist durch Erdbeben getriggerten Felsgleitungen am Indus in der Mitte des 19. Jahrhunderts kann davon ausgegangen werden, dass bei diesen Ereignissen bis zu mehreren Millionen m³ in Bewegung gesetzt werden können. Diese Tatsache legt die Entscheidung nahe, dass bei Feststellung einer Gefährdung durch eine Felsgleitung eines solchen Ausmaßes von dem Ausbau der geplanten Wasserkraftanlage abgesehen werden sollte. Bei Gefährdung durch geringere Volumina ist die Größe eines geplanten Stauraumvolumens zu überprüfen. Das Material besteht größtenteils aus groben Körnern.

Die Mehrzahl von Erdrutschen wird durch langandauernde Starkniederschläge verursacht. Die Analyse der im Einzugsgebiet aufgestellten Regenschreiber hinsichtlich der Regenintensität I und der Regendauer D und deren Korrelation mit beobachteten Erdrutschen im Einzugsgebiet sollte zur Entwicklung empirischer Ansätze führen. Damit kann ein Kriterium in Form eines Schwellenwertes nach Beispiel der Gl. (2.1) und eine Beurteilung der in das Flusssystem eingetragenen Materialvolumina entwickelt werden. Das Kriterium ist in diesem Zusammenhang nochmals in Gl. (7.1) dargestellt.

$$I = 91,46 \cdot D^{-0,82} \quad (7.1)$$

Sind derartige Erhebungen nicht möglich, sollte nach Beurteilung der Verhältnisse durch eine Feldbegehung mit einem ein- bis mehrmaligen Eintrag eines Erdrutsches in den betreffenden Gebirgsfluss in einem Zeitraum von 50 Jahren gerechnet werden. Das bei diesen Ereignissen mobilisierte Materialvolumen könnte in einer Größenordnung zwischen $10^3 \text{ m}^3 < V_{\text{sed}} < 10^5 \text{ m}^3$ angesetzt werden. Sofern Niederschlagsdaten zur Verfügung stehen, kann die Analyse und anschließende Formulierung eines Schwellenwertes einen Beitrag zur Frage der Häufigkeit der Ereignisse liefern. Die Kornzusammensetzung von Erdrutschen besteht aus größeren Komponenten.

Das durch Murengänge in das fluviale System von Gebirgsregionen eingetragene Sedimentmaterial ist schwer zu bilanzieren. Hierfür eignet sich eine Feldbegehung, bei der die transportierten Sedimentmassen anhand der zum Teil noch angedeuteten Sedimentationsfächer abgegangener Muren geschätzt werden sollte. Anhand der Ablagerungen an den Ufern des Flusses kann auch die Korngröße der Murengänge untersucht werden. Diese Vorgehensweise erlaubt eine grobe Bilanzierung des zu erwartenden Masseneintrages, eine Beurteilung der Häufigkeit ist jedoch schwierig. Hierbei sollte auf die Kenntnisse der lokalen Behörden zurückgegriffen werden.

Darüber hinaus bietet die Auswertung von in der Vergangenheit regelmäßig aufgenommenen Satellitenbildern die Möglichkeit, die Häufigkeit und das Ausmaß von Felsgleitungen, Erdbeben und Murengängen im betroffenen Einzugsgebiet quantitativ zu beurteilen.

7.3.1.3 Gletschersee-Ausbrüche

Die durch Gletschersee-Ausbrüche transportierten Sedimentmassen können auf der Grundlage der maximal erreichten Abflüsse Q_{\max} berechnet werden. Dabei ist zwischen den eisgedämmten und moränengedämmten Gletscherseen zu unterscheiden.

Nach den Untersuchungen von CLAGUE UND MATHEWS (1973) kann Gl. (2.2) zur Abschätzung des maximalen Abflusses verwendet werden, die nochmals in Gl. (7.2) dargestellt ist. Bei bekanntem Querschnittes des Flusses kann die während des Ablaufes der Welle zu erwartende Geschiebemenge nach den empirischen Ansätzen aus Kapitel 6 berechnet werden. Zusätzlich werden auch Schwebstoffmassen mit der ablaufenden Welle mobilisiert. Es kann vereinfacht davon ausgegangen werden, dass die Schwebstoffkonzentrationen hoch sind und in dem Bereich zwischen $10000 \text{ g/m}^3 < C < 30000 \text{ g/m}^3$ liegen.

$$Q_{\max} = 75 \cdot \left(\frac{V_{\max}}{10^6} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (7.2)$$

Bei moränengedämmten Gletscherseen kann die Berechnung des Spitzenabflusses auf der Grundlage der Analyse der historischen Erddammbrüche von MAC DONALD UND LANDRIDGE-MONOPOLIS (1984) mit Gl. (2.3) durchgeführt werden. Danach ist der Spitzenabfluss Q_{\max} eine Funktion des Wasservolumens V und der Wassertiefe H des Gletschersees. Die Schwebstoffkonzentrationen weisen gleiche Größenordnungen wie bei eisgedämmten Gletscherseen auf.

$$Q_{\max} = 2,7 \cdot (H \cdot V)^{0,42} \quad (7.3)$$

Damit können wiederum die durch den Abfluss ausgelösten Geschiebetransport- und Schwebstoffmengen berechnet werden. Im Gegensatz zu den eisgedämmten Gletscherseen werden die Sedimente der Endmoräne beim Bruch des Gletschersees ebenfalls in das fluviale System eingetragen. Daraus folgt, dass die Sedimentmasse der Moräne ebenfalls bei der Berechnung der transportierten Sedimentfrachten berücksichtigt werden muss. Auch für den Fall, dass ein Teil der Sedimentmassen in einer weiter oberhalb liegenden Flussstrecke abgelagert werden sollte, kann damit gerechnet werden, dass die Ablagerungen im Laufe der Jahre durch die hydraulischen Beanspruchungen der Jahresabflussganglinien weiter unterstrom und damit in den Bereich der Wasserrfassung transportiert werden.

Entscheidend in diesem Zusammenhang ist die Fragestellung nach der Häufigkeit der Ereignisse. Eisgedämmte Gletscherseen sind charakterisiert durch Teilentleerungen. Bei moränengedämmten Seen ist mit einem einmaligen Versagen zu rechnen. Aus einer Auflistung der Gletscherseebrüche im nepalesischen Himalaya wurden innerhalb eines Zeitraumes von 30 Jahren 13 Dammbüche festgestellt. Diese historischen Brüche können ein Maß für die Jährlichkeit der Ereignisse darstellen.

Bei vorhandenen Gletscherseen im Einzugsgebiet der geplanten Wasserkraftanlage sollte bei einer angesetzten Laufzeit von 50 Jahren mindestens mit einem Ereignis eines Gletscherbruches gerechnet werden, um die dadurch mobilisierten Sedimentmassen für eine den Bedingungen angepasste Auslegung zu berücksichtigen.

7.3.2 Mesomaßstab

7.3.2.1 Sohlenstabilität

Eines der wesentlichen Ergebnisse der vorliegenden Untersuchung ist die Bestimmung der Sohlenstabilität von Gebirgsflüssen mit ausgeprägten Deckschichten und ausgeprägter Step-Pool-Morphologie im Längsgefälle auf der Grundlage von Naturmessungen.

Danach kann der Bewegungsbeginn bei steilen Gerinnen nicht mehr mit dem klassischen Shields-Parameter berechnet werden. Anstelle des Parameters τ_* wird der kritische Zustand des Bewegungsbeginns mit Hilfe des dimensionslosen spezifischen Abflusses q_* ausgedrückt. Als Ergebnis der Naturuntersuchungen an 16 Flüssen des Projektgebietes des Himalaya-Karakorums konnten zwei Schwellenwerte festgestellt werden, ein kritischer Abfluss bei Bewegungsbeginn von Feinsedimenten in der Größenordnung $2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$, sowie der kritische Abfluss beim Bewegungsbeginn der Steine und Blöcke der Deckschicht.

Die Bewegung von feinkörnigen Kiesmaterialien kann mit dem Kriterium aus Gl. (6.15) berechnet werden, welches in Gl. (7.4) nochmals dargestellt ist. Bei bekannter Breite des Flussschlauches im Bereich der Wasserfassung kann der Abfluss berechnet werden. Unterhalb dieses Abflusses findet kein Transport von Geschiebe statt.

$$q_{*c} = \frac{q_c}{\sqrt{g \cdot (s-1) \cdot d_{65}^3}} = 0,039 \cdot I^{-1,16} \quad (7.4)$$

Der Bewegungsbeginn des Deckschichtmaterials, der charakterisiert ist durch den Transport von Steinen in der Größenordnung $d > 30 \text{ mm}$ bis hin zum Transport der größten in der Deckschicht vorhandenen Korngröße, kann durch den dimensionslosen Parameter des spezifischen Abflusses q_* in Gl. (7.5) bestimmt werden. Der kritische Abfluss für die Bewegung des Deckschichtmaterials kann bei Kenntnis der Gerinnebreite berechnet werden.

$$q_{*c} = \frac{q_c}{\sqrt{g \cdot (s-1) \cdot d_{65}^3}} = 0,093 \cdot I^{-1,25} \quad (7.5)$$

Bei Abflüssen zwischen dem kritischen Abfluss für den Transport von Feinsedimenten und dem Transport der Deckschicht kann vereinfacht davon ausgegangen werden, dass es sich hierbei um Material in der Größenordnung von $2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$ handelt. Das Material hingegen, welches bei größeren Abflüssen als dem kritischen zum Bewegungsbeginn des Deckschichtmaterials transportiert wird, besteht aus grobkörnigem Kies bis hin zu Steinen und Blöcken.

Die entwickelten empirischen Ansätze sind gültig, so lange sich keine Veränderung des Querschnittes ergibt. Bei sehr starken Strömungsbelastungen kann es durch Erosionen zu Querschnittsveränderungen kommen, die eine erneute Berechnung der kritischen Abflüsse für die Transportmechanismen erfordern.

7.3.2.2 Geschiebe

Der zu erwartende Transport in Form von Geschiebe wird auf der Grundlage der in der vorliegenden Arbeit entwickelten empirischen Gleichungen in Gl. (6.28) bis (6.33) berechnet. Die entwickelten Funktionen sind auf der Basis der durchgeführten Naturmessungen sowie der Laboruntersuchungen der VAW bestimmt worden. Die Funktionen unterscheiden sich in der Verwendung der Kornparameter bei 50% Siebdurchgang d_{50} bzw. dem maßgebenden Korndurchmesser d_m . Im Rahmen des hier vorgestellten Konzeptes sollen lediglich die auf dem d_{50} basierenden Gleichungen genannt werden.

Da die entwickelte Geschiebefunktion im Gegensatz zu den anderen für steile Gefälle gültigen Formeln von MPM (1949), SMART UND JÄGGI (1983) und RICKENMANN (1990) keinen Schwellenwert aufweist, muss vor Berechnung der Geschiebefrachten der kritische Abfluss nach den in 7.3.2.1 dargestellten Verfahren berechnet werden. Unterhalb dieses Abflusses wird der Transport zu Null gesetzt. Bei Abflüssen oberhalb des kritischen Abflusses zum Bewegungsbeginn des Feinmaterials können die Massen auf zwei Weisen berechnet werden.

Bei der ersten Methode werden, abhängig von der Größenordnung des Ausdruckes $(k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau_*$, die Gl. (6.28) und (6.30) verwendet. Erste Abschätzungen der hydraulischen Bedingungen von Gebirgsflüssen deuten darauf hin, dass der Zustand erhöhter Sohlenbeanspruchungen mit $(k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau_* > 0,22$ nur selten unter natürlichen Bedingungen erreicht wird. Bei Ereignissen dieser Größenordnung ist mit einer Änderung des Querschnittes zu rechnen.

$$\phi = 9067 \cdot \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right)^{5,23} \quad (k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau_* \leq 0,22 \quad (7.6)$$

$$\phi = 30,34 \cdot \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right)^{1,45} \quad (k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau_* > 0,22 \quad (7.7)$$

Alternativ hierzu kann für den gesamten Bereich der Sohlenbeanspruchungen eine Gleichung zur Berechnung der zu erwartenden Geschiebemassen verwendet werden, die aus Gl. (6.33) stammt und hier nochmals aufgeführt ist. Die Genauigkeit der Berechnungen ist bei Verwendung der Gl. (6.28) größer als bei Gl. (6.33).

$$\phi = 1203 \cdot \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right)^{4,48} \quad (7.8)$$

Neben dem Shields-Parameter wird in den empirisch bestimmten Funktionen der Korrekturbeiwert $(k_{st}/k_r)^2$ verwendet, der das totale Gefälle I auf das Reibungsgefälle I_r reduziert. Damit werden die theoretischen Werte der Sohlschubspannung auf die tatsächlich auf die Sohle wirksamen Schubspannungen reduziert. Die Kornrauheit kann durch den Ansatz nach Gl. (6.24) von MEYER-PETER/MÜLLER unter Verwendung des Korndurchmessers d_{90} der Deckschicht ausgedrückt werden. Sind Abflussmessungen im Bereich der Wasserfassung vorhanden, sollten die Energieverluste in Form des Strickler-Beiwertes k_{st} für verschiedene Abflusszustände berechnet und in die Geschiebefunktionen eingesetzt werden. Sind keinerlei Abflussmessungen zur Auswertung des Energieverlustbeiwertes vorhanden, können im Rahmen der Arbeit die aus einer Vielzahl

verschiedener Naturmessungen in Amerika, Europa und Asien bestimmten empirischen Funktionen zur Abschätzung des Energieverlustbeiwertes k_{st} in steilen Gerinnen in Gl. (6.9) und (6.10) verwendet werden.

7.3.2.3 Schwebstoff

Die Ausführungen zur Berechnung der Schwebstoffführung in alpinen Gebirgsflüssen in Kapitel 6 haben gezeigt, wie wichtig eine regelmäßige bzw. kontinuierliche Messung der Schwebstoffkonzentration in den Gewässern für eine den natürlichen Bedingungen entsprechende Abschätzung der Schwebstoffmassen ist.

Oftmals werden die Schwebstoffkonzentrationen noch immer nach dem Rating-Verfahren berechnet. Die vorgestellten Verfahren des Peaking, Berücksichtigung aller gemessenen Schwebstoffmassen, und des Shifting, Anpassung der Schwebstoffmassen zwischen den gemessenen Werten, haben bestätigt, dass eine direkte Schwebstoffkonzentrations-Abfluss-Beziehung zu einer erheblichen Unterschätzung des Schwebstofftriebes führt.

Aus der Analyse der Daten kann zum heutigen Zeitpunkt eine den natürlichen Prozessen besser entsprechende Abschätzung des Transportes vereinfacht durch die Verdoppelung der durch das Rating-Verfahren bestimmten Massen erreicht werden. Die Entwicklung der Rating-Gleichung wird unter Zuhilfenahme der ortsspezifischen aufgenommenen Wertepaare der Schwebstoffkonzentration und des Abflusses durch eine Potenzfunktion der Form $C = a \cdot Q^b$ durchgeführt.

7.4 Belastung der Wasserkraftanlage durch Sedimente

7.4.1 Speicherkraftwerke

7.4.1.1 Geschiebe

Das durch die Strömungskraft des Flusses transportierte Geschiebe wird grundsätzlich unmittelbar unterstrom der Stauwurzel abgelagert. Handelt es sich um ein großes Speichervolumen mit langer Stauwurzel, bildet sich das aus grobem Material bestehende Delta weit oberstrom von der Dammachse aus. Das Ablagerungsdelta wandert im Laufe der Jahre weiter unterstrom, wobei niedrige Wasserstände im Reservoir und hohe Geschieberaten die Fortbewegung des Deltas begünstigen.

Sieht die Auslegung des Projektes einen kleinen Speicher in Form eines Tagesspeichers im Flusslauf vor, ist das oben genannte Prinzip identisch, lediglich die Größenordnung ist verändert. Der Abstand zur Dammachse verringert sich aufgrund der kürzeren Stauwurzel.

Bei Tagesspeichern mit künstlichen Speicherbecken wird durch den Bau der Wehranlage der Eintritt von Geschiebe in den Speicherraum vermieden.

Eines der wichtigen Ergebnisse der vorliegenden Untersuchungen zum Geschiebetransport ist die Erkenntnis, dass die transportierte Geschiebemasse bezüglich der Korngröße unterschieden werden muss. Die Größe des im Rahmen der Naturmessungen als Feinmaterial bezeichneten Geschiebes liegt zwischen $2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$ und wird damit weiter in den Stauraum hinein transportiert. Die gröberen Kornfraktionen mit Korndurchmessern von $d > 30 \text{ mm}$ bis hin zu der Größe von Steinen und Blöcken werden jedoch direkt an der Stauwurzel abgelagert.

Mit Hilfe der Ansätze zur Sohlenstabilität kann die als Geschiebe transportierte Masse in Feinmaterial und Deckschichtmaterial unterschieden werden. Damit kann auch das Volumen bestimmt werden, welches für das Deckschichtmaterial durch langzeitige Ablagerungen an der Stauwurzel vorzusehen ist. Bezüglich des Feinmaterials ist keine allgemeingültige Aussage zu treffen. Aufgrund der feinen Körnung des Materials liegt die Vermutung nahe, dass die Ablagerung im mittleren Teil des Staubereiches stattfindet. Dies hängt jedoch maßgeblich von der Geometrie des Stauraumes sowie der sich einstellenden Geschwindigkeiten ab. Eine genaue Aussage zur dieser Problematik kann nur durch Modellversuche getroffen werden.

Die Analyse der in der Natur gemessenen Geschiebefrachten an den 16 Flüssen des Projektgebietes in den Jahren 1999 und 2000 haben gezeigt, dass das Deckschichtmaterial nur bei erhöhten Abflussereignissen transportiert wird. Aus den Messergebnissen folgt, dass die für Deckschichtmaterialien vorzusehenden Volumina bei Ablagerung in Speicheranlagen in Bezug zu dem zur Verfügung zu stellenden Stauraumvolumen der Anlage zu betrachten sind.

7.4.1.2 Schwebstoff

Wie bereits in Kapitel 6 erwähnt wurde, ist die Schwebstoffführung der Gebirgsflüsse in der alpinen Region des Himalaya-Karakorums etwa 25 mal größer als der durchschnittliche Transport auf der Erde. Bedingt durch die Schnee- und Gletscherschmelze bzw. die Monsunzeit werden jährliche Transportraten von bis zu 4800 t/km² erreicht. Damit ist die in Form von Schwebstoffen transportierte Sedimentmasse entscheidend für Ablagerungen in einem geplanten Stauraum.

Das in Form von Schwebstoffen mitgeführte Material von Gebirgsflüssen wird weiter in den Speicherraum eingetragen. Entscheidend für die Frage, welcher Prozentsatz der eingetragenen Schwebstoffmassen sich ablagert, ist der in Kapitel 4 erläuterte Auffangwirkungsgrad A nach BRUNE (1953) (Abb. 4.2) bzw. der reziproke Wert des Durchgangswirkungsgrades D nach CHURCHILL (1948) (Abb. 4.3). Churchills Funktion kann auch durch den empirischen Ansatz nach MANIAK (1997) als Auffangwirkungsgrad A in Gl. (4.3) ausgedrückt werden, der hier nochmals dargestellt ist:

$$A = 100 - \left(1600 \cdot (S \cdot g)^{-0,2} - 12\right) \quad (7.9)$$

Bei der Wahl eines saisonalen Speichers ist das Verhältnis zwischen der Speicherkapazität S und dem mittleren Jahreszufluss Z nach BRUNE's Definition in Gl. (4.1) groß. Der Auffangwirkungsgrad A liegt beispielsweise für das Verhältnis $2 \cdot 10^{-1} < S/Z < 10^1$ bei nahezu 100%. Selbst bei sukzessivem Verlust der Speicherkapazität durch jahrelange Ablagerungen der Schwebstoffe wird der Auffangwirkungsgrad kaum reduziert. Das bedeutet, dass sich die für die Laufzeit des Projektes eingetragene Schwebstoffführung im Speicher ablagert, wie dies beispielsweise in Tabelle 4.1 der Fall ist.

Liegt die Größe des Speichers in einem Bereich zwischen $2 \cdot 10^{-2} < S/Z < 2 \cdot 10^{-1}$, liegt der Auffangwirkungsgrad anfänglich bei etwa 90%. Bei hoher Schwebstoffführung kommt es in den ersten Jahren des Betriebes der Anlage zu einer erheblichen Reduktion des Speichervolumens, da sich der Auffangwirkungsgrad auf einem hohen Niveau zwischen $90\% > A > 60\%$ befindet. Es folgt eine schnelle Verlandung des Speichers, die mit den bereits in Kapitel 4 erwähnten betrieblichen Störungen und Gefahren verbunden ist.

Bei einem kleinen Verhältnis zwischen der Speicherkapazität S und dem mittleren Jahreszufluss Z zwischen $2 \cdot 10^{-3} < S/Z < 2 \cdot 10^{-2}$, wie es im Falle von im Fluss angeordneten Tagesspeichern gegeben ist, liegt der anfängliche Auffangwirkungsgrad A auf einem relativ niedrigen Niveau zwischen $20\% < A < 50\%$ und wird bei hoher Schwebstoffführung im Laufe der ersten Betriebsjahre auf Werte reduziert, bei denen kaum mehr Schwebstoffe im Stauraum abgelagert werden können. Eine solche Auslegung des Speichers bedeutet, dass nach einigen Betriebsjahren mit einer verstärkten Schwebstoffkonzentration im Triebwasser zu rechnen ist, die eine Planung eines Sandfanges zum Schutz der Turbinen vor Abrasion von Beginn an notwendig macht.

Bei Tagespeichern mit künstlichen Becken ist das Verhältnis zwischen mittleren Jahreszufluss Z und Speicherkapazität S identisch mit einem Tagespeicher im Fluss. Der Unterschied besteht darin, dass in der Regel dem Becken eine Entsandungsanlage vorgeschaltet ist, die einen großen Anteil der eintretenden Schwebstoffe bereits zurückhält. Damit ist die Belastung durch Schwebstoffe geringer, der grundsätzliche Verlandungsprozess bleibt allerdings erhalten. Lediglich das zeitliche Ausmaß der Verlandung verzögert sich. Ist kein Sandfang oberstrom des Beckens vorgesehen, ist mit einer ähnlichen Verlandung wie bei Tagesspeichern im Flusslauf zu rechnen.

Daneben eignen sich numerische Modelle zur Beurteilung der zu erwartenden Ablagerungszonen von Schwebstoffen. Der Einsatz von zwei- bzw. dreidimensionalen numerischen Modellen des Speicherbetriebes zeigt die Größe der Fließgeschwindigkeiten und deren Verteilung in der Fläche an. Dabei wird deutlich, welchen Einfluss die Geometrie des Speichers auf die Ablagerung von Schwebstoffen hat. Dreidimensionale Simulationen von geplanten Speicheranlagen haben ergeben, dass sich der ursprüngliche Flussschlauch im Vergleich zu anderen Zonen durch höhere Fließgeschwindigkeiten auszeichnet. Dieser Effekt zeigt sich bis zur Wirkung des Eintauchstrahles durch den fließenden Strom. Weiter unterstrom stellen sich homogene Geschwindigkeitsfelder ein. Ist die Geometrie des Speichers durch eine geringe Breite geprägt, sind die Zonen mit kleineren, die Ablagerung begünstigenden Geschwindigkeiten kleinflächig. Weist die Geometrie des Stauraumes einen fächerförmigen Grundriss auf, sind die geringen Geschwindigkeiten während des Betriebes großflächig im Stauraum verteilt, so dass in diesen Zonen mit einer verstärkten Sedimentation der Feinsedimente gerechnet werden muss.

7.4.2 Laufwasserkraftwerke

7.4.2.1 Geschiebe

Im Falle von Laufwasserkraftwerken werden die Anlagen direkt durch die transportierten Geschiebemassen belastet. Analog zu den Berechnungen der Geschiebemassen im Falle von Speicheranlagen lassen sich auf der Grundlage der empirisch bestimmten Ansätze zu den kritischen Abflüssen und der Geschiebefunktionen die transportierten Massen in Feinmaterial ($2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$) und Deckschichtmaterial ($d > 30 \text{ mm}$) unterscheiden.

Weist ein Gebirgsfluss einen erheblichen Transport von Geschiebematerial in Form von Deckschichtmaterial auf, ist sicher davon auszugehen, dass die Wasserfassung durch das erste die Deckschicht zerstörende Hochwasser verlandet. Die in den Bereich der Wasserfassung eingetragenen Korngrößen können dann nur durch Baggerungen geräumt werden. Darüber hinaus ist mit einer zusätzlichen Gefährdung der Wehranlage durch die Dynamik der Geschiebebewegungen mit großen Steinen und Blöcken zu rechnen.

Wird durch den Gebirgsfluss Deckschichtmaterial bewegt, ist bei Standorten mit geeigneten Jahresabflüssen eine Sohlenentnahme in Form eines Tiroler Wehres vorzusehen. Der Geschieberechen führt das durch den Fluss transportierte Deckschichtmaterial schadlos über die Entnahmestelle ab, so dass keine Gefährdung für die Anlage besteht. Das bei geringeren Abflüssen transportierte Feinmaterial kann mit Hilfe eines Kiesfanges dem Triebwasser entnommen werden.

Kann durch die Berechnung der Sedimentmassen der Transport von Deckschichtmaterial weitgehend ausgeschlossen werden, ist die Ausbildung der Entnahme in Form einer Seiten-, Stirn-, oder Sohlentnahme problemlos zu realisieren.

7.4.2.2 Schwebstoff

Da die Schwebstoffe bei einem Laufwasserkraftwerk direkt in das Triebwasser eintreten, ist der Bau eines Sandfanges zum Schutz der Laufräder vor Abrasion notwendig. Die Dimensionierung des Sandfanges richtet sich nach den hydraulischen Anforderungen, die in der Regel eine Entfernung der Sedimentpartikel mit einem Durchmesser zwischen $0,2 \text{ mm} < d < 0,5 \text{ mm}$ vorsehen.

7.5 Sediment Management

7.5.1 Spülungen

7.5.1.1 Allgemeines

Da der Sedimenttransport in alpinen Gebirgsregionen aufgrund der Naturgefahren und der hohen Erosionsraten des Himalaya-Karakorums von der Quelle her nicht eingeschränkt werden kann, muss die Kapazität von Stauräumen durch andere Maßnahmen erhalten werden. Eine der kostengünstigsten Maßnahmen besteht in der Spülung von abgelagerten Sedimenten. Als Grundvoraussetzung für Spülungen ist der Bau groß dimensionierter Grundablässe zu nennen, die auf der Höhe der ehemaligen Flusssohle anzuordnen sind.

Wie bereits in Kapitel 4 ausführlich diskutiert worden ist, sind Druckspülungen mit Wasserständen im Bereich der betrieblich vorgesehenen Stauhaltungen nur in einem begrenzten Bereich oberstrom des Kontrollbauwerkes effektiv. Die Geometrie des sich ausbildenden Erosionstrichters ist von den geometrischen und hydraulischen Randbedingungen der Stauhaltung abhängig. Zur Beurteilung der Effektivität der Spülung empfiehlt sich der Einsatz einer numerischen Simulation der hydraulischen Vorgänge während des Spülens, bei der Aussagen über die Geschwindigkeiten, insbesondere im sohlnahen Bereich, getroffen werden können.

Bei Leerspülungen wird der Wasserstand so weit abgesenkt, dass der Fluss seine ursprüngliche Fließcharakteristik und Schleppspannung erreicht. Vorzugsweise wird die Leerspülung mit der einsetzenden Hochwasserwelle durchgeführt, um die in den Speicher transportierten Sedimentmassen durch den Speicher hindurch zu transportieren. Voraussetzung hierfür ist eine schnelle Entleerung des Speichers, so dass der Gebirgsfluss in seinem ursprünglichen Flussbett wirken kann. Das Verfahren der Leerspülung ist bei Tagesspeichern mit künstlichen Becken nicht möglich, da das Becken aus dem Flussschlauch ausgelagert ist.

7.5.1.2 Geschiebe

Das in einen Stauraum im Fluss eintretende Geschiebematerial setzt sich im Bereich der Stauwurzel ab. Wie bereits in Kapitel 7.4.1.1 erläutert wurde, werden die als Deckschichtmaterial transportierten Massen aufgrund der Größe der Körnung direkt an der Stauwurzel abgelagert. Das Deckschichtmaterial wird unter natürlichen Bedingungen erst bei hohen mittleren Fließgeschwindigkeiten in der Größenordnung $4 \text{ m/s} < v < 6 \text{ m/s}$ transportiert. Demzufolge müssen bei Spülvorgängen des Speicherraumes ähnliche Geschwindigkeiten erreicht werden, um eine Bewegung und damit Ausspülung der genannten Korngrößen zu gewährleisten. Bei Druckspülungen ist während Spülmaßnahmen die Größe der genannten Geschwindigkeiten im Bereich der Stauwurzel auszuschließen. Bei Leerspülungen können Geschwindigkeiten in dieser Größenordnung nur durch natürliche Hochwasserwellen erreicht werden. Somit besteht die einzige Möglichkeit des Ausspülens von Deckschichtmaterial in dem in Kapitel 4 erwähnten Verfahren des Sediment-Routing, welches ein Ablassen des Wasserstandes im Stauraum in den Bereich des bordvollen Abflusses des ursprünglichen Gebirgsflusses verlangt. Ob der Transport von Deckschichtmaterial durch den Stauraum gelingt, kann nicht allgemein beantwortet werden. Hier ist der Betrieb von physikalischen und numerischen Modellversuchen zu empfehlen. Um für die Auslegung und Bemessung des Volumens eines Stauraumes auf der sicheren Seite zu liegen, sollte vereinfacht davon ausgegangen werden, dass sich das Volumen im Bereich der Stauwurzel des Speichers ablagert, und dass das durch Deckschichtmaterial entstehende Ablagerungsvolumen nicht zur Speicherung zur Verfügung steht. Bei übermäßigem Transport dieses Materials in die Stauanlage hinein sind Baggerungen des Materials zum Zwecke eines problemlosen Betriebes notwendig.

Die durch den Fluss transportierten Feinmaterialien mit einer Korngröße $2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$ werden sich im mittleren Bereich der Staulänge ablagern. Bei den Naturversuchen hat sich gezeigt, dass das Material bei Fließgeschwindigkeiten zwischen $1,5 \text{ m/s} < v < 3 \text{ m/s}$ transportiert wurde. Daraus folgt, dass zur Spülung der feinkiesigen Geschiebemassen ebenso große Geschwindigkeiten erreicht werden müssen. Bei Druckspülungen treten die Geschwindigkeiten lediglich in unmittelbarer Nähe der Grundablässe auf. Bei Leerspülungen kann davon ausgegangen werden, dass sich derartige Geschwindigkeiten bei mittleren Abflüssen bis hin zu bordvollen Abflüssen des ursprünglichen Gebirgsflusses ergeben. Dies bedeutet, dass zur effektiven Leerung des Speichers von abgelagertem feinkiesigem Material keine Hochwässer notwendig werden. Das Material kann bei regelmäßigen Spülmaßnahmen aus dem Speicher geräumt werden, so dass keine langfristige Beeinträchtigung des Speichervolumens durch das Feinmaterial zu erwarten ist.

Betrachtet man die Verhältnisse bei Tagesspeichern mit künstlichen Becken sowie Laufwasserkraftwerken, ist jegliche Spülung von eingetragenen Deckschichtmaterial durch hydraulische Kräfte ausgeschlossen. Aufgrund der Größe des Materials und der geometrischen Bedingungen der Wasserfassung ist eine mechanische Entfernung notwendig. Ist der Transport von Deckschichtmaterial am Standort auszuschließen, sollten Anlagen zur Spülung von Feinsedimenten vorgesehen werden. Das feinkiesige Material kann durch Spülmaßnahmen im Bereich der Wasserfassung weiter nach unterstrom transportiert werden. In diesen Fällen bietet sich der Bau eines Kiesfanges vor dem für die Schwebstoffe vorgesehenen Sandfang an, um die feinkiesigen Materialien aus dem Triebwasser zu entnehmen. Zusätzlich sollte die Wasserfassung mit einer Spülvorrichtung ausgestattet sein, um die Feinkiese ausspülen zu können, die sich im Laufe der Zeit im

Bereich des Entnahmebauwerkes ablagern. Aus diesem Grund ist eine genügende Anzahl von über das Kontrollbauwerk verteilten Spülschützen vorzusehen. Die Anzahl der Spülungen im Bereich der Wasserfassung ist abhängig vom natürlichen Geschiebetrieb.

7.5.1.3 Schwebstoff

Schwebstoffe werden bei Saisonspeichern und Tagesspeichern im Fluss weiter in den Stauraum bis zum Kontrollbauwerk eingetragen, wo sie sich gleichmäßig ablagern. Angesichts der immensen Schwebstoffführung der Gebirgsflüsse im alpinen Raum des Himalaya-Karakorums ist der Verlandungsprozess eines Speicherraumes in dieser Region unumgänglich. Neben der Wahl einer den Verhältnissen angepassten Größe des Speichers ist die Effektivität der Spülungstechnik entscheidend für die Lebensdauer des Projektes.

Bei Druckspülungen werden die abgelagerten Schwebstoffe im Bereich des sich ausbildenden Erosionstrichters ausgespült. Da die Ausdehnung der Erosion nur lokal begrenzt ist, ist das durch diese Spültechnik geräumte Schwebstoffvolumen gering. Die im mittleren Bereich bzw. an den seitlichen Zonen eines Stauraumes abgelagerten Schwebstoffe werden vom lokal wirkenden Spülsog in Nähe des Grundablasses nicht erfasst. Entscheidend in diesem Zusammenhang ist die Größe und Geometrie des Stauraumes. Um den Einfluss der retrogressiven Erosion bereits in der Planungsphase des Projektes zu untersuchen, eignet sich der Einsatz eines numerischen Modells. Durch die vorzugsweise dreidimensionale Simulation der Strömung können über die lokal wirkenden Fließgeschwindigkeiten Aussagen über die Korngröße des sich bewegenden Materials getroffen werden.

Die Ausführungen in Kapitel 4 haben bereits darauf hingewiesen, dass bei Leerspülungen lediglich der ursprüngliche Flussschlauch gespült werden kann. Die sich im Laufe der Jahre einstellenden Ablagerungen zu beiden Uferseiten des früheren Gebirgsflusses werden nur auf wenigen Metern Breite erodiert. Die Charakteristik der Schwebstoffführung weist in den Gebirgsflüssen der Region extreme Spitzenwerte an wenigen Tagen eines Jahres auf, die einen erheblichen Teil der Jahresschwebstofffracht ausmachen. Deshalb sollte eine Leerspülung in Form von Sediment-Routing der hohen Schwebstoffbelastung eingesetzt werden, um eine mögliche Verlandung der eingetragenen Massen im Speicher zu vermeiden. Das Sediment-Routing sollte jedoch nicht nur im Falle eines Hochwassers bei hohen Abflüssen Q eingesetzt werden, sondern sich eher an der Schwebstoffführung $G_s = Q \cdot C$ orientieren, da oftmals bereits mittlere Abflüsse mit extremen Konzentrationen erhebliche Schwebstoffmassen darstellen. Zur Abschätzung der bei Leerspülungen erodierbaren Sedimentmasse Q_{os} kann die empirische Gl. (4.3) nach den Versuchen von LAI UND SHEN (1996) verwendet werden, die in diesem Zusammenhang nochmals in Gl. (7.10) angegeben ist. Der Erodierbarkeitskoeffizient E kann aufgrund von Naturmessungen zwischen $180 < E < 650$ angenommen werden.

$$Q_{os} = E \cdot \frac{Q^{1,6} \cdot S^{1,2}}{B^{0,6}} \quad (7.10)$$

Wie bereits erwähnt, können Leerspülungen mit gleichzeitigem Sediment-Routing bei Tagesspeichern mit künstlichen Becken nicht durchgeführt werden. Es bleibt lediglich die Möglichkeit der Druckspülung, deren Effektivität lokal begrenzt ist. Bei vorgeschaltetem Sandfang wird der Verlandungsprozess im Becken zeitlich verzögert. Aufgrund der ineffektiven Spülmöglichkeiten bleibt langfristig jedoch lediglich die Baggerung der

abgelagerten Schwebstoffmassen übrig. Um eine plötzliche Verlandung des Beckens bei kurzfristiger Spitze der Schwebstoffführung zu vermeiden, ist eine kurzzeitige Abschaltung der Anlage zu empfehlen.

Die Frage der Spülung von Schwebstoffen im Bereich der Wasserfassung entfällt im Falle von Laufwasserkraftwerken, da diese direkt in die Triebwasserführung eingetragen werden. Bei Laufwasserkraftwerken werden die Schwebstoffe separat im Sandfang aufgefangen und gespült. Bei der Schwebstoffführung alpiner Gebirgsflüsse kann es zu erheblichen kurzzeitigen Spitzen in der Konzentration von mehreren 10000 g/m^3 kommen, die zu einer Reduktion der Effizienz bzw. zu einem Ausfall der Sandfanganlage durch Verstopfung führen können. In diesen Fällen ist für die kurzfristigen Spitzen eine Abschaltung der Anlage zu empfehlen, um die Lebensdauer der Laufräder zu erhalten. Durch diese Vorgehensweise ist die eigentliche Funktion der Anlage, die Stromerzeugung, zeitweise eingestellt, was zu Einbußen in der Energieerzeugung führt.

Die Ausführungen zu der Möglichkeit und Effizienz von Spülmaßnahmen von Stauanlagen und Wasserfassungen bei Wasserkraftanlagen haben sowohl bei Geschiebe als auch bei Schwebstoffen gezeigt, dass die effektivste Maßnahme zur Erhaltung des Speicherraumes in der Vermeidung der Ablagerung besteht. Dies kann nur durch eine regelmäßige Leerspülung bei hoher Sedimentfrachtführung geschehen. Der Eintrag von Geschiebe, von den Ereignissen im Makrobereich abgesehen, ist im Wesentlichen eine Funktion der Abflüsse. Die Schwebstoffführung ist wegen des Transportes als Spülfracht nicht direkt von den Abflüssen abhängig, hier werden die verschiedenen, den Schwebstofftransport kontrollierenden Faktoren im Makromaßstab deutlicher sichtbar. Daraus folgt eine effiziente Vermeidung von Ablagerungen durch frühzeitige Erkennung der Gefahr der Sedimentfracht in Kombination mit schnellen betrieblichen Maßnahmen zur Realisierung des Sediment-Routings.

7.5.2 Frühwarnsysteme

Um eine frühe Erkennung der in die Wasserkraftanlage eintretenden Sedimentmassen gewährleisten zu können, ist eine Übertragung von hydrologischen und sedimentologischen Daten in den Kontrollraum im Krafthaus notwendig. Frühwarnsysteme bieten vor allen Dingen Schutz vor denjenigen Sedimentfrachten, die plötzlich auftreten. Diese Ereignisse sind mit einer geringen Jährlichkeit verbunden, können jedoch zu erheblichen Sedimenteinträgen in den Bereich der Wasserfassungen führen. Deshalb ist eine frühzeitige Erkennung der außerordentlichen Gefahr für die Lebensdauer der Anlage wichtig.

Die Übertragung der Abflussmengen ist eine der wichtigsten Datengrundlage für die Wasserbewirtschaftung, die Energieproduktion sowie die Abschätzung der Sedimenttransportvorgänge bezüglich Geschiebe und Schwebstoffe. Zu diesem Zweck sollten die mittels Datenlogger kontinuierlich aufgenommenen Wasserstände in den Kontrollraum des Krafthauses übertragen werden, um über die Schlüsselkurve Informationen über den derzeitigen Abfluss zu erhalten. Die Überprüfung und gegebenenfalls regelmäßige Anpassung der Schlüsselkurve ist zu beachten.

Aus der Kenntnis der kritischen Abflüsse für den Bewegungsbeginn von Feinmaterial und Deckschichtmaterial können erste Anhaltspunkte über die Kornzusammensetzung sowie die zu erwartende Masse gewonnen werden. Zusätzlich wäre die Installation von Hydrophonen im Bereich oberhalb der Stauwurzel bzw. bei Laufwasserkraftanlagen oberstrom der

Wasserefassung eine sinnvolle Ergänzung zur qualitativen Feststellung der Bewegung von Deckschichtmaterialien. Die Platzierung der Gerätschaft ist abhängig von der mittleren Fließzeit des Gewässers und der maximal benötigten Entleerzeit einer Speicheranlage. Wie bereits in Kapitel 6 erwähnt, geht die Bewegung des Geschiebes impulsartig vonstatten. Dabei steigt die Frequenz der Impulse mit zunehmender Bewegung. Ein ständiges Signal während eines Hochwassers würde ein Zeichen für eine absolute Bewegung der Deckschicht sein, so dass spätestens dann mit der Entleerung des Speichers begonnen werden müsste, um eine effektive Leerspülung zu gewährleisten.

Aufgrund der erheblichen Schwebstoffkonzentrationsspitzen in Gebirgsflüssen der Himalaya-Karakorum-Region ist eine kontinuierliche Messung der Schwebstoffkonzentrationen und deren Übertragung in den Kontrollraum des Kraftwerkes zu empfehlen. Aus der simultanen Messung der Abflussdaten und Schwebstoffkonzentrationen sollte bereits im Kontrollraum die aktuelle Schwebstofffracht berechnet und ausgegeben werden. Bei Überschreitung eines durch Erfahrungen im Betrieb festzusetzenden Grenzwertes sollte der Speicher entleert werden, um die ankommende Spülfracht durch den Stauraum hindurch zu transportieren und somit die Speicherkapazität zu bewahren.

7.5.3 Stauhaltungen

Ein weiterer nicht unwesentlicher Punkt bei der Diskussion der Bewegung abgelagerter Sedimente in einer Stauanlage ist die vorgesehene Höhe der niedrigsten Stauhaltungen. Das Beispiel der Mehrzweckanlage Tarbela in Pakistan zeigt, welche Gefahren mit über Jahre hinaus praktizierten niedrigen Stauhaltungen entstehen können. Die Wanderung des Pivotpunktes von ursprünglich 80 km auf ca. 14 km vor der Dammachse in einem Zeitraum von 24 Jahren ist auf die Betriebsweise der Stauhaltung zurückzuführen. Dies bedeutet, dass bei Planungen hydrodynamische und zeitliche Effekte von vorneherein zu beachten sind. Die im Laufe des Betriebes mehrerer Jahre sich einstellenden Ablagerungen im Stauraum verändern sich abhängig von den auf sie wirkenden Randbedingungen. Ein Vorrücken des Pivotpunktes der Sedimentablagerungen im Laufe der Jahre auf die Höhe der niedrigsten Stauhaltung im Stauraum ist zu erwarten.

7.5.4 Baggerungen

Die Sedimenttransportprozesse in Gebirgsregionen sind geprägt durch Ereignisse mit enormen Sedimentbelastungen und geringen Wiederkehrwahrscheinlichkeiten. Gerade die im Makromaßstab getriggerten Massenbewegungen sind bislang kaum quantitativ zu beurteilen. Die Sedimentfrachten im Mesomaßstab können ebenfalls in kurzer Zeit erhebliche Massen transportieren. Der Eintritt derartiger Ereignisse bei Wasserkraftprojekten, deren Stauraum im Flusslauf angeordnet ist, kann zum Verlust der Speicherkapazität führen. In einem solchen Fall werden Baggerungen zur Wiederherstellung des Stauraumes notwendig, die mit einem erheblichen Kosten- und Zeitaufwand verbunden sind.

8. Anwendungsbeispiel Allai Khwar

8.1 Allgemeines

In dem folgenden Kapitel werden die in der Untersuchung gewonnenen Kenntnisse am Beispiel der geplanten Hochdruckwasserkraftanlage Allai Khwar in Pakistan angewendet und der Vergleich zu den herkömmlichen Verfahren aufgezeigt. Alle Aspekte der in dem Konzept vorgestellten Überlegungen können im Rahmen des Beispiels nicht abgedeckt werden, da die dafür notwendige Datengrundlage nicht zur Verfügung steht. Das Beispiel wendet deshalb soweit wie möglich das in Kapitel 7 entwickelte Konzept zur Berechnung der zu erwartenden Sedimentmassen aus Geschiebe und Schwebstoffen an und beurteilt die Auslegung des Projektes im Hinblick auf den Sedimenttransport.

Die vorhandene Datengrundlage hinsichtlich Naturgefahren und der daraus entstehenden Gefahrenpotentiale für extreme Massenbewegungen ist beim Anwendungsbeispiel Allai Khwar nicht ausreichend, um eine umfangreiche Analyse und Abschätzung der im Makromaßstab zu erwartenden Sedimenttransportmassen durchzuführen. Bislang wurden auch keine weiteren spezifischen Messungen zur Erfassung wichtiger Parameter der Naturgefahren im Einzugsgebiet durchgeführt. Aus diesem Grund können im Rahmen des Anwendungsbeispiels keine quantitativen Aussagen zu den Prozessen im Makromaßstab gemacht werden.

Die Ausführungen des hier vorgestellten Anwendungsbeispiels des Standortes Allai Khwar konzentrieren sich deshalb auf die Beurteilung der Sedimenttransportprozesse im Mesomaßstab. Dabei werden die Berechnungen der Geschiebe- und Schwebstofffrachten anhand der bisherigen Vorgehensweise bei Gebirgsflüssen sowie nach den im Rahmen der Arbeit entwickelten neuen Erkenntnissen durchgeführt und miteinander verglichen. Darüber hinaus werden Überlegungen zu den Auswirkungen der zu erwartenden Sedimenttransportmassen auf die geplante Auslegung der Wasserkraftanlage angestellt. Hierbei werden zwei mögliche Varianten im Hinblick auf die Problematik des Sedimenttransportes und deren Management während des Betriebes diskutiert.

Die möglichen Alternativen sehen einen großen Saisonspeicher und einen Tagesspeicher vor. Der saisonale Stauraum sieht eine 120 m hohe Bogenstaumauer vor, die eine Speicherkapazität von insgesamt 23 Mio. m³ und einen aktiven Speicher von etwa 20 Mio. m³ bildet. Die jährliche Energieerzeugung liegt bei 564 GWh (NEGRASSUS ET AL. 1999). Der Tagesspeicher ist mit einem Kontrollbauwerk von 32,5 m Höhe und einer Speicherkapazität von 1,85 Mio. m³ mit einem aktiven Speichervolumen von 1,13 Mio. m³ geplant. Die Wasserkraftanlage erzeugt unter den genannten Bedingungen des Tagesspeichers eine jährliche Energie in Höhe von 463 GWh (Ministry of Water & Power und GTZ 2000). Bei der Beurteilung der Auswirkungen der Sedimente auf die geplante Wasserkraftanlage sowie die Effektivität von Spülvorgängen werden beide Ausbauvarianten diskutiert.

8.2 Lage

Der Fluss Allai Khwar ist ein Nebenfluss des Oberen Indus. Wie in Abb. 8.1 zu sehen ist, befindet sich das Einzugsgebiet nördlich von Tarbela. Es umfasst bis zum Zufluss mit dem Indus eine Fläche von 456 km². Die Hauptzuflüsse des Allai Khwar sind, in Richtung unterstrom, die Fließgewässer Gangwal Khwar, Rupkani Khwar, Batila Khwar und Natai Khwar.

Das Einzugsgebiet hat eine mittlere Höhe von etwa 2343 m ü.d.M., der höchste Punkt des Gebietes liegt auf einer Höhe von 5700 m ü.d.M.. Der Zusammenfluss von Allai Khwar und Indus liegt bei etwa 558 m ü.d.M.. Die ausgeprägte Reliefenergie des Einzugsgebietes mit den extremen Höhendifferenzen bietet eine gute Voraussetzung zur Entwicklung einer Hochdruckwasserkraftanlage. Der Standort wurde im Rahmen des entwicklungstechnischen Programms „Wasserkraftentwicklung in Pakistan“ der Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ) im November 1987 identifiziert.



Abb. 8.1: Lage des Projektgebietes Allai Khwar (aus: MINISTRY OF WATER & POWER UND GTZ 2000)

8.3 Datengrundlage

8.3.1 Makromaßstab

8.3.1.1 Seismizität

Bislang wurde keine Analyse der in Kapitel 7 genannten Datengrundlage historischer Erdbeben durchgeführt, so dass keine Aussagen zur Häufigkeit bzw. zur Stärke historischer Erdbeben im Bereich des Einzugsgebietes des Allai Khwar getroffen werden können. Ein lokales Messnetz wurde im Rahmen von Vorstudien aufgebaut, deren Ergebnis bezüglich der Bemessungsparameter in dem Artikel von NEGRASSUS ET AL. (1999) zu finden ist. Danach ergibt sich für das maximal mögliche Erdbeben ein Wert von 7,7 auf der Richter-Skala. Die Höhe des Wertes ist auf die Nähe der tektonischen Formation des Main Mantle Thrust (MMT) zurückzuführen, die nördlich des Einzugsgebietes verläuft. Darüber hinaus liegt im Bereich der Ortschaft Banna eine weitere Überschiebung, deren Name „Banna Thrust“ (BT) durch die Ortschaft gegeben ist. Das Einzugsgebiet ist inmitten des oben

genannten Faltensystems gelegen. Abb. 8.2 zeigt den Fluss Allai Khwar, den Verlauf der beiden oben genannten Falten und die Lage der Ortschaften Banna und Besham zur Orientierung.

Die MMT verläuft nördlich der Ortschaft Banna und zieht sich in Ost-West-Richtung über den Indus hinweg. Die BT befindet sich südlich der Ortschaft Banna, im westlichen Teil schließt sie sich nahtlos dem Verlauf der MMT an.

Wegen der unmittelbaren Nähe der tektonisch aktiven Zonen ist mit einer erhöhten Erdbebenaktivität zu rechnen. Daraus folgt ein näher zu untersuchendes Gefährdungspotential des Sedimenteintrages durch Felsgleitungen. Deshalb ist eine detaillierte Untersuchung der Hangstabilität der direkten Umgebung des fluvialen Systems im Einzugsgebiet zu empfehlen. Dies sollte durch ein interdisziplinäres Expertenteam durchgeführt werden, dem Seismologen, Geologen, Ingenieure und weitere Fachleute angehören.

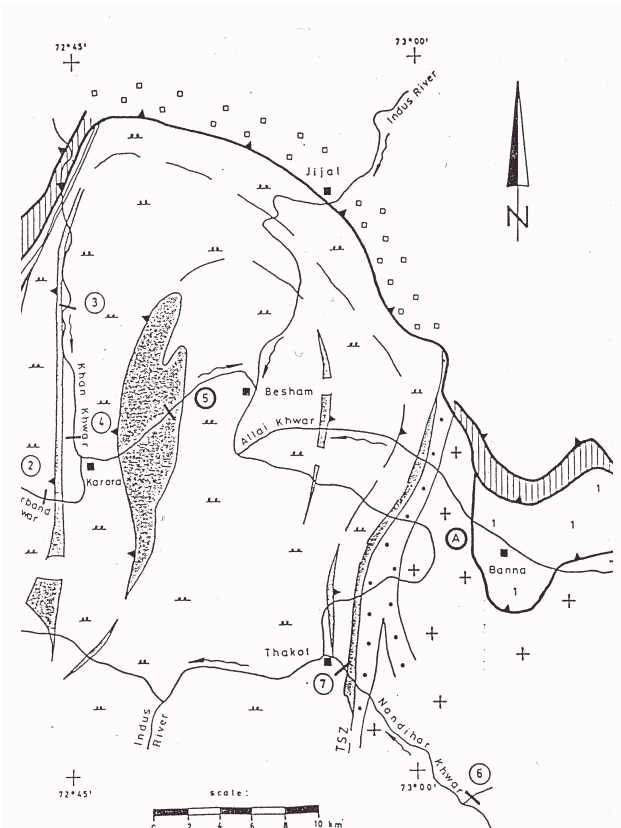


Abb. 8.2: Tektonisches Faltensystem im Bereich des Flusses Allai Khwar (aus: KUNERT 1993)

8.3.1.2 Massenbewegungen

Die von Felsgleitungen ausgehende Gefahr für den Sedimenttransport und deren Wirkungszusammenhang mit seismischen Aktivitäten wurde bereits in Kapitel 8.3.1.1 qualitativ diskutiert. Deshalb soll an dieser Stelle nicht weiter darauf eingegangen werden.

Um die Gefährdung einer geplanten Speicheranlage durch Erdbeben beurteilen zu können, eignet sich eine Analyse der Niederschlagsdaten in der Umgebung des Einzugsgebietes. Im Einzugsgebiet selbst und dessen Nähe gibt es eine Reihe von meteorologischen Stationen, die von verschiedenen Organisationen betrieben werden und auf verschiedenen Höhen die Niederschlags- und Temperaturdaten aufzeichnen. Die Niederschläge in unmittelbarer Nähe des Einzugsgebietes liegen im Jahresmittel bei 90 mm in Besham (480 m ü.d.M.), 112 mm in Puran (1067 m ü.d.M.) und 129 mm in Jabbar (2134 m ü.d.M.). Bis zu einer gewissen Höhenlage, abhängig von der Charakteristik des Einzugsgebietes, ist mit zunehmender Höhe der Station eine deutliche Steigerung der Niederschläge festzustellen. Dies ist auf die mit der Höhe zunehmende Feuchtigkeit zurückzuführen, welche bis zu einer gewissen Lage steigt und darüber hinaus abnimmt bzw. konstant bleibt.

Die maximalen monatlichen Niederschlagswerte liegen zwischen 175 mm in Besham, 181 mm in Puran und 244 mm in Jabbar. Die Minima treten im November auf und liegen bei etwa 31 mm in Besham, 53 mm in Puran und 43 mm in Jabbar. Die Betrachtung der monatlichen

Verteilung der Niederschläge in Abb. 8.3 zeigt, dass die Region des Einzugsgebietes zwei Maxima im Jahr hat. Die erste Spitze wird im Monat März erreicht, die zweite verläuft etwas flacher mit einer längeren Dauer in den Monaten Juli und August. Dies deutet bereits darauf hin, dass neben der Niederschlagsintensität im Frühjahr auch der Einfluss des Monsunregens in den Monaten Juli und August eine wesentliche Rolle spielt. Damit ist in den Monaten März und Juli/August mit dem Auftreten von Erdrutschen zu rechnen. Die Niederschlagsganglinie spielt auch eine Rolle für die Hydrologie und damit die Erzeugung von Abflüssen.

Da die zugrunde liegenden Daten die Dauer der Niederschläge nicht beinhalten, ist eine Analyse von möglichen Erdrutschen nach dem empirischen Ansatz der Gl. (7.1) nicht möglich. Hierfür wäre die Installation einiger Regenschreiber im Einzugsgebiet von Nutzen. Dabei sollte beachtet werden, dass die Geräte auf verschiedenen Höhen des Einzugsgebietes installiert werden, um der höhenabhängigen Verteilung der Niederschlagsintensitäten gerecht zu werden. Parallel dazu sind die Abgänge von Erdrutschen zu lokalisieren und deren Masseneintrag mit den aufgenommenen Parametern der Niederschläge zu korrelieren.

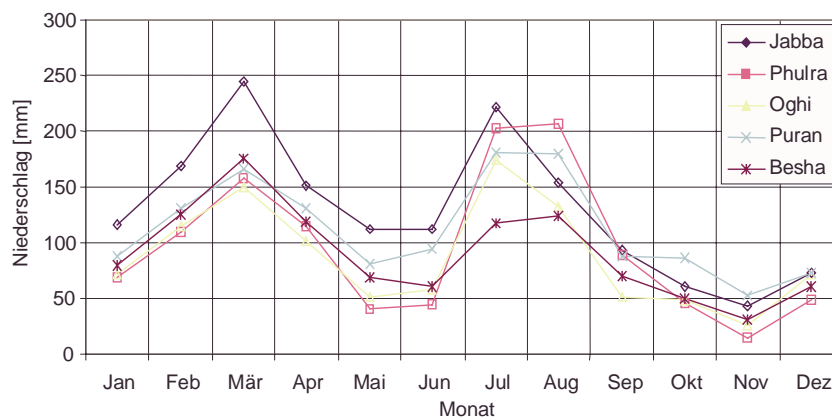


Abb. 8.3: Monatliche Verteilung der Niederschläge meteorologischer Stationen in Nähe des Einzugsgebietes (aus: MINISTRY OF WATER & POWER UND GTZ 2000)

Bislang sind keine lage- und massenmäßigen Aufnahmen im Gelände zu Murengängen und Schuttströmen gemacht worden. Es ist jedoch wahrscheinlich, dass angesichts der Größenordnung der intensiven Niederschläge in den Monaten März, Juli und August mit dem Abgang von Muren zu rechnen ist. Weitere detaillierte Untersuchungen zu dieser Kategorie des Massentransportes sind im Zuge der weiteren Planungen des Projektes nach den in Kapitel 7 angegebenen Richtlinien zu empfehlen.

8.3.1.3 Gletschensee-Ausbrüche

Die Gefahr für eine Wasserkraftanlage durch Gletschensee-Ausbrüche ist im Falle des Allai Khwar auszuschließen. Aufgrund der relativ niedrigen mittleren Höhe weist das Einzugsgebiet keine vergletscherten Flächen auf. Damit entfällt die Feststellung des Gefahrenpotentials sowie die Anwendung der in Kapitel 7 aufgeführten empirischen Ansätze zur Berechnung der Spitzenabflüsse.

8.3.2 Mesomaßstab

8.3.2.1 Morphologie

Wie bereits in Kapitel 3 gezeigt wurde, ist die Topographie des Gebirgsflusses bestimmend für die morphologische Ausprägung im Längsprofil, die Größe des anstehenden Bettmaterials sowie zur Beurteilung der Geschiebetransportprozesse. Daher ist die Bestimmung des Gefälles I im Makro- und im Mesomaßstab ein wichtiger aufzunehmender Parameter.

Der Fluss Allai Khwar beginnt mit dem Zusammenfluss der beiden Zuströme Gangwal Khwar und Ropkhani Khwar, die auf einer Höhe zwischen 3700 m ü.d.M. und 4200 m ü.d.M. entspringen. Die Neigung der beiden Zuläufe oberstrom des Zusammenflusses liegen bei etwa 3% respektive 5% auf einer Länge von 6,63 km bzw. 7,83 km. Wie in Abb. 8.4 zu sehen ist, sind die Oberläufe der beiden Zuflüsse aufgrund der hohen Reliefenergie stärker geneigt. Der Fluss Allai Khwar weist bis zu seinem Zusammenfluss in den Indus ein Gefälle zwischen 2,1% und 8,5% auf.

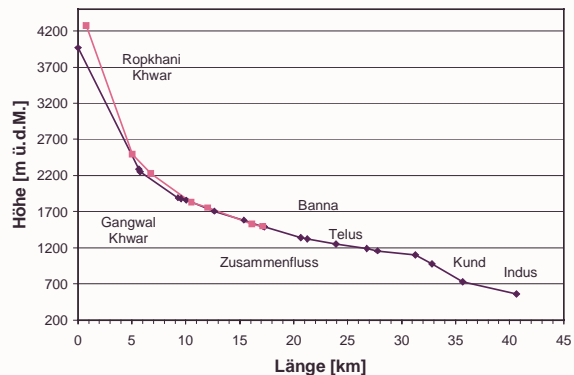


Abb. 8.4: Längsschnitt des Allai Khwar

Das mittlere Gefälle liegt bei etwa 4,1% auf einer Länge von ca. 25 km. Direkt unterstrom des Zusammenflusses der beiden Zuflüsse Gangwal Khwar und Ropkhani Khwar ist das Gefälle des Allai Khwar relativ mild, es zeigt auf einer Länge von ca. 10 km Werte zwischen 2% und 5%. In diesem Bereich liegt die geplante Wasserfassung des Projektes. Weiter unterstrom fällt der Allai Khwar in eine tiefe Schlucht und fließt auf einer Höhe von 560 m ü.d.M. in den Indus.

Die Messung des Wasserspiegelgefälles im Mesomaßstab wurde oberhalb der Wasserfassung bei Banna durchgeführt. Abb. 8.5 zeigt drei Messungen bei verschiedenen Jahreszeiten und Wasserständen. Der Wasserstand am 15.04.1999 entspricht einem erhöhten Wert, der zum einen aus der Schneeschmelze und zum anderen durch starke Niederschläge im Einzugsgebiet entstanden ist. Während der Wasserstand im September 1999 einem mittleren Wasserstand

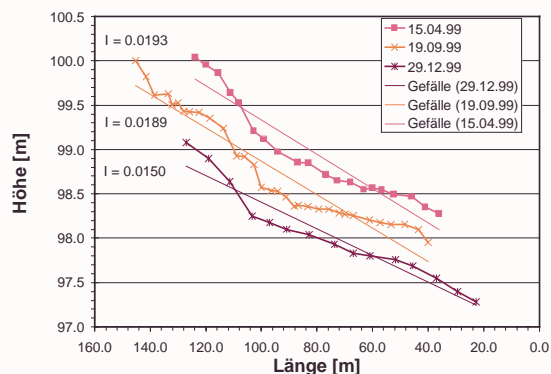


Abb. 8.5: Gefälle des Allai Khwar bei Banna

entspricht, stellt die Messung vom Dezember 1999 die Niedrigwasserperiode dar. Abhängig vom Durchfluss des Allai Khwar ergibt sich eine leichte Änderung des Wasserspiegelgefälles. In Anlehnung an die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit sowie die Anwendungsbedingungen der entwickelten Geschiebetransportbeziehungen wird mit dem während des Niedrigwassers gemessenen Gefälle $I = 1,5\%$ gerechnet.

Im Bereich der Wasserefassung wurden über die Jahre hinweg keine regelmäßigen Messungen der Querprofile durchgeführt und somit stehen keinerlei langfristigen Daten zur Verfügung. Der Flussschlauch des Allai Khwar im Bereich der Wasserefassung weist eine Breite von etwa 20 m auf, die vereinfacht für verschiedene Wasserstände als Breite des Flusses betrachtet wird. Die Breite des Flussschlauches an der Pegelstation Kund liegt wegen der größeren Abflüsse bei einer Weite von ca. 30 m.

8.3.2.2 Hydrologie

Die Verfügbarkeit der hydrologischen Daten ist eine Grundvoraussetzung für die Beurteilung der Sedimenttransportprozesse in der Mesoskala. Nach der Identifizierung des Standortes im Jahre 1987 wurden sukzessiv hydrologische Messstationen zur Bestimmung der Abflüsse des Gebirgsflusses errichtet. Die hydrologischen Messdaten werden durch drei Pegel im Einzugsgebiet des Allai Khwar erfasst. Hierbei handelt es sich um die Stationen Allai Khwar bei der Ortschaft Kund, Allai Khwar bei der Ortschaft Telus sowie dem Zufluss Gangwal Khwar bei Gangwal.

Die Pegel wurden nach der Identifizierung des Standortes installiert, daher ist die Dauer der Messreihen nicht ausreichend, um zuverlässige hydrologische Bemessungsparameter für die Planung von Wasserkraftanlagen direkt zu bestimmen. Die Pegelstation Kund ist seit Beginn des Jahres 1989, Telus seit 1994 und Gangwal seit 1995 in Betrieb. Dies ist ein typisches Problem, welches sich in unzugänglichen ländlichen Gebieten in alpinen Gebirgsregionen wie dem Himalaya-Karakorum immer wieder darstellt. Deshalb wurde für die Analyse der Hydrologie des Allai Khwar zusätzlich der Pegel Karora am Fluss Khan Khwar zur Generierung einer längeren Reihe verwendet. Der Pegel liegt in unmittelbarer Nähe des Standortes und verfügt über hydrologische Daten der Reihe 1974 - 1996.

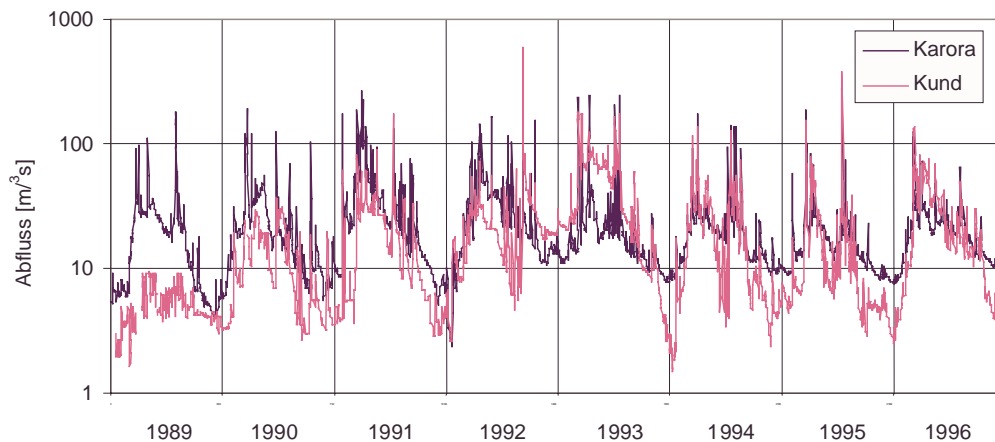


Abb.8.6: Vergleich der täglichen Abflüsse zwischen Kund und Karora (1989 – 1996)
(aus: MINISTRY OF WATER & POWER UND GTZ 2000)

Zur Generierung einer längeren Reihe wurden die täglichen mittleren Abflüsse der Stationen Kund und Karora miteinander verglichen. Der Vergleich ist in Abb. 8.6 dargestellt und zeigt erhebliche Abweichungen in der allgemeinen Charakteristik zwischen den Jahren 1989 und 1993. Der Grund für diese Abweichungen liegt in der Tatsache begründet, dass wegen einer fehlenden Seilkrananlage die Abflussmessungen nur bei geringeren Wasserständen durch Waten durchgeführt werden konnten. In dem genannten Zeitraum wurden die Abflusskurven mit insgesamt zehn Durchflussmessungen entwickelt. Dies stellt keine solide Grundlage zur

Entwicklung einer Abflusskurve dar, insbesondere die Extrapolation bei höheren Wasserständen ist kritisch zu betrachten. Daher ist zu erwarten, dass die Abflüsse an der Station Kund für den Zeitraum 1989 – 1993 unterschätzt wurden. Ab 1994 wurde die hydrologische Messstation durch automatische Datenlogger und eine Seilkrananlage erweitert. Damit ist eine zuverlässige Erfassung kurzzeitiger Fluten und eine gute Voraussetzung zur Erstellung einer Abflusskurve gewährleistet, die bis in hohe Wasserstände hinein auf zahlreichen Messungen basiert.

Die relativ gute Übereinstimmung der täglichen mittleren Abflüsse der beiden Pegel zwischen 1994 und 1996 wurde zur Generierung einer längeren Reihe der Abflüsse des Allai Khwar genutzt, um auf diese Weise die hydrologischen Bemessungsparameter zu bestimmen. Dabei wurden getrennte Korrelationen für das Niedrigwasser und das Hochwasser durchgeführt, auf die an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden soll. Das Ergebnis des Verfahrens ist in Abb. 8.7 dargestellt. Es zeigt die gute Übereinstimmung der beobachteten und mit Hilfe des Pegels Karora geschätzten Abflüsse für die Jahre 1994 – 1996, die im Wesentlichen auf die kontinuierliche Messung der Wasserstände durch den automatischen Pegel und die daraus folgende Erfassung kurzzeitiger hoher Wasserstände zurückzuführen ist.

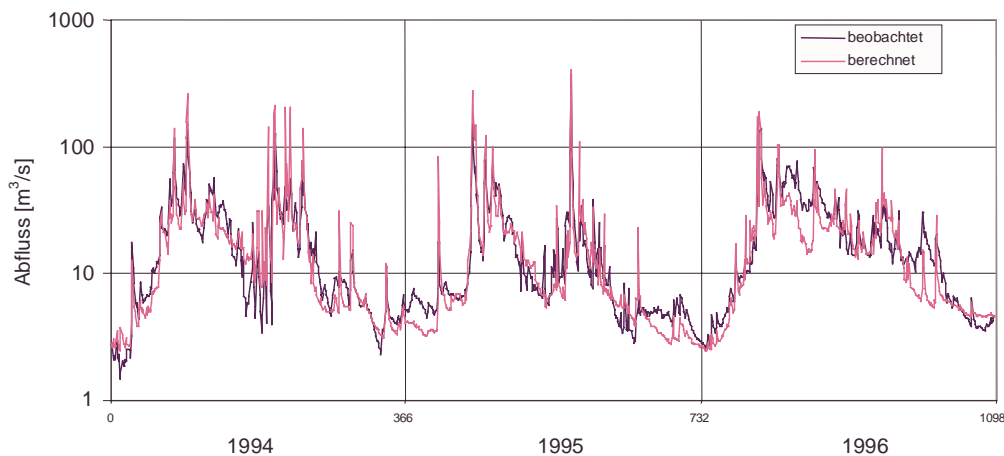


Abb.8.7: Vergleich der beobachteten und mit Hilfe des Pegels Karora korrelierten täglichen Abflüsse am Pegel Kund und Karora (1994 – 1996) (aus: MINISTRY OF WATER & POWER UND GTZ 2000)

Zur Generierung einer längeren Reihe der Abflüsse am Pegel Telus wurden aus einer Korrelation die Abflüsse zwischen den Pegeln Kund und Telus für die gleichzeitig zur Verfügung stehende Zeitspanne zwischen 1994 – 1998 korreliert. Auf der Grundlage der Größe der Einzugsgebiete wurden die täglichen Abflüsse berechnet.

Danach ergibt sich an der Wasserfassung der geplanten Hochdruckanlage Allai Khwar ein mittlerer Jahresabfluss von ca. $14 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Verteilung der mittleren monatlichen Abflüsse ist in Abb. 8.8 zu sehen. Darin spiegelt sich die zeitliche Verteilung der Niederschlagshöhen aus Abb. 8.3 wieder, es zeigen sich Abflussspitzen im Frühjahr bei gleichzeitiger Wirkung von Schneeschmelze und Frühjahrsniederschlägen sowie zur Monsunzeit in den Monaten Juli und August. Die maximalen mittleren monatlichen Abflüsse der Reihe 1974 – 1996 liegen bei etwa $38 \text{ m}^3/\text{s}$, während die minimalen monatlichen Werte zur Winterzeit etwa $3 \text{ m}^3/\text{s}$ aufweisen.

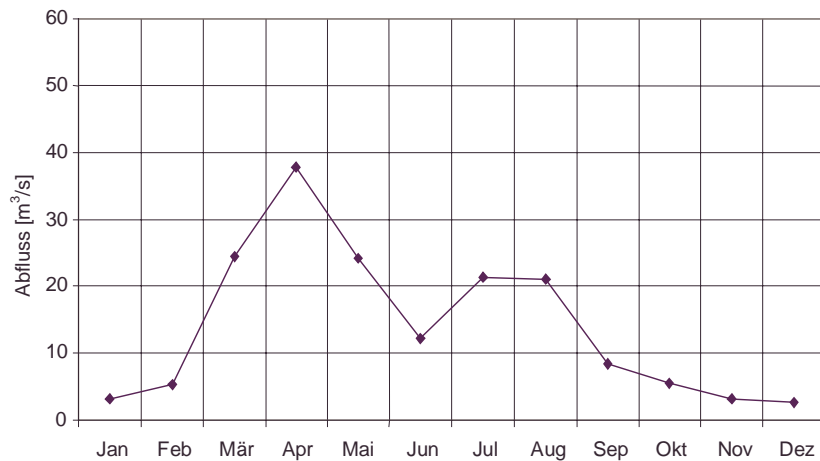


Abb. 8.8: Abflussganglinie der mittleren monatlichen Abflüsse an der Wasserfassung der geplanten Hochdruckanlage Allai Khwar (aus: MINISTRY OF WATER & POWER UND GTZ 2000)

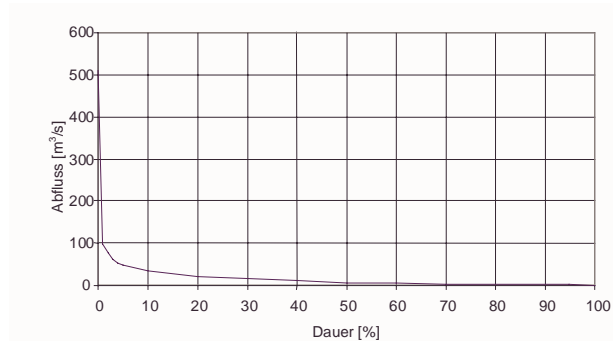


Abb. 8.9: Dauerlinie der Abflüsse am Allai Khwar (aus: MINISTRY OF WATER & POWER UND GTZ 2000)

Tabelle 8.1: Werte der Dauerlinie

	3
100	0.80
90	1.99
70	3.43
50	5.62
30	14.69
10	33.08
4	52.54
2	76.43
0	511.00

Mit Hilfe der hydrologischen Datenbank DBHYDRO wurde für den angegebenen Zeitraum die Dauerlinie berechnet, die in Abb. 8.9 dargestellt ist. Darin wird deutlich, dass trotz der relativ geringen mittleren monatlichen Werte am Allai Khwar extreme Hochwässer mit Abflüssen bis zu etwa $500 \text{ m}^3/\text{s}$ entstehen können. Tabelle 8.1 enthält die Überschreitungswahrscheinlichkeiten, ausgedrückt als den prozentualen Anteil des betrachteten Zeitraumes und die korrespondierenden Abflüsse.

8.3.2.3 Sedimente

Die Größe der Kornzusammensetzung der ausgeprägten Deckschicht von Gebirgsflüssen ist entscheidend für die Bestimmung der Sohlenstabilität. Beim Allai Khwar wurde das Verfahren der Linienzahlanalyse durchgeführt sowie Proben aus dem Unterschichtmaterial entnommen. Nach den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit ist eine Probennahme des Unterschichtmaterials nicht zwingend erforderlich, da sie bei der Größe des Materials von Gebirgsflüssen nicht repräsentativ ist. Abb. 8.10 zeigt das Ergebnis der durchgeführten Linienzahlanalysen im Bereich der Wasserfassung. Bei der Bestimmung der Kornparameter

der Sieblinie wurden im Falle von Allai Khwar alle Proben als eine Stichprobe betrachtet und ausgewertet. Die Verteilung der Sieblinie ist weit gestreckt mit $d_{16} = 14$ mm, $d_{50} = 113$ mm, $d_{65} = 164$ mm und $d_{84} = 278$ mm. Die Korngrößen der Deckschicht am weiter unterstrom liegenden Pegel Kund weisen etwas größere Werte auf. Hier liegen die Kornparameter bei $d_{16} = 23$ mm, $d_{50} = 171$ mm, $d_{65} = 252$ mm und $d_{84} = 391$ mm. Dies weist wiederum auf den starken Einfluss des Gefälles hin, das im Unterlauf des Flusses steiler ist und mit dem größeren Sohlenmaterial eine Art Gleichgewichtszustand herstellt.

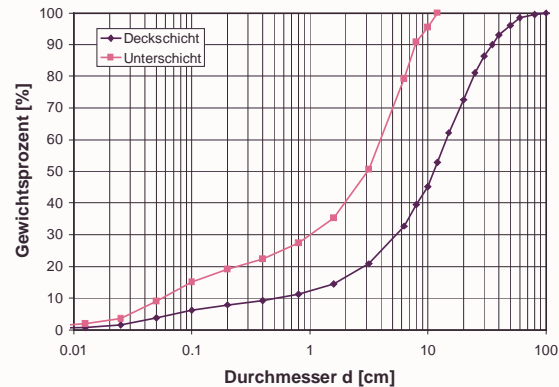


Abb. 8.10: Kornverteilungskurven des Allai Khwar, Deckschicht - Unterschicht

Im Rahmen der Naturmessungen wurden Geschiebemessungen mit dem mobilen Geschiebefänger B-69 an den beiden Stationen Banna und Kund durchgeführt. Bei insgesamt 4 Messungen an der Station Banna (Abb. 8.11) wurde nur ein einziges Mal Transport festgesellt. Die transportierte Menge, bestehend aus Feinmaterial, lag bei fast 400 kg/d bei einem Abfluss von 24 m³/s. Der größte Abfluss ohne jeglichen Transport von Sohlenmaterial lag bei 18,2 m³/s.

An der Station Banna wurden im Jahre 1999 insgesamt fünf Geschiebemessungen durchgeführt. Der größte Abfluss ohne Geschiebetransport lag bei etwa 18 m³/s. Der höchste gemessene Abfluss wies einen Wert von 24 m³/s auf, der sich nach langandauernden starken Niederschlägen im Einzugsgebiet gebildet hatte. Die während des Abflusses transportierte Geschiebemenge lag bei etwa $G_G = 400$ kg/d. Danach liegt der kritische Abfluss für den Bewegungsbeginn von Feinmaterial bei ca. 25 m³/s.

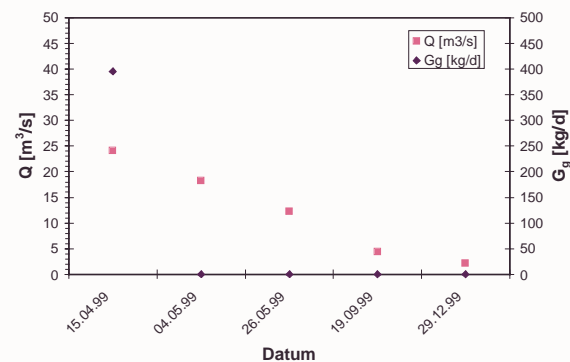


Abb. 8.11: Geschiebemessungen an der Station Banna

An der Station Kund wurden zwischen Ende 1998 und Mitte 2000 insgesamt 13 Messungen durchgeführt. Der maximale Abfluss hatte einen Wert von 40,8 m³/s, der bei dem gleichen Niederschlagsereignis vom Frühjahr 1999 gemessen wurde. Dabei wurde eine transportierte Geschiebemenge von etwa 730 kg/d festgestellt. Bei der Station Kund konnte nur noch ein zweites Geschiebetransportereignis am 27.04.2000 gemessen werden. Bei einem Abfluss von ca. 20 m³/s wurden etwa 2100 kg an Feinmaterial transportiert. Den Auswertungen der Messungen zufolge liegt der kritische Abfluss für den Bewegungsbeginn von Feinmaterial an der Station Kund bei etwa 30 m³/s. Weitere Messungen zur Feststellung des Bewegungsbeginns in dem genannten Abflussbereich erlaubten eine genauere Festlegung.

Im Rahmen des Anwendungsbeispiels werden die hier aufgeführten Messungen nicht zur

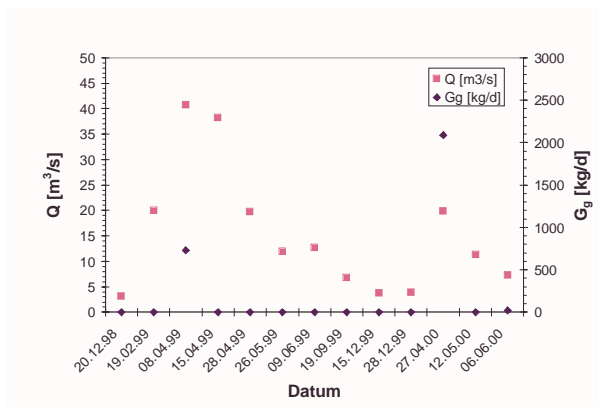


Abb. 8.12: Geschiebemessungen an der

Entwicklung einer flussspezifischen oder gar standortspezifischen Geschiebetransportformel genutzt. Hierfür werden die in der Datenanalyse allgemein entwickelten Geschiebetransportformeln herangezogen. Die in den Abb. 8.11 und 8.12 dargestellten Messungen dienen der Dokumentation der zur Verfügung stehenden Daten des Standortes sowie der Evaluierung der mit der Transportfunktion ermittelten Geschiebemengen, die in Kapitel 8.3 näher betrachtet wird.

Am Allai Khwar wurden bislang von verschiedenen Organisationen Schwebstoffmessungen durchgeführt. Dabei kam die Methode der tiefenintegrierten Einzelmessung mit den U.S.G.S Instrumenten DH-48 und D-49 sowie die Filtermethode zur Anwendung. Insgesamt standen für die Station Banna 92 Messungen zur Verfügung, die zwischen dem 15.06.1996 und 28.08.97 gemessen wurden. Damit wurden in dem genannten Zeitraum die Schwebstoffbelastungen während einer Schneeschmelze und während zwei Monsunregenzeiten erfasst. Da für den Pegel Kund lediglich 21 Messungen zwischen 1997 und 2000 zur Verfügung standen, wurden die im Bereich der Wasserfassung aufgenommenen Daten von Banna zur weiteren Analyse verwendet.

8.4 Berechnung der Sedimentmassen

8.4.1 Makromaßstab

Die zu erwartenden eingetragenen Massen durch Massenbewegungen im Makromaßstab wie Felsgleitungen, Erdbeben und Murengänge können an dieser Stelle nicht quantitativ beurteilt werden, da die bislang erhobene Datengrundlage zur Beurteilung der Auswirkungen dieser Prozesse nicht ausreichend ist. Anstatt spekulative Annahmen zum Massentransport im Makromaßstab anzustellen, sollten die zur quantitativen Beurteilung der Massen notwendigen Parameter und Analysen im Gelände aufgenommen werden. Damit können die Massentransporte von vornherein bei der Auslegung und Planung des Projektes berücksichtigt werden. Auf diese Weise können Ereignisse wie bei der Wasserkraftanlage Namche in Nepal vermieden werden. Daraus folgt, dass die Bedeutung von Massentransportprozessen im großräumigen Maßstab bislang von Wissenschaft und Forschung unterschätzt worden ist. Aus der vorliegenden Arbeit ergibt sich eine Reihe von Fragestellungen zur Beurteilung der Transportprozesse im Makromaßstab sowie geeigneter Untersuchungsmethoden mit dem Ziel der quantitativen Berechnung der in das fluviale System eingetragenen Sedimentmassen.

8.4.2 Mesomaßstab nach bisherigem Verfahren

8.4.2.1 Sohlenstabilität

Zur Berechnung des Geschiebetransportes in offenen Gerinnen mit steilen Neigungen stehen die in Kapitel 3 diskutierten Geschiebetransportgleichungen nach MEYER-PETER/MÜLLER (1949), SMART-JÄGGI (1983) und RICKENMANN (1990) zur Verfügung. Implizit in den Gleichungen enthalten ist der Schwellenwert zur Berechnung der kritischen Wassertiefe bzw. des kritischen Abflusses für den Bewegungsbeginn des Sohlenmaterials. In allen Transportgleichungen wird der Shields-Parameter in der Größenordnung zwischen $\tau_{*c} = 0,047$ und $\tau_{*c} = 0,05$ verwendet.

An dieser Stelle soll zunächst die kritische Wassertiefe und daraus folgend der kritische Abfluss für den Bewegungsbeginn im Bereich der Wasserfassung berechnet werden. Bei Verwendung des Korndurchmessers bei 50% Siebdurchgang $d_{50} = 113 \text{ mm}$, $\rho_s = 2933 \text{ kg/m}^3$ und einem Gefälle $I = 1,5\%$ kann die kritische Wassertiefe h_c nach SHIELDS (1936) mit $\tau_{*c} = 0,05$ berechnet werden. Hieraus ergibt sich eine mittlere kritische Wassertiefe von $h_c = 0,73 \text{ m}$. Zur Bestimmung des kritischen Abflusses Q für den Bewegungsbeginn muss ein Widerstandsgesetz zur Berechnung der mittleren Geschwindigkeit v angewendet werden. Legt man das Fließwiderstandsgesetz nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER zugrunde und rechnet mit dem mittleren aus den Abflussmessungen rückgerechneten Energieverlustbeiwert $k_{st} = 18 - 22 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, entspricht dies einem Abfluss von $29 \text{ m}^3/\text{s}$. Bei Abflüssen über dem berechneten kritischen Wert würden die Körner des als Deckschicht ausgebildeten Bettmaterials mit einer Größe von 113 mm in Bewegung geraten.

An dieser Stelle sollte nochmals darauf hingewiesen werden, dass die Berechnung des Bewegungsbeginns nach dem Shields'schen Ansatz stark von der Neigung des Gerinnes abhängig ist. Bei der Festlegung der Neigung zu $I = 1,93 \%$ nach der Messung der Wasserspiegelneigung vom 15.04.1999 ergäbe sich eine kritische Wassertiefe $h_c = 0,56 \text{ m}$ und ein entsprechender kritischer Abfluss von $Q_c = 21,5 \text{ m}^3/\text{s}$ für den Bewegungsbeginn des Sohlenmaterials.

8.4.2.2 Geschiebe

Zur Berechnung der transportierten Geschiebemenge wird im Falle von Gebirgsflüssen die Geschiebefunktion nach SMART UND JÄGGI (1983) aus Gl. (3.67) verwendet. Sie umfasst sowohl die von MEYER-PETER UND MÜLLER (1949) aufgenommenen Versuchsdaten als auch deren Erweiterung durch die Versuche von SMART UND JÄGGI (1983). Das Ergebnis der Berechnung der jährlichen Geschiebetransportrate ist in Tabelle 8.13 zu sehen. Dabei wurde vereinfacht die Breite des Flussschlauches mit 20 m angenommen. Die Kornparameter wurden mit $d_{30} = 51 \text{ mm}$, $d_{50} = 113 \text{ mm}$, $d_{90} = 350 \text{ mm}$ sowie die Rohdichte des Sedimentes mit 2933 kg/m^3 verwendet.

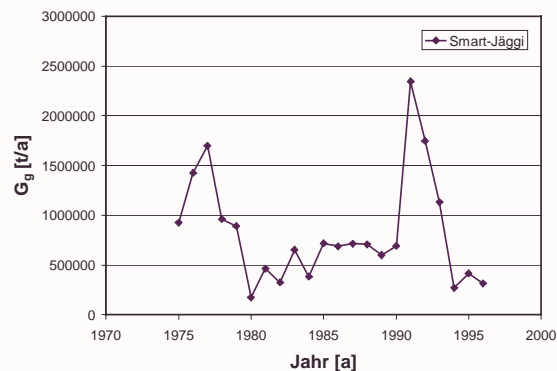


Abb. 8.13: Geschiebetransport des Allai Khwar nach SMART UND JÄGGI bei $I = 1,50\%$

Abhängig von der Wahl der Neigung des Gerinnes ergeben sich relativ hohe Transportraten. Bei Zugrundelegung eines Gefälles von 1,5% ist mit einem mittleren Transport von etwa 830000 t pro Jahr zu rechnen. Die Schwankungen liegen zwischen 271000 t und 2,34 Mio. t. Setzt man eine unwesentlich steilere Gerinneneigung von 1,93% an, liegen die jährlichen Transportraten im Mittel bereits bei etwa 1,73 Mio. t. Beispielsweise werden bei Abflüssen von etwa 30 m³/s bereits 6250 t/d bewegt, was angesichts des sich im Bereich des kritischen Wertes des Bewegungsbeginns liegenden Abflusses als unrealistisch erscheint.

Tabelle 8.2: Berechnung der jährlichen Geschiebetransportraten bei unterschiedlichen Gefällen

Jahr	I = 1,50%	I = 1,93%
[a]	[t/a]	[t/a]
1975	928509	1979983
1976	1426381	2982144
1977	1698613	2975761
1978	962376	2107518
1979	890162	1830385
1980	172078	586491
1981	462040	1093715
1982	326177	790646
1983	654451	1701000
1984	382828	862072
1985	718963	1295859
1986	689541	1470584
1987	713900	1575556
1988	708006	1468983
1989	599467	1186480
1990	691556	1512218
1991	2342660	4558532
1992	1747934	3590573
1993	1132052	2065287
1994	270910	727015
1995	416942	841914
1996	316148	933142
Mittel	829622	1733448

8.4.2.3 Schwebstoffe

Zur Berechnung der Schwebstoffführung des Allai Khwar wird zunächst das in Kapitel 3 diskutierte Rating-Verfahren angewendet. Es stellt eine Funktion zwischen dem Abfluss Q und der Schwebstoffkonzentration C her. Als Grundlage dienen die zwischen 1996 und 1997 bei Banna gemessenen Daten. Die Auftragung der Messungen ist in Abb. 8.14 zu sehen.

Die Schwebstoffführung des Allai Khwar ist erheblich. Dies wird bereits aus den gemessenen Daten ersichtlich. Die hohen Schwebstoffkonzentrationen ergeben sich gerade bei starken Niederschlagsereignissen während der Monsunzeit. Im Jahre 1997 wurden bei hohen Abflüssen zwischen 75 m³/s < Q < 130 m³/s mehrmals Konzentrationen in der Größenordnung 10000 g/m³ < C < 37000 g/m³ gemessen. Die aus den Messungen empirisch bestimmte Potenzfunktion zur Berechnung der Schwebstoffkonzentration C in Abhängigkeit des Abflusses Q ist in Gl. (8.1) dargestellt. Der Regressionskoeffizient weist mit R² = 0,61 einen ungewöhnlich hohen Wert für eine aus Gebirgsregionen stammende empirisch bestimmte Funktion auf.

$$C = 10,82 \cdot Q^{1,33} \quad (8.1)$$

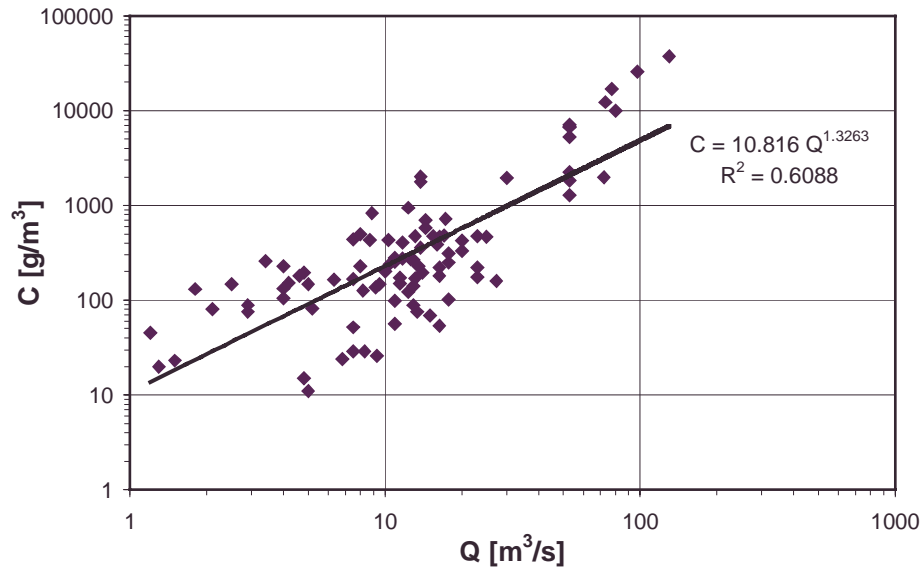


Abb. 8.14: Schwebstoffkonzentration C als Funktion des Abflusses Q mit daraus entwickelter empirischer Funktion für die ortsspezifischen Bedingungen des Allai Khwar

Die mit Hilfe der Gl. (8.1) berechneten jährlichen Schwebstoffmassen sind in Tabelle 8.3 dargestellt. Die aus der Reihe 1975 – 1996 berechnete mittlere jährliche Schwebstoffführung des Allai Khwar liegt bei etwa 1 Mio. t. Der Schwankungsbereich der Schwebstofflasten ist erheblich. Der minimale Schwebstofftrieb fand im Jahre 1980 statt mit etwa 250000 t pro Jahr. Der maximale Wert liegt bei etwa 6,4 Mio. t und ist letztlich zum großen Teil auf ein Hochwasser mit 791 m³/s am 25.07.1977 zurückzuführen.

Tabelle 8.3: Berechnung der jährlichen Schwebstofftransportraten

Jahr	Schwebstofftrieb
[a]	[t/a]
1975	813012
1976	1770051
1977	6386492
1978	1004719
1979	1017902
1980	254917
1981	404989
1982	317490
1983	537659
1984	359891
1985	866551
1986	578018
1987	691305
1988	713680
1989	579163
1990	628428
1991	2033356
1992	1605847
1993	1264849
1994	300236
1995	517356
1996	345401
Mittel	1045060

8.4.3 Mesomaßstab nach neuen Erkenntnissen

8.4.3.1 Sohlenstabilität

Der Bewegungsbeginn der Geschiebekörner wird nach den Ergebnissen der vorliegenden Untersuchung nicht mehr mit dem SHIELDS'schen Kriterium berechnet, sondern mit Hilfe des dimensionslosen spezifischen Abflusses q_* .

Hierbei ist zu unterscheiden zwischen dem Bewegungsbeginn von feinkiesigen Materialien, die eine Körnung zwischen $2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$ aufweisen und dem Bewegungsbeginn der Steine und Blöcke der Deckschicht.

Zur Berechnung des Bewegungsbeginns der Feinmaterialien wird hier vereinfacht das querschnittsgemittelte Kriterium aus Gl. (7.4) angewendet. Der Korndurchmesser bei 65% Siebdurchgang d_{65} weist einen Wert von $d = 164 \text{ mm}$ auf. Das Sedimentmaterial hat eine Dichte von $\rho_s = 2933 \text{ kg/m}^3$. Bei Verwendung der Neigung $I = 1,50\%$ ergibt sich bei einer Flussbreite von 20 m ein kritischer Abfluss zum Transportbeginn von Feinkies von $29,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Setzt man das Gefälle zu $1,93\%$ an, so ergibt sich ein spezifischer Abfluss $q_c = 1,1 \text{ m}^3/\text{sm}$, der einem Abfluss von $22 \text{ m}^3/\text{s}$ entspricht. Bei diesen Abflussverhältnissen wird noch kein Stein aus der Deckschicht der Sohle herausgelöst.

Die Berechnung des Bewegungsbeginns der Deckschicht geschieht wiederum mit dem querschnittsgemittelten Kriterium nach Gl. (7.5). Danach werden die Deckwerkselemente erstmals bei einer Neigung von $1,50\%$ bei Abflüssen $Q > 102,5 \text{ m}^3/\text{s}$ bewegt. Bei dem größeren Gefälle von $I = 1,93\%$ liegt der kritische Abfluss für den Beginn des Transportes der Deckschicht bei $75 \text{ m}^3/\text{s}$. Die kritischen Abflüsse des Bewegungsbeginns der Deckschicht liegen damit etwa 3-4 mal über denen der nach SHIELDS (1936) bestimmten Werte und entsprechen weitgehend den Geschiebemessungen unter natürlichen Bedingungen.

8.4.3.2 Geschiebe

Zur Berechnung der transportierten Geschiebemassen wurden die aus der Hydrologie bestimmten täglichen mittleren Abflüsse verwendet. Im Gegensatz zu den an der VAW entwickelten Gleichungen sieht die neu entwickelte Geschiebetransportformel keinen kritischen Schwellenwert vor. Der kritische Abfluss des Bewegungsbeginns wird extern über die im vorigen Abschnitt dargelegten Berechnungen bestimmt. Bei Abflüssen unterhalb des kritischen Wertes für den Bewegungsbeginn des Feinmaterials wird der Transport zu Null gesetzt. Bei Abflüssen oberhalb des kritischen Wertes werden die Gl. (7.6) bis (7.8) verwendet.

Wie im Folgenden gezeigt wird, haben die beiden kritischen Abflüsse zur Beschreibung des Bewegungsbeginns von Feinmaterial und Deckschichtmaterial den Vorteil, dass neben den Massen die Anteile der feinen ($2 \text{ mm} - 8 \text{ mm}$) und grobkörnigen ($d > 30 \text{ mm}$) Kornfraktionen abgeschätzt werden können. Wie später zu sehen ist, ist diese Information hilfreich bei der Beurteilung von geplanten Spülvorgängen.

Der zu erwartende mittlere jährliche Geschiebetrieb in Allai Khwar wurde mit Hilfe des Shields-Parameters τ_* und dem Energieverlustbeiwert $(k_{st}/k_r)^2$ berechnet. Die Kornrauheit k_r wurde nach dem Ansatz von MEYER-PETER UND MÜLLER (1949) aus Gl. (6.7) berechnet. Für den Energieverlustbeiwert k_{st} wurde zum einen der aus den Abflussmessungen erhaltene mittlere Wert $k_{st} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und zum anderen die empirisch bestimmte Gl. (6.9) verwendet.

Des Weiteren wurden bei den Berechnungen zwei verschiedene Gleichungen eingesetzt. Zum einen wurden die Gl. (7.6) und (7.7) verwendet, die von der Größenordnung des durch die Energieverluste reduzierten Shields-Parameters (k_{st}/k_r)²· τ_* abhängig sind. Zum anderen wurden die Berechnungen nach der Gl. (7.8) durchgeführt, die unabhängig von den Werten des effektiv wirkenden Shields-Parameters auf das Sohlenmaterial eingesetzt werden kann. Die Geschiebetransportraten wurden für die Gefälle $I = 1,5\%$ und $I = 1,93\%$ berechnet und in Tabelle 8.4 dargestellt.

Tabelle 8.4: Berechnung der jährlichen Geschiebetransportraten bei unterschiedlichen Gefällen nach der neu entwickelten Geschiebefunktion

Jahr	$I = 1,50\%$	$I = 1,50\%$	$I = 1,50\%$	$I = 1,93\%$	$I = 1,93\%$	$I = 1,93\%$
	k_{st}/k_r gem.	k_{st}/k_r Gl. (6.9)	k_{st}/k_r gem.	k_{st}/k_r gem.	k_{st}/k_r Gl. (6.9)	k_{st}/k_r gem.
	Gl. (7.6)	Gl. (7.6)	Gl. (7.8)	Gl. (7.8)	Gl. (7.6)	Gl. (7.8)
[a]	[t/a]	[t/a]	[t/a]	[t/a]	[t/a]	[t/a]
1975	9739	244	13485	25198	244	31256
1976	41742	1046	40460	105674	1025	90596
1977	423450	10612	243653	1065827	10339	537816
1978	17238	432	19415	44013	427	44204
1979	21131	530	22210	53399	518	49470
1980	1483	37	2331	4640	45	7165
1981	3713	93	5807	9707	94	13610
1982	2818	71	4327	7447	72	10338
1983	3717	93	6757	10066	98	16475
1984	3166	79	4825	8373	81	11546
1985	19461	488	20017	49139	477	44503
1986	5687	143	8613	14736	143	19942
1987	8903	223	11510	23231	225	27227
1988	10254	257	12714	26498	257	29592
1989	6925	174	9320	17913	174	21658
1990	7151	179	10073	18573	180	23495
1991	30502	764	39043	77367	750	87453
1992	24015	602	30193	61297	595	68466
1993	24142	605	27147	61127	593	60683
1994	1644	41	2864	4800	47	7794
1995	9957	250	10612	25278	245	23888
1996	1835	46	3494	5117	50	8830
Mittel	30849	773	24949	78155	758	56182

Nach den Ergebnissen der Berechnungen ergibt sich der Geschiebetrieb des Allai Khwar bei Einsetzen der tatsächlich in Natur gemessenen Rauheit $k_{st} \approx 20$ ein Transport von etwa 31000 t jährlich. Setzt man anstatt der gemessenen Rauheit die empirische Funktion nach Gl. (6.9) an, gehen die Transportraten auf nahezu 780 t zurück. Dieser Wert scheint angesichts der bei der Bewegung von Deckschichten gemessenen Transportraten anderer Flüsse zu gering.

Angesichts der Größenordnungen des berechneten täglichen Geschiebetransportes ist die Berechnung auf der Grundlage der Gl. (7.6) unter Verwendung der gemessenen Energieverluste als naturähnlich zu betrachten. Die oben angegebenen Ergebnisse deuten darauf hin, wie wichtig die Feststellung der Rauheitsverhältnisse der zu betrachtenden Flussabschnitte ist. Nur wenige Abflussmessungen können hier bereits eine sehr nützliche Hilfestellung sein. Sofern die Möglichkeit zur Durchführung von Abflussmessungen gegeben

ist, sollte das Ergebnis der Naturmessung zur Feststellung der Energieverlustbeiwerte der empirischen Vorgehensweise vorgezogen werden.

In diesem Zusammenhang ist darauf hinzuweisen, dass der Grenzwert $(k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau_* \approx 0,22$ der Funktionen (7.6) und (7.7) im Falle der 22-jährigen Reihe der Abflüsse am Allai Khwar nicht überschritten wurde. Selbst bei einem Abfluss in der Höhe von $791 \text{ m}^3/\text{s}$ vom 25. 07.1977 wurde der Grenzwert nicht erreicht. Aus diesem Grund kommt die Gl. (7.7) nicht zur Anwendung. Wie bereits in Kapitel 6 angemerkt wurde, ist bei derartigen Extremereignisse zu erwarten, dass sich der Querschnitt durch Erosionsvorgänge verändert. Da das Ausmaß der Querschnittsveränderung nicht bekannt ist, wird bei Anwendung der Gl. (7.7) vereinfacht mit einer unveränderten Geometrie gerechnet. Dies sollte bei der Interpretation der Ergebnisse Beachtung finden.

Werden die Berechnungen des mittleren jährlichen Geschiebetriebes mit der Gl. (7.8) durchgeführt, sind die Ergebnisse denen von Gl. (7.6) ähnlich. Das Ergebnis in Höhe von 25000 t ist gegenüber 31000 t nur unwesentlich geringer. Die relativ gute Übereinstimmung der Gl. (7.8) mit den Ergebnissen von (7.6) liegt auch in der Tatsache begründet, dass der Grenzwert $(k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau_* \approx 0,22$ nicht überschritten wurde und damit die Abweichungen gering sind.

Legt man ein größeres Gefälle I zugrunde, steigen die zu erwartenden Geschiebetransportraten an. Dies wird in Tabelle 8.4 deutlich, wo die Verwendung eines Gefälles von $I = 1,93\%$ einen mittleren Geschiebetrieb von etwa 78000 t zur Folge hat. Die anderen Werte wiesen entsprechende Veränderungen auf.

Betrachtet man den berechneten Geschiebetrieb im Detail, wird die Ähnlichkeit zu den natürlichen Geschiebetransportprozessen noch deutlicher. Zu diesem Zweck sollen an dieser Stelle der Abfluss Q und der dazugehörige Geschiebetrieb G_G für ein spezifisches Abflussjahr dargestellt werden. Abb. 8.15 zeigt den Geschiebetrieb des Allai Khwar im Jahre 1992. Wie in der Abbildung zu sehen ist, bleibt die Sohle über weite Zeiträume hinweg stabil. In den Wintermonaten von Oktober bis Anfang März findet kein Geschiebetransport statt. Erst mit den höheren Abflüssen aus der Schneeschmelze ergeben sich erste Transportprozesse an der Sohle. Zwischen der Schneeschmelze und den teilweise sprunghaft sich einstellenden extremen Abflüssen während der Monsunzeit gehen die Transportraten wieder auf Null. Ein zweitägiges Hochwasserereignis vom 09./10.09.1992 mit Spitzenabflüssen von $190 \text{ m}^3/\text{s}$ respektive $216 \text{ m}^3/\text{s}$ hat enorme Geschiebetransportraten zur Folge. Am 09.09.1992 wurden nach den Berechnungen 4422 t und am 10.09.1992 wurden 6661 t transportiert. Die Summe der transportierten Geschiebemassen der beiden Tage ergibt ca. 11100 t, was 46% der jährlich transportierten Gesamtmasse des Jahres 1992 entspricht. Damit wird der Charakter der Massenbewegungen in Gebirgsregionen, der durch große Geschiebetransportraten mit geringer Wiederkehr (BRUNSDEN UND JONES 1984) gekennzeichnet ist, bestätigt.

Abb. 8.16 stellt beispielhaft den Geschiebetrieb in den Monaten März und April des Jahres 1992 dar. Die Abflüsse liegen zwischen $10 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 120 \text{ m}^3/\text{s}$. Die daraus resultierenden transportierten Geschiebemassen weisen Werte bis zu $G_G \approx 1000 \text{ t/d}$ auf. Unter Berücksichtigung der zuvor diskutierten kritischen Abflüsse für den Bewegungsbeginn von feinkiesigen Materialien ($Q = 29,5 \text{ m}^3/\text{s}$) sowie grobkörnigen Steinen und Blöcken ($Q = 102,5 \text{ m}^3/\text{s}$), kann gefolgert werden, dass mit Ausnahme des Tages mit einem Abfluss von $120 \text{ m}^3/\text{s}$ das transportierte Geschiebematerial aus feinem Kies mit $2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$ besteht.

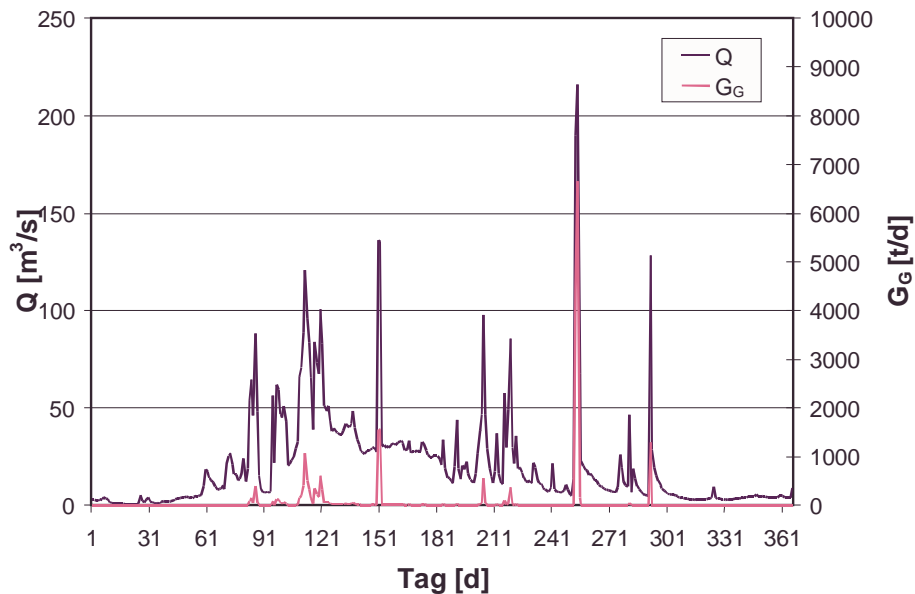


Abb. 8.15: Abfluss- und Geschiebeganlinie des Allai Khwar im Jahre 1992

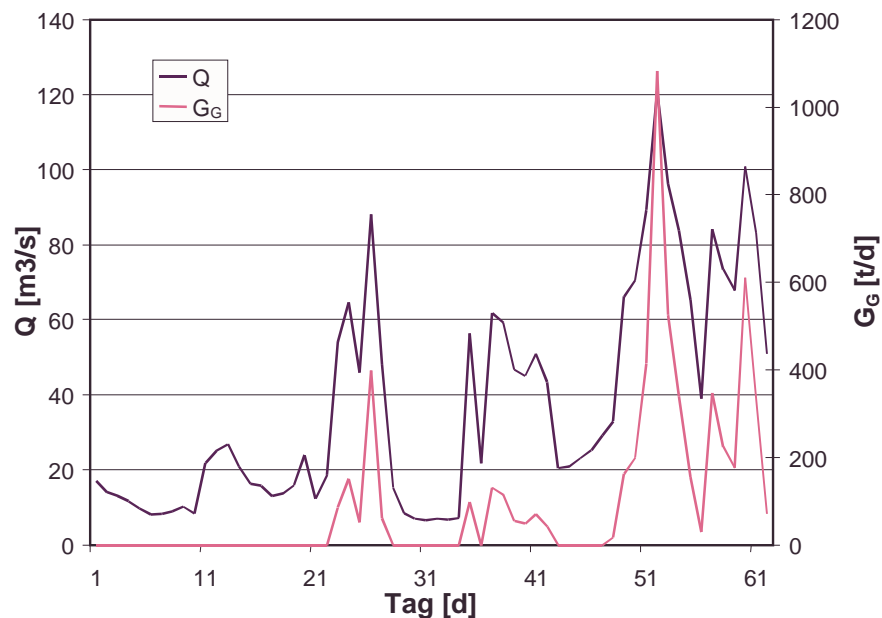


Abb. 8.16: Transportierte Geschiebemengen in den Monaten März und April 1992

Das während der hohen Abflussereignisse transportierte Material besteht aus den Kornfraktionen der Deckschicht: grober Kies, Steine und Blöcke. Die transportierten Massen, die bei Abflüssen zwischen dem Bewegungsbeginn von Feinmaterial und dem der Deckschicht transportiert werden, sind relativ gering. Entscheidend für die Gesamtmasse der jährlichen Transportfrachten ist die Hydrologie, die in den Einzugsgebieten der Gebirgsregionen von Jahr zu Jahr stark unterschiedlich geprägt sein kann. Tabelle 8.5 zeigt die jährlichen Geschiebemassen hinsichtlich der Unterteilung der Körnung des Materials. Danach gibt es Jahre wie beispielsweise 1977, wo die Kornzusammensetzung fast ausschließlich aus Deckschichtmaterial besteht. Dies ist größtenteils auf das zuvor erwähnte extreme Hochwasser mit $791 \text{ m}^3/\text{s}$ zurückzuführen. In anderen Jahren wie 1986 ist das Verhältnis ausgeglichen. Die Abflüsse 1994 und 1996 waren gering, so dass keine

Bewegung des Deckschichtmaterials stattfand. Der gesamte Transport des Geschiebematerials besteht aus feinen Kiesen und weist insgesamt mit maximal ca. 2000 t/a geringe Werte auf. Diese Information ist entscheidend für die Beurteilung der Speicherverlandung und geeigneter Gegenmaßnahmen zur Erhaltung der Speicherkapazität.

Tabelle 8.5: Prozentuale Verteilung des Deckschichtmaterials und Feinmaterials an der gesamten jährlich transportierten Geschiebemenge

Jahr	Deckschichtmaterial	Feinmaterial	Geschiebemenge	Deckschichtanteil	Feinanteil
[a]	[t/a]	[t/a]	[t/a]	[%]	[%]
1975	5670	4069	9739	58	42
1976	37273	4469	41742	89	11
1977	420469	2982	423450	99	1
1978	13385	3852	17238	78	22
1979	18719	2412	21131	89	11
1980	938	544	1483	63	37
1981	1446	2268	3713	39	61
1982	1181	1637	2818	42	58
1983	701	3016	3717	19	81
1984	1207	1959	3166	38	62
1985	16988	2473	19461	87	13
1986	2825	2862	5687	50	50
1987	4967	3936	8903	56	44
1988	7841	2414	10254	76	24
1989	4493	2432	6925	65	35
1990	3180	3971	7151	44	56
1991	20922	9580	30502	69	31
1992	16573	7442	24015	69	31
1993	21174	2968	24142	88	12
1994	0	1644	1644	0	100
1995	8302	1655	9957	83	17
1996	0	1835	1835	0	100

8.4.3.3 Schwebstoff

Die Analyse der langjährigen Reihe der Schwebstoffmessungen des Flusses Khan Khwar hat gezeigt, dass die Konzentrations-Abfluss-Beziehung zur deutlichen Unterschätzung der zu erwartenden mittleren jährlichen Schwebstoffmasse führt.

Im Folgenden sollen die in Kapitel 6 vorgestellten Verfahren des Rating, Shifting und Peaking für den Zeitraum der zur Verfügung stehenden Messungen von Juni 1996 bis September 1997 angewendet und miteinander verglichen werden.

Tabelle 8.6: Berechnung der Schwebstofftransportraten auf der Grundlage der 1996/1997 durchgeführten Messungen mit verschiedenen Verfahren

Zeitraum	Rating	Peaking	Shifting
[-]	[t/a]	[t/a]	[t/a]
15.06.96 - 31.12.96	35370	50795	79252
01.01.97 - 28.08.97	242265	1125415	3482085
Summe	277635	1176210	3561337
Jährliche Masse	230311	975720	2954291

In Tabelle 8.6 wird deutlich, wie unterschiedlich die Schwebstoffbelastungen in den Jahren sein können. Der Grund für die große Differenz in den beiden Jahren ist in der durch Monsunregen getriggerten starken Schwebstoffführung an wenigen Tagen im Juli und August 1997 begründet. Tabelle 8.7 zeigt einzelne Extremwerte des genannten Zeitraumes. Danach wurde allein bei sechs Ereignissen eine Schwebstoffmasse von fast 879000 t transportiert. Dies entspricht annähernd der durch die Schwebstoffkonzentrations-Abfluss-Funktion berechneten mittleren Jahresfracht der Reihe 1975 – 1996 von 1 Mio. t. Damit ist offensichtlich, dass das Verfahren des Rating die Gefahr einer erheblichen Unterschätzung der zu erwartenden Schwebstoffbelastung in sich birgt.

Tabelle 8.7: Schwebstofftransportraten einzelner Ereignisse der Monate Juli/August 1997

Datum	Abfluss	Konzentration C	Schwebstoffmasse G _s
[-]	[m ³ /s]	[g/m ³]	[t/d]
21.07.97	97.2	25665	215536
31.07.97	52.9	6741	30810
01.08.97	52.9	5275	24109
11.08.97	77.4	16893	112969
25.08.99	72.9	12349	77780
28.08.99	129.9	37214	417666
Summe			878870

Dies wird nochmals durch die Anwendung des Peaking-Verfahrens veranschaulicht. Die alleinige Berücksichtigung der gemessenen Transportraten anstatt der durch die Potenzfunktion berechneten Schwebstoffkonzentrationsverhältnisse ergibt für die oben genannten Zeiträume der Jahre 1996 und 1997 eine 1,4- bzw. 4,6-fach größere Belastung durch Schwebstoffe.

Die Ergebnisse des Shifting-Verfahrens liegen für den gemessenen Zeitraum im Jahre 1996 2,2-fach und für das Jahr 1997 14,3-fach über den durch Rating berechneten Werten. Der große Unterschied für das Jahr 1997 ist auf die extremen Ereignisse am 21.07.1997 und 28.08.97 und die Anpassung der Schwebstoffführung auf diese hohen Werte zurückzuführen, die in Abb. 8.18 dargestellt sind. Die Differenz für das Jahr 1997 erscheint hoch.

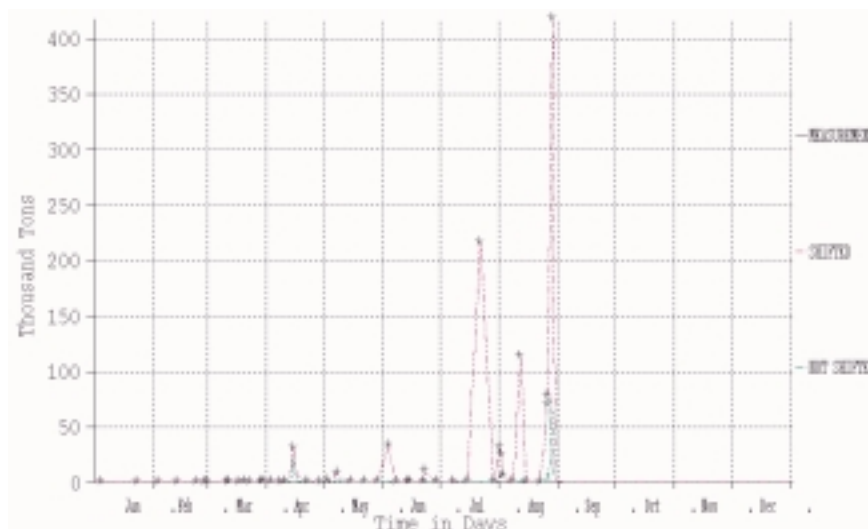


Abb. 8.17: Transportierte Schwebstoffmengen des Allai Khwar im Jahre 1997, berechnet durch die Verfahren des Rating und Shifting

Die Berechnungen der Schwebstoffführung für die genannten Zeiträume 1996 und 1997 zeigen, dass es erhebliche Unterschiede in der Ganglinie der Schwebstoffe am Allai Khwar geben kann. Die zur Verfügung stehende Datenbasis von fast 100 Messungen ist nicht ausreichend, um die langzeitigen Effekte von Extremereignissen wie im Falle des Khan Khwar in Kapitel 6 detailliert beurteilen zu können. Zu diesem Zweck sind weitere Forschungsarbeiten notwendig. Um dennoch eine den natürlichen Bedingungen besser entsprechende Abschätzung des Schwebstofftransportes am Allai Khwar durchzuführen, werden die langzeitigen Erkenntnisse der untersuchten Schwebstoffführung des Khan Khwar verwendet. Danach liegen die tatsächlich transportierten Schwebstoffmassen von Gebirgsflüssen in alpinen Regionen etwa zweimal über den durch Rating berechneten Massen. Demzufolge ist am Allai Khwar mit einem mittleren jährlichen Schwebstofftransport von etwa 2 Mio. t zu rechnen.

8.4.4 Mesomaßstab – Vergleich der Verfahren

Der Vergleich des Bewegungsbeginns von Sohlenmaterial zeigt, dass nach dem herkömmlichen Verfahren der Transport bei einer kritischen Wassertiefe von $h_c = 0,73$ m einsetzen würde, was äquivalent zu einem Abfluss von etwa $29 \text{ m}^3/\text{s}$ ist. Danach würde das Deckschichtmaterial mit einem Korndurchmesser von $d_{50} = 113$ mm von der Strömungskraft transportiert werden. Nach den neuen Erkenntnissen der vorliegenden Naturuntersuchungen werden bei der gleichen Wassertiefe und Abflussgröße jedoch nur feinkiesige Steine in einer Größenordnung zwischen $2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$ bewegt. Der Beginn des Transportes von Deckschichtmaterial setzt erst bei einem etwa 3 mal größeren Abfluss von $Q = 102,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ein. Dies bedeutet, dass der Transport großer Steine und Blöcke unter natürlichen Bedingungen nur bei hohen Abflüssen bewegt wird, was in Übereinstimmung mit den Beobachtungen im Gelände ist.

Aufgrund des weitaus später einsetzenden Transportes der Deckschicht ist die transportierte Masse nach dem neu entwickelten Berechnungskonzept wesentlich geringer. Die Berechnung des Geschiebetransportes nach SMART UND JÄGGI (1983) zeigt bereits einen erheblichen Transport bei relativ geringen Abflusswerten von $Q > 29 \text{ m}^3/\text{s}$. Damit steigen die mittleren jährlichen Geschiebefrachten auf einen Wert von ca. 830000 t/a. Nach der im Rahmen der Untersuchungen entwickelten Geschiebetransportformel liegen die Jahrestransportraten bei etwa 31000 t/a, was einem Reduktionsfaktor von etwa 26 entspricht. Der Grund hierfür liegt in den durch die Step-Pool-Morphologie verursachten hohen Energieverlusten der Strömung, die nur einen geringen Anteil der theoretischen Sohlenschubspannung auf die Sohle überträgt. Die Energie des Wassers wird durch die Step-Pool-Systeme bei niedrigen und mittleren Wasserständen dissipiert. Bei höheren Wasserständen erzeugen die Step-Pool-Systeme ein hohes Maß an Turbulenz in der Strömung, so dass nur ein geringer Teil der für den Geschiebetransport maßgebenden Sohlenschubspannung auf die Sohle übertragen wird. Als weiterer Grund ist die hohe Sohlenstabilität der natürlichen Deckschichten zu nennen. Das Ineinandergreifen der Körner der weiten Sieblinie führt zur Verzahnung der Deckschicht, die eine hohe Stabilität gegenüber der bereits durch Step-Pools reduzierten Sohlenbeanspruchung aufweist.

Die transportierten Frachten erreichen nur im Falle von Hochwasserabflüssen extreme Spitzenwerte. Bei niedrigen und mittleren Abflüssen wird lediglich das feinkiesige Material transportiert, welches im Hinblick auf die Gesamtmasse nicht bedeutend ist. Abhängig von der Größenordnung der innerhalb einer Jahreganglinie erreichten Abflüsse kann mit Hilfe

der entwickelten Stabilitätskriterien die Verteilung der Anteile an Deckschichtmaterial und Feinmaterial am Gesamttransport unterschieden werden, wie es in Tabelle 8.5 dargestellt ist. Diese Unterscheidung ist eine wichtige Voraussetzung zur Beurteilung der Mobilisierung der Geschiebekörner im Hinblick auf geplante Spülungen von Stauräumen und Wasserfassungen.

Aus der Analyse der gemessenen Schwebstofftransportraten wird deutlich, dass die Anwendung von direkten Schwebstoffkonzentration-Abfluss-Beziehungen, im Rahmen der Arbeit auch Rating-Verfahren genannt, zur erheblichen Unterschätzung der transportierten Schwebstoffmassen führt. Bislang stehen keine allgemeingültigen wissenschaftlichen Erkenntnisse zur Charakteristik der Variation der Schwebstoffkonzentration von alpinen Gebirgsflüssen und deren Auswirkung auf die mittlere jährliche Schwebstofftransportrate zur Verfügung. Deshalb wurden anhand der Untersuchungen einer längeren Reihe des Pegels Khan Khwar verschiedene Verfahren angewendet. Das Ergebnis ist eine Verdopplung der durch Rating erhaltenen mittleren Schwebstoffführungen, um eine den natürlichen Prozessen entsprechende Abschätzung der jährlichen Schwebstoffführung zu erhalten. Während das Rating-Verfahren einen Transport von etwa 1 Mio. t Schwebstoffe zum Ergebnis hat, kann anhand der neuen Erkenntnisse von einem Transport in der Größenordnung von 2 Mio. t Schwebstoffen ausgegangen werden.

8.5 Auswirkungen der Sedimente auf die Wasserkraftanlage

8.5.1 Saisonspeicher

8.5.1.1 Numerische Simulation des Betriebszustandes

Um das Absetzverhalten von Sedimenten beim Eintritt in den Staubereich besser beurteilen zu können, wurden numerische Simulationen der hydraulischen Bedingungen im Speicher durchgeführt. Hierzu wurde das von OLSEN (1991) entwickelte Programm Sediment Simulation In Intakes Multiblock (SSIIM) verwendet. Es handelt sich hierbei um ein dreidimensionales numerisches Finite Volumen Programm (OLSEN 2000), auf das an dieser Stelle nicht näher eingegangen werden soll, da es den Rahmen der Arbeit überschreiten würde.

Bei den numerischen Simulationen wurden zwei stationäre Abflusszustände simuliert. Die Abflüsse lagen bei $170 \text{ m}^3/\text{s}$ und $260 \text{ m}^3/\text{s}$, was etwa dem einjährigen und zweijährigen Hochwasserereignis entspricht. In der vorliegenden Arbeit werden lediglich die Ergebnisse des Abflusszustandes $Q = 260 \text{ m}^3/\text{s}$ diskutiert. Nach der Kalibrierung des Istzustandes wurden die hydraulischen Bedingungen bei maximaler Stauhaltung simuliert. Die Geschwindigkeiten an der Wasseroberfläche des Speichers sind für den Zustand bei $Q = 260 \text{ m}^3/\text{s}$ in Abb. 8.18 dargestellt. Die Abbildung zeigt eine Länge der Flussstrecke von ca. 4 km. Der Staubereich umfasst ca. 3 km. Wie in der Abbildung zu sehen ist, liegt die natürliche Geschwindigkeit im ungestauten Bereich des Gebirgsflusses zwischen $2,5 \text{ m/s} < v < 6 \text{ m/s}$. Mit dem Eintauchen des Flusses in den Stauraum wird die Geschwindigkeit drastisch reduziert. Es stellt sich eine Art Eintauchstrahl in den Staubereich ein, dessen Geschwindigkeit von anfangs 2 m/s auf etwa $0,2 \text{ m/s}$ auf einer Länge von etwa 2 km reduziert wird. Ab der Mitte des Staubereiches liegen die Geschwindigkeiten unter $0,1 \text{ m/s}$. In den Uferbereichen weisen die Geschwindigkeiten mit $v < 0,1 \text{ m/s}$ ähnliche Größenordnungen wie unmittelbar in Damnnähe auf.

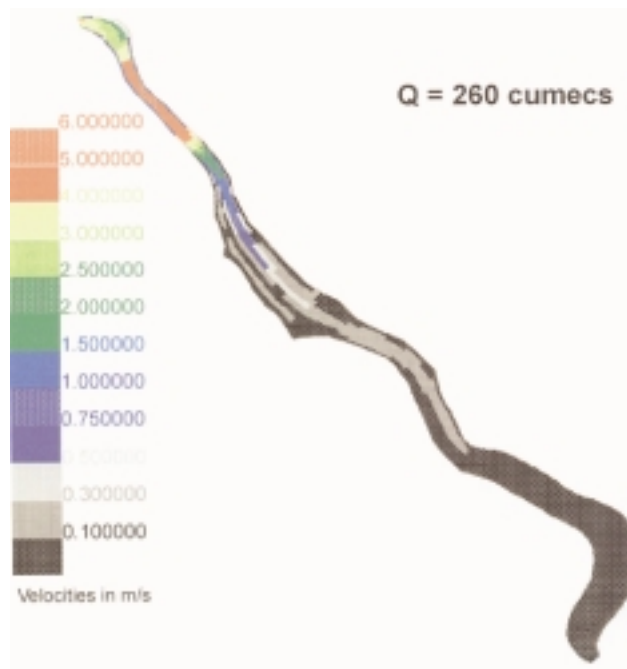


Abb. 8.18: Geschwindigkeiten an der Wasseroberfläche des großen Speichers bei maximaler Stauhaltung, $Q = 260 \text{ m}^3/\text{s}$ (aus: STÖßER 1998)

8.5.1.2 Geschiebe

Die in Abb. 8.18 dargestellte Reduzierung der Geschwindigkeiten im Bereich der Stauwurzel lässt erwarten, dass das aus Steinen und Blöcken bestehende Deckschichtmaterial sich direkt an der Stauwurzel ablagert. Die berechneten Massen der groben Deckschichtelemente werden sich in dem ursprünglichen Flussschlauch ablagern. Wird das Stauziel des Speichers gesenkt, bleibt die natürliche Fließcharakteristik des Gebirgsflusses erhalten und die Ablagerung findet am weiter unterstrom liegenden Punkt der Stauwurzel statt. Aus den Höhen der geplanten Stauhaltungen (1250 m ü.d.M. – 1200 m ü.d.M.) ergibt sich bei einem Gefälle von 2% nach mehreren Jahren des Betriebes ein Ablagerungsbereich der Deckschichtmaterialien mit einer Länge von ca. 2500 m.

Das mit dem Fluss bei niedrigeren Abflüssen transportierte Feinmaterial wird sich aufgrund der sich im Speicher einstellenden Geschwindigkeiten unterstrom der Stauwurzel ablagern. Die hohen Geschwindigkeiten werden bei einem Abfluss von $260 \text{ m}^3/\text{s}$ auf einer Strecke von etwa 500 m auf Geschwindigkeiten in der Höhe von $0,3 \text{ m/s} - 0,5 \text{ m/s}$ reduziert. Diese Größenordnung ist aufgrund der Erfahrungen bei den Naturversuchen nicht ausreichend, um feinkiesiges Material zu bewegen.

Dies bedeutet, dass sich das gesamte durch den Fluss eingetragene Geschiebematerial, bestehend aus Deckschicht- und Feinmaterial, im Bereich der Stauwurzel ablagert.

8.5.1.3 Schwebstoff

Die bei einem Abfluss von $260 \text{ m}^3/\text{s}$ dargestellten hydraulischen Bedingungen während des Betriebes in Abb. 8.18 verdeutlichen, dass die Schwebstoffe bei den geringen Geschwindigkeiten im Stauraum von $v < 0,1 \text{ m/s}$ ideale Bedingungen zum Absetzen

vorfunden. Die Absetzung der Schwebstoffe wird deshalb in den Zonen geringer Fließgeschwindigkeiten erwartet. Die Uferbereiche werden im Laufe des Betriebes der Anlage verlanden.

Die Verlandung der Schwebstoffe lässt sich mit dem nach BRUNE (1953) bzw. nach CHURCHILLS (1948) entwickelten Verfahren zur Berechnung der Verlandung von Stauräumen berechnen. Der Auffangwirkungsgrad A nach BRUNE (1953) ist definiert als das Verhältnis zwischen der Speicherkapazität S und dem mittleren Jahreszufluss Z . Die Kapazität des abgebildeten Speichers liegt bei 23 Mio. m^3 . Bei einem mittleren Jahresabfluss in Höhe von $Q = 14,02 \text{ m}^3/\text{s}$ ergibt sich ein mittlerer Jahreszufluss von $Z = 442,1 \text{ Mio. m}^3$. Das Kapazitäts-Zufluss-Verhältnis S/Z weist nach Inbetriebnahme einen Wert von $5,2 \cdot 10^{-2}$ auf.

Bei einem mittleren jährlichen Schwebstofftransport von 2 Mio. t ergibt sich bereits nach einer Betriebszeit von 28 Jahren ohne die Durchführung von Gegenmaßnahmen eine sukzessive Reduktion der Speicherkapazität von 23 Mio. m^3 auf ca. 2 Mio. m^3 . Der Auffangwirkungsgrad wird während der genannten Betriebszeit von 0,77 auf 0,28 reduziert. Nach weiteren 7 Jahren geht der Auffangwirkungsgrad des Stauraumes gegen Null und es verbleibt ein aktives Speichervolumen von einer Größe von etwa 780000 m^3 . Die dann in den Stauraum eintretende Schwebstoffmasse wird direkt in die Triebwasserleitung der Kraftwerkanlage geführt, wodurch die Gefahr der Abrasion von Turbinen gegeben ist. Aus den Berechnungen zur Verlandung durch mittlere Schwebstoffbelastungen

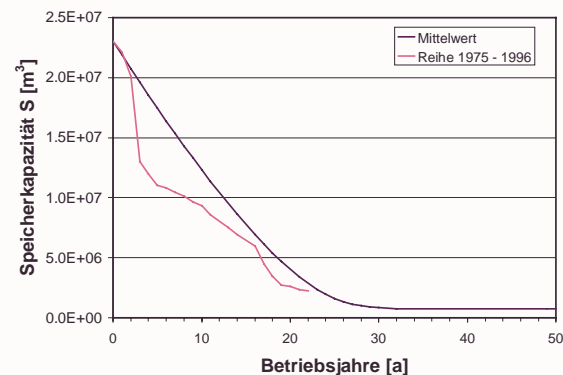


Abb. 8.19: Verlandung des Saisonspeichers durch Schwebstoffe bei zwei verschiedenen Belastungsszenarien

wird deutlich, dass Gegenmaßnahmen in Form von hydraulischen Spülungen ergriffen werden müssen, um die Speicherkapazität des Stauraumes langfristig zu erhalten. Diese werden in Kapitel 8.6 diskutiert.

Die Betrachtung mittlerer Schwebstoffbelastungen entspricht jedoch nicht den natürlichen Prozessen. In Abb. 8.19 ist beispielhaft der Verlandungsprozess des Speichers unter der berechneten Schwebstoffbelastung der Tabelle 8.3 der Reihe 1975 – 1996 dargestellt. Da die Ergebnisse nach dem Rating-Verfahren berechnet sind, wurden in Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Arbeit die tatsächlichen Massen mit dem Faktor 2 abgeschätzt. Danach würden im Jahre 1977, also drei Jahre nach Inbetriebnahme des Speichers etwa 12,7 Mio. Tonnen in den Stauraum eingetragen werden. Bei einem Auffangwirkungsgrad von 75% würden sich etwa 9,6 Mio. ablagern. Dies bedeutete einen Stauraumverlust von 7,1 Mio. m^3 in nur einem Jahr, was etwa einem Drittel der gesamten zur Verfügung stehenden Speicherkapazität S entspricht. Damit wäre die Nutzungsdauer sowie das Konzept der Anlage, die saisonale Speicherung des Wasserdargebotes, gefährdet.

Unter der Berücksichtigung der in Kapitel 2 diskutierten, nicht auszuschließenden Massenbewegungen im Makromaßstab kann es zu einer Reihe von extremen Ereignissen kommen, die zur kompletten Verlandung des Stauraumes führen. Um die Wasserkraftanlage bei einem solchen Szenarium wieder in den geplanten Betriebszustand setzen zu können,

wäre die Baggerung der abgelagerten Sedimentmassen in einem Volumen von annähernd 23 Mio. m³ von Nöten, die mit erheblichem Kosten- und Zeitaufwand verbunden wäre.

8.5.2 Tagesspeicher

8.5.2.1 Numerische Simulation des Betriebszustandes

Die numerische Simulation des Tagesspeichers wurde unter selbigen Randbedingungen durchgeführt wie im Falle des Saisonspeichers. Abb. 8.20 zeigt eine Länge von ca. 2 km. Beim Vergleich der Abb. 8.18 und 8.20 wird deutlich, dass der Beginn der numerischen Modelle identisch ist. Die Wehrstelle des Tagesspeichers liegt im oberen Drittel der Staukurve des saisonalen Speichers.

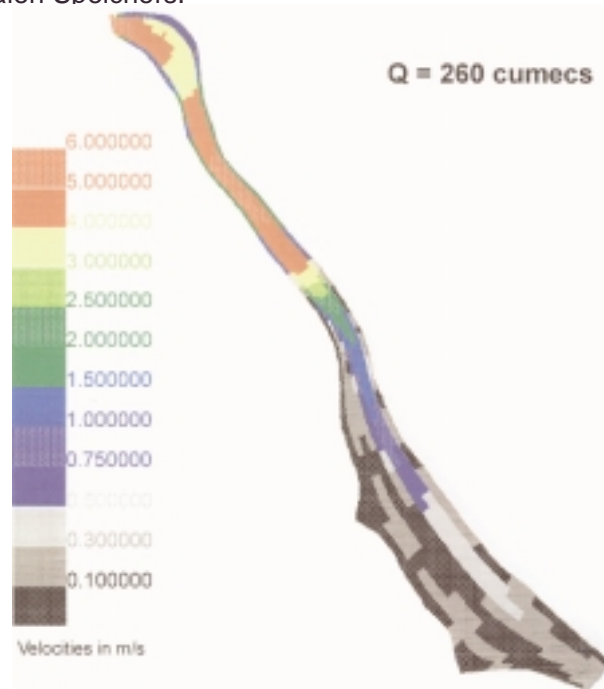


Abb. 8.20: Geschwindigkeiten an der Wasseroberfläche des Tagesspeichers bei maximaler Stauhaltung, $Q = 260 \text{ m}^3/\text{s}$ (aus: STÖßER 1998)

Die sich im ungestörten Teil des Allai Khwar ausbildenden Geschwindigkeiten sind identisch. Mit dem Eintritt der Strömung in den Staubereich tritt wieder eine Reduktion der Fließgeschwindigkeiten in gleicher Größenordnung ein. Die Geschwindigkeiten gehen im Bereich der Stauwurzel schnell auf 1 m/s und weiter unterstrom bis auf 0,2 m/s zurück. Es bleibt ein durchströmter Bereich mit leicht höheren Geschwindigkeiten bei etwa $0,2 \text{ m/s} < v < 0,5 \text{ m/s}$ erhalten, der bis an das Kontrollbauwerk heranreicht. Die Lage des aktiven Bereiches ist aufgrund der Anordnung der Hochwasserentlastungsanlage im Wehrkörper gegenüber dem sich natürlich ausbildenden Strahl in Abb. 8.18 leicht auf das linke Ufer hin verschoben. Die Fließgeschwindigkeiten im Bereich des rechten Ufers liegen trotz des relativ hohen Abflusses unter dem Wert von 0,2 m/s bzw. stellenweise 0,1 m/s.

8.5.2.2 Geschiebe

Das Ablagerungsverhalten des Geschiebematerials ist wegen der gleichen Geschwindigkeitsgrößen ähnlich zu erwarten wie beim zuvor diskutierten großen Stauraum. Daraus folgt eine unmittelbare Ablagerung des Deckschichtmaterials an der Stauwurzel

sowie die Absetzung der feinen Kiese unterstrom der Stauwurzel. Aus der Höhendifferenz zwischen maximaler und minimaler Stauhaltung von 8 m ergibt sich bei einem Gefälle von 2% eine langfristige Variabilität in den Ablagerungszonen der Geschiebematerialien von ca. 400 m Länge. Die berechneten Massen werden in dem genannten Bereich unterstrom der Stauwurzel die zur Verfügung stehende Speicherkapazität sukzessive reduzieren.

Der Unterschied gegenüber dem Saisonspeicher liegt in der Distanz der Ablagerungen zur Wehranlage. Die Strecke weist bei maximaler Stauhaltung eine Länge von maximal 1 km auf, was hinsichtlich geplanter Spülmaßnahmen eine weitaus bessere Voraussetzung ist als es die Verhältnisse im großen Speicher bei einer Länge von ca. 3 km ergeben.

8.5.2.3 Schwebstoff

Die in Abb. 8.20 dargestellten Fließgeschwindigkeiten im Stauraum des Tagesspeichers lassen erwarten, dass sich die Schwebstoffe in den Zonen mit geringen Geschwindigkeiten $v < 0,1$ m/s absetzen werden. Der weit in den Stauraum hinein wirkende Strahl des natürlichen Flusses führt zu einem Bereich mit höheren Fließgeschwindigkeiten, der eine Absenkung der Schwebstoffe in dem aktiven Flussschlauch erschwert.

Die zeitliche Verlandung des Tagesspeichers durch Schwebstoffe ist in Abb. 8.21 zu sehen. Die anfängliche Kapazität von 1,85 Mio. m^3 wird bei Annahme mittlerer Schwebstoffbelastungen und ohne Durchführung von Gegenmaßnahmen nach einer Betriebszeit von etwa 10 Jahren auf eine Kapazität von ca. 780000 m^3 reduziert, was identisch ist mit dem nach 32 Jahren zur Verfügung stehenden Volumen beim saisonalen Speicher. Nach dem Verfahren von BRUNE (1953) bleibt danach die genannte Größe der Kapazität weitgehend erhalten, da der Auffangwirkungsgrad von 0,22 zu Beginn des Betriebes nach einer Betriebszeit von 10 Jahren gegen Null geht. Wie im Fall des Saisonspeichers auch, sind hydraulische Spülmaßnahmen zur Erhaltung der Speicherkapazität sinnvoll und werden ebenso im folgenden Kapitel diskutiert.

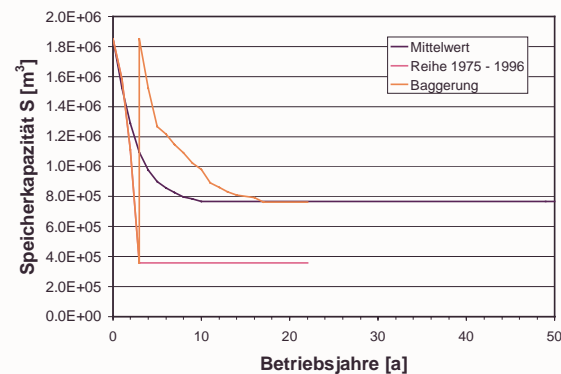


Abb. 8.21: Verlandung des Tagesspeichers durch Schwebstoffe bei zwei verschiedenen Belastungsszenarien

Aus den Berechnungen des Verlandungsprozesses durch Schwebstoffe wird auch deutlich, dass der Bau eines Sandfanges in Zusammenhang mit der Auslegung des Stauraumes in Form eines Tagesspeichers unerlässlich ist, da bereits zu Beginn des Betriebes 80% der eingetragenen Schwebstoffe in das Triebwasser geleitet werden. Nach etwa 10 Betriebsjahren der Anlage setzen sich kaum Schwebstoffe im Stauraum ab, was einen Schutz der Laufräder vor Abrasion erfordert.

Legt man wie im Fall des Saisonspeichers auch die Schwebstoffbelastung der Reihe 1975 – 1996 zugrunde, kommt es nach 3 Betriebsjahren zu dem erwähnten Eintrag von 12,7 Mio. Tonnen. Aufgrund des geringen Auffangwirkungsgrades von nur 8% setzt sich lediglich 1 Mio. Tonnen im Stauraum ab, so dass ein Stauraumvolumen von 350000 m^3 verbleibt.

Aufgrund des sich danach einstellenden Kapazitäts-Zufluss-Verhältnisses ginge die Auffangwirkung des Stauraumes auf Null zurück, so dass die Kapazität von 350000 m³ erhalten bliebe. Damit stünde das zur Spitzenstromerzeugung notwendige Volumen von etwa 300000 m³ noch immer zur Verfügung und die Konzeption der Anlage wäre nicht gefährdet.

Betrachtet man jedoch auch den Eintritt extremer Massenbewegungen im Einzugsgebiet, so kann es zum Verlust der Speicherkapazität kommen. Dann wäre die Baggerung von ca. 1,85 Mio. m³ Sedimente zur Wiederherstellung der geplanten Auslegung der Wasserkraftanlage nötig. Diese Vorgehensweise ist in Abb. 8.21 dargestellt, nach dem dritten Betriebsjahr wurde die Kapazität des Speichers durch Baggerung wieder hergestellt und die Verlandung durch Schwebstoffe der Reihe 1975 – 1996 wurde fortgeführt. Das verbleibende Volumen von 780000 m³ stellt sich nach etwa 17 Betriebsjahren ein.

8.6 Sediment Management

8.6.1 Saisonspeicher

8.6.1.1 Numerische Simulation einer Spülung

Um die Effizienz von Spülmaßnahmen besser beurteilen zu können, wurden die bestehenden numerischen Modelle genutzt, um die hydraulischen Bedingungen während des Spülens des Stauraumes zu untersuchen. Abb. 8.22 zeigt das Ergebnis der während des Spülvorganges erreichten Fließgeschwindigkeiten im sohlennahen Bereich.

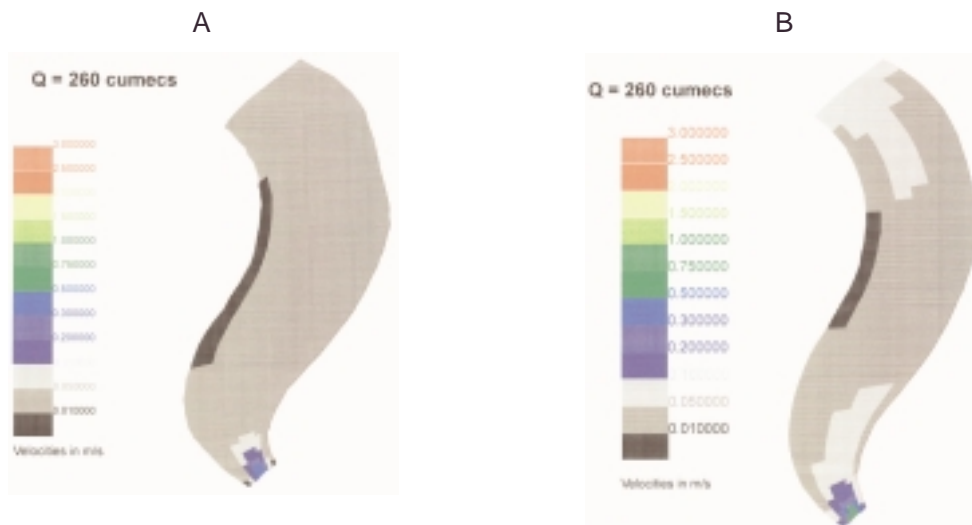


Abb. 8.22: Simulation der Spülung des Stauraumes des Saisonspeichers. Darstellung der sohlennahen Geschwindigkeiten, A. Maximale Stauhaltung und B. Absenkung der Stauhaltung um 10 m (aus: STÖBER 1998)

Dabei wurden zwei verschiedene Bedingungen bei dem zweijährigen Hochwasserereignis mit dem Abfluss von $Q = 260 \text{ m}^3/\text{s}$ simuliert. Bei dem in der Abbildung mit A gekennzeichneten Fall handelt es sich um eine Spülung bei der höchsten Stauhaltung. Im

Fall B wurde der Wasserstand im Stauraum um 10 m abgesenkt. Beide Zustände entsprechen einer Druckspülung, wobei das abgesenkte Stauziel einem Zwischenschritt auf dem Weg zur Erreichung des Zustandes einer Leerspülung entspricht. Aus Gründen der detaillierten Darstellung der Geschwindigkeitshöhen ist in der Abbildung lediglich der Bereich unmittelbar oberstrom des Dammes zu sehen (vgl. Abb. 8.18).

Die während der Druckspülung im Fall A erreichten Fließgeschwindigkeiten im sohnahen Bereich weisen bis etwa 50 m oberhalb der Grundablässe Werte bis zu 0,5 m/s auf. Dieser Bereich entspricht dem sich in Natur ausbildenden Erosionstrichter, der sich nach VISCHER (1981) bei maximalem Stauspiegel nur lokal vor dem Grundablass ausbildet. Weiter oberstrom ist die Ausweitung des Erosionskegels nicht zu erwarten, was durch die Geschwindigkeiten in diesem Bereich mit $v < 0,05$ m/s belegt wird.

Durch die Absenkung des Stauspiegels um 10 m vergrößert sich die Ausbildung der Erosion nur geringfügig (Fall B). Die retrogressive Erosion weitet sich um maximal 10 m oberstrom aus, so dass keine wesentliche Verbesserung der Effizienz des hydraulischen Spülvorganges zu erwarten ist.

8.6.1.2 Geschiebe

Angesichts der sich in der numerischen Simulation der hydraulischen Bedingungen einstellenden Fließgeschwindigkeiten während der Druckspülungen ist eine Entfernung von an der Stauwurzel abgelagertem Geschiebematerial durch Strömungskräfte ausgeschlossen. Die Erosionswirkung des Spülvorganges hat nur einen lokalen Charakter in unmittelbarer Nähe des Grundablasses, Ablagerungen weiter oberstrom werden dadurch nicht beeinflusst. Das sich an der Stauwurzel ablagernde Geschiebe weist beispielsweise beim Deckschichtmaterial Korngrößen auf, die eine Bewegung ausschließen. Druckspülungen sind deshalb nicht geeignet, um abgelagertes Geschiebe aus einem Stauraum zu spülen.

Eine möglicherweise wirksame Maßnahme besteht in der Leerspülung des Stauraumes, bei der versucht wird, die ankommende Geschiebemasse unter den ursprünglichen Fließbedingungen des Gebirgsflusses durch den Stauraum einer Länge von 4 km hindurch zu transportieren. Diese Spültechnik setzt jedoch voraus, dass der Stauraum bereits vor der eintretenden Hochwasserwelle auf den Wasserspiegel des ursprünglichen Gebirgsflusses abgesenkt ist. Aufgrund der Größe des Stauraumes liegt die benötigte Dauer für eine Entleerung bei einem vorgesehenen Abfluss aus den Grundablässen zwischen $100 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 200 \text{ m}^3/\text{s}$ zwischen ein bis zwei Tagen. Hochwasserereignisse kleinerer Einzugsgebiete sind jedoch geprägt durch kurzzeitige Spitzen, die eine Vorhersage der Ereignisse erschweren. Darüber hinaus bedarf eine anschließende Wiederfüllung des Stauraumes, abhängig vom Zeitpunkt in der Jahresganglinie und der daraus resultierenden zur Verfügung stehenden Abflüsse, eine Dauer von bis zu mehreren Wochen. Dies hat erhebliche Auswirkungen auf die Energieproduktion der Wasserkraftanlage zur Folge. Damit ist das Verfahren des Sediment-Routing zur Spülung von Geschiebematerial bei der gegebenen Speichergöße kaum realisierbar.

Eine weitere Alternative sieht den Bau eines Geschiebe-Bypasses vor, dessen Funktionsweise in Kapitel 4.2.2.1 beschreiben ist. Der Bau des Vorbeckens sowie des Umleitungsspülstollens ist jedoch mit erheblichen Kosten verbunden, die die Wirtschaftlichkeit des Projektes beeinträchtigen. Der in Kapitel 7 angedachte Einsatz von Frühwarnsystemen erübrigt sich angesichts der angegebenen Entleerzeiten des Speichers.

8.6.1.3 Schwebstoff

Die Effizienz von Druckspülmaßnahmen in Bezug auf Schwebstoffe wird ebenfalls durch die Simulation der hydraulischen Bedingungen in Abb. 8.22 sichtbar. Der Erosionstrichter bildet sich nur lokal aus, die sich oberstrom einstellenden Geschwindigkeiten sind zu gering, um Schwebstoffmaterialien zu bewegen. Weiter oberstrom im Stauraum abgelagertes Material wird nicht durch die retrogressive Erosion erfasst.

Bei Anwendung von Leerspülungen bzw. Sediment-Routing bei hohen Schwebstoffbelastungen ergeben sich die gleichen Überlegungen wie für Geschiebematerial. Die für eine effektive Spülung notwendige Absenkung des Wasserstandes auf ursprüngliche Verhältnisse ist wegen der angesprochenen Charakteristik kurzfristiger Spitzen in der Schwebstoffführung in Gebirgsflüssen als problematisch anzusehen. Wie effektiv Leerspülungen in Natur sind, kann auf der Grundlage der durchgeführten Arbeiten nicht beurteilt werden. Nach den Angaben von FAN UND MORRIS (1992) kann langfristig lediglich der Stauraum des ursprünglichen Flussschlauches erhalten werden.

Wie bereits in Kapitel 8.5.1.3 erwähnt, können eine Reihe von extremen Ereignissen im Makromaßstab zum Verlust der Speicherkapazität führen. In einem solchen Fall können lediglich die in Kapitel 4.2.2.2 beschriebenen Baggerungen zur Wiederherstellung des Stauraumes beitragen. Bei der Größe des saisonalen Speichers ist mit immensen Kosten und Bauzeiten zu rechnen.

8.6.2 Tagesspeicher

8.6.2.1 Numerische Simulation einer Spülung

Die numerische Simulation der Hydraulik des Tagesspeichers während des Spülvorganges wurde unter denselben Bedingungen durchgeführt wie in Kapitel 8.6.1.1 beschrieben. Der Fall A entspricht einer Druckspülung bei maximalem Stauspiegel, im Fall B wurde der Wasserspiegel im Stauraum um 10 m gesenkt. Beide Simulationen entsprechen einer Druckspülung.

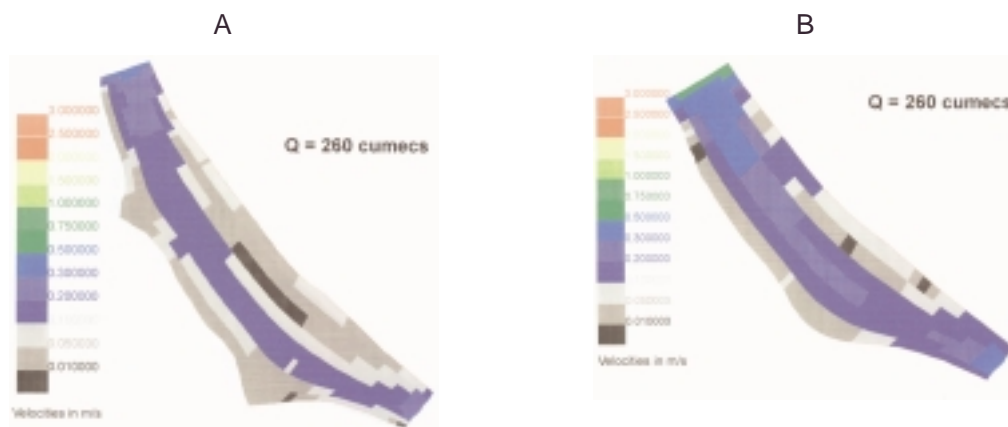


Abb. 8.23: Simulation der Spülung des Stauraumes des Tagesspeichers. Darstellung der sohlennahen Geschwindigkeiten, A. Maximale Stauhaltung und B. Absenkung der Stauhaltung um 10 m (aus: STÖBER 1998)

Abb. 8.23 zeigt die sohnahen Geschwindigkeiten im Staubereich. Bei maximaler Stauhaltung werden bereits in dem aktiven Bereich des ursprünglichen Flusslaufes Geschwindigkeiten in einer Größenordnung von 0,5 m/s erreicht. Dabei wird die gesamte Länge von Beginn der Staukurve bis hin zum Kontrollbauwerk erfasst.

Die weitere Absenkung des Stauspiegels hat eine Ausweitung des aktiven Erosionsbereiches in der Fläche sowie eine Erhöhung der Geschwindigkeiten zur Folge. Beide Effekte sprechen für eine Erhöhung der Effizienz der Spülung. Eine weitere Absenkung des Wasserspiegels im Stauraum bis hin zu dem Zustand einer Leerspülung könnte die oben genannten Effekte verstärken. Dies müsste jedoch durch weitere numerische und physikalische Modellversuche verifiziert werden. Die Geschwindigkeiten sind gegenüber der Simulation des großen Stauraumes um einen Faktor von ca. 10 größer und stellen damit eine bessere Voraussetzungen für effiziente Spülungen dar.

8.6.2.2 Geschiebe

Die in der numerischen Modellierung erreichten Geschwindigkeiten in Abb. 8.23 sind für den Bewegungsbeginn von Steinen und Blöcken des Deckschichtmaterials nicht ausreichend. Es muss davon ausgegangen werden, dass während der Stauhaltung eingetragenes Deckschichtmaterial an der Stauwurzel abgelagert wird. Die Größenordnung der sohnahen Geschwindigkeiten könnte zur Bewegung des unterstrom der Stauwurzel abgelagerten feinkiesigen Materials ausreichen. In diesem Zusammenhang wären genauere Untersuchungen notwendig. Auf der sicheren Seite liegend, müsste davon ausgegangen werden, dass bei ausschließlicher Anwendung von Druckspülungen das Geschiebmaterial nicht gespült werden kann.

Alternativ hierzu bietet sich die Anwendung des Sediment-Routing an, das den Durchtransport von Geschiebe bei hohen Abflüssen unter annähernd natürlichen Fließbedingungen vorsieht. Als Voraussetzung ist die Entleerung des Speichers vor dem Eintritt des Extremereignisses zu nennen, die im Falle des Tagesspeichers in ungefähr 5 Stunden erreicht werden kann. Die Entleerung des Speichers kann bereits bei Abflüssen von $70 \text{ m}^3/\text{s} - 80 \text{ m}^3/\text{s}$ eingeleitet werden, was unterhalb des kritischen Abflusses zum Bewegungsbeginn des Deckschichtmaterials von $Q = 102 \text{ m}^3/\text{s}$ liegt. Steigen die Abflüsse weiter an und geht die Deckschicht des Flusses in Bewegung, sollte die Energieproduktion eingestellt werden. Nach Abklingen der Hochwasserwelle kann der Tagesspeicher bei erhöhten Abflüssen von ungefähr $70 \text{ m}^3/\text{s}$ wieder innerhalb von 2 – 3 Stunden auf das minimale Stauziel gefüllt werden, um mit der Energieproduktion fortzufahren. Das in den Speicher bei Abflüssen zwischen $30 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 100 \text{ m}^3/\text{s}$ eingetragene Feinmaterial wird sich während des Betriebes absetzen. Im Falle einer Leerspülung kann davon ausgegangen werden, dass die im Speicher erreichten Geschwindigkeiten das Feinmaterial ausspülen bzw. diese beim Transport des Deckschichtmaterials mitgerissen werden.

Die kurzen Entleerungs- und Befüllungszeiten des Tagesspeichers stellen eine gute Voraussetzung für den Einsatz von Frühwarnsystemen dar. Durch die Übertragung von aktuellen Abflusswerten kann beurteilt werden, wann mit dem Eintrag von Deckschichtmaterial in den Speicher zu rechnen ist. Somit kann das Sediment-Routing zum richtigen Zeitpunkt eingesetzt werden. Beim Eintritt von extremen Geschiebefrachten kann damit eine Ablagerung im Stauraum vermieden und somit die Verlandung des Stauraumes im Bereich der Stauwurzel reduziert werden.

8.6.2.3 Schwebstoff

Die Größenordnung der Geschwindigkeiten bei den in Abb. 8.23 dargestellten Druckspülungen deuten an, dass das Volumen des aktiven Bereiches des ursprünglichen Flusslaufes weitgehend erhalten bleiben kann. Die Anwendung von Druckspülungen reicht nicht aus, um die Ablagerungen im Uferbereich zu beiden Seiten des ursprünglichen Flusslaufes zu erodieren. Nach Jahren werden sich die in Speichern typischen senkrechten Wände aus abgelagerten Feinmaterialien zu beiden Seiten des aktiven Bereiches ausbilden.

Ähnlich wie im Falle des Geschiebes empfiehlt sich von Beginn des Betriebes an das Verfahren des Sediment-Routing, bei dem die an wenigen Tagen eines Jahres vorkommenden extremen Schwebstofflasten von vorneherein durch den Tagesspeicher hindurch geführt werden. Die Einrichtung eines Frühwarnsystems in Form von oberstrom installierten Trübungsmessgeräten bietet in Kombination mit der kurzen Entleerungszeit des Tagesspeichers eine gute Voraussetzung, keine Ablagerung der Schwebstoffmassen zu erlauben.

Ein Frühwarnsystem, bestehend aus Messung der Abflüsse und Schwebstoffkonzentrationen ist gerade sinnvoll im Hinblick auf die kurzzeitigen Spitzen der Schwebstoffführung, welche durch Naturgefahren im Makromaßstab getriggert werden, um eine plötzliche Reduktion oder gar Zerstörung des Speichers zu vermeiden.

Die Ausführungen zu Massenbewegungen im Makromaßstab und extremen Sedimenteinträgen in einen Speicherraum zeigen, dass ein Verlust der Speicherkapazität eintreten kann. Vergleicht man die zur Wiederherstellung der geplanten Auslegung des Tagesspeichers und des Saisonspeichers notwendigen Baggerungen, so sind die entstehenden Kosten beim Tagesspeicher wesentlich geringer als beim Saisonspeicher. Betrachtet man allein das Baggervolumen, so könnte der Tagesspeicher theoretisch etwa 12 Mal ausgebagert werden, während das Volumen des Saisonspeicher nur ein einziges Mal wiederhergestellt werden würde. Damit ist das Risiko eines solchen Ereignisses, das den Verlustes der Kapazität des Stauraumes zur Folge hat, beim Tagesspeicher wesentlich geringer einzuordnen als beim Saisonspeicher.

9. Zusammenfassung und Ausblick

Sedimenttransportprozesse können bei der Entwicklung der Wasserkraft in alpinen Gebirgsregionen zu Gefahren und Problemen führen. Beispiele wie die Wasserkraftanlagen Namche und Kulekani in Nepal, Warsak und Tarbela in Pakistan belegen, dass die Berücksichtigung des Sedimenttransportes eine bedeutende Rolle in Planung, Auslegung und Betrieb der Anlagen spielt.

Die vorliegende Arbeit stellt einen Beitrag zum Verständnis der Sedimenttransportprozesse in Gebirgsregionen dar, um eine der natürlichen Charakteristik der Sedimentbewegungen angepasste nachhaltige technische Lösung bei der Auslegung einer Wasserkraftanlage zu finden. Die Transportprozesse werden am Beispiel der Gebirgsregion Himalaya-Karakorum erläutert und durch Messungen in der Natur untersucht. Die Naturuntersuchungen werden an 16 verschiedenen Flüssen des ca. 80000 km² umfassenden Projektgebietes durchgeführt. Die für das Himalaya-Karakorum geltenden Aussagen treffen in ihren Grundzügen in gleicher Weise für andere alpine Gebirge wie die Anden und die Alpen zu und können übertragen werden.

In der vorliegenden Arbeit wird der Sedimenttransport von der Quelle her betrachtet. Dabei wird zunächst die Geomorphologie alpiner Gebirgs-Systeme im Großraum des Makromaßstabes beschrieben. Einzelne Naturgefahren, wie Erdbeben, Massenbewegungen, Gletscherabbrüche, Hochwässer und deren Einfluss auf Sedimentbewegungen bilden den Rahmen von Transportprozessen in Gebirgsregionen und werden qualitativ erklärt. Hier bestehen noch weitgehende Wissensdefizite, die aufgrund der komplexen Wechselwirkungen durch interdisziplinäre Forschungsarbeiten untersucht werden sollten. Sofern im Schrifttum vorhanden, werden quantitative Aussagen zu den durch die Naturereignisse getriggerten Sedimentmassen getroffen. Als hauptsächliche Trigger für Naturgefahren und den daraus resultierenden Sedimentbewegungen werden Seismik, Niederschläge und Temperatur festgestellt. Die Masseneinträge in Gebirgsregionen zeichnen sich durch eine geringe Wiederkehrwahrscheinlichkeit mit teilweise extremen Auswirkungen auf. Deshalb ist bei der Planung von Wasserkraftanlagen in Gebirgsregionen bei einer vorgesehenen Laufzeit der Projekte von 50 Jahren mit oben genannten Naturereignissen zu rechnen. Zukünftig sollten Daten zur Beurteilung des Gefahrenpotentials einzelner Phänomene erhoben werden.

Der Schwerpunkt der Untersuchung liegt in der Betrachtung des Sedimenttransportes in der Flussstrecke, welche als Mesomaßstab bezeichnet wird. Dabei werden insbesondere der Fließwiderstand, die Sohlenstabilität und die Geschiebetransportrate untersucht. Der Schwebstofftransport wird nur am Rande behandelt, da dies den Umfang der Arbeit übersteigen würde. Als maßgebender Parameter für die morphologische Ausprägung sowie die Strömungs-, Sohlenstabilitäts- und Geschiebetransportverhältnisse in Gebirgsflüssen ist das Gefälle I festzuhalten.

Mit zunehmendem Gefälle bilden sich morphologische Strukturen im Längsprofil des Flusses aus. Vom Zustand einer ebenen Sohle ausgehend bilden sich bei größer werdenden Neigungen Riffel-Pool- bzw. Step-Pool-Systeme. Es entsteht eine kaskadenförmige Absturz-Becken-Sequenz, die maßgeblich die Strömung und damit auch die Geschiebetransportbedingungen an der Sohle beeinflusst. Die Morphologie kann mit Hilfe des Gefälles I beschrieben werden.

Zur Beurteilung der Sohlenstabilität finden sich im Schrifttum verschiedene Ansätze, die vom Zustand der Sohle abhängig sind. Hierunter zählen die aus dem Flussbau bekannten Ansätze für Sohlen ohne Deckschicht, mit Deckschicht im Grenzzustand und mit steilem Gefälle. Die Berücksichtigung der gleichzeitigen Wirkung von ausgeprägten Deckschichten und steilem Gefälle findet sich in den Bemessungsgleichungen zur Stabilität von Blocksteinrampen. Deshalb wurden diese in die Diskussion der Sohlenstabilität der Gebirgsflüsse einbezogen. Eine Untersuchung der gleichzeitigen Wechselwirkung der drei Phänomene, steiles Gefälle, Deckschichten und Step-Pool-Systeme ist in der Natur bislang nicht durchgeführt worden. Die Ausbildung der morphologischen Strukturen hat einen bedeutenden Einfluss auf die Strömung und damit auf die Sohlenstabilität und den Geschiebetransport, findet jedoch in den Untersuchungen zur Charakterisierung der Strömungsverhältnisse und der Stabilität der Sohlen noch keinen Eingang. Deshalb werden im Rahmen der vorliegenden Arbeit Naturversuche in Gebirgsflüssen durchgeführt, die die Grundlage zur Entwicklung von empirischen Ansätzen zu den genannten Themenbereichen bilden.

Bei der Beurteilung des Geschiebetransportes konzentrieren sich die Ausführungen auf die speziell für steile Gerinne entwickelten Ansätze. Die bisher durchgeführten Naturuntersuchungen in Europa und Amerika haben einen qualitativen Charakter, eine Übertragung vereinzelter empirisch bestimmter quantitativer Ansätze bedarf einer spezifischen Anpassung der Parameter durch Eichmessungen. Quantitative Berechnung der zu erwartenden transportierten Geschiebemassen werden mit Hilfe der aus den Laboruntersuchungen entwickelten Geschiebetransportfunktionen von MEYER-PETER/MÜLLER (1949), SMART UND JÄGGI (1983) und RICKENMANN (1990) durchgeführt. Deren Übertragung auf Gebirgsflüsse in der Natur ist jedoch wegen der Versuchsbedingungen kritisch zu betrachten. Es hat sich gezeigt, dass die mit den Gleichungen bestimmten Geschiebemassen den Geschiebetransport in der Natur überschätzen. Der Grund für die Abweichung ist in den Versuchsbedingungen der Laborversuche zu suchen. Die bei steilen Neigungen sich ausbildenden sohlmorphologischen Strukturen der Step-Pool-Systeme sowie bei vorhandener weiter Sieblinie sich entwickelnde Deckschicht wurden bei den Versuchen an der ETH Zürich nicht berücksichtigt. Daher werden die Berechnungsergebnisse als ein Maß für die maximale Geschiebetransportkapazität des Flusses interpretiert, geben jedoch nicht die tatsächlich transportierte Geschiebemassen wieder. Deshalb wurden im Rahmen der Naturuntersuchungen Geschiebemessungen mit dem eigens für Gebirgsflüsse entwickelten mobilen Geschiebefänger B-69 durchgeführt. Das Ziel der Naturmessungen bestand darin, Aussagen hinsichtlich der Masse und der Körnung des tatsächlichen Geschiebetransportes in Gebirgsflüssen zu treffen.

Nach der Aufbereitung der grundlegenden Sedimenttransportprozesse und deren Mechanismen im Makro- und Mesomaßstab werden die Auswirkungen der Sedimentmassen auf Wasserkraftanlagen diskutiert. Hierbei wird der Sedimenttransport in Geschiebe und Schwebstoffe unterteilt, die Kraftanlagen werden zwischen Speicheranlagen mit Stauraum im Flusslauf und als künstliches Becken sowie Laufwasserkraftwerken unterschieden. Die aus dem Schrifttum bekannten Ansätze zur Speicherverlandung und geeignete Gegenmaßnahmen werden erörtert. Als Ergebnis kann festgehalten werden, dass der Eintrag durch Geschiebe in einen Stauraum im Flusslauf zu Verlandungen im Bereich der Stauwurzel führt. Bei Speicherkraftwerken mit künstlichem Becken sollte mit der

Wasserfassung der Eintrag durch Geschiebe vermieden werden. Das Ausmaß der Verlandung von Speichieranlagen ist im Wesentlichen von der eingetragenen Schwebstoffmasse und dem Auffangwirkungsgrad des Stauraumes abhängig. Der Betrieb von Laufwasserkraftwerken wird maßgeblich durch den Geschiebetransport bestimmt. Schwebstoffe werden direkt in das Triebwasser eingetragen und diesem durch den Betrieb einer Sandfanganlage entnommen. Wegen der Charakteristik des Sedimenttransportes in Gebirgsregionen besteht die Gefahr, dass durch extreme Spitzen in der Sedimentbelastung der Verlust der Speicherkapazität bzw. der Ausfall eines Laufwasserkraftwerkes eintritt. Ein solches Szenarium ist in die Überlegungen der Auslegung einzubeziehen. Neben den Auswirkungen von Sedimenten auf Wasserkraftanlagen werden auch Maßnahmen zur Erhaltung des Speicherraumes und Reduzierung des Gefährdungspotentials erörtert. Bei Speichieranlagen im Fluss kann lediglich die Leerspülung als effektives Verfahren genannt werden, wobei die Korngröße des noch spülbaren Sedimentes strittig ist. Ablagerungen in künstlichen Becken müssen ausgebaggert werden. Bei Laufwasserkraftwerken ist bei hohen Schwebstoffbelastungen der Bau eines Sandfanges vorzusehen, um die Turbinen vor Abrasion zu schützen.

Entscheidend für das Ausmaß der Verlandung der Speicherkraftwerke bzw. die betriebliche Störung der Laufwasserkraftwerke ist die richtige Beurteilung der zu erwartenden Sedimentmassen sowie die Wahl einer den Verhältnissen geeigneten Auslegung der Projekte. Werden die transportierten Massen nicht den natürlichen Bedingungen entsprechend erfasst, kann eine unangemessene Auslegung zu erheblichen Schwierigkeiten im Betrieb der Anlagen führen. Beispielsweise können vernachlässigte kurzzeitige Extremereignisse zu betrieblichen Störungen bis hin zum Verlust der Anlagen führen. Fehleinschätzungen in den zu erwartenden Geschiebe- und Schwebstofftransportraten können zu unwirtschaftlichen technischen Lösungen führen. Mit der vorliegenden Arbeit soll ein Beitrag zur Berücksichtigung der natürlichen Sedimenttransportprozesse für die Planung von Wasserkraftanlagen in Gebirgsregionen geleistet werden, die eine nachhaltige Nutzung der regenerativen Energieform gewährleistet.

Da die aus dem Schrifttum bekannten Ansätze für steile Gerinne in Gebirgsregionen hinsichtlich der Sohlenstabilität, des Geschiebe- und Schwebstofftransportes zu Fehleinschätzungen führen, wurde ein umfangreiches Messprogramm an 16 Gebirgsflüssen aufgestellt. An dieser Stelle werden nochmals die wesentlichen charakteristischen Elemente der Flüsse genannt, die gleichzeitig auch den Gültigkeitsbereich der im Folgenden im Rahmen der Arbeit empirisch entwickelten Ansätze angeben. Die Größe der Einzugsgebiete variiert zwischen 90 km² und 4040 km². Das Gefälle der Flüsse liegt zwischen 0,4% und 12,2%. Die mittleren spezifischen Abflüsse weisen Werte zwischen 0,033 m³/skm² und 0,060 m³/skm² auf, das Sohlenmaterial hat einen mittleren Korndurchmesser von 100 mm bis 300 mm. Die durchgeführten Naturuntersuchungen umfassten Abflussmessungen, die Erfassung und Auswertung des Sohlenmaterials, Aufnahme von Quer- und Wasserspiegellängsprofilen, Schwebstoff- und Geschiebemessungen. Die im Wasserbau vorhandenen Geschiebefanggeräte eignen sich für den Einsatz bei sandigen und feinkiesigen Materialien mit verhältnismäßig geringen Geschwindigkeiten. Deshalb wurde für die extremen Bedingungen der Gebirgsflüsse des Himalaya-Karakorums ein mobiler Geschiebesammler nach dem Vorbild des MÜHLHOFER-Fängers konstruiert und gebaut. Der Geschiebefänger B-69 kann bei Seilkrananlagen und 4-Rad-Kränen in Verbindung mit einer Doppelhandwinde vom Typ D der USGS-Ausrüstung eingesetzt werden. Die Geschiebemessungen konnten mit

dem Fänger B-69 bei lokalen Fließgeschwindigkeiten bis zu 4 m/s problemlos durchgeführt werden. Das Gerät ist aufgrund der großen Maulöffnung im Gegensatz zu anderen mobilen Geschiebesammlern wie beispielsweise dem Helley-Smith zum Fang grobkiesiger Kornklassen geeignet. Dies konnte durch die Laborversuche im Theodor-Rehbock-Laboratorium zur Bestimmung der hydraulischen und sedimentologischen Effizienz bestätigt werden. Bei der Sammeleffizienz wurde die Abhängigkeit des Korndurchmessers untersucht und ergab einen Mittelwert von $\alpha_G = 0,68$. Dies bestätigte die Erkenntnisse des DVWK (1992), nach der die maximale Sammeleffizienz α_G der hydraulischen Effizienz α_H entspricht. Für weitere Naturuntersuchungen mit dem Geschiebesammler B-69 sollte im Labor die Sammeleffizienz von Kornmischungen bestimmt werden, wie sie in Natur auch vorzutreffen ist. Angesichts der flexiblen Handhabung des mobilen Geschiebefanggerätes B-69 und der Fangmöglichkeit größerer Kornklassen sind Messungen bei Hochwasserereignissen an kiesführenden Flüssen wie beispielsweise dem Rhein in Europa in Zukunft denkbar.

Bei der Analyse der Daten zeigte sich, dass das Gefälle I in Gebirgsflüssen als maßgebender Parameter für eine Vielzahl von Phänomenen und Prozessen anzusehen ist. Das Gefälle gibt die sohlenmorphologischen Strukturen der Gebirgsflüsse im Längsprofil vor. Mit steigendem Gefälle I ist eine deutlichere Ausbildung der kaskadenförmigen Sequenzen von ebenen Sohlen zu Riffel-Pool- und Step-Pool-Systemen bis hin zu wasserfallähnlichen Strukturen festzustellen. Mit dieser Entwicklung ist ebenfalls eine Zunahme der in der Deckschicht eingebetteten Korngrößen verbunden. Die Ausbildung der Step-Pool-Systeme verändert die Rauheit des Flusses und damit den Fließwiderstand der Strömung. Die Energieverluste nehmen mit zunehmendem Gefälle deutlich zu.

Die Ausbildung der lokalen Absturz-Becken-Sequenzen sind deutlich in der Analyse der logarithmischen Widerstandsbeziehungen festzumachen. Die Auftragung des Widerstandsbeiwertes λ gegen die relative Überdeckung h/d zeigt eine Abweichung zwischen den gemessenen Daten mit ebener Sohle und den Gebirgsflüssen mit ausgeprägten Step-Pool-Systemen. Für die Flüsse mit ebener Flusssohle ergab sich folgendes Ergebnis für ein Fließgesetz auf der Basis des logarithmischen Geschwindigkeitsgesetzes, das dem Ansatz von BATHURST (1985) ähnlich ist.

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 2,43 \cdot \ln\left(\frac{h}{d_{84}}\right) + 3,70 \quad (9.1)$$

Die Messdaten mit ausgeprägter Step-Pool-Morphologie im Längsprofil hingegen wiesen eine abweichende Funktion auf. Danach würde sich eine Veränderung von der von Karman-Konstanten von $\kappa = 0,40$ auf $0,62$ ergeben, gleichbedeutend mit einem veränderten vertikalen Geschwindigkeitsfeld. Ob dieser Effekt durch die relative Rauigkeit oder die Sohlenmorphologie bedingt ist, kann auf der Grundlage der aufgenommenen Daten nicht beurteilt werden. Hierfür müssten detaillierte Geschwindigkeitsprofile in der Natur bei verschiedenen Wasserständen und morphologischen Ausprägungen in einem Querschnitt ausgewertet und analysiert werden.

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 1,62 \cdot \ln\left(\frac{h}{d_{84}}\right) + 2,50 \quad (9.2)$$

Die Auswertung der querschnittsgemittelten Daten hinsichtlich des Energieverlustbeiwertes k_{st} nach STRICKLER zur Verwendung der Fließformel nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER zeigte gute Übereinstimmungen mit den in den USA von JARRET (1984) und in

Großbritannien von BATHURST (1985) aufgenommenen Naturdaten. Deshalb wurden die eigenen Naturdaten mit den bereits veröffentlichten zur Entwicklung eines empirischen Ansatzes zur Abschätzung des Strickler-Beiwertes k_{st} verwendet. Als maßgebender Parameter zeigte sich das Gefälle I und die Zusammensetzung des Sohlenmaterials in Form der Kornrauigkeit k_r .

$$\frac{k_{st}}{k_r} = 0,1 \cdot I^{-0,36} \quad (9.3)$$

Bei Kenntnis des Querschnittes und der Wasserspiegel kann alternativ folgender Ansatz verwendet werden, der die Überdeckung mit berücksichtigt und damit eine genauere Näherung darstellt.

$$\frac{k_{st}}{k_r} = 0,13 \cdot I^{-0,28} \cdot \left(\frac{h}{d_{90}} \right)^{0,21} \quad (9.4)$$

Die hier formulierten Ansätze setzen die Energieverluste von Strömungen in Gebirgsflüssen in Bezug zu dem Strickler-Wert k_r , der sich aus der Rauheit des Sohlenmaterials bei ebener Sohle, flacher Neigung und lockerer Lagerung des Materials ergibt. Damit wird die Rauheit der Morphologie erfasst, deren Ausprägung und Einfluss von der Neigung des Gerinnes und der sich einstellenden Wassertiefen abhängig ist.

Darüber hinaus konnte durch die Naturmessungen belegt werden, dass die Strömungsverhältnisse von Gebirgsflüssen bis zu bordvollen Abflüssen Froude-Zahlen Fr von maximal 0,8 erreichen und damit einem strömenden Abflusszustand entsprechen. Schießende Abflussverhältnisse stellten sich lediglich auf wenigen Metern Länge ein. Dies ist eine wichtige Voraussetzung für den Einsatz numerischer Modelle zur Simulation der Hydraulik von Gebirgsflüssen in längeren Flussabschnitten.

Der Bewegungsbeginn des Sohlenmaterials zeichnete sich bei allen betrachteten 16 Gebirgsflüssen durch feines kiesiges Material in einer Größenordnung $2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$ aus, welches im Rahmen der Arbeit als Feinmaterial bezeichnet wird. Aufgrund dessen Größe war die Stabilität der Deckschicht zu keinem Zeitpunkt gefährdet. Erst bei Durchflüssen im Bereich des bordvollen Abflusses wurden zunehmend Steine und Blöcke der Deckschicht transportiert. Die Bewegung der Deckschichtelemente, in der Arbeit als Deckschichtmaterial bezeichnet, ging mit einer enormen Lautstärke vonstatten. Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit den aus dem Schrifttum bekannten Ansätzen zeigte, dass die natürliche Stabilität von Gebirgsflüssen durch die klassischen Ansätze mit Berücksichtigung von Deckschichten unterschätzt wird. Sie sind lediglich bei Flüssen mit geringen Neigungen bis zu $I < 1\%$ anwendbar, bei denen noch keine Step-Pool-Systeme ausgebildet sind. Für steile Gewässer mit $I > 1\%$ kann der Bewegungsbeginn mit dem Kriterium des Shields-Parameters nicht mehr beschrieben werden. Hier wurden bessere Anpassungen der Naturuntersuchungen durch die Verwendung der Stabilitätskriterien von Blocksteinrampen erreicht. Diese sehen die Berücksichtigung des dimensionslosen spezifischen Abflusses q_* als Funktion des Gefälles I vor. Damit kommt, ähnlich wie bei der Morphologie und den Energieverlustbeiwerten, dem Parameter des Gefälles eine besondere Bedeutung zu. Die Messungen haben gezeigt, dass der Bewegungsbeginn unter natürlichen Bedingungen hinsichtlich der Größe des transportierten Kornmaterials zu unterscheiden ist. Auf der Grundlage der durchgeführten querschnittsgemittelten Naturmessungen wurde für die gleichzeitige Wirkung von Step-Pool-Systemen und ausgeprägten Deckschichten bei

steilen Gerinnen ($I > 1\%$) folgendes Stabilitätskriterium für den Transportbeginn von Feinmaterial

$$q_{*c} = \frac{q_c}{\sqrt{g \cdot (s-1) \cdot d_{65}^3}} = 0,039 \cdot I^{-1,16} \quad (9.5)$$

und den Bewegungsbeginn von Deckschichtmaterial entwickelt:

$$q_{*c} = \frac{q_c}{\sqrt{g \cdot (s-1) \cdot d_{65}^3}} = 0,093 \cdot I^{-1,25} \quad (9.6)$$

Die Elemente der Deckschicht werden erst bei weitaus größeren Strömungsbelastungen, etwa 3-4 mal höheren dimensionslosen spezifischen Abflüssen, transportiert. Der Grund hierfür liegt in der morphologischen Ausprägung des Längsprofils durch Step-Pool-Systeme. Die lokalen Abstürze stellen eine zusätzliche Energievernichtung der potentiellen Energie des Wassers dar, zusätzliche Turbulenzen werden in die Strömung eingebracht. Wie bereits bei den Energieverlustbeiwerten zu sehen ist, werden mit zunehmendem Gefälle und damit auch zunehmendem Einfluss der Step-Pool-Systeme die Energieverluste auf der betrachteten Fließstrecke erhöht. Im Vergleich zu einer ebenen Sohle stellen sich deutlich geringere Geschwindigkeiten ein, wodurch der Strömungsangriff auf die Sohle reduziert wird und die Stabilität der Sohle deutlich erhöht ist.

Die durch die Naturversuche festgestellte Analogie zwischen der Stabilität von Gebirgsflüssen und Blocksteinrampen sollte zukünftig in umgekehrter Weise genutzt werden. Blocksteinrampen sollten in Zukunft nach dem Beispiel von Gebirgsflüssen als „Naturrampe“ gebaut werden. Dies schließt die Unterstützung von sich natürlich ausbildenden Step-Pool-Systemen und Deckschichten mit weiten Sieblinien des Sohlenmaterials der Rampen ein. Damit könnte ein wesentlicher Beitrag zur Wiederherstellung der Durchgängigkeit von Flusssystemen in Europa nach dem Vorbild der Natur geleistet werden. Durch die Anwendung von Step-Pool-Systemen auf den Rampenbauwerken würden ähnliche Fließigenschaften und -strukturen erreicht werden wie bei Gebirgsflüssen in der Natur. Dadurch würden sich strömende Abflusszustände auf den Rampen einstellen. Eine bei den Rampenbauwerken notwendige Kolkssicherung im Nachlauf der schießenden Strömung auf der Rampe könnte entfallen, müsste jedoch durch Versuche näher untersucht werden. Dieser neuartige, naturnahe Rampentyp sollte in Pilotprojekten in Natur eingebaut und erste Erkenntnisse und Erfahrungen durch begleitende, beobachtende Maßnahmen in der fortlaufenden Entwicklung gewonnen werden. Somit können die neuen Erkenntnisse aus der Natur Eingang und Verwendung in technische Bauwerke eines modernen, naturnahen Wasserbaus finden.

Wie bereits erwähnt, ist der Geschiebetransport in Gebirgsflüssen durch zwei Transportmechanismen gekennzeichnet. Der Transport beginnt mit feinkiesigen Materialien mit Korndurchmessern $2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$, im Bereich bordvoller Abflüsse werden erstmals Steine und Blöcke der Deckschicht bewegt. Dazwischen gibt es einen Übergangsbereich, der sich im Wesentlichen durch größere Massen der feinen Kiese und dem vereinzelt Einmischen größerer Kornfraktionen auszeichnet. Die Beobachtungen stimmen gut mit den Naturversuchen von LAUFFER UND SOMMER (1982), HOFER (1987) und LEOPOLD (1992) überein. Zur Berechnung des Geschiebetriebes der vorliegenden Messungen wurde vereinfacht die in den Laborversuchen bestimmte mittlere Sammeleffizienz von $\alpha_G = 0,68$ verwendet. Der Vergleich der gemessenen Transportraten mit den Ansätzen zur Berechnung

der Geschiebekapazität ergab, dass sich in der Natur ein selektiver Transport des Geschiebematerials einstellt, der zwischen $1 \cdot 10^1$ bis zu $5 \cdot 10^2$ geringer ist als die berechnete Transportkapazität. Der Grund für die Abweichung ist auf die bereits erwähnten Versuchsbedingungen der Laboruntersuchungen zurückzuführen. Darüber hinaus ist die bei den Laborversuchen verwendete Kornverteilungskurve zu nennen. Das in Natur als Feinmaterial bewegte Korn in der Größenordnung von $2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$ ist bei den Laboruntersuchungen der ETH in der maßstabsgetreuen Abbildung der Sohle nicht vorhanden. Damit steht diese Fraktion den angreifenden Strömungskräften des Wassers nicht zur Verfügung und konnte nicht in Form eines selektiven Transportes bewegt werden. Damit stellt sich die Frage, ob der bei den Versuchen festgestellte Schwellenwert zur Beschreibung des Bewegungsbeginns des Sohlenmaterials von $\tau_* = 0,047$ auch bei weiten Sieblinien aufrecht erhalten werden kann. Hier besteht Forschungsbedarf für zukünftige Laboruntersuchungen.

Die Auswertung des gemessenen Geschiebetransportes der 16 verschiedenen Flüsse zeigte, dass trotz verschiedener kritischer Shields-Parameter $0,03 < \tau_* < 0,15$ der beginnende Transport des Geschiebematerials mit $2 \text{ mm} < d < 8 \text{ mm}$ bei allen Flüssen identisch war. Im Umkehrschluss bedeutet dies jedoch, dass bei gleicher Wirkung des Geschiebetransportes die gleiche Kraft wirken muss. Auf der Grundlage dieser Erkenntnis wurde die auf die Sohle tatsächlich wirksame Sohlenschubspannung durch die Berücksichtigung des Reibungsgefälles I_r anstatt des Energiegefälles I berechnet. Mit Hilfe der Versuchsdaten konnte der Korrekturbeiwert zur Normierung der effektiv wirkenden Schubspannungen zu

$$\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \quad (9.7)$$

bestimmt werden. Dabei zeigte sich bei der Betrachtung der Deckschichtmaterialien eine Abweichung des Exponenten hin zu kleineren Werten, für die auf der Grundlage der Daten zunächst keine Erklärung gegeben werden kann. Mit Hilfe der normierten effektiv wirkenden Schubspannungen wurde der Geschiebetransport aller untersuchten 16 Gebirgsflüsse ausgewertet und daraus empirisch eine Geschiebetransportformel bestimmt. Die Funktion basiert auf dem Shields- und dem Einstein-Parameter.

$$\phi = 0,125 \cdot \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right) \cdot \tau_* \right)^{2,72} \quad (9.10)$$

Der Vergleich der eigenen Naturmessungen mit den in gleicher Weise aufbereiteten Originaldaten von MEYER-PETER/MÜLLER (1949), SMART UND JÄGGI (1983) und RICKENMANN (1990) ergab eine gute Anpassung bzw. Erweiterung der Versuchsergebnisse von MPM an die aufgenommenen Naturdaten. Die von SMART UND JÄGGI und RICKENMANN bestimmten Funktionen zeigen eine abweichende Charakteristik, die ihre Gültigkeit für annähernd glatte Sohlen mit locker gelagertem Material haben. Dieser Zustand kann sich einstellen, wenn Deckschichten und morphologische Strukturen bei extremen Hochwasserereignissen der Gebirgsflüsse zerstört sind. Aufgrund der guten Anpassung der eigenen Versuche mit den Laboruntersuchungen von MPM wurden beide Datensätze zur Entwicklung einer empirischen Geschiebetransportfunktion gemeinsam analysiert. Für extreme Strömungszustände wurden die Ergebnisse der Untersuchung von SMART UND JÄGGI und RICKENMANN zu einer Formel zusammengefasst. Der Gültigkeitsbereich der empirisch

bestimmten Funktionen hängt von der Größenordnung des normierten Shields-Parameters $((k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau_*)$ sowie der zuvor erwähnten Charakteristik der untersuchten Gebirgsflüsse ab.

$$\phi = 9067 \cdot \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right)^{5,23} \quad \text{für } ((k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau_*) \leq 0,22 \quad (9.11)$$

$$\phi = 30,34 \cdot \left(\left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^2 \cdot \tau_* \right)^{1,45} \quad \text{für } ((k_{st}/k_r)^2 \cdot \tau_*) > 0,22 \quad (9.12)$$

Die Korrelationskoeffizienten der entwickelten Geschiebefunktionen liegen bei $R^2 = 0,84$ und $R^2 = 0,67$ und bieten damit eine gute Grundlage zur Berechnung des zu erwartenden Geschiebetransportes in Gebirgsflüssen. Zukünftig sollte die Gültigkeit und Güte der entwickelten Funktion durch weitere Naturversuche in anderen alpinen Gebirgsregionen der Erde validiert werden. In diesem Zusammenhang ist darauf hinzuweisen, dass die hier entwickelten Geschiebegleichungen Funktionen darstellen, die einen stationären Zustand beschreiben. In der Natur aber handelt es sich um instationäre Vorgänge, die weitaus komplexer sind als es durch die stationären Bewegungsgleichungen betrachtet werden kann. Mit dem zeitlichen Ablauf der Abflussganglinie ändern sich nicht nur die Durchflüsse, sondern auch die Sedimenttransportprozesse. Während bei geringeren Abflüssen feinkiesige Materialien bewegt werden, kann mit der Bewegung des Deckschichtmaterials auch eine Änderung des Querschnittes verbunden sein. Extreme Hochwässer können zur Zerstörung der Deckschicht führen, die das Flussbett schützenden Elemente der Deckschicht werden erodiert, so dass die Strömungskräfte das unterhalb der Deckschicht liegende feine Material auswaschen können. Mit der Erosion ist eine Aufweitung des Querschnittes verbunden, die zu einer Reduktion der Geschwindigkeit führt und damit eine Verminderung des Strömungsangriffes zur Folge hat. Die Randbedingungen des betrachteten Geschiebetransportes werden verändert und können nicht mehr unter den ursprünglichen geometrischen Bedingungen betrachtet werden. Das Ausmaß der Veränderungen eines Querschnittes im Falle einer extremen Sohlenschubbeanspruchung kann auf der Grundlage der aufgenommenen Daten nicht beurteilt werden. Hierfür eignen sich Laboruntersuchungen, bei denen den genannten Fragestellungen in einem vereinfachten physikalischen Modell detailliert nachgegangen werden kann. Hierbei kommt der Änderung des Querschnittes bei extremen Strömungsbelastungen mit geringer Wiederkehrwahrscheinlichkeit und dem sich dadurch ändernden Geschiebetransport eine besondere Bedeutung zu.

Unter Beachtung der zuvor erwähnten Ausführungen über die Veränderung von Querschnitten kann der instationäre Geschiebetransport in einer ersten Näherung durch die empirisch entwickelten Gleichungen quasi-instationär betrachtet werden. Hierzu bieten sich die täglichen mittleren Abflusswerte an. Da die Geschiebetransportfunktionen in Gl. (9.11) und (9.12) keinen Schwellenwert für den Transportbeginn aufweisen, sind die Funktionen in Verbindung mit den in Gl. (9.5) und (9.6) formulierten Stabilitätsbetrachtungen zu verwenden. Damit kann der tägliche mittlere Geschiebetrieb sowie die Korngröße des Materials abgeschätzt werden.

Neben den Geschiebetransportprozessen wurde am Rande der Arbeit auch der Schwebstofftransport betrachtet. Dabei zeigte sich, dass im Falle von Gebirgsflüssen die Anwendung von Schwebstoffkonzentrations-Abfluss-Beziehungen durch Potenzgesetze zur erheblichen Unterschätzung der zu erwartenden Schwebstoffmassen führt. Die diskutierten

Verfahren des Peaking und Shifting verdeutlichen die mit den hohen Schwebstoffkonzentrationen zusammenhängenden Probleme bei der Messung und Beurteilung der mittleren Jahresfrachten. Anhand einer längeren Zeitreihe des Flusses Khan Khwar konnte gezeigt werden, dass in einer ersten Abschätzung die tatsächlich transportierten Schwebstoffmassen gegenüber dem Rating-Verfahren doppelt so hoch liegen. Auch zu diesem Themenkomplex besteht dringender Forschungsbedarf, der eine möglichst kontinuierliche Messkampagne an verschiedenen Flüssen sowie die Untersuchung der Schwebstoffmasseneinträge im Einzugsgebiet zum Thema hat.

Die vorliegende Arbeit stellt einen Beitrag zur Erfassung der Sedimenttransportprozesse in Gebirgsregionen dar. Hierin werden die morphodynamischen Prozesse in ihrer Wechselwirkung erläutert und erste Ansätze zur quantitativen Beurteilung der zu erwartenden Masseneinträge vorgestellt. Die neu gewonnenen Erkenntnisse im Bereich des Fließwiderstandes, der Sohlenstabilität, des Geschiebe- und des Schwebstofftransportes werden auf die Entwicklung der Wasserkraft angewendet. Das in Kapitel 7 vorgestellte Konzept stellt für den in der Praxis tätigen Ingenieur eine Art Checkliste dar, die eine den natürlichen Prozessen entsprechenden Berechnung der zu erwartenden Transportmassen sicherstellen soll. Für die bislang nicht quantifizierbaren Prozesse werden Hinweise für geeignete Untersuchungsmethoden und Datenerhebungen gegeben, um zukünftig empirische funktionale Zusammenhänge feststellen zu können. Abhängig von den Ergebnissen der Berechnungen ergeben sich daraus verschiedene Alternativen für eine geeignete Auslegung und Entwicklung des identifizierten Wasserkraftpotentials. Da jede Wasserkraftentwicklung individuelle, ortsspezifische Bedingungen aufweist, können an dieser Stelle keine allgemein gültigen Aussagen getroffen werden. Das Anwendungsbeispiel der vorgesehenen Alternativen des geplanten Wasserkraftwerkes am Allai Khwar, einem Zufluss des Oberen Indus in Pakistan, veranschaulicht die im Rahmen der Untersuchung erarbeitete Methodik, deren Anwendung und Bedeutung für die Praxis.

Literaturverzeichnis

- Aberle, J.** (2000): Untersuchung der Rauheitsstruktur zur Bestimmung des Fließwiderstandes in Gebirgsbächen unter Klarwasserabfluß, Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, Heft 207.
- Anastasi, G.** (1984): Geschiebeanalysen im Felde unter Berücksichtigung von Grobkomponenten, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Nr. 70.
- Andrews, E.D.** (1994): Marginal Bed Load Transport in a Gravel Bed Stream, Sagehen Creek, California, Water Resources Research, Vol. 30, No. 7, 2241-2250.
- Andrews, E.D.** (2000): Bed Material Transport in the Virgin River, Utah, Water Resources Research, Vol. 36, No. 2, 585-596.
- Ashida, K., Bayazit, M.** (1973): Initiation of Motion and Roughness of Flows in Steep Channel, Proc. 15th Congress International Association of Hydraulic Research (IAHR) Istanbul, Turkey, Vol.1, 475-484.
- Ashiq, M., Bathurst, J.C.** (1999): Comparison of Bed Load Sampler and Tracer Data on Initiation of Motion, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 125, No. 6, 661-664.
- Barsch, D., Caine, N.** (1984): The Nature of Mountain Geomorphology, Mountain Research and Development, 4, 287-298.
- Barsch, D., Gude, M., Mäusbacher, R., Schuhkraft, G., Schulte, A.** (1991): Sediment Transport and Discharge in a High Arctic Catchment (Liefdefjorden, NW Spitzbergen), In: Lecture Notes in Earth Sciences, Dynamics and Geomorphology of Mountain Rivers, Ergenzinger, P., Schmidt, K.-H., Eds., 213-224, Springer Verlag.
- Bathurst, J.C., Graf, W.H., Cao, H.H.** (1982): Initiation of Sediment Transport in Steep Channels with Coarse Bed Material, Mechanics of Sediment Transport, Euromech 156, Sumer, B.M. and Müller, A., Balkema Rotterdam, The Netherlands, 207-213.
- Bathurst, J.C., Leeks, G.J.L., Newson, M.D.** (1985): Field Measurements for Hydraulic and Geomorphological Studies of Sediment Transport – The Special Problems of Mountain Streams, In: Symposium on Measuring Techniques in Hydraulic Research, Delft, 22-24 April.
- Bathurst, J.C.** (1985): Flow Resistance Estimation in Mountain Rivers, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 111, No. 4.
- Bathurst, J.C.** (1987): Flow Resistance of Large-Scale Roughness, Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 104, No. HY12, 1587-1603.
- Bathurst, J.C., Graf, W.H., Cao, H.H.** (1987): Bedload Discharge Equations for Steep Mountain Rivers, In: Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers, C.R. Thorne, J.C. Bathurst, and R.D. Hey, Eds., John Wiley and Sons, Ltd. London, U.K., 89-118.
- Bayazit, M.** (1982): Flow Structures and Sediment Transport Mechanics in Steep Channels, Euromech 156: Mechanics of Sediment Transport, Istanbul, 12-14 July 1982, 207-213.

- Billi, P., D'Agostino, V., Lenzi, M.A., Marchi, L.** (1998): Bedload, Slope and Channel Processes in High-Altitude Alpine Torrent, In: Gravel-Bed Rivers in the Environment, P.C. Klingeman, R.L. Beschta, P. D. Komar, and J.F. Bradley, Eds., Water Resources Publications, LLC, Colorado, USA, 15-38.
- Blown, I., Church, M.** (1985): Catastrophic Lake Drainage within the Homathko River Basin, British Columbia, Canadian Geotechnical Journal, 22, 551-563.
- Bray, D.I.** (1979): Flow Resistance in Gravel-Bed Rivers, Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 105, No. HY9, 1103-1122.
- Brune, G.M.** (1953): Trap Efficiency of Reservoirs, Transactions of American Geophysical Union, Vol. 34, No. 3.
- Brunsdon, D., Jones, D.K.C.** (1984): The Geomorphology of High Magnitude – Low Frequency Events in the Karakoram Mountains, In: Miller, K.J., (Ed.), The International Karakorum Project, Vol. 2, Cambridge University Press, Cambridge.
- Bunte, K.** (1992): Particle Number Grain-size Composition of Bedload in a Mountain Stream, In: Dynamics of Gravel-bed Rivers, P. Billi, R.D. Hey, C.R. Thorne, & P. Tacconi, Eds., John Wiley and Sons, Ltd. London, UK, 55-72.
- Cao, H.H.** (1985): Resistance hydraulique d'un lit a gravier mobile a pente raide – Etude experimentale, These No. 589, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne.
- Chin, C.O.** (1985): Stream Bed Armouring, Deptmt. Of Civil Eng., Univ. of Auckland, New Zealand, Report No. 403.
- Chin, C.O., Melville, B.W., Raudkivi, A.J.** (1994): Streambed Armouring, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120, No. 8, 899-918.
- Church, M.A., McLean, D.G., Wolcott, J.F.** (1987): River Bed Gravels: Sampling and Analysis, In: Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers, C.R. Thorne, J.C. Bathurst, and R.D. Hey, Eds., John Wiley and Sons, Ltd. London, U.K., 43-88.
- Church, M., Hassan, M.A., Wolcott, J.F.** (1998): Stabilizing Self-organized Structures in Gravel Bed Stream Channels: Field and Experimental Observations, Water Resources Research, Vol. 34, No. 11, 3169-3179.
- Churchill, M.A.** (1948): Discussion of " Analysis and Use of Reservoir Sedimentation Data", by L.C. Gottschalk, 139-140, Proceedings of Federal Inter-Agency Sedimentation Conference, Denver, Colorado.
- Clague, J.J., Mathews, W.H.** (1973): The Magnitude of Jökulhaups, Journal of Glaciology, Vol. 12, No. 66, 501-504.
- Clark, M.J.** (1987): The Alpine Sediment System: A Context for Glacio-fluvial Processes, In: Gurnell, A.M., Clark, M.J. (Eds.), Glacio-fluvial Sediment Transfer, John Wiley & Sons Ltd.
- Colebrook, C.F., White, C.M.** (1937): Experiments with Fluid Friction in Roughened Pipes, Proc. of the Royal Society of London, Series A, Vol. 161, 367-387.
- Collins, D.N.** (1994): Hydrology of Glacierized Basins in the Karakoram Snow and Ice Hydrology Project Pakistan, Final Report to Overseas Development Administration, Alpine Glacier Project, Department of Geography, University of Manchester, Manchester.

- Corominas, J., Remondo, J. et al.** (1996): Debris Flow, In: Dikau, R., et al., Eds., Landslide Recognition, Report No. 1 of the European Commission Environment Programme Contract No. EV5V-CT94-0454: 161-180, Identification, Movement and Causes.
- Crowder, D.W., Diplas, P.** (1997): Sampling Heterogeneous Deposits in Gravel-Bed Streams, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 123, No. 12, 1106-1117.
- D'Agostino, V., Lenzi, M.A., Marchi, L.** (1994): Sediment Transport and Water Discharge During High Flows in an Instrumented Watershed, In: Ergenzinger P., Schmidt, K.H., (Eds.), Lecture Notes in Earth Sciences, Dynamics and Geomorphology of Mountain Rivers, 67-82, Springer Verlag.
- Day, T.J.** (1986): A Study of the Transport of Graded Sediments, Hydraulic Research Station Wallingford, Report No. IT 190.
- De Jong, C.** (1997): Water, Bedload Dynamics and Extreme Events in Alpine Catchments, Review for the German IDNDR-Committee, German Decade for Natural Disaster Reduction (IDNDR), Deutsche IDNDR-Reihe 8, Deutsches IDNDR-Komitee für Katastrophenvorbeugung e.V, Bonn.
- Dittrich, A., Rosport, M., Badde, O.** (1992): Untersuchungen zum Stabilitätsverhalten von Gerinnesohlen, Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, Heft 182.
- Dittrich, A.** (1997): Wechselwirkung Morphologie/Strömung naturnaher Fließgewässer, Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, Heft 198.
- Druffel, L., Emmet, W.W., Schneider, V.R., Skinner, J.** (1976): Laboratory Calibration of the Helley-Smith Bedload Sediment Sampler, Open-File Report 76-752, U.S. Geological Survey, Bay St. Louis, Miss.
- DVWK** (1986): Schwebstoffmessungen, DVWK Regeln zur Wasserwirtschaft 125/1986, Verlag Paul Parey, Hamburg, Berlin.
- DVWK** (1991): Wasserwirtschaftliche Meß- und Auswerteverfahren in Trockengebieten, DVWK Schriften, Heft 96, Verlag Paul Parey, Hamburg, Berlin.
- DVWK** (1992): Geschiebemessungen, DVWK Regeln zur Wasserwirtschaft 127/1992, Verlag Paul Parey, Hamburg, Berlin.
- DVWK** (1993): Verlandung von Flusstauhaltungen – Morphologie, Bewirtschaftung, Umweltaspekte und Fallbeispiele, DVWK Schriften 105, Verlag Paul Parey.
- Emmet, W.W.** (1980): A Field Calibration of the Sediment Trapping Characteristics of the Helley-Smith Bed Load Sampler, U.S. Geological Survey Prof. Paper 1139, Washington, D.C.
- Fan, J., Morris, G.L.** (1992): Reservoir Sedimentation I, Delta and Density Current Deposits, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 118, No. 3, 354-369.
- Fehr, F.** (1987): Analyse von Geschiebemischungen, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Nr. 92.
- Ferguson, R.I.** (1984): Sediment Load of the Hunza River, In: Miller, K.J., (Ed.), The International Karakorum Project, Vol. 2, Cambridge University Press, Cambridge.

- Gaweesh, M.T.K., van Rijn, L.C.** (1994): Bed-Load Sampling in Sand-Bed Rivers, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 120, No. 12, 1364-1384.
- Gebler, R.-J.** (1991): Beiträge zur naturnahen Umgestaltung von Fließgewässern, *Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe*, Heft 180.
- Gerard, J.** (1991): *Mountain Environments: An Examination of the Physical Geography of Mountains*, CBS Publishers & Distributors (P) Ltd., New Dehli, India.
- Gessler, J.** (1965): Der Geschiebetriebbeginn bei Mischungen untersucht an natürlichen Abpflästerungserscheinungen in Kanälen, *Diss. Nr. 3711, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich*.
- Giesecke, J., Mosonyi, E.** (1998): *Wasserkraftanlagen, Planung, Bau und Betrieb, Zweite, überarbeitete Auflage*, Springer Verlag, Berlin.
- Glen, J.W.** (1954): The Stability of Ice-Dammed Lakes and Other Water-Filled Holes in Glaciers, *Journal of Glaciology*, 2 (15), 316-318.
- Gomez, B.** (1994): Effects of Particle Shape and Mobility on Stable Armour Development, *Water Resources Research*, Vol. 30, No.7, 2229-2239.
- Goudie, A.S., Brunsdon, D., Collins, D.N., Derbyshire, E., Ferguson, R.I., Hashmet, Z., Jones, D.K.C., Perrott, F.A., Said, M., Waters, R.S., Whalley, W.B.** (1984): The Geomorphology of the Hunza Valley, Karakoram Mountains, Pakistan, In: Miller, K.J., (Ed.), *The International Karakorum Project*, Vol. 2, Cambridge University Press, Cambridge.
- Graf, W.H., Suszka, L.** (1987): Sediment Transport in Steep Channels, *Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering, JCSE*, Vol. 5, No. 1, 11-26.
- Graf, W.H.** (1991): Flow Resistance Over a Gravel Bed: Its Consequence on Initial Sediment Movement, In: Armanini, A., Di Silvio, G. (Eds.), *Lecture Notes in Earth Sciences, Fluvial Hydraulics of Mountain Regions*, 17-32, Springer Verlag.
- 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 American Bulletin*, V. 102, 340-352.
- Grant, G.E.** (1997): Critical Flow Constraints Flow Hydraulics in Mobile-Bed Streams: A New Hypothesis, *Water Resources Research*, Vol. 33, No. 2, 349-358.
- Günter, A.** (1971): Die kritische mittlere Sohlenschubspannung bei Geschiebemischungen unter Berücksichtigung der Deckschichtbildung und der turbulenzbedingten Sohlenschubspannungsschwankungen, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich*, Nr. 3.
- Gurnell, A.M.** (1987): Suspended Sediment, In: Gurnell, A.M., Clark, M.J. (Eds.), *Glacio-fluvial Sediment Transfer*, John Wiley & Sons Ltd.
- Hartung, F.** (1959): Ursache und Verhütung der Stauraumverlandung bei Talsperren, *Wasserwirtschaft* 49, Heft 1, 3-13.
- Hartung, F., Scheuerlein, H.** (1970): Design of Overflow Rockfill Dams, *Transactions of the 10th International Congress on Large Dams (ICOLD)*, Question 36, Paper R35, Montreal.

- Hayward, J.A.** (1980): Hydrology and Stream Sediments, Ph.D. Thesis, University of Canterbury, Tussok Grasslands and Mountain Lands Institute Special Publ. No. 17.
- Hegg, C., Rickenmann, D.** (1999): Comparison of Bedload Transport in a Steep Mountain Torrent with a Bedload Transport Formula, Proc. Of the XXVIII Binenal Congress of the International Association of Hydraulic Research, CD-Rom.
- Helley, E.J., Smith, W.** (1971): Development and Calibration of a Pressure-Difference Bedload Sampler, U.S. Geological Survey Open File Report, U.S. Geological Survey, Washington, D.C.
- Hewitt, K.** (1982): Natural Dams and Outburst Floods of the Karakoram Himalaya, In: Glen, J.W. Ed., Hydrological Aspects of Alpine and High-Mountain Areas, International Commission on Snow and Ice (ICSI) Symposium, Exeter, UK, 19-30 July 1982, Proceedings, International Association of Hydrological Sciences (IAHS), Publication No. 138, 259-269.
- Hewitt, K.** (1993): Altitudinal Organization of Karakoram Geomorphic Processes and Depositional Environments, In: Shroder, jr. J.F., (Ed.), Himalaya to the Sea, Geology, Geomorphology and the Quaternary, Routledge, London, New York.
- Hey, R.D.** (1979): Flow Resistance in Gravel-Bed Rivers, Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 105, No.HY4, 365-379.
- Ho Pang-Yang** (1939): Abhängigkeit der Geschiebebewegung von der Kornform und der Temperatur, Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasser- Erd- und Schiffbau, Heft 37, Berlin.
- Hofer, B.** (1987): Der Feststofftransport von Hochgebirgsbächen am Beispiel des Pitzbaches, Österreichische Wasserwirtschaft, Jahrgang 39, Heft 1/2.
- Hollingshead, A.B.** (1971): Sediment Transport Measurements in Gravel River, Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 97, No.11, 1817-1834.
- Hubbel, D.W.** (1964): Apparatus and Techniques for Measuring Bed-Load, U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1748, U.S. Geological Survey, Washington, D.C.
- Hubbel, D.W., Stevens, H.H., Skinner, J.V., Beverage, J.P.** (1985): New Approach to Calibrating Bed Load Samplers, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 111, No. 4, 677-694.
- Hubbel, D.W.** (1987): Bed Load Sampling and Analysis, In: Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers, C.R. Thorne, J.C. Bathurst, and R.D. Hey, Eds., John Wiley and Sons, Ltd. London, U.K., 89-118.
- Hughes, R., Nash, D.** (1986): The Gupis Debris Flow and Natural Dam, July 1980, Disasters, Vol. 10, No. 1, 8-14.
- Isbash, S.V.** (1936): Construction of Dams by Depositing Rock into Running Water, Communication No.3, ICOLD – Congress, Washington.
- Ives, J.D.** (1986): Glacial Lake Outburst Floods and Risk Engineering in the Himalaya, International Centre for Integrated Mountain Development (ICIMOD), ICIMOD Occasional Paper No.5, Kathmandu, Nepal.

- Iwagaki, Y., Tschuchiya, Y.** (1959): An Analysis of the Stable Cross Section of a Stream Channel, Bull. Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No. 29.
- Jäggi, M.N.R.** (1984): Der Geschiebetransport in Flüssen nach der VAW-Formel 1983, Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 47, Zürich.
- Jarret, R.D.** (1984): Hydraulics of High-Gradient Streams, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, No. 11, 1519-1539.
- Jijun, L., Derbyshire, E., Shuying, X.** (1984): Glacial and Paraglacial Sediments of the Hunza Valley North-West Karakorum, Pakistan: A preliminary Analysis, In: Miller, K.J., (Ed.), The International Karakorum Project, Vol. 2, Cambridge University Press, Cambridge.
- Kellerhals, R., Bray, D.I.** (1971): Sampling Procedures for Coarse Fluvial Sediments, Journal of Hydraulic Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 103, No. 8, 1165-1180.
- Keulegan, G.H.** (1938): Laws of Turbulent Flow in Open Channels, Journal of Research of the National Bureau of Standards, Vol. 21, Research Paper 1151, 707-741.
- Koll, K., Dittrich, A.** (1998): Sediment Transport and Erosion in Mountain Streams, In: Modeling Soil Erosion, Sediment Transport and Closely Related Hydrological Processes, Proceedings of a Symposium held at Vienna, July 1998, IAHS Publication No. 249.
- Koll, K., Aberle, J., Dittrich, A.** (2000): Bed Instability in Steep Mountain Streams, In: Dynamics of Sediments and Water in Alpine Catchments; Processes and Prediction, Eroslope II Project – Contract No. ENV4-CT96-0247, Scientific Report, Co-ordinated by Ergenzinger, P., Berlin Environmental Research Group (B.E.R.G), Institut für Geographische Wissenschaften, Freie Universität Berlin.
- Knauss, J.** (1979): Computation of Maximum Discharge at Overflow Rockfill Dams, Comparison of Different Model Test Results, Transactions of the 13th International Congress on Large Dams (ICOLD), Question 50, Paper R9, New Dehli.
- Knauss, J.** (1979): Flachgeneigte Abstürze, glatte und rauhe Sohlrampen, Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München, Bericht Nr.41, 1-55.
- Kresser, W.** (1964): Gedanken zur Geschiebe- und Schwebstoffführung der Gewässer, Österreichische Wasserwirtschaft, 16. Jahrgang, Heft 1/2, 6-11.
- Kuhnle, R.A.** (1992): Fractional Transport Rates of Bedload on Goodwin Creek, In: Dynamics of Gravel-bed Rivers, P. Billi, R.D. Hey, C.R. Thorne, & P. Tacconi, Eds., John Wiley and Sons, Ltd. London, UK, 141-155.
- Kunert, N.** (1993): Geological Reconnaissance, In: Seminar on High Head Hydropower Potential in Pakistan, Islamabad, February 07–13, 1993, Volume 3a, Government of Pakistan Ministry of water and Power in Collaboration with German Agency for Technical Cooperation (GTZ).
- Lai, J-S., Shen, H.W.** (1996): Flushing Sediment Trough Reservoirs, Journal of Hydraulic Research, Vol. 34, No.2.
- Lara, J.M., Pemberton, E.L.** (1965): Initial Unit Weight of Deposited Sediments, Proceedings of Federal Inter-Agency Sedimentation Conference – 1963, Miscellaneous Publication No. 970, 818-845, U.S. Department of Agriculture, Agriculture Research Service.

- Larson, M.C., Simon, A.** (1993): Rainfall Intensity-Duration Threshold for Landslides in a Humid-tropical Environment, Puerto Rico, *Geografiska Annaler* 75, A (1-2), 13-21.
- Lauffer, H., Sommer, N.** (1982): Studies on Sediment Transport Mountain Streams of the Eastern Alps, Transactions of the 22th International Congress on Large Dams (ICOLD), Question 54, Paper R28, Rio de Janeiro.
- LAWA/BMV** (1978 ff): Pegelvorschrift, Anlage D: Richtlinien für Abfluss- und Durchflussmessungen, Herausgeber: Bundesministerium für Verkehr, Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, Verlag Paul Parey, Hamburg.
- Leopold, L.B.** (1992): Sediment Size that Determines Channel Morphology, In: Dynamics of Gravel-bed Rivers, P. Billi, R.D. Hey, C.R. Thorne, & P. Tacconi, Eds., John Wiley and Sons, Ltd. London, UK, 297-311.
- Linford, A., Saunders, D.H.** (1967): A Hydraulic Investigation of Through and Overflow Rockfill Dams, British Hydrodynamics Research Association (BHRA), Report RR 888.
- Lopez J.L., Falcon, M.A.** (1999): Calculation of Bed Changes in Mountain Streams, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 125, No. 3, 263-270.
- MacDonald, T.C., Landridge-Monopolis, J.** (1984): Breaching Characteristics of Dam Failures, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 110, No. 5, 567-586.
- Maniak, U.** (1997): Hydrologie und Wasserwirtschaft: eine Einführung für Ingenieure, Vierte, überarbeitete und erweiterte Auflage, Springer, Berlin, Heidelberg, New York.
- Meyer-Peter, E., Favre, H., Einstein, A.** (1934): Neue Versuchsergebnisse über den Geschiebetrieb, *Schweizer Bauzeitung*, Band 103, Nr. 13.
- Meyer-Peter, E., Müller, R.** (1948): Formulas for Bed Load Transport, 2nd Meeting IAHSR, Stockholm, 1-26.
- Meyer-Peter, E., Müller, R.** (1949): Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebes, *Schweizer Bauzeitung*, Jg. 67, Nr. 3, 29-32.
- Ministry of Water & Power of Pakistan, GTZ** (2000): Feasibility Study Allai Khwar HEPP, Daily Storage Alternative, Programme for National Hydropower Development, Government of Pakistan, Ministry of Water & Power in Collaboration with German Agency for Technical Co-operation (GTZ).
- Ministry of Water & Power of Pakistan, GTZ** (1999): Report on Hydrological Activities in Northern Areas, Main Report, Programme for National Hydropower Development, Government of Pakistan, Ministry of Water & Power in Collaboration with German Agency for Technical Co-operation (GTZ).
- Miyashiro, A., Aki, K. Sengör, A.M.C.** (1979): Orogenese, Grundzüge der Gebirgsbildung, Franz Deuticke, Wien.
- Mizuyama, T.** (1977): Bedload Transport in Steep Channels, Doctoral Thesis, Kyoto University, Kyoto, Japan.

- Monzon, H.D., Victoria, J.J.** (1993): Assessment of Seismic Risk in Northern Areas of Pakistan, In: Seminar on High Head Hydropower Potential in Pakistan, Islamabad, February 07 –13, 1993, Volume 3a, Government of Pakistan Ministry of water and Power in Collaboration with German Agency for Technical Cooperation (GTZ).
- Morris, G.L., Fan, J.** (1997): Reservoir Sedimentation Handbook, Design and Management of Dams, Reservoirs, and Watersheds for Sustainable Use, McGraw-Hill.
- Mühlhofer, L.** (1933): Untersuchungen über die Schwebstoff- und Geschiebeführung des Inn nächst Kirchbichl, Die Wasserwirtschaft, Nr. 1-6.
- Muhammad Amin Khalil** (2000): persönliche Mitteilung.
- Naudascher, E.** (1992): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke, 2. verbesserte Auflage, Wien, New York, Springer – Verlag.
- Negrassus, F., Zacher, P., Shah, B.** (1999): Design Features of the Allai Khwar Arch Dam, Hydropower & Dams, Issue Four.
- Nestmann, F.** (1992): Improvement of the Upper Rhine, Tailwater (TW) Iffezheim, 5th International Symposium on River Sedimentation, Karlsruhe, 1130-1152. In: Sediment Management, Proceedings Vol. III, Nestmann, F., Lagemann, A. (Eds.), Karlsruhe.
- Nestmann, F., Wang, Z.Y., Larsen, P., Dittrich, A.** (1998): Resistance and Drag Reduction of Flows of Clay Suspensions, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 124, No. 1.
- Nikora, V.I., Smart, G.M.** (1997): Turbulence Characteristics of New Zealand Gravel-Bed Rivers, Journal of Hydraulic Engineering, Vol.123, No. 9, 764-773.
- Nikuradse, J.** (1933): Strömungsgesetze in rauhen Röhren, Verein Deutscher Ingenieure, Forschungsheft Nr. 361, Berlin.
- Novak, P.** (1957): Bedload Meters – Development of a New Type and Determination of their Efficiency with the Aid of Scale Models, Vol. 1, IAHR, Lissabon.
- Olivier, H.** (1967): Through and Overflow Rockfill Dams - New Design Techniques, Institution of Civil Engineers, Proc. Vol. 36, Paper No. 7012.
- Olsen, N.R.B.** (1991): A Three Dimensional Numerical Model for Simulation of Sediment Movements in Water Intakes with Multiblock Option, Dissertation for the Dr. Ing. Degree, Norwegian Institute of Technology, Division of Hydraulic Engineering, University of Trondheim.
- Olsen, N.R.B.** (2000): A Three Dimensional Numerical Model for Simulation of Sediment Movements in Water Intakes with Multiblock Option, User's Manual, Department of Hydraulic and Environmental Engineering, The Norwegian University of Science and Technology.
- Palt, S.M., Nestmann, F.** (1997): WAPDA Integrated Programme for Engineers, Water Wing, Module: Suspended Load, Chapter 1: Basics, Trainer's Manual, Manuskriptdruck, Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe.
- Palt, S.M., Nestmann, F.** (1997): WAPDA Integrated Programme for Engineers, Water Wing, Module: Bed Load and Suspended Load, Chapter 3: Sediment Load Management, Trainer's Manual, Manuskriptdruck, Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe.

- Palt, S.M., Dittrich, A., Nestmann, F., Victoria, J.J.** (1999): Incipient Motion Criteria Measured at Steep Mountain Rivers and Torrents in the Himalayas, Conference of the European Geophysical Society, Den Haag.
- Reid, I., Frostick, L.E., Brayshaw A.C.** (1992): Microform Roughness Elements and the Selective Entrainment and Entrapment of Particles in Gravel-Bed Rivers. In: Dynamics of Gravel Bed Rivers, Edited by Billi, P., Hey, R.D., Thorne C.R. & Tacconi, P., John Wiley & Sons Ltd., London, U.K., 253-275.
- Rickenmann, D.** (1990): Bed Load Transport Capacity of Slurry Flows at Steep Slopes, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Nr. 103.
- Rickenmann, D.** (1991): Bed Load Transport and Hyperconcentrated Flow at Steep Slopes, In: Armanini A., Di Silvio G. (Eds.), Lecture Notes in Earth Sciences, Fluvial Hydraulics of Mountain Regions, 429-441, Springer Verlag.
- Rickenmann, D.** (1994): Bedload Transport and Discharge in the Erlenbach Stream, Dynamics and Geomorphology of Mountain Rivers, Ed. By P. Ergenzinger, K.-H. Schmidt, Springer Verlag.
- Rickenmann, D.** (1996): Fließgeschwindigkeit in Wildbächen und Gebirgsflüssen, Wasser, Energie, Luft – Eau, Energie, Air, 88. Jahrgang, Heft 11/12, Baden.
- Rickenmann, D., Hofer, B., Fritschi, B.** (1997): Geschiebemessungen mittels Hydrophon, Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, Jahrgang 49, Heft 11/12, Wien.
- Platzer, G.** (1997): Zur Steinstabilität in Rauhgerinnen, Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift (ÖIAZ), 142. Jg., Heft 11-12, 775-782.
- Rosati, J.D., Kraus, C.** (1988): Hydraulic Test of Streamer Sediment Trap, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No.12, 1527-1532.
- Rosport, M.** (1997): Fließwiderstand und Sohlstabilität steiler Fließgewässer unter Berücksichtigung gebirgsbachtypischer Sohlstrukturen, Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, Heft 196.
- Rouse, H.** (1937): Modern Conceptions of the Mechanics of Fluid Turbulence, Trans. ASCE, 102.
- Sattler, H.** (1998): Einfluss von Gletscherabbrüchen auf den Sedimenttransport in Hochgebirgsregionen am Beispiel des Einzugsgebietes "Oberer Indus", Vertieferarbeit, Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, unveröffentlichter Bericht.
- Schälchli, U.** (1991): Morphologie und Strömungsverhältnisse in Gebirgsbächen: Ein Verfahren zur Festlegung von Restwasserabflüssen, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Nr. 113.
- Scherer, M., Dittrich, A., Winzen, K.** (1998): Eichung von Geschiebefänger Typ BfG und Helley-Smith, Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe.
- Scheuerlein, H.** (1968): Der Rauhgerinneabfluß, Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule München, Bericht Nr. 14, München/Obernach.
- Scheuerlein, H.** (1984): Die Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen, Ernst, Verlag für Architektur u. Techn. Wiss., Berlin.

- Scheuerlein, H.** (1991): Sediment Sluicing in Mountain Reservoirs, In: Armanini A., Di Silvio G. (Eds.), Lecture Notes in Earth Sciences, Fluvial Hydraulics of Mountain Regions, 429-441, Springer Verlag.
- Scheuerlein, H.** (1999): Morphological Dynamics of Step-Pool Systems in Mountain Streams and their Importance for Riparian Ecosystems, In: Lee & Wang, Eds., Proceedings, River Sedimentation 1999, Jyawardena, Balkema, Rotterdam.
- Schöberl, F.** (1979): Zur Frage der Gefällsausbildung beim Selbststabilisierungsprozeß von erodierenden Flußstrecken, Institut für konstruktiven Wasser- und Tunnelbau, Universität Innsbruck.
- Schöberl, F.** (1991): Prediction Methods for Grain Size Distributions and Armour Layer Stability. Proc. Int. Grain Sorting Seminar, Ascona, Switzerland.
- Shen, H.W., Janssen, R.** (1999): Flushing Sediment Trough Reservoirs, Keynote Lecture, In: Lee & Wang, Eds., Proceedings, River Sedimentation 1999, Jyawardena, Balkema, Rotterdam.
- Shields, A.** (1936): Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung, Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasser- Erd- und Schiffbau, Heft 26, Berlin.
- Shiquiang, W., Ren, Z.** (1987): A New Equation of Bed Load Transport, Proceedings, IAHR-Congress, Lausanne.
- Shroder, jr. J.F.** (1993): Himalaya to the Sea: Geomorphology and the Quaternary of Pakistan in the Regional Context, In: Shroder, jr. J.F., (Ed.), Himalaya to the Sea, Geology, Geomorphology and the Quaternary, Routledge, London, New York.
- Shroder, jr. F.J., Owen, L., Derbyshire, E.** (1993): Quaternary Glaciation of the Karakoram and Naga Parbat Himalaya, In: Shroder, jr J.F., (Ed.), Himalaya to the Sea, Geology, Geomorphology and the Quaternary, Routledge, London, New York.
- Smart, G.M. und Jäggi, M.N.R.** (1983): Sedimenttransport in steilen Gerinnen, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Nr. 64.
- Smart, G.M.** (1984): Sediment Transport Formula for Steep Channels, Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 110, No. 3, 1984, 267-276.
- Smart, G.M.** (1999): Turbulent Velocity Profiles and Boundary Shear in Gravel Bed Rivers, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 125, No. 2, 106-117.
- Spieker, R., Ergenzinger, P.** (1990): New Developments in Measuring Bed Load by the Magnetic Technique. In: D.E. Walling, A. Yair, & Berkowicz (Ed.), Erosion, Transport and Deposition Processes, 189, IGU, 169-178, Jerusalem.
- Stößer, T.** (1998): Numerical Modelling as Tool in Hydraulics in Case of Reservoir Sedimentation Processes in Mountainous Regions, Diplomarbeit, Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, unveröffentlichter Bericht.

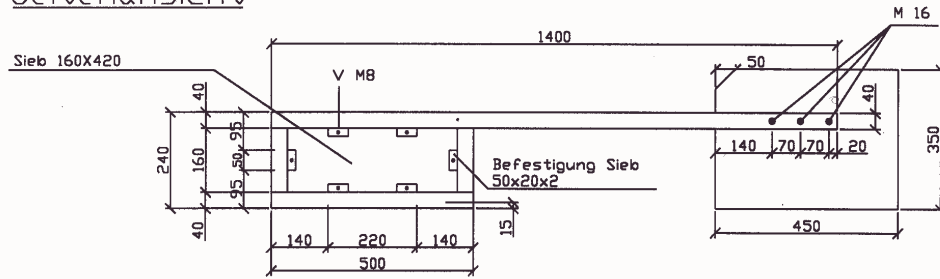
- Strickler, A.** (1923): Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauigkeitszahl für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen, Mitteilung 16, Amt für Wasserwirtschaft, Bern. Auch erschienen in : Bulletin Technique de la Suisse Romande, Vol. 49 (26), 315-316.
- Suszka, L.** (1991): Modification of Transport Rate Formula for Steep Channels, In: Armanini, A., Di Silvio, G. (Eds.), Lecture Notes in Earth Sciences, Fluvial Hydraulics of Mountain Regions, 59-70, Springer Verlag.
- Suszka, L.** (1987): Sediment Transport at Steady and Unsteady Flow, A Laboratory Study, These No. 704, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne.
- Trieste, D.J.** (1992): Evaluation of Supercritical/Subcritical Flows in High-Gradient Channels, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 118, No. 8, 1107-1118.
- USBR** (1973): Design of Small Dams, Second Edition, A Water Resources Technical Publication, Oxford & IBH Publishing Co. Pvt. Ltd., New Dehli, Calcutta.
- USBR** (1997): U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, Water Measurement Manual, Third Edition.
- U.S. Army Corps of Engineers** (1935): Studies of River Bed Materials and their Movement with Special References to the Lower Mississippi River, U.S. Waterways Expt. Sta., Vicksburg, Miss., Paper 17, 161.
- Van Rijn, L.C.** (1986): Manual Sediment Transport Measurements, Delft Hydraulic Laboratory.
- Vetter, M.** (1992): Ein Beitrag zur Berechnung des Feststofftransportes in offenen Gerinnen, Mitteilungen des Institutes für Wasserwesen, Hochschule der Bundeswehr, München, Heft 42.
- Victoria, J.J., Palt, S.M.** (1999): Experiences with the Determination of Suspended Sediment Yield, Conference of the European Geophysical Society, Den Haag.
- Victoria, J.J., Palt, S.M., Stößer, T.** (2000): Numerische Modellierung von Sedimentprozessen in Prototypen und physikalischen Modellen, Wasserwirtschaft 90, Heft 1, 36-43.
- Vischer, D.** (1981): Verlandung von Stauseen, Schweizer Ingenieur und Architekt, 47/81, 1081-1086.
- Vuichard, D., Zimmermann, M.** (1987): The 1985 Catastrophic Drainage of a Moraine-Dammed Lake, Khumba Himal, Nepal: Cause and Consequences, Mountain Research and Development, Vol. 7, No. 2, 91-110.
- WAPDA** (1995): Water and Power Development Authority, Sediment Appraisal of Pakistan Rivers 1960 – 1985, Surface Water Hydrology Project Publication No. 4, Lahore, Pakistan.
- Walling, D.E., Webb, B.W.** (1981): The Reliability of Suspended Sediment Load Data, International Association of Hydrological Sciences, Publication No. 133, 177-194.
- Wang, Z., Dittrich, A.** (1993): A Study on Problems in Suspended Sediment Transportation, In: Falconer, R.A., Shiono, R.A., Matthew, R.G.S. (Eds.), Hydraulic and Environmental Modelling: Estuarine and River Waters, Proc. Of the Second International Conference on Hydraulic and Environmental Modelling of Coastal, Estuarine and River Waters, Vol. 2.
- Wang, Z.Y., Nestmann, F., Dittrich, A.** (1995): Fall Velocity of Sediment in Clay Suspensions, 6th International Symposium on River Sedimentation, New Dehli, 377-386.

- Weiers, S.** (1995): Zur Klimatologie des NW-Karakorum und der angrenzenden Gebiete, Statistische Analysen unter Einbeziehung von Wettersatellitenbildern und eines Geographischen Informationssystems (GIS), Bonner Geographische Abhandlungen, Heft 92, Ferd. Dümmlers Verlag Bonn.
- Weinbrecht, J.** (1998): persönliche Mitteilung.
- Whittaker, J.G., Jäggi, M.N.R.** (1982): Origin of Step-Pool Systems in Mountain Streams, Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 108, No. HY6, 758-773.
- Whittaker, J.G., Jäggi, M.N.R.** (1986): Blockschwellen, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Nr.91.
- Whittaker, J.G.** (1987): Sediment Transport in Step-pool Streams, In: Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers, C.R. Thorne, J.C. Bathurst, and R.D. Hey, Eds., John Wiley and Sons, Ltd. London, U.K., 89-118.
- Whittaker, J.G.** (1987): Modelling Bed-Load Transport in Steep Mountain Streams, In: Erosion and Sedimentation in the Pacific Rim, Proceedings of the Corvallis Symposium, August 1987, IAHS Publ. No. 165.
- Wiberg, P.L., Smith, J.D.** (1991): Velocity Distribution and Bed Roughness in High-Gradient Streams. Water Resources Research, Vol. 27, No.5, 825-838.
- Yamanda, T., Sharma, C.K.** (1993): Glacier Lakes and Outbursts Floods in the Nepal Himalaya, In: Young, G.J. (Ed.), Snow and Glacier Hydrology, International Symposium, Kathmandu, Nepal, 16-21 November 1992, Proceedings, IAHS Publication No. 218, 319 – 330.
- Yielding, G., Ahmad, S., Davison, I., Jackson, J.A., Khattak, R., Khurshid, A., King, G.C.P., Lin Ban Zuo** (1984): A Microearthquake Survey in the Karakoram, In: Miller, K.J., (Ed.), The International Karakorum Project, Vol. 2, Cambridge University Press, Cambridge.
- Zanke, U.** (1982): Grundlagen der Sedimentbewegung, Springer – Verlag, Berlin.

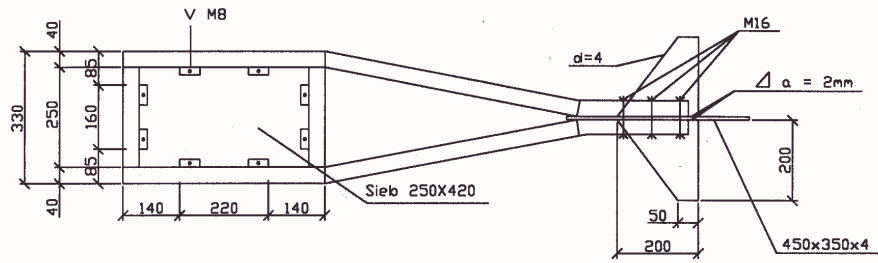
Anhänge A1 – A3

Zeichnung des Geschiebesammlers B-69

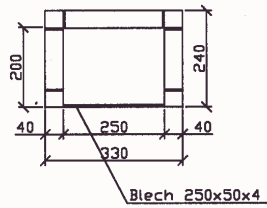
Seitenansicht



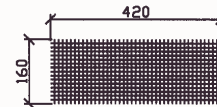
Aufsicht



Frontansicht



Siebe



Siebe, $\Delta = 10\text{mm}$, $\varnothing 2\text{mm}$
 $\Delta = 2\text{mm}$, $\varnothing 0.5\text{mm}$

**Geschiebesammler
B-69**

Rechteckprofile 40x40, Vollprofil
 Schweißnähte $a=2$
 Maße in mm

MAßSTAB
1 : 15

DATUM
07.04.2001

Messungen zur Sammeleffizienz des Geschiebefängers B-69

Q Durchfluss
 V mittlere Geschwindigkeit
 $m_{Gf,F}$ mit Fänger gemessener Geschiebetransport
 $m_{Gf,N}$ natürlicher Geschiebetransport

Q [l/s]	V [m/s]	2 mm - 5 mm			5 mm - 8 mm			8 mm - 16 mm			16 mm - 32 mm			32 mm - 64 mm		
		$m_{Gf,F}$ [g]	$m_{Gf,N}$ [g]	α_g [-]	$m_{Gf,F}$ [g]	$m_{Gf,N}$ [g]	α_g [-]	$m_{Gf,F}$ [g]	$m_{Gf,N}$ [g]	α_g [-]	$m_{Gf,F}$ [g]	$m_{Gf,N}$ [g]	α_g [-]	$m_{Gf,F}$ [g]	$m_{Gf,N}$ [g]	α_g [-]
350	0.89	899	1500	0.60	1140	1500	0.76	1012	1358	0.75	582	1286	0.45	612	1045	0.59
350	0.89	818	1500	0.55	1059	1500	0.71	1018	1363	0.75	551	1309	0.42	58	381	0.15
350	0.89	732	1500	0.49	1044	1500	0.70	1014	1398	0.73	451	1322	0.34	62	333	0.19
400	0.96	951	1500	0.63	1190	1500	0.79	1074	1500	0.72	935	1500	0.62	790	1236	0.64
400	0.96	917	1500	0.61	1198	1500	0.80	1123	1482	0.76	901	1472	0.61	601	1093	0.55
400	0.96	1013	1500	0.68	1104	1500	0.74	1075	1500	0.72	958	1471	0.65	556	1356	0.41
450	1.00	1076	1500	0.72	1146	1500	0.76	1182	1390	0.85	814	984	0.83	690	1217	0.57
450	1.00	960	1500	0.64	1024	1500	0.68	1051	1321	0.80	622	1142	0.54	1249	1500	0.83
450	1.00	1280	1500	0.85	1169	1500	0.78	1020	1265	0.81	741	1103	0.67	1075	1275	0.84
500	1.06	100	1500	0.07	1231	1500	0.82	1134	1500	0.76	652	1369	0.48	521	1152	0.45
500	1.06	899	1500	0.60	1141	1500	0.76	1156	1500	0.77	959	1473	0.65	358	843	0.42
500	1.06	937	1500	0.62	1155	1500	0.77	1111	1500	0.74	1129	1500	0.75	70	1294	0.05
550	1.08	956	1500	0.64	1023	1500	0.68	1048	1459	0.72	612	1358	0.45	560	1195	0.47
550	1.08	950	1500	0.63	1101	1500	0.73	1083	1425	0.76	869	1044	0.83	444	1349	0.33
550	1.08	980	1500	0.65	1090	1500	0.73	1008	1238	0.81	717	858	0.84	446	1500	0.30

Anhang A2.1

Naturmessungen im Querschnitt

Q	Durchfluss
V	mittlere Geschwindigkeit
A	Durchflossene Querschnittsfläche
B	Wasserspiegelbreite
y	mittlere Wassertiefe
q	spezifischer Abfluss des Querschnittes
G _G	Geschiebetransportmenge

Station	Datum	Q	V	A	B	y	q	G _G
[-]	[-]	[m ³ /s]	[m/s]	[m ²]	[m]	[m]	[m ² /s]	[kg/d]
Bahrain	05.12.98	1.25	0.33	3.77	13.42	0.28	0.09	0
Bahrain	15.02.98	1.91	0.38	5.01	13.12	0.38	0.15	0
Bahrain	17.02.98	4.51	0.61	7.44	16.78	0.44	0.27	0
Bahrain	09.04.99	18.18	1.30	14.04	30.50	0.46	0.60	0
Bahrain	10.06.99	38.08	1.21	31.47	51.85	0.61	0.74	4812
Bahrain	12.09.99	5.11	0.64	8.00	15.25	0.52	0.34	0
Bahrain	14.09.99	4.51	0.53	8.56	15.25	0.56	0.30	0
Banna	15.04.99	24.05	1.70	14.18	20.74	0.68	1.16	581
Banna	04.05.99	18.23	1.52	12.01	18.91	0.64	0.97	0
Banna	26.05.99	12.28	1.49	8.27	18.91	0.44	0.65	0
Banna	19.09.99	4.40	1.00	4.42	17.69	0.25	0.25	0
Dainter	16.06.00	30.94	2.27	13.66	15.86	0.86	1.95	194013
Dainter	23.06.00	29.92	2.15	13.93	15.16	0.92	1.97	35605
Doyian	09.12.98	34.40	0.81	42.70	42.70	1.00	0.81	0
Doyian	23.02.99	26.05	0.67	38.75	40.87	0.95	0.64	0
Doyian	17.04.99	92.13	1.37	67.52	48.19	1.40	1.91	0
Doyian	22.04.99	117.15	1.48	79.14	50.33	1.57	2.33	0
Doyian	29.04.99	196.20	1.95	100.96	54.90	1.84	3.58	1473
Doyian	05.05.99	162.01	1.76	92.25	52.16	1.77	3.11	663
Doyian	30.05.99	342.69	2.88	119.27	57.04	2.09	6.02	13420
Doyian	06.06.99	265.06	2.59	102.56	53.38	1.92	4.97	50996
Doyian	15.06.99	305.87	2.79	109.70	55.51	1.98	5.52	22507
Doyian	23.06.99	296.58	2.71	109.63	53.38	2.05	5.57	5872
Doyian	22.09.99	135.54	2.11	64.31	52.46	1.23	2.59	5941
Doyian	10.05.00	244.51	2.45	99.79	53.38	1.87	4.59	0
Doyian	15.06.00	244.12	2.36	103.77	51.24	1.87	4.59	1300
Duber	11.06.97	73.80	3.25	22.74	18.30	1.24	4.04	22539
Duber	07.12.98	8.67	1.09	7.99	14.03	0.57	0.62	0
Duber	21.12.98	6.26	1.11	5.67	13.73	0.41	0.46	0
Duber	20.02.99	12.07	1.32	9.17	14.34	0.64	0.84	0
Duber	09.04.99	17.93	1.66	10.78	18.00	0.60	1.00	0
Duber	16.04.99	30.58	1.86	16.48	19.22	0.86	1.59	0
Duber	27.04.99	40.84	1.87	21.84	18.30	1.19	2.24	0
Duber	05.05.99	36.95	1.78	20.74	18.30	1.13	2.02	0
Duber	11.05.99	62.77	2.38	26.40	18.30	1.44	3.44	0
Duber	27.05.99	59.38	2.36	25.22	18.30	1.38	3.25	2707
Duber	28.05.99	64.67	2.37	27.38	19.22	1.42	3.37	14694
Duber	08.06.99	72.92	2.86	25.51	19.22	1.33	3.80	137835
Duber	09.06.99	96.36	2.97	32.54	19.22	1.69	5.02	177985
Duber	13.06.99	72.37	3.03	23.89	19.22	1.24	3.77	21593
Duber	25.06.99	55.36	2.50	22.16	18.91	1.17	2.93	2770
Duber	20.09.99	25.88	2.10	12.36	18.91	0.65	1.37	207
Duber	27.04.00	28.82	2.19	13.18	15.85	0.83	1.82	2007
Duber	12.05.00	54.96	2.58	21.27	17.69	1.20	3.11	71230

Anhang A2.2

Station	Datum	Q	V	A	B	y	q	G _G
[-]	[-]	[m ³ /s]	[m/s]	[m ²]	[m]	[m]	[m ² /s]	[kg/d]
Duber	01.06.00	32.87	2.37	13.87	15.86	0.87	2.07	209
Duber	02.06.00	32.50	2.10	15.49	15.86	0.98	2.05	210
Duber	03.06.00	38.78	2.31	16.81	16.01	1.05	2.42	1051
Duber	04.06.00	32.82	1.98	16.64	15.86	1.05	2.07	404
Duber	05.06.00	29.62	1.95	15.23	15.86	0.96	1.87	161
Duber	07.06.00	29.20	1.91	15.31	15.86	0.97	1.84	208
Duber	08.06.00	32.81	2.01	16.33	16.01	1.02	2.05	665
Duber	09.06.00	36.62	2.14	17.11	16.17	1.06	2.27	396
Duber	10.06.00	39.59	2.34	16.97	16.17	1.05	2.45	3423
Duber	11.06.00	32.83	2.04	16.10	15.86	1.02	2.07	551
Duber	12.06.00	33.41	2.06	16.22	15.86	1.02	2.11	518
Duber	13.06.00	36.71	2.19	16.80	16.17	1.04	2.27	2358
Duber	25.06.00	37.19	2.18	17.12	16.47	1.04	2.26	1929
Golen Gol	16.09.99	19.79	2.09	9.47	14.95	0.63	1.33	24421
Golen Gol	17.09.99	19.65	2.05	9.60	14.95	0.64	1.32	23321
Golen Gol	02.07.00	18.16	1.91	9.54	14.95	0.64	1.22	8386
Golen Gol	03.07.00	22.48	2.05	10.98	14.64	0.75	1.54	8224
Gosak	08.12.98	0.99	0.56	1.76	6.41	0.27	0.15	0
Gosak	21.02.99	2.29	0.49	4.68	10.07	0.46	0.23	0
Gosak	12.04.99	15.96	2.01	7.94	11.29	0.70	1.42	2941
Gosak	26.04.99	6.20	1.68	3.69	7.93	0.47	0.78	0
Gosak	06.05.99	8.53	1.81	4.72	8.24	0.57	1.04	0
Gosak	30.05.99	12.08	1.52	7.97	12.81	0.62	0.94	143
Gosak	07.06.99	16.18	1.64	9.88	12.81	0.77	1.27	235
Gosak	14.06.99	16.32	1.71	9.57	13.42	0.71	1.22	7312
Gosak	24.06.99	11.73	1.56	7.54	12.51	0.60	0.94	11
Gosak	11.05.00	9.98	1.27	7.84	11.58	0.68	0.86	0
Gosak	03.06.00	9.31	1.50	6.22	8.39	0.74	1.11	18
Gosak	14.06.00	8.50	1.41	6.05	7.93	0.76	1.07	22
Gulshanabad	03.12.98	6.03	1.21	5.01	13.12	0.38	0.46	0
Gulshanabad	16.02.99	3.79	0.92	4.13	13.12	0.31	0.29	0
Gulshanabad	07.04.99	14.46	1.36	10.67	20.28	0.53	0.71	0
Gulshanabad	30.04.99	40.01	2.27	17.68	20.13	0.88	1.99	0
Gulshanabad	11.06.99	71.60	2.70	26.58	23.49	1.13	3.05	7305
Gulshanabad	28.06.99	81.43	2.73	29.82	24.10	1.24	3.38	11809
Gulshanabad	29.06.99	84.80	2.73	31.16	24.10	1.29	3.52	6814
Gulshanabad	13.09.99	29.58	1.90	15.59	19.22	0.81	1.54	265
Gulshanabad	15.09.99	29.27	1.88	15.60	19.83	0.79	1.48	361
Gulshanabad	23.04.00	27.10	1.85	14.67	19.20	0.76	1.41	0
Gulshanabad	06.06.00	41.51	2.19	18.95	21.64	0.88	1.92	120
Gulshanabad	28.06.00	57.63	2.25	25.61	22.88	1.12	2.52	8680
Gulshanabad	30.06.00	64.43	2.54	25.44	23.79	1.07	2.71	2014
Harpo	13.12.98	3.21	0.80	4.01	14.64	0.27	0.22	0
Harpo	16.12.98	2.91	0.74	3.95	14.34	0.28	0.20	0
Harpo	27.02.99	3.19	1.10	2.89	8.85	0.33	0.36	0
Harpo	01.03.99	2.76	0.96	2.88	10.07	0.29	0.27	0
Harpo	01.05.99	1.98	0.70	2.83	10.07	0.28	0.20	0
Harpo	04.05.99	2.31	0.82	2.82	10.07	0.28	0.23	0
Harpo	08.05.99	2.06	0.55	3.76	7.63	0.49	0.27	0
Harpo	04.06.99	2.51	0.80	3.15	10.07	0.31	0.25	0
Harpo	26.09.99	4.55	1.63	2.80	7.93	0.35	0.57	12
Harpo	19.06.00	4.77	1.33	3.58	8.85	0.40	0.54	228
Harpo	22.06.00	3.82	1.27	3.01	8.85	0.34	0.43	36
Jildat	05.12.98	7.60	0.62	12.24	17.08	0.72	0.45	0

Anhang A2.3

Station	Datum	Q	V	A	B	y	q	G _G
[-]	[-]	[m ³ /s]	[m/s]	[m ²]	[m]	[m]	[m ² /s]	[kg/d]
Jildat	15.02.99	5.83	0.55	10.54	16.47	0.64	0.35	0
Jildat	08.04.99	14.02	0.88	15.90	17.69	0.90	0.79	0
Jildat	01.05.99	40.54	1.61	25.29	18.91	1.34	2.15	0
Jildat	12.06.99	99.91	2.47	40.56	19.52	2.08	5.13	42722
Jildat	27.06.99	103.35	2.55	40.60	19.52	2.08	5.30	46113
Jildat	12.09.99	27.33	1.18	23.26	19.52	1.19	1.40	143
Jildat	14.09.99	28.94	1.22	23.81	18.30	1.30	1.58	619
Jildat	21.04.00	26.44	1.13	23.42	19.20	1.22	1.38	0
Jildat	23.04.00	29.98	1.23	24.41	19.20	1.27	1.56	256
Jildat	27.06.00	71.34	2.10	34.04	18.91	1.80	3.78	15047
Jildat	29.06.00	77.86	2.23	35.03	19.22	1.82	4.06	23007
Kayal	11.04.99	25.70	2.11	12.20	10.07	1.21	2.56	0
Kund	20.12.98	3.11	0.64	4.85	16.78	0.29	0.19	0
Kund	19.02.99	20.05	1.52	13.23	18.30	0.72	1.10	0
Kund	10.04.99	40.76	3.29	12.39	19.00	0.65	2.14	1071
Kund	15.04.99	38.23	1.82	21.07	24.40	0.86	1.57	0
Kund	28.04.99	19.68	1.29	15.28	18.30	0.84	1.08	0
Kund	26.05.99	11.97	0.93	12.86	19.83	0.65	0.60	0
Kund	09.06.99	12.66	0.96	13.16	20.44	0.64	0.62	0
Kund	19.09.99	6.73	1.04	6.51	15.25	0.43	0.44	0
Kund	27.04.00	19.84	1.35	14.75	21.64	0.68	0.92	3069
Kund	12.05.00	11.33	1.27	8.92	19.81	0.45	0.57	0
Kund	12.06.00	7.33	0.79	9.23	17.39	0.53	0.42	30
Naltar	10.12.98	3.36	0.90	3.74	9.15	0.41	0.37	0
Naltar	26.02.99	2.54	0.84	3.03	8.85	0.34	0.29	0
Naltar	19.04.99	2.81	0.85	3.33	7.93	0.42	0.36	0
Naltar	06.05.99	2.99	0.74	4.06	10.37	0.39	0.29	0
Naltar	31.05.99	13.46	1.36	9.91	10.98	0.90	1.23	0
Naltar	16.06.99	18.67	1.60	11.66	11.44	1.02	1.64	640
Naltar	23.09.99	17.68	1.91	9.27	10.98	0.84	1.61	120
Naltar	09.05.00	6.01	0.82	7.33	10.67	0.69	0.56	0
Naltar	16.06.00	14.18	1.46	9.71	11.29	0.86	1.26	61
Naltar	23.06.00	13.55	1.38	9.80	11.29	0.87	1.20	115
Talo	16.12.98	1.88	0.97	1.95	6.10	0.32	0.31	0
Talo	30.04.99	2.46	0.97	2.54	8.85	0.29	0.28	0
Talo	01.05.99	1.92	0.83	2.33	8.85	0.26	0.22	0
Talo	08.05.99	2.06	0.86	2.40	8.85	0.27	0.23	0
Talo	03.06.99	1.85	0.92	2.02	7.02	0.29	0.26	0
Talo	17.06.99	4.43	1.35	3.29	8.24	0.40	0.54	645
Talo	18.06.99	4.84	1.63	2.97	10.37	0.29	0.47	4465
Talo	26.09.99	2.00	0.95	2.12	8.54	0.25	0.23	18
Talo	30.09.99	2.10	0.99	2.12	8.24	0.26	0.25	8
Thauti Bridge	18.12.98	17.69	1.15	15.47	31.42	0.49	0.56	0
Thauti Bridge	21.02.99	19.26	1.20	16.00	31.72	0.50	0.61	0
Thauti Bridge	12.04.99	86.00	2.73	31.51	36.60	0.86	2.35	0
Thauti Bridge	26.04.99	93.64	2.65	35.42	41.48	0.85	2.26	0
Thauti Bridge	06.05.99	113.45	2.59	43.90	42.09	1.04	2.70	0
Thauti Bridge	29.05.99	204.02	2.95	69.18	45.45	1.52	4.50	27101
Thauti Bridge	07.06.99	271.02	3.47	78.15	46.67	1.67	5.82	360745
Thauti Bridge	14.06.99	197.64	3.05	64.93	44.23	1.47	4.48	28573
Thauti Bridge	24.06.99	202.59	3.08	65.79	44.23	1.49	4.59	11245
Thauti Bridge	21.09.99	73.54	1.98	37.21	41.18	0.90	1.79	993
Thauti Bridge	14.06.00	124.62	2.41	51.88	43.31	1.20	2.88	4205
Thauti Bridge	24.06.00	135.25	2.55	53.08	43.01	1.23	3.15	2599

Anhang A2.4

Station	Datum	Q	V	A	B	y	q	G _G
[-]	[-]	[m ³ /s]	[m/s]	[m ²]	[m]	[m]	[m ² /s]	[kg/d]
Tormik	15.12.98	3.10	0.66	4.70	10.37	0.45	0.30	0
Tormik	27.02.99	2.49	0.62	4.05	10.07	0.40	0.25	0
Tormik	01.05.99	3.51	0.67	5.27	13.12	0.40	0.27	0
Tormik	04.05.99	2.78	0.56	4.93	11.90	0.41	0.23	0
Tormik	08.05.99	4.32	0.80	5.42	13.12	0.41	0.33	0
Tormik	03.06.99	13.90	2.41	5.77	9.15	0.63	1.52	9206
Tormik	17.06.99	27.85	2.49	11.22	9.76	1.15	2.86	109495
Tormik	18.06.99	13.53	1.82	7.44	9.46	0.79	1.43	12037
Tormik	27.09.99	7.06	1.42	5.00	9.46	0.53	0.75	238
Tormik	30.09.99	6.51	1.38	4.71	9.46	0.50	0.69	36
Tormik	20.06.00	10.94	1.89	5.81	9.46	0.61	1.16	7835
Tormik	21.06.00	9.16	1.60	5.73	9.46	0.61	0.97	5315
Utror	02.12.98	2.38	0.56	4.21	9.76	0.43	0.24	0
Utror	16.02.99	1.37	0.37	3.67	9.76	0.38	0.14	0
Utror	07.04.99	3.98	0.67	5.96	10.07	0.59	0.40	0
Utror	30.04.99	12.66	1.08	11.71	13.42	0.87	0.95	0
Utror	11.06.99	30.93	1.75	17.67	13.42	1.32	2.31	3455
Utror	28.06.99	22.07	1.38	15.98	12.81	1.25	1.73	1394
Utror	13.09.99	7.63	0.78	9.86	11.59	0.85	0.66	0
Utror	15.09.99	7.02	0.69	10.16	11.59	0.88	0.61	0

Anhang A3.1

Naturmessungen in den Vertikalen

SN	Siebnummer
N	Nummer der Messung
NV	Nummer der Vertikalen bei Messung
T	Messdauer
G _G	Geschiebetransportmenge
y	mittlere Wassertiefe
v	tiefengemittelte Geschwindigkeit an Messvertikaler
q	spezifischer Abfluss an Messvertikaler
g _G	Geschiebetransportrate pro Einheitsmeter
d _{50G}	Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang des Geschiebes
d _{mG}	maßgebender Korndurchmesser des Geschiebes

Station	Datum	SN	N	NV	T	G _G	y	v	q	g _G	d _{16G}	d _{30G}	d _{50G}	d _{84G}	d _{90G}	d _{mG}
		[#]	[#]	[#]	[min]	[kg]	[m]	[m/s]	[m ³ /sm]	[kg/ms]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Bahrain	05.12.98	-	1	14	10.0	0.000	0.37	0.41	0.15	0.0000	-	-	-	-	-	-
Bahrain	15.02.99	-	1	25	10.0	0.000	0.48	0.38	0.18	0.0000	-	-	-	-	-	-
Bahrain	17.02.99	-	1	24	10.0	0.000	0.57	0.76	0.43	0.0000	-	-	-	-	-	-
Bahrain	09.04.99	-	1	56	10.0	0.000	0.98	1.80	1.76	0.0000	-	-	-	-	-	-
Bahrain	10.06.99	190	1	95	5.0	0.128	0.64	1.59	1.02	0.0017	2	3	4	9	11	5
Bahrain	10.06.99	191	1	100	5.0	0.079	0.98	1.30	1.28	0.0011	2	3	4	23	26	9
Bahrain	10.06.99	192	1	145	5.0	0.134	0.92	1.76	1.62	0.0018	2	3	4	7	12	6
Bahrain	10.06.99	193	1	150	5.0	0.154	1.18	0.17	0.20	0.0021	2	2	3	10	13	5
Bahrain	10.06.99	194	2	95	5.0	0.078	0.64	1.59	1.02	0.0010	2	3	4	7	8	4
Bahrain	10.06.99	195	2	100	5.0	0.207	0.98	1.30	1.28	0.0028	2	3	4	10	12	6
Bahrain	10.06.99	196	2	145	5.0	0.112	0.92	1.76	1.62	0.0015	2	2	3	5	7	4
Bahrain	10.06.99	197	2	150	5.0	0.149	1.18	0.17	0.20	0.0020	2	3	3	7	8	5
Bahrain	12.09.99	-	1	18	5.0	0.000	0.60	0.99	0.60	0.0000	-	-	-	-	-	-
Bahrain	12.09.99	-	1	33	5.0	0.000	0.61	1.27	0.77	0.0000	-	-	-	-	-	-
Bahrain	14.09.99	-	1	16	5.0	0.000	0.57	1.05	0.60	0.0000	-	-	-	-	-	-
Bahrain	14.09.99	-	1	32	5.0	0.000	0.58	0.60	0.35	0.0000	-	-	-	-	-	-
Banna	10.06.97	38	1	7.9	15.0	0.049	-	-	-	0.0002	1	1	1	4	3	2
Banna	10.06.97	42	1	23	15.0	0.346	-	-	-	0.0015	1	1	1	2	1	2
Banna	10.06.97	41	1	34.6	15.0	0.062	-	-	-	0.0003	1	1	1	2	2	2
Banna	10.06.97	39	2	7.9	15.0	0.028	-	-	-	0.0001	1	1	1	2	3	2
Banna	10.06.97	43	2	23	15.0	0.174	-	-	-	0.0008	1	1	1	3	4	2
Banna	10.06.97	45	2	34.6	15.0	0.046	-	-	-	0.0002	1	1	1	2	20	2
Banna	10.06.97	40	3	7.9	15.0	0.065	-	-	-	0.0003	1	1	1	2	3	2
Banna	10.06.97	44	3	23	15.0	0.190	-	-	-	0.0008	1	1	1	2	3	2
Banna	10.06.97	46	3	34.6	15.0	0.069	-	-	-	0.0003	1	1	2	3	4	2
Banna	15.04.99	-	1	18	10.0	0.441	1.03	2.27	2.34	0.0029	f					
Banna	15.04.99	-	1	30	10.0	0.000	0.88	3.10	2.73	0.0000	-	-	-	-	-	-
Banna	04.05.99	-	1	33	10.0	0.000	0.77	2.61	2.01	0.0000	-	-	-	-	-	-
Banna	26.05.99	-	1	33	10.0	0.000	0.49	2.18	1.07	0.0000	-	-	-	-	-	-
Banna	19.09.99	-	1	15	5.0	0.000	0.46	1.09	0.50	0.0000	-	-	-	-	-	-
Banna	19.09.99	-	1	18	5.0	0.000	0.41	1.03	0.42	0.0000	-	-	-	-	-	-
Dainter	16.06.00	581	1	12	5.0	2.481	1.04	2.38	2.48	0.0331	4	6	10	25	29	14
Dainter	16.06.00	582	1	24	5.0	42.299	2.18	2.35	5.12	0.5640	3	5	9	38	56	19
Dainter	16.06.00	583	1	36	5.0	1.059	1.73	1.34	2.31	0.0141	2	2	3	6	8	4
Dainter	23.06.00	479	1	12	5.0	1.171	1.03	2.55	2.63	0.0156	3	4	7	16	22	10
Dainter	23.06.00	480	1	24	3.0	1.332	2.17	2.93	6.36	0.0296	4	5	9	41	49	18
Dainter	23.06.00	481	1	36	5.0	2.526	1.72	1.56	2.68	0.0337	2	3	5	12	15	7
Dainter	23.06.00	482	2	12	5.0	0.275	1.03	2.55	2.63	0.0037	9	17	21	28	29	20
Dainter	23.06.00	483	2	24	4.0	4.712	2.17	2.93	6.36	0.0785	4	7	11	27	31	15
Dainter	23.06.00	484	2	36	5.0	3.832	1.72	1.56	2.68	0.0511	2	3	4	11	14	6
Doyian	9.12.98	-	1	30	10.0	0.000	1.90	0.62	1.18	0.0000	-	-	-	-	-	-
Doyian	23.02.99	-	1	30	10.0	0.000	1.80	0.53	0.95	0.0000	-	-	-	-	-	-
Doyian	17.04.99	-	1	40	10.0	0.000	2.01	1.38	2.78	0.0000	-	-	-	-	-	-

Anhang A3.2

Station	Datum	SN	N	NV	T	G _G	y	v	q	g _G	d _{16G}	d _{30G}	d _{50G}	d _{84G}	d _{90G}	d _{mG}
		[#]	[#]	[#]	[min]	[kg]	[m]	[m/s]	[m ³ /sm]	[kg/ms]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Doyian	22.04.99	-	1	40	10.0	0.000	2.26	1.46	3.29	0.0000	-	-	-	-	-	-
Doyian	29.04.99	332	1	25	15.0	0.279	3.36	1.60	5.37	0.0012	2	2	3	4	5	3
Doyian	05.05.99	333	1	25	15.0	0.132	3.11	1.36	4.24	0.0006	2	3	4	7	8	5
Doyian	30.05.99	-	1	140/145	5.0	0.000	1.71	2.04	3.49	0.0000	-	-	-	-	-	-
Doyian	30.05.99	150	1	120/125	5.0	0.106	2.32	3.06	7.09	0.0014	3	5	8	17	22	10
Doyian	30.05.99	151	1	80	5.0	0.865	2.29	3.82	8.74	0.0115	5	7	10	25	27	14
Doyian	30.05.99	152	1	40	5.0	0.012	2.90	2.97	8.61	0.0002	4	5	7	13	14	8
Doyian	06.06.99	159	1	120/125	5.0	0.547	2.12	2.42	5.14	0.0073	3	5	8	23	26	12
Doyian	06.06.99	160	1	100/105	5.0	0.637	1.95	3.30	6.44	0.0085	3	4	7	17	22	10
Doyian	06.06.99	161	1	80	5.0	1.896	2.09	3.07	6.42	0.0253	3	4	7	22	29	12
Doyian	06.06.99	162	1	60	5.0	0.844	2.15	3.17	6.81	0.0113	2	3	4	6	11	6
Doyian	06.06.99	163	1	40	5.0	1.760	2.70	2.77	7.47	0.0235	3	3	5	6	18	8
Doyian	06.06.99	164	2	120/125	5.0	0.325	2.12	2.42	5.14	0.0043	3	4	7	19	24	10
Doyian	06.06.99	165	2	80	5.0	2.206	2.09	3.07	6.42	0.0294	4	6	10	21	25	12
Doyian	06.06.99	166	2	40	5.0	0.947	2.70	2.77	7.47	0.0126	2	3	4	7	11	5
Doyian	15.06.99	239	1	120	5.0	0.188	2.20	2.86	6.29	0.0025	2	3	4	7	8	5
Doyian	15.06.99	240	1	100	5.0	0.618	2.02	3.51	7.09	0.0082	3	5	7	16	22	10
Doyian	15.06.99	241	1	80	5.0	0.501	2.17	3.82	8.29	0.0067	3	4	6	21	25	10
Doyian	15.06.99	242	1	60	5.0	1.010	2.23	3.41	7.62	0.0135	3	3	5	12	15	7
Doyian	15.06.99	243	1	40	5.0	0.044	2.78	2.66	7.41	0.0006	4	5	8	27	28	14
Doyian	15.06.99	244	2	120	5.0	0.053	2.20	2.86	6.29	0.0007	2	3	4	6	7	4
Doyian	15.06.99	245	2	100	5.0	0.507	2.02	3.51	7.09	0.0068	2	3	4	8	11	5
Doyian	15.06.99	246	2	80	5.0	0.722	2.17	3.82	8.29	0.0096	3	4	5	13	15	7
Doyian	15.06.99	247	2	60	5.0	2.522	2.23	3.41	7.62	0.0336	3	5	10	45	51	19
Doyian	15.06.99	248	2	40	5.0	0.435	2.78	2.66	7.41	0.0058	3	3	4	7	8	5
Doyian	15.06.99	249	3	60	5.0	1.565	2.23	3.41	7.62	0.0209	3	4	7	17	22	10
Doyian	22.09.99	373	1	40	5.0	0.310	1.37	2.89	3.97	0.0041	9	18	22	28	30	20
Doyian	22.09.99	374	1	60	5.0	0.354	1.37	2.44	3.35	0.0047	2	3	4	7	8	5
Doyian	22.09.99	375	1	80	5.0	0.379	1.59	2.00	3.17	0.0051	2	2	3	4	6	3
Doyian	22.09.99	376	1	100	5.0	0.011	1.83	1.97	3.61	0.0002	2	3	3	5	6	4
Doyian	22.09.99	377	1	120	5.0	0.003	1.62	1.45	2.34	0.0000	2	3	3	5	6	4
Doyian	22.09.99	-	1	140	5.0	0.000	1.19	1.89	2.25	0.0000	-	-	-	-	-	-
Doyian	22.09.99	378	2	40	5.0	0.034	1.37	2.89	3.97	0.0005	3	4	6	9	12	6
Doyian	22.09.99	379	2	60	5.0	0.257	1.37	2.44	3.35	0.0034	2	3	4	8	13	6
Doyian	22.09.99	380	2	80	5.0	0.134	1.59	2.00	3.17	0.0018	2	2	3	6	6	3
Doyian	22.09.99	381	2	100	5.0	0.029	1.83	1.97	3.61	0.0004	3	3	4	7	7	4
Doyian	22.09.99	381a	2	120	5.0	0.006	1.62	1.45	2.34	0.0001	2	3	3	3	5	3
Doyian	22.09.99	-	2	140	5.0	0.000	1.19	1.89	2.25	0.0000	-	-	-	-	-	-
Doyian	23.06.99	-	1	120	5.0	0.000	2.05	2.70	5.53	0.0000	-	-	-	-	-	-
Doyian	23.06.99	275	1	100	5.0	0.285	1.87	3.36	6.29	0.0038	3	4	7	15	21	9
Doyian	23.06.99	276	1	80	5.0	0.163	2.02	3.21	6.50	0.0022	3	3	5	10	12	6
Doyian	23.06.99	277	1	60	5.0	0.274	2.08	2.91	6.07	0.0036	3	3	4	8	9	5
Doyian	23.06.99	278	1	40	5.0	0.191	2.63	2.92	7.69	0.0025	2	3	4	6	7	4
Doyian	23.06.99	-	2	120	5.0	0.000	2.05	2.70	5.53	0.0000	-	-	-	-	-	-
Doyian	23.06.99	279	2	100	5.0	0.060	1.87	3.36	6.29	0.0008	3	4	5	8	11	6
Doyian	23.06.99	280	2	80	5.0	0.099	2.02	3.21	6.50	0.0013	3	3	4	8	11	5
Doyian	23.06.99	281	2	60	5.0	0.404	2.08	2.91	6.07	0.0054	3	4	6	13	15	8
Doyian	23.06.99	282	2	40	5.0	0.118	2.63	2.92	7.69	0.0016	2	3	3	6	7	4
Doyian	10.05.00	-	1	60	5.0	0.000	1.95	3.02	5.90	0.0000	-	-	-	-	-	-
Doyian	10.05.00	-	1	80	5.0	0.000	1.89	2.22	4.21	0.0000	-	-	-	-	-	-
Doyian	10.05.00	-	1	120	5.0	0.000	1.92	1.73	3.32	0.0000	-	-	-	-	-	-
Doyian	15.06.00	-	1	120	5.0	0.000	1.92	1.21	2.32	0.0000	-	-	-	-	-	-
Doyian	15.06.00	-	1	100	5.0	0.000	1.74	1.90	3.30	0.0000	-	-	-	-	-	-

Anhang A3.3

Station	Datum	SN	N	NV	T	G _G	y	v	q	g _G	d _{16G}	d _{30G}	d _{50G}	d _{84G}	d _{90G}	d _{mG}
		[#]	[#]	[#]	[min]	[kg]	[m]	[m/s]	[m ³ /sm]	[kg/ms]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Doyian	15.06.00	550	1	80	5.0	0.069	1.89	2.53	4.79	0.0009	2	2	3	4	4	3
Doyian	15.06.00	551	1	60	5.0	0.054	1.95	3.00	5.85	0.0007	2	2	3	4	5	3
Doyian	15.06.00	552	2	80	5.0	0.072	1.89	2.53	4.79	0.0010	2	2	3	4	4	3
Doyian	15.06.00	553	2	60	5.0	0.077	1.95	3.00	5.85	0.0010	2	3	3	5	6	4
Duber	11.06.97	53	1	45	15.0	6.272	1.48	4.80	7.11	0.0279	4	16	28	52	56	29
Duber	11.06.97	51	1	30	15.0	8.366	1.39	3.96	5.51	0.0372	2	4	7	29	41	13
Duber	11.06.97	47	1	15	15.0	0.129	0.82	1.43	1.17	0.0006	1	2	3	7	6	4
Duber	11.06.97	52	2	45	15.0	5.247	1.48	4.80	7.11	0.0233	2	3	5	12	17	7
Duber	11.06.97	50	2	30	15.0	13.583	1.39	3.96	5.51	0.0604	3	5	9	28	39	15
Duber	11.06.97	48	2	15	15.0	0.214	0.82	1.43	1.17	0.0009	1	1	1	2	3	1
Duber	07.12.98	-	1	18	10.0	0.000	0.73	1.54	1.12	0.0000	-	-	-	-	-	-
Duber	21.12.98	-	1	42	10.0	0.000	0.71	1.19	0.84	0.0000	-	-	-	-	-	-
Duber	20.02.99	-	1	18	10.0	0.000	0.92	1.78	1.64	0.0000	-	-	-	-	-	-
Duber	09.04.99	329	1	19.7	10.0	0.257	0.70	1.63	1.14	0.0017	2	3	4	8	12	6
Duber	09.04.99	330		29.5	10.0	0.432	0.95	1.70	1.62	0.0029	2	3	4	9	13	6
Duber	09.04.99	-		49.2	10.0	0.000	0.90	1.46	1.31	0.0000	-	-	-	-	-	-
Duber	16.04.99	-	1	24	10.0	0.000	0.98	2.27	2.23	0.0000	-	-	-	-	-	-
Duber	16.04.99	-	1	52	10.0	0.000	1.40	1.90	2.66	0.0000	-	-	-	-	-	-
Duber	27.04.99	-	1	24	5.0	0.000	1.05	2.08	2.19	0.0000	-	-	-	-	-	-
Duber	27.04.99	-	1	51/52	5.0	0.000	1.47	2.36	3.47	0.0000	-	-	-	-	-	-
Duber	05.05.99	-	1	24	10.0	0.000	1.03	2.00	2.06	0.0000	-	-	-	-	-	-
Duber	05.05.99	-	1	51/52	10.0	0.000	1.45	1.95	2.82	0.0000	-	-	-	-	-	-
Duber	11.05.99	-	1	24	10.0	0.000	1.25	2.78	3.47	0.0000	-	-	-	-	-	-
Duber	11.05.99	-	1	51/52	10.0	0.000	1.67	2.72	4.54	0.0000	-	-	-	-	-	-
Duber	27.05.99	133	1	21	10.0	0.201	1.07	2.27	2.43	0.0013	3	3	5	9	11	6
Duber	27.05.99	134	1	39	10.0	0.059	1.38	4.43	6.11	0.0004	10	13	18	27	29	18
Duber	27.05.99	135	1	42	10.0	0.429	1.48	3.70	5.48	0.0029	5	7	14	48	54	23
Duber	27.05.99	136	1	45/46	10.0	1.029	1.38	4.06	5.60	0.0069	4	6	9	20	24	11
Duber	28.05.99	137	1	42	10.0	3.306	1.67	3.31	5.53	0.0220	6	11	19	49	54	25
Duber	28.05.99	138	1	56/57	10.0	0.135	1.31	1.76	2.30	0.0009	2	3	4	7	8	4
Duber	28.05.99	139	1	54/55	10.0	0.284	1.49	1.76	2.62	0.0019	2	3	4	8	12	6
Duber	28.05.99	140	1	32/33	10.0	0.543	1.32	2.38	3.14	0.0036	9	11	14	25	28	16
Duber	28.05.99	141	1	21	10.0	3.360	1.09	2.72	2.96	0.0224	3	4	6	13	15	8
Duber	28.05.99	142	1	21	10.0	0.631	1.09	2.72	2.96	0.0042	5	10	32	68	73	34
Duber	28.05.99	143	2	19	10.0	0.379	0.95	2.04	1.94	0.0025	3	3	5	12	14	7
Duber	28.05.99	144	2	36	10.0	0.435	1.38	4.01	5.53	0.0029	9	11	14	24	27	16
Duber	28.05.99	145	2	36	10.0	0.090	1.38	4.01	5.53	0.0006	32	38	45	57	59	43
Duber	28.05.99	146	2	42	10.0	9.385	1.67	3.31	5.53	0.0626	14	29	56	107	112	59
Duber	28.05.99	147	2	57	10.0	0.212	1.31	1.76	2.30	0.0014	3	3	6	13	15	7
Duber	08.06.99	173	1	27	5.0	0.849	1.56	3.17	4.95	0.0113	17	23	31	53	57	33
Duber	08.06.99	174	1	45	5.0	27.187	1.85	3.57	6.61	0.3625	12	19	29	52	56	31
Duber	08.06.99	175	1	57	5.0	0.541	1.31	1.93	2.53	0.0072	2	3	5	9	12	6
Duber	08.06.99	176	2	21	5.0	1.646	1.27	2.72	3.45	0.0219	3	5	9	23	26	12
Duber	08.06.99	177	2	42	2.5	2.321	1.85	4.95	9.15	0.0619	5	8	13	31	42	18
Duber	08.06.99	178	2	48	2.5	0.265	1.85	4.22	7.81	0.0071	5	7	12	24	27	14
Duber	08.06.99	179	2	57	5.0	0.444	1.49	1.93	2.88	0.0059	3	3	5	10	12	6
Duber	08.06.99	180	3	21	5.0	7.179	1.27	2.72	3.45	0.0957	4	7	13	31	43	18
Duber	08.06.99	181	3	44/45	2.5	36.231	1.80	3.57	6.43	0.9662	41	145	166	172	183	113
Duber	08.06.99	182	3	57	5.0	1.387	1.49	1.93	2.88	0.0185	3	5	7	14	16	9
Duber	09.06.99	183	1	57	5.0	2.362	1.58	2.55	4.03	0.0315	3	5	7	15	21	10
Duber	09.06.99	184	1	42	2.5	31.135	1.92	3.99	7.67	0.8303	124	137	205	236	241	172
Duber	09.06.99	185	1	18/19	5.0	1.616	1.17	3.03	3.54	0.0215	4	6	9	20	24	11
Duber	09.06.99	186	2	57	5.0	0.907	1.58	2.55	4.03	0.0121	3	5	7	15	16	9

Anhang A3.4

Station	Datum	SN	N	NV	T	G _G	y	v	q	g _G	d _{16G}	d _{30G}	d _{50G}	d _{84G}	d _{90G}	d _{mG}
		[#]	[#]	[#]	[min]	[kg]	[m]	[m/s]	[m ³ /sm]	[kg/ms]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Duber	09.06.99	187	2	42	1.5	2.062	1.92	3.99	7.67	0.0916	10	15	24	48	54	27
Duber	09.06.99	188	2	18/19	5.0	1.726	1.17	3.03	3.54	0.0230	4	7	14	40	49	20
Duber	09.06.99	189	3	42	1.5	0.776	1.92	3.99	7.67	0.0345	9	12	17	27	29	17
Duber	13.06.99	217	1	21	5.0	0.243	1.12	3.33	3.73	0.0032	1	1	4	8	10	5
Duber	13.06.99	218	1	42	5.0	0.265	1.70	4.88	8.30	0.0035	2	5	7	15	19	9
Duber	13.06.99	219	1	57	5.0	0.059	1.36	2.22	3.02	0.0008	1	2	5	10	12	6
Duber	13.06.99	220	2	21	5.0	0.249	1.12	3.33	3.73	0.0033	1	1	2	9	11	6
Duber	13.06.99	221	2	42	5.0	6.124	1.70	4.88	8.30	0.0816	14	28	43	73	82	44
Duber	13.06.99	222	2	57	5.0	0.029	1.36	2.22	3.02	0.0004	0	1	2	7	8	5
Duber	13.06.99	223	3	21	5.0	0.099	1.12	3.33	3.73	0.0013	0	1	2	7	7	4
Duber	13.06.99	224	3	42	5.0	3.076	1.70	4.88	8.30	0.0410	6	10	16	31	43	20
Duber	13.06.99	225	3	57	5.0	0.066	1.36	2.22	3.02	0.0009	0	1	4	9	12	5
Duber	25.06.99	290	1	21	5.0	0.021	0.97	2.89	2.80	0.0003	0	1	2	12	13	6
Duber	25.06.99	291	1	42	5.0	0.179	1.55	3.19	4.95	0.0024	2	6	9	22	26	12
Duber	25.06.99	292	1	50/51	5.0	0.263	1.32	2.75	3.63	0.0035	6	9	13	24	27	14
Duber	25.06.99	293	2	21	5.0	0.024	0.97	2.89	2.80	0.0003	2	3	4	7	7	4
Duber	25.06.99	294	2	42	5.0	0.334	1.55	3.19	4.95	0.0045	4	5	7	13	14	8
Duber	25.06.99	295	2	50/51	5.0	0.928	1.32	2.75	3.63	0.0124	10	15	23	47	53	26
Duber	25.06.99	296	3	42	5.0	0.159	1.55	3.19	4.95	0.0021	3	4	6	14	16	8
Duber	25.06.99	297	3	50/51	5.0	0.047	1.32	2.75	3.63	0.0006	3	4	5	11	13	7
Duber	20.09.99	359	1	24	5.0	0.003	0.86	1.82	1.56	0.0000	3	3	4	7	7	5
Duber	20.09.99	360	1	42	5.0	0.012	1.24	3.10	3.84	0.0002	2	3	4	7	7	4
Duber	20.09.99	361	1	51	5.0	0.054	1.01	1.89	1.91	0.0007	7	9	12	18	23	13
Duber	20.09.99	362	2	24	5.0	0.022	0.86	1.82	1.56	0.0003	2	3	4	6	7	4
Duber	20.09.99	363	2	42	5.0	0.015	1.24	3.10	3.84	0.0002	2	3	4	7	7	4
Duber	20.09.99	364	2	51	5.0	0.001	1.01	1.89	1.91	0.0000	3	3	4	6	7	4
Duber	20.09.99	-	1	21	5.0	0.000	0.66	2.22	1.47	0.0000	3	3	4	6	7	4
Duber	20.09.99	-	2	21	5.0	0.000	0.66	2.22	1.47	0.0000	3	3	4	6	7	4
Duber	27.04.00	410	1	24	5.0	0.054	1.21	2.50	3.02	0.0007	2	3	3	7	8	4
Duber	27.04.00	411	1	42	5.0	0.066	1.27	2.90	3.68	0.0009	3	4	6	18	23	9
Duber	27.04.00	-	1	54	5.0	0.000	0.95	1.24	1.18	0.0000	-	-	-	-	-	-
Duber	27.04.00	412	2	24	5.0	0.045	1.21	2.50	3.02	0.0006	2	3	4	10	12	6
Duber	27.04.00	413	2	42	5.0	0.062	1.27	2.90	3.68	0.0008	3	4	6	12	13	7
Duber	27.04.00	-	2	54	5.0	0.000	0.95	1.24	1.18	0.0000	-	-	-	-	-	-
Duber	27.04.00	414	3	24	5.0	0.008	1.21	2.50	3.02	0.0001	2	3	4	7	7	4
Duber	27.04.00	415	3	42	5.0	0.835	1.27	2.90	3.68	0.0111	3	4	7	18	23	10
Duber	12.05.00	416	1	24	5.0	0.357	1.49	2.44	3.62	0.0048	3	5	9	51	55	23
Duber	12.05.00	417	1	42	10.0	40.772	1.55	3.62	5.59	0.2718	11	20	36	87	111	47
Duber	12.05.00	418	1	54	5.0	0.059	1.23	2.04	2.50	0.0008	3	3	4	7	8	5
Duber	12.05.00	419	2	24	5.0	0.277	1.49	2.44	3.62	0.0037	3	4	6	12	13	7
Duber	12.05.00	420	2	42	5.0	7.206	1.55	3.62	5.59	0.0961	5	7	12	31	36	17
Duber	12.05.00	421	2	54	5.0	0.113	1.23	2.04	2.50	0.0015	2	3	4	8	11	5
Duber	12.05.00	422	3	24	5.0	0.132	1.49	2.44	3.62	0.0018	2	3	4	7	8	5
Duber	12.05.00	423	3	42	5.0	1.285	1.55	3.62	5.59	0.0171	3	5	8	18	23	10
Duber	12.05.00	424	3	54	5.0	0.994	1.23	2.04	2.50	0.0133	2	3	4	7	8	5
Duber	01.06.00	436	1	24	5.0	0.007	1.23	2.67	3.28	0.0001	4	5	6	7	8	5
Duber	01.06.00	437	1	42	5.0	0.025	1.29	2.50	3.22	0.0003	6	8	10	14	15	10
Duber	01.06.00	438	1	54	5.0	0.008	0.97	1.67	1.62	0.0001	3	3	5	10	12	6
Duber	01.06.00	439	2	24	5.0	0.018	1.23	2.67	3.28	0.0002	4	6	8	13	14	8
Duber	01.06.00	440	2	42	6.0	0.012	1.29	2.50	3.22	0.0001	3	3	4	7	7	5
Duber	01.06.00	441	2	54	5.0	0.002	0.97	1.67	1.62	0.0000	2	3	4	7	7	4
Duber	02.06.00	442	1	24	5.0	0.010	1.24	2.44	3.03	0.0001	3	4	5	7	7	5
Duber	02.06.00	443	1	42	5.0	0.015	1.30	2.55	3.32	0.0002	3	4	6	12	13	7

Anhang A3.5

Station	Datum	SN	N	NV	T	G _G	y	v	q	g _G	d _{16G}	d _{30G}	d _{50G}	d _{84G}	d _{90G}	d _{mG}
		[#]	[#]	[#]	[min]	[kg]	[m]	[m/s]	[m ³ /sm]	[kg/ms]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Duber	02.06.00	444	1	54	5.0	0.008	0.98	2.06	2.02	0.0001	3	3	5	7	7	5
Duber	02.06.00	445	2	24	5.0	0.014	1.24	2.44	3.03	0.0002	3	3	4	7	7	4
Duber	02.06.00	446	2	42	5.0	0.017	1.30	2.55	3.32	0.0002	3	4	5	8	11	6
Duber	02.06.00	447	2	54	5.0	0.004	0.98	2.06	2.02	0.0001	2	3	4	6	7	4
Duber	02.06.00	448	3	24	5.0	0.004	1.24	2.44	3.03	0.0001	3	3	4	7	7	5
Duber	02.06.00	449	3	42	5.0	0.041	1.30	2.55	3.32	0.0006	2	3	5	25	28	12
Duber	02.06.00	450	3	54	5.0	0.003	0.98	2.06	2.02	0.0000	3	5	6	7	8	5
Duber	03.06.00	451	1	24	5.0	0.035	1.31	2.28	2.98	0.0005	3	4	6	12	14	7
Duber	03.06.00	452	1	42	5.0	0.215	1.37	2.80	3.84	0.0029	6	9	12	19	24	13
Duber	03.06.00	453	1	54	5.0	0.005	1.05	1.95	2.04	0.0001	2	3	3	6	7	4
Duber	03.06.00	454	2	24	5.0	0.012	1.31	2.28	2.98	0.0002	2	3	4	6	7	4
Duber	03.06.00	455	2	42	5.0	0.074	1.37	2.80	3.84	0.0010	4	5	7	19	24	10
Duber	03.06.00	456	2	54	5.0	0.031	1.05	1.95	2.04	0.0004	11	18	22	28	30	20
Duber	03.06.00	457	3	42	5.0	0.153	1.37	2.80	3.84	0.0020	5	7	11	18	23	12
Duber	04.06.00	458	1	24	5.0	0.042	1.33	2.17	2.88	0.0006	3	4	7	13	14	8
Duber	04.06.00	459	1	42	5.0	0.025	1.39	2.33	3.24	0.0003	3	4	5	7	7	5
Duber	04.06.00	460	1	54	6.0	0.013	1.07	1.45	1.55	0.0001	3	3	5	9	11	6
Duber	04.06.00	461	2	24	5.0	0.038	1.33	2.17	2.88	0.0005	3	3	5	12	14	7
Duber	04.06.00	462	2	42	5.0	0.029	1.39	2.33	3.24	0.0004	3	4	6	12	13	7
Duber	04.06.00	463	2	54	5.0	0.003	1.07	1.45	1.55	0.0000	2	3	3	5	6	4
Duber	05.06.00	464	1	24	10.0	0.020	1.24	2.22	2.76	0.0001	3	3	4	7	7	4
Duber	05.06.00	465	1	42	10.0	0.035	1.30	2.33	3.03	0.0002	3	4	6	8	11	6
Duber	05.06.00	466	1	54	10.0	0.007	0.98	1.83	1.80	0.0000	3	4	5	7	7	5
Duber	05.06.00	467	2	24	10.0	0.031	1.24	2.22	2.76	0.0002	3	4	6	12	13	7
Duber	05.06.00	468	2	42	10.0	0.020	1.30	2.33	3.03	0.0001	3	4	5	7	7	5
Duber	05.06.00	469	2	54	10.0	0.002	0.98	1.83	1.80	0.0000	2	3	3	6	7	4
Duber	05.06.00	470	3	42	10.0	0.029	1.30	2.33	3.03	0.0002	3	3	5	10	12	6
Duber	07.06.00	471	1	24	5.0	0.003	1.21	2.28	2.76	0.0000	3	3	4	7	7	4
Duber	07.06.00	472	1	42	5.0	0.086	1.27	2.44	3.10	0.0012	3	4	5	8	11	6
Duber	07.06.00	473	1	54	5.0	0.007	0.95	1.56	1.48	0.0001	2	3	3	6	7	4
Duber	07.06.00	474	2	24	5.0	0.007	1.21	2.28	2.76	0.0001	3	3	5	7	7	5
Duber	07.06.00	475	2	42	5.0	0.013	1.27	2.44	3.10	0.0002	3	3	4	7	7	5
Duber	07.06.00	476	2	54	5.0	0.002	0.95	1.56	1.48	0.0000	2	3	3	5	6	3
Duber	07.06.00	477	3	42	10.0	0.068	1.27	2.44	3.10	0.0005	4	5	7	13	14	8
Duber	07.06.00	478	4	42	20.0	0.059	1.27	2.44	3.10	0.0002	3	4	6	10	12	6
Duber	08.06.00	485	1	24	5.0	0.028	1.29	2.17	2.80	0.0004	3	4	6	11	13	7
Duber	08.06.00	486	1	42	5.0	0.038	1.35	2.22	3.00	0.0005	4	5	6	12	13	7
Duber	08.06.00	487	1	54	5.0	0.019	1.03	1.83	1.89	0.0003	3	5	6	12	14	7
Duber	08.06.00	488	2	24	5.0	0.109	1.29	2.17	2.80	0.0015	4	6	8	21	25	11
Duber	08.06.00	489	2	42	5.0	0.029	1.35	2.22	3.00	0.0004	3	4	5	7	7	5
Duber	08.06.00	490	2	54	5.0	0.008	1.03	1.83	1.89	0.0001	2	3	3	6	6	4
Duber	08.06.00	491	3	42	5.0	0.052	1.35	2.22	3.00	0.0007	3	4	6	11	13	7
Duber	09.06.00	492	1	24	5.0	0.010	1.31	2.33	3.06	0.0001	2	2	5	5	5	4
Duber	09.06.00	493	1	42	5.0	0.047	1.37	2.11	2.89	0.0006	4	5	7	13	14	8
Duber	09.06.00	494	1	54	5.0	0.018	1.05	1.78	1.87	0.0002	3	4	8	14	14	8
Duber	09.06.00	495	2	24	5.0	0.024	1.31	2.33	3.06	0.0003	3	4	7	13	14	7
Duber	09.06.00	496	2	42	5.0	0.042	1.37	2.11	2.89	0.0006	4	5	7	25	28	13
Duber	09.06.00	497	2	54	5.0	0.020	1.05	1.78	1.87	0.0003	3	3	4	7	7	4
Duber	09.06.00	498	3	24	5.0	0.018	1.31	2.33	3.06	0.0002	2	3	3	6	7	4
Duber	09.06.00	499	3	42	5.0	0.037	1.37	2.11	2.89	0.0005	3	4	5	11	13	6
Duber	09.06.00	500	3	54	5.0	0.008	1.05	1.78	1.87	0.0001	2	3	4	6	7	4
Duber	10.06.00	501	1	24	5.0	0.038	1.35	2.72	3.66	0.0005	3	3	5	8	8	5
Duber	10.06.00	502	1	42	5.0	0.921	1.41	3.00	4.21	0.0123	4	5	7	15	13	9

Anhang A3.6

Station	Datum	SN	N	NV	T	G _G	y	v	q	g _G	d _{16G}	d _{30G}	d _{50G}	d _{84G}	d _{90G}	d _{mG}
		[#]	[#]	[#]	[min]	[kg]	[m]	[m/s]	[m ³ /sm]	[kg/ms]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Duber	10.06.00	503	1	54	5.0	0.026	1.09	1.83	1.99	0.0003	3	3	4	12	13	6
Duber	10.06.00	504	2	24	5.0	0.049	1.35	2.72	3.66	0.0006	3	3	5	12	14	7
Duber	10.06.00	505	2	42	5.0	0.500	1.41	3.00	4.21	0.0067	4	6	8	22	26	12
Duber	10.06.00	506	2	54	5.0	0.008	1.09	1.83	1.99	0.0001	2	3	3	6	7	4
Duber	10.06.00	507	3	24	5.0	0.009	1.35	2.72	3.66	0.0001	2	3	4	6	7	4
Duber	10.06.00	508	3	42	5.0	0.133	1.41	3.00	4.21	0.0018	3	5	10	51	55	23
Duber	10.06.00	509	3	54	5.0	0.005	1.09	1.83	1.99	0.0001	2	3	4	7	7	4
Duber	10.06.00	510	4	42	10.0	1.203	1.41	3.00	4.21	0.0080	4	6	8	15	20	10
Duber	10.06.00	511b	1	42	5.0	0.610	1.41	3.00	4.21	0.0081	5	8	12	30	41	17
Duber	10.06.00	512b	2	42	5.0	0.600	1.41	3.00	4.21	0.0080	3	5	8	22	26	11
Duber	11.06.00	513	1	24	5.0	0.016	1.28	2.11	2.70	0.0002	2	3	4	7	7	4
Duber	11.06.00	514	1	42	5.0	0.083	1.34	2.33	3.13	0.0011	3	4	6	12	14	7
Duber	11.06.00	515	1	54	5.0	0.051	1.02	1.78	1.81	0.0007	4	5	9	24	27	12
Duber	11.06.00	516	2	24	5.0	0.006	1.28	2.11	2.70	0.0001	2	3	3	5	6	3
Duber	11.06.00	517	2	42	5.0	0.082	1.34	2.33	3.13	0.0011	3	3	5	8	10	6
Duber	11.06.00	518	2	54	5.0	0.014	1.02	1.78	1.81	0.0002	3	4	5	9	10	7
Duber	11.06.00	519	3	24	5.0	0.015	1.28	2.11	2.70	0.0002	3	4	5	8	10	6
Duber	11.06.00	520	3	42	7.0	0.061	1.34	2.33	3.13	0.0006	3	3	4	7	8	5
Duber	11.06.00	521	3	54	5.0	0.019	1.02	1.78	1.81	0.0003	3	4	6	12	14	7
Duber	12.06.00	522	1	24	5.0	0.041	1.32	2.00	2.64	0.0005	3	6	18	27	29	16
Duber	12.06.00	523	1	42	5.0	0.040	1.38	2.61	3.60	0.0005	3	4	6	12	13	7
Duber	12.06.00	524	1	54	5.0	0.007	1.06	1.61	1.71	0.0001	2	3	3	5	6	4
Duber	12.06.00	525	2	24	5.0	0.010	1.32	2.00	2.64	0.0001	2	3	3	6	7	4
Duber	12.06.00	526	2	42	5.0	0.045	1.38	2.61	3.60	0.0006	3	4	6	11	13	7
Duber	12.06.00	527	2	54	5.0	0.006	1.06	1.61	1.71	0.0001	2	3	4	7	7	4
Duber	12.06.00	528	3	24	5.0	0.026	1.32	2.00	2.64	0.0003	3	3	5	9	12	6
Duber	12.06.00	529	3	42	5.0	0.099	1.38	2.61	3.60	0.0013	4	5	7	13	14	8
Duber	12.06.00	530	3	54	5.0	0.003	1.06	1.61	1.71	0.0000	2	3	3	5	6	3
Duber	13.06.00	531	1	24	5.0	0.011	1.32	2.22	2.93	0.0001	3	3	4	7	7	4
Duber	13.06.00	532	1	42	5.0	0.821	1.38	2.44	3.37	0.0109	6	8	12	24	27	14
Duber	13.06.00	533	1	54	5.0	0.008	1.06	1.72	1.83	0.0001	2	3	4	9	12	5
Duber	13.06.00	534	2	24	5.0	0.008	1.32	2.22	2.93	0.0001	2	3	3	6	7	4
Duber	13.06.00	535	2	42	5.0	0.125	1.38	2.44	3.37	0.0017	4	5	8	13	14	8
Duber	13.06.00	536	2	54	5.0	0.003	1.06	1.72	1.83	0.0000	2	3	3	4	6	3
Duber	13.06.00	537	3	42	5.0	0.235	1.38	2.44	3.37	0.0031	5	6	9	14	15	9
Duber	25.06.00	538	1	24	5.0	0.027	1.34	2.28	3.05	0.0004	3	3	4	10	12	6
Duber	25.06.00	539	1	42	5.0	0.146	1.40	2.33	3.27	0.0019	5	7	12	25	27	14
Duber	25.06.00	540	1	54	5.0	0.012	1.08	1.61	1.74	0.0002	2	3	3	6	7	4
Duber	25.06.00	541	2	24	5.0	0.262	1.34	2.28	3.05	0.0035	3	6	12	25	28	14
Duber	25.06.00	542	2	42	5.0	0.196	1.40	2.33	3.27	0.0026	6	8	11	20	24	13
Duber	25.06.00	543	2	54	5.0	0.009	1.08	1.61	1.74	0.0001	2	3	3	6	7	4
Duber	25.06.00	544	3	24	5.0	0.073	1.34	2.28	3.05	0.0010	3	3	5	8	11	6
Duber	25.06.00	545	3	42	5.0	0.285	1.40	2.33	3.27	0.0038	5	7	12	25	28	14
Golen Gol	16.09.99	396	1	22	5.0	5.471	1.40	1.39	1.95	0.0729	9	16	22	38	47	24
Golen Gol	16.09.99	397	1	30	5.0	0.356	1.00	2.33	2.33	0.0047	10	17	21	28	29	20
Golen Gol	16.09.99	398	2	22	5.0	3.394	1.40	1.39	1.95	0.0453	12	19	26	48	54	29
Golen Gol	16.09.99	399	2	30	5.0	0.091	1.00	2.33	2.33	0.0012	3	4	8	23	26	11
Golen Gol	17.09.99	400	1	22	5.0	4.879	1.42	1.39	1.98	0.0651	6	10	15	37	47	21
Golen Gol	17.09.99	401	1	30	5.0	0.067	1.02	2.72	2.77	0.0009	3	5	8	13	14	8
Golen Gol	17.09.99	402	2	22	5.0	2.665	1.42	1.39	1.98	0.0355	6	9	14	27	30	16
Golen Gol	17.09.99	403	2	30	5.0	1.384	1.02	2.72	2.77	0.0185	6	9	14	28	31	17
Golen Gol	02.07.00	632	1	22	5.0	1.869	1.40	2.22	3.11	0.0249	4	6	9	23	27	13
Golen Gol	02.07.00	633	1	30	5.0	0.064	1.00	1.79	1.79	0.0009	2	3	4	8	11	5

Anhang A3.7

Station	Datum	SN	N	NV	T	G _G	y	v	q	g _G	d _{16G}	d _{30G}	d _{50G}	d _{84G}	d _{90G}	d _{mG}
		[#]	[#]	[#]	[min]	[kg]	[m]	[m/s]	[m ³ /sm]	[kg/ms]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Golen Gol	02.07.00	634	2	22	5.0	0.710	1.40	2.22	3.11	0.0095	3	5	10	22	26	12
Golen Gol	02.07.00	635	2	30	5.0	0.055	1.00	1.79	1.79	0.0007	2	3	4	7	9	5
Golen Gol	02.07.00	636	3	22	5.0	2.034	1.40	2.22	3.11	0.0271	5	8	13	29	35	17
Golen Gol	03.07.00	637	1	22	5.0	2.962	1.40	1.24	1.73	0.0395	3	5	8	22	29	13
Golen Gol	03.07.00	638	1	30	5.0	0.035	1.00	2.50	2.50	0.0005	5	7	13	25	28	14
Golen Gol	03.07.00	639	2	22	5.0	0.202	1.40	1.24	1.73	0.0027	2	3	4	10	12	6
Gosak	08.12.98	-	1	10	10.0	0.000	0.34	0.73	0.25	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gosak	21.02.99	-	1	23	10.0	0.000	0.48	0.28	0.14	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gosak	12.04.99	-	1	15	10.0	B	0.88	3.20	2.82	B	-	-	-	-	-	-
Gosak	26.04.99	-	1	12	10.0	0.000	0.76	2.00	1.52	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gosak	06.05.99	-	1	12	10.0	0.000	0.82	2.55	2.10	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gosak	30.05.99	-	1	18	10.0	0.000	0.93	1.67	1.55	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gosak	30.05.99	148	2	18	10.0	0.053	0.93	1.67	1.55	0.0004	3	3	5	10	12	6
Gosak	30.05.99	149	3	18	10.0	0.063	0.93	1.67	1.55	0.0004	3	3	5	8	10	5
Gosak	07.06.99	170	1	16	5.0	0.012	0.96	1.92	1.84	0.0002	3	4	5	7	7	5
Gosak	07.06.99	171	1	22	5.0	0.031	1.18	2.66	3.13	0.0004	5	7	10	14	15	9
Gosak	07.06.99	172	2	22	10.0	0.297	1.18	2.66	3.13	0.0020	5	7	10	16	22	11
Gosak	14.06.99	226	1	16	5.0	0.157	0.93	2.08	1.94	0.0021	4	6	17	27	29	15
Gosak	14.06.99	227	1	22	5.0	0.287	1.15	2.96	3.41	0.0038	23	31	40	56	58	40
Gosak	14.06.99	228	2	16	5.0	0.325	0.93	2.08	1.94	0.0043	3	4	8	36	46	16
Gosak	14.06.99	229	2	22	5.0	5.766	1.15	2.96	3.41	0.0769	41	80	86	96	97	75
Gosak	24.06.99	289	2	22	5.0	0.010	1.07	2.44	2.62	0.0001	2	4	7	13	14	8
Gosak	11.05.00	-	1	16	5.0	0.000	0.83	2.04	1.69	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gosak	11.05.00	-	1	22	5.0	0.000	1.04	2.26	2.35	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gosak	03.06.00	546	1	15	5.0	0.003	0.83	1.78	1.48	0.0000	6	9	11	14	15	10
Gosak	03.06.00	547	1	24	5.0	0.002	1.04	1.23	1.27	0.0000	3	3	4	7	7	5
Gosak	14.06.00	548	1	12	5.0	0.004	0.79	2.38	1.88	0.0001	2	3	4	7	7	4
Gosak	14.06.00	-	1	24	5.0	0.000	1.00	0.22	0.22	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gosak	14.06.00	549	2	12	5.0	0.006	0.79	2.38	1.88	0.0001	3	3	4	7	7	4
Gosak	14.06.00	-	2	24	5.0	0.000	1.00	0.22	0.22	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	03.12.98	-	1	22	10.0	0.000	0.62	0.62	0.39	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	16.02.99	-	1	27	10.0	0.000	0.53	0.89	0.47	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	07.04.99	-	1	16	10.0	0.000	0.66	1.56	1.03	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	30.04.99	-	1	12/13.2	10.0	0.000	1.37	2.05	2.81	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	11.06.99	-	1	45	5.0	0.000	1.50	3.10	4.65	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	11.06.99	200	1	63	5.0	0.288	1.93	3.04	5.87	0.0038	32	38	45	57	59	43
Gulshanabad	11.06.99	201	1	81	5.0	0.481	1.93	3.40	6.56	0.0064	3	5	8	39	48	16
Gulshanabad	11.06.99	-	2	50/51	5.0	0.000	1.66	3.15	5.23	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	11.06.99	202	2	66	5.0	0.022	1.93	2.89	5.57	0.0003	6	8	10	14	15	10
Gulshanabad	11.06.99	203	2	81	5.0	2.769	1.93	3.40	6.56	0.0369	4	6	11	41	49	19
Gulshanabad	11.06.99	-	3	45	5.0	0.000	1.50	3.10	4.65	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	11.06.99	204	3	60	5.0	0.010	1.66	3.25	5.39	0.0001	4	5	7	12	13	7
Gulshanabad	11.06.99	205	3	75	5.0	1.399	1.93	3.01	5.80	0.0186	8	24	39	55	58	35
Gulshanabad	11.06.99	206	3	81	5.0	0.703	1.93	3.40	6.56	0.0094	3	5	7	14	16	8
Gulshanabad	11.06.99	207	3	87	5.0	0.046	1.72	2.27	3.91	0.0006	3	4	7	13	14	7
Gulshanabad	28.06.99	-	1	45	5.0	0.000	1.52	2.91	4.42	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	28.06.99	308	1	63	5.0	0.040	1.95	3.36	6.56	0.0005	4	6	8	13	14	9
Gulshanabad	28.06.99	309	1	81	5.0	1.628	1.95	3.02	5.90	0.0217	5	12	84	95	97	60
Gulshanabad	28.06.99	-	2	45	5.0	0.000	1.52	2.91	4.42	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	28.06.99	310	2	63	5.0	0.085	1.95	3.36	6.56	0.0011	3	4	7	13	14	7
Gulshanabad	28.06.99	311	2	81	5.0	0.544	1.95	3.02	5.90	0.0073	4	6	9	47	53	20
Gulshanabad	28.06.99	312	3	63	5.0	0.026	1.95	3.36	6.56	0.0004	4	6	8	13	14	8
Gulshanabad	28.06.99	313	3	81	5.0	2.991	1.95	3.02	5.90	0.0399	14	41	82	94	96	63

Anhang A3.8

Station	Datum	SN	N	NV	T	G _G	y	v	q	g _G	d _{16G}	d _{30G}	d _{50G}	d _{84G}	d _{90G}	d _{mG}
		[#]	[#]	[#]	[min]	[kg]	[m]	[m/s]	[m ³ /sm]	[kg/ms]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Gulshanabad	29.06.99	318	1	45	5.0	0.013	1.54	3.01	4.63	0.0002	2	3	4	7	7	4
Gulshanabad	29.06.99	319	1	63	5.0	0.256	1.97	3.27	6.44	0.0034	5	7	9	15	19	11
Gulshanabad	29.06.99	320	1	81	5.0	0.234	1.97	3.05	6.02	0.0031	3	4	6	14	18	8
Gulshanabad	29.06.99	-	2	45	5.0	0.000	1.54	3.01	4.63	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	29.06.99	321	2	63	5.0	0.341	1.97	3.27	6.44	0.0045	6	10	34	27	29	17
Gulshanabad	29.06.99	322	2	81	5.0	1.075	1.97	3.05	6.02	0.0143	3	4	6	14	16	8
Gulshanabad	29.06.99	323	3	63	5.0	0.425	1.97	3.27	6.44	0.0057	5	8	15	26	28	15
Gulshanabad	29.06.99	324	3	81	5.0	0.771	1.97	3.05	6.02	0.0103	3	4	6	17	22	9
Gulshanabad	13.09.99	345	1	18	5.0	0.019	1.22	2.00	2.44	0.0003	2	3	3	6	7	4
Gulshanabad	13.09.99	346	1	30	5.0	0.011	1.22	1.73	2.11	0.0001	2	3	3	4	6	3
Gulshanabad	13.09.99	347	1	42	5.0	0.030	1.19	2.67	3.17	0.0004	2	3	4	6	7	4
Gulshanabad	13.09.99	348	2	18	5.0	0.027	1.22	2.00	2.44	0.0004	2	3	3	5	6	4
Gulshanabad	13.09.99	349	2	30	5.0	0.011	1.22	1.73	2.11	0.0001	2	3	3	5	6	3
Gulshanabad	13.09.99	350	2	42	5.0	0.005	1.19	2.67	3.17	0.0001	2	3	4	6	7	4
Gulshanabad	15.09.99	351	1	24	5.0	0.044	1.05	2.50	2.62	0.0006	2	2	3	5	7	4
Gulshanabad	15.09.99	352	1	36	5.0	0.029	1.32	1.63	2.15	0.0004	2	3	3	4	6	3
Gulshanabad	15.09.99	353	1	42	5.0	0.039	1.29	1.82	2.35	0.0005	2	3	4	7	7	4
Gulshanabad	15.09.99	354	1	48	5.0	0.001	1.11	2.61	2.90	0.0000	5	5	6	7	8	6
Gulshanabad	15.09.99	355	2	24	5.0	0.020	1.05	2.50	2.62	0.0003	2	2	3	4	4	3
Gulshanabad	15.09.99	356	2	36	5.0	0.025	1.32	1.63	2.15	0.0003	2	2	3	4	4	3
Gulshanabad	15.09.99	357	2	42	5.0	0.050	1.29	1.82	2.35	0.0007	3	4	5	10	12	6
Gulshanabad	15.09.99	358	2	48	5.0	0.004	1.11	2.61	2.90	0.0001	2	3	3	6	7	4
Gulshanabad	23.04.00	-	1	45	5.0	0.000	0.92	1.79	1.64	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	23.04.00	-	1	63	5.0	0.000	1.24	1.31	1.62	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	23.04.00	-	1	81	5.0	0.000	0.88	2.08	1.83	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	06.06.00	-	1	51	5.0	0.000	0.98	2.17	2.13	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	06.06.00	-	1	57	5.0	0.000	1.39	3.17	4.41	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	06.06.00	427	1	69	5.0	0.003	1.18	3.10	3.66	0.0000	2	2	3	4	6	3
Gulshanabad	06.06.00	428	1	81	5.0	0.011	1.18	2.33	2.74	0.0001	2	3	4	7	7	4
Gulshanabad	06.06.00	429	1	87	5.0	0.007	0.85	2.04	1.74	0.0001	2	3	4	7	8	5
Gulshanabad	06.06.00	430	2	69	5.0	0.006	1.18	3.10	3.66	0.0001	2	3	3	6	6	4
Gulshanabad	06.06.00	431	2	81	5.0	0.021	1.18	2.33	2.74	0.0003	2	3	4	6	7	4
Gulshanabad	06.06.00	-	2	87	5.0	0.000	0.85	2.04	1.74	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	06.06.00	-	3	69	5.0	0.000	1.18	3.10	3.66	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	06.06.00	432	3	81	5.0	0.063	1.18	2.33	2.74	0.0008	3	4	5	10	12	6
Gulshanabad	06.06.00	-	3	87	5.0	0.000	0.85	2.04	1.74	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	28.06.00	617	1	45	5.0	0.011	1.56	2.19	3.42	0.0001	5	6	8	13	14	9
Gulshanabad	28.06.00	618	1	57	5.0	0.017	1.78	2.78	4.94	0.0002	3	4	5	7	8	5
Gulshanabad	28.06.00	619	1	69	5.0	0.047	1.51	2.94	4.44	0.0006	3	3	5	7	8	5
Gulshanabad	28.06.00	620	1	81	5.0	0.679	1.35	2.36	3.19	0.0091	3	3	5	13	16	7
Gulshanabad	28.06.00	621	1	87	5.0	1.999	1.02	1.67	1.70	0.0266	3	4	6	12	14	7
Gulshanabad	28.06.00	622	2	45	5.0	0.003	1.56	2.19	3.42	0.0000	2	3	3	4	4	3
Gulshanabad	28.06.00	623	2	57	5.0	0.074	1.78	2.78	4.94	0.0010	3	5	7	13	14	8
Gulshanabad	28.06.00	624	2	69	5.0	0.139	1.51	2.94	4.44	0.0019	3	3	4	8	9	5
Gulshanabad	28.06.00	625	2	81	5.0	0.521	1.35	2.36	3.19	0.0069	3	4	7	50	55	21
Gulshanabad	28.06.00	626	2	87	5.0	1.897	1.02	1.67	1.70	0.0253	3	4	5	11	13	7
Gulshanabad	30.06.00	627	1	69	5.0	0.116	1.53	2.55	3.91	0.0015	3	3	4	7	9	5
Gulshanabad	30.06.00	628	1	81	5.0	0.346	1.37	2.36	3.23	0.0046	3	4	5	10	12	6
Gulshanabad	30.06.00	629	1	87	5.0	0.225	1.04	1.61	1.68	0.0030	2	3	4	7	8	5
Gulshanabad	30.06.00	-	2	69	5.0	0.000	1.53	2.55	3.91	0.0000	-	-	-	-	-	-
Gulshanabad	30.06.00	630	2	81	5.0	0.157	1.37	2.36	3.23	0.0021	3	3	4	7	8	5
Gulshanabad	30.06.00	631	2	87	5.0	0.121	1.04	1.61	1.68	0.0016	3	3	4	7	7	5
Harpo	13.12.98	-	1	24/25	10.0	0.000	0.46	1.06	0.49	0.0000	-	-	-	-	-	-

Anhang A3.9

Station	Datum	SN	N	NV	T	G _G	y	v	q	g _G	d _{16G}	d _{30G}	d _{50G}	d _{84G}	d _{90G}	d _{mG}
		[#]	[#]	[#]	[min]	[kg]	[m]	[m/s]	[m ³ /sm]	[kg/ms]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Harpo	16.12.98	-	1	24	10.0	0.000	0.58	0.96	0.55	0.0000	-	-	-	-	-	-
Harpo	27.02.99	-	1	14	10.0	0.000	0.55	1.58	0.87	0.0000	-	-	-	-	-	-
Harpo	01.03.99	-	1	14	10.0	0.000	0.55	2.78	1.53	0.0000	-	-	-	-	-	-
Harpo	01.05.99	-	1	15	10.0	0.000	0.46	1.33	0.61	0.0000	-	-	-	-	-	-
Harpo	04.05.99	-	1	15/14	10.0	0.000	0.43	1.02	0.44	0.0000	-	-	-	-	-	-
Harpo	08.05.99	-	1	15	10.0	0.000	0.46	0.66	0.30	0.0000	-	-	-	-	-	-
Harpo	04.06.99	-	1	15	10.0	0.000	0.61	2.12	1.29	0.0000	-	-	-	-	-	-
Harpo	26.09.99	386	1	12	5.0	0.005	0.72	2.17	1.57	0.0001	2	3	4	6	7	4
Harpo	26.09.99	387	2	12	5.0	0.002	0.72	2.17	1.57	0.0000	4	6	9	7	8	6
Harpo	19.06.00	596	1	12	5.0	0.029	0.65	1.34	0.86	0.0004	2	2	3	5	6	3
Harpo	19.06.00	597	1	28	5.0	0.110	0.57	1.14	0.64	0.0015	2	2	3	4	5	3
Harpo	19.06.00	598	2	12	5.0	0.017	0.65	1.34	0.86	0.0002	2	3	4	8	11	5
Harpo	19.06.00	599	2	28	5.0	0.056	0.57	1.14	0.64	0.0008	3	2	3	6	7	4
Harpo	19.06.00	600	3	28	5.0	0.091	0.57	1.14	0.64	0.0012	3	2	3	6	7	4
Harpo	22.06.00	601	1	10	5.0	0.012	0.60	1.03	0.62	0.0002	1	2	3	4	4	3
Harpo	22.06.00	602	1	24	5.0	0.003	0.52	1.48	0.78	0.0000	4	2	4	6	7	4
Harpo	22.06.00	603	2	10	5.0	0.029	0.60	1.03	0.62	0.0004	2	2	3	5	6	3
Harpo	22.06.00	604	2	24	5.0	0.003	0.52	1.48	0.78	0.0000	3	2	3	4	5	3
Jildat	05.12.98	-	1	32	10.0	0.000	0.92	0.88	0.81	0.0000	-	-	-	-	-	-
Jildat	15.02.99	-	1	32	10.0	0.000	0.85	0.77	0.65	0.0000	-	-	-	-	-	-
Jildat	08.04.99	-	1	20	10.0	0.000	1.13	0.96	1.08	0.0000	-	-	-	-	-	-
Jildat	08.04.99	-	1	32	10.0	0.000	1.16	1.09	1.26	0.0000	-	-	-	-	-	-
Jildat	08.04.99	-	1	48	10.0	0.000	0.98	0.89	0.87	0.0000	-	-	-	-	-	-
Jildat	01.05.99	-	1	32	10.0	0.000	1.68	2.02	3.40	0.0000	-	-	-	-	-	-
Jildat	12.06.99	208	1	24	5.0	1.262	2.56	2.38	6.09	0.0168	5	9	34	54	57	29
Jildat	12.06.99	209	1	36	5.0	0.963	2.44	3.00	7.33	0.0128	2	3	4	10	13	6
Jildat	12.06.99	210	1	48	5.0	3.634	2.59	3.06	7.92	0.0485	5	9	20	49	54	25
Jildat	12.06.99	211	2	24	5.0	0.325	2.56	2.38	6.09	0.0043	3	5	8	14	15	9
Jildat	12.06.99	212	2	36	5.0	3.546	2.44	3.00	7.33	0.0473	3	4	6	14	17	8
Jildat	12.06.99	213	2	48	5.0	4.447	2.59	3.06	7.92	0.0593	5	10	19	47	53	24
Jildat	12.06.99	214	3	24	5.0	2.854	2.56	2.38	6.09	0.0381	7	22	58	93	96	55
Jildat	12.06.99	215	3	36	5.0	0.393	2.44	3.00	7.33	0.0052	2	3	4	7	8	5
Jildat	12.06.99	216	3	48	5.0	8.025	2.59	3.06	7.92	0.1070	10	21	49	105	111	56
Jildat	27.06.99	298	1	24	5.0	1.278	2.59	2.71	7.03	0.0170	4	11	13	48	54	22
Jildat	27.06.99	299	1	36	5.0	3.081	2.47	3.28	8.10	0.0411	3	8	8	41	49	18
Jildat	27.06.99	300	1	48	5.0	4.184	2.62	3.05	8.00	0.0558	6	12	27	65	70	33
Jildat	27.06.99	301	2	24	5.0	1.762	2.59	2.71	7.03	0.0235	3	5	7	24	34	13
Jildat	27.06.99	302	2	36	5.0	2.040	2.47	3.28	8.10	0.0272	3	4	6	17	22	9
Jildat	27.06.99	303	2	48	5.0	0.771	2.62	3.05	8.00	0.0103	3	5	7	15	20	9
Jildat	27.06.99	304	3	24	5.0	2.641	2.59	2.71	7.03	0.0352	4	7	11	51	56	25
Jildat	27.06.99	305	3	48	5.0	0.582	2.47	3.05	7.54	0.0078	3	4	6	12	14	7
Jildat	27.06.99	306	4	48	5.0	1.804	2.62	3.05	8.00	0.0241	4	6	12	46	53	21
Jildat	27.06.99	307	5	48	5.0	0.968	2.62	3.05	8.00	0.0129	5	7	12	24	27	14
Jildat	12.09.99	-	1	16	5.0	0.000	1.07	1.09	1.17	0.0000	-	-	-	-	-	-
Jildat	12.09.99	-	1	24	5.0	0.000	1.46	1.63	2.38	0.0000	-	-	-	-	-	-
Jildat	12.09.99	334	1	36	5.0	0.016	1.58	1.84	2.91	0.0002	3	3	5	8	11	6
Jildat	12.09.99	335	1	48	5.0	0.004	1.58	1.34	2.11	0.0001	2	3	3	4	6	3
Jildat	12.09.99	-	2	16	5.0	0.000	1.07	1.09	1.17	0.0000	-	-	-	-	-	-
Jildat	12.09.99	336	2	24	5.0	0.037	1.46	1.63	2.38	0.0005	3	4	6	12	13	6
Jildat	12.09.99	337	2	36	5.0	0.010	1.58	1.84	2.91	0.0001	2	3	3	4	4	4
Jildat	12.09.99	338	2	48	5.0	0.005	1.58	1.34	2.11	0.0001	3	3	4	7	7	5
Jildat	14.09.99	339	1	24	5.0	0.174	1.49	1.69	2.51	0.0023	35	40	46	58	60	45
Jildat	14.09.99	340	1	36	5.0	0.004	1.61	1.82	2.93	0.0000	2	3	3	6	7	4

Anhang A3.10

Station	Datum	SN	N	NV	T	G _G	y	v	q	g _G	d _{16G}	d _{30G}	d _{50G}	d _{84G}	d _{90G}	d _{mG}
		[#]	[#]	[#]	[min]	[kg]	[m]	[m/s]	[m ³ /sm]	[kg/ms]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Jildat	14.09.99	341	1	48	5.0	0.001	1.61	1.50	2.41	0.0000	3	3	4	7	7	4
Jildat	14.09.99	342	2	24	5.0	0.011	1.49	1.69	2.51	0.0001	3	3	5	8	10	6
Jildat	14.09.99	343	2	36	5.0	0.008	1.61	1.82	2.93	0.0001	2	3	4	7	7	4
Jildat	14.09.99	344	2	48	5.0	0.004	1.61	1.50	2.41	0.0001	2	3	4	6	7	4
Jildat	21.04.00	-	1	40	5.0	0.000	1.56	1.52	2.36	0.0000	-	-	-	-	-	-
Jildat	21.04.00	-	1	48	5.0	0.000	1.59	1.22	1.93	0.0000	-	-	-	-	-	-
Jildat	23.04.00	425	1	24	5.0	0.122	1.46	1.63	2.38	0.0016	2	2	3	7	8	4
Jildat	23.04.00	-	1	36	5.0	0.000	1.58	1.74	2.75	0.0000	-	-	-	-	-	-
Jildat	23.04.00	-	1	48	5.0	0.000	1.58	1.27	2.01	0.0000	-	-	-	-	-	-
Jildat	23.04.00	426	2	24	5.0	0.015	1.46	1.63	2.38	0.0002	f	-	-	-	-	-
Jildat	23.04.00	-	2	36	5.0	0.000	1.58	1.74	2.75	0.0000	-	-	-	-	-	-
Jildat	23.04.00	-	2	48	5.0	0.000	1.58	1.27	2.01	0.0000	-	-	-	-	-	-
Jildat	23.04.00	-	3	24	5.0	0.000	1.46	1.63	2.38	0.0000	-	-	-	-	-	-
Jildat	27.06.00	605	1	24	5.0	0.278	2.13	1.97	4.19	0.0037	3	4	6	13	16	8
Jildat	27.06.00	606	1	36	5.0	0.496	2.25	2.75	6.17	0.0066	2	3	4	8	12	6
Jildat	27.06.00	607	1	48	5.0	2.006	2.25	2.47	5.55	0.0267	4	7	12	26	29	15
Jildat	27.06.00	608	2	24	5.0	0.457	2.13	1.97	4.19	0.0061	3	3	5	8	11	6
Jildat	27.06.00	609	2	36	5.0	0.590	2.25	2.75	6.17	0.0079	3	3	5	19	24	9
Jildat	27.06.00	610	2	48	5.0	2.706	2.25	2.47	5.55	0.0361	5	8	13	26	29	16
Jildat	29.06.00	611	1	24	5.0	1.119	2.17	2.64	5.72	0.0149	5	13	37	55	58	32
Jildat	29.06.00	612	1	36	5.0	1.285	2.29	3.00	6.87	0.0171	3	4	7	20	27	11
Jildat	29.06.00	613	1	48	5.0	0.846	2.29	2.67	6.10	0.0113	4	6	10	23	26	12
Jildat	29.06.00	614	2	24	5.0	2.284	2.17	2.64	5.72	0.0305	5	10	21	49	54	25
Jildat	29.06.00	615	2	36	5.0	2.485	2.29	3.00	6.87	0.0331	3	4	6	19	28	11
Jildat	29.06.00	616	2	48	5.0	0.966	2.29	2.67	6.10	0.0129	4	7	13	48	54	22
Kayal	11.06.99	-	1	9	-	B	1.74	2.47	4.30	B	-	-	-	-	-	-
Kund	20.12.98	-	1	35	10.0	0.000	0.34	0.76	0.26	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	19.02.99	-	1	45	10.0	0.000	1.04	2.42	2.51	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	08.04.99	-	1	19.7	10.0	0.000	0.67	3.87	2.59	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	08.04.99	328	1	26.2	10.0	0.307	1.12	3.25	3.64	0.0020	2	3	4	8	13	6
Kund	08.04.99	326	1	39.3	10.0	0.954	1.26	5.09	6.42	0.0064	2	2	3	5	6	3
Kund	08.04.99	-	1	59	10.0	0.000	0.84	0.64	0.54	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	08.04.99	327	1b	39.3	10.0	0.165	1.26	5.09	6.42	0.0011	2	2	3	8	15	6
Kund	15.04.99	-	1	21/20	10.0	0.000	0.76	0.89	0.68	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	15.04.99	-	1	32/30	10.0	0.000	1.23	1.14	1.40	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	15.04.99	-	1	42/40	10.0	0.000	1.35	2.38	3.21	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	15.04.99	-	1	55	10.0	0.000	1.01	1.22	1.23	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	15.04.99	-	1	56/60	10.0	0.000	1.21	3.25	3.93	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	28.04.99	-	1	21	10.0	0.000	0.66	0.56	0.37	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	28.04.99	-	1	32	10.0	0.000	1.13	0.86	0.98	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	28.04.99	-	1	56	10.0	0.000	0.97	1.28	1.24	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	26.05.99	-	1	21	10.0	0.000	0.28	0.90	0.25	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	26.05.99	-	1	32	10.0	0.000	0.75	1.86	1.39	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	26.05.99	-	1	56	10.0	0.000	0.59	0.85	0.50	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	09.06.99	-	1	30	5.0	0.000	0.73	1.67	1.22	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	09.06.99	-	1	35	5.0	0.000	1.11	1.43	1.59	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	19.09.99	-	1	20	5.0	0.000	0.09	1.22	0.11	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	19.09.99	-	1	26	5.0	0.000	0.59	1.79	1.05	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	27.04.00	404	1	50	5.0	0.335	0.99	1.83	1.81	0.0045	2	3	5	14	19	8
Kund	27.04.00	405	1	55	5.0	0.128	0.87	1.06	0.92	0.0017	1	2	3	4	5	3
Kund	27.04.00	406	2	50	5.0	0.468	0.99	1.83	1.81	0.0062	3	7	39	55	58	33
Kund	27.04.00	407	2	55	5.0	0.154	0.87	1.06	0.92	0.0021	2	2	3	8	15	6
Kund	27.04.00	408	3	50	5.0	0.213	0.99	1.83	1.81	0.0028	3	3	5	10	14	7

Anhang A3.11

Station	Datum	SN	N	NV	T	G _G	y	v	q	g _G	d _{16G}	d _{30G}	d _{50G}	d _{84G}	d _{90G}	d _{mG}
		[#]	[#]	[#]	[min]	[kg]	[m]	[m/s]	[m ³ /sm]	[kg/ms]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Kund	27.04.00	409	3	55	5.0	0.044	0.87	1.06	0.92	0.0006	1	1	3	6	8	4
Kund	12.05.00	-	1	21	5.0	0.000	0.64	1.15	0.74	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	12.05.00	-	1	32	5.0	0.000	0.55	1.44	0.79	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	12.05.00	-	1	56	5.0	0.000	0.46	1.38	0.63	0.0000	-	-	-	-	-	-
Kund	12.06.00	433	1	27	5.0	0.001	0.63	1.06	0.67	0.0000	4	5	6	7	8	6
Kund	12.06.00	434	1	30	5.0	0.007	0.76	1.72	1.31	0.0001	2	2	3	4	5	3
Kund	12.06.00	435	1	30	5.0	0.003	0.76	1.72	1.31	0.0000	2	2	3	4	4	3
Naltar	10.12.98	-	1	21	10.0	0.000	0.74	1.22	0.90	0.0000	-	-	-	-	-	-
Naltar	26.02.99	-	1	22	10.0	0.000	0.76	1.13	0.86	0.0000	-	-	-	-	-	-
Naltar	19.04.99	-	1	14	10.0	0.000	0.70	0.64	0.45	0.0000	-	-	-	-	-	-
Naltar	06.05.99	-	1	23	10.0	0.000	0.89	1.06	0.95	0.0000	-	-	-	-	-	-
Naltar	31.05.99	-	1	11	10.0	0.000	1.13	1.27	1.44	0.0000	-	-	-	-	-	-
Naltar	31.05.99	-	1	18	10.0	0.000	1.39	2.10	2.92	0.0000	-	-	-	-	-	-
Naltar	31.05.99	-	2	18	10.0	0.000	1.39	2.10	2.92	0.0000	-	-	-	-	-	-
Naltar	16.06.99	250	1	12/11	5.0	0.104	1.25	2.22	2.78	0.0014	3	4	10	26	28	13
Naltar	16.06.99	251	1	21	10.0	0.026	1.51	1.86	2.82	0.0002	1	2	3	4	6	3
Naltar	16.06.99	252	2	12/11	5.0	0.137	1.25	2.22	2.78	0.0018	2	3	3	7	7	4
Naltar	16.06.99	253	2	21	10.0	0.071	1.51	1.86	2.82	0.0005	2	3	4	8	11	5
Naltar	23.09.99	382	1	14	5.0	0.040	1.09	2.13	2.32	0.0005	4	6	7	13	14	8
Naltar	23.09.99	383	1	24	5.0	0.010	1.25	2.51	3.14	0.0001	3	4	6	8	9	6
Naltar	23.09.99	384	2	14	5.0	0.007	1.09	2.13	2.32	0.0001	3	4	5	7	7	5
Naltar	23.09.99	385	2	24	5.0	0.002	1.25	2.51	3.14	0.0000	3	3	4	7	7	5
Naltar	09.05.00	-	1	14	5.0	0.000	0.99	0.75	0.75	0.0000	-	-	-	-	-	-
Naltar	09.05.00	-	1	21	5.0	0.000	1.03	1.20	1.24	0.0000	-	-	-	-	-	-
Naltar	16.06.00	554	1	14	5.0	0.005	1.10	1.48	1.63	0.0001	2	2	3	5	6	3
Naltar	16.06.00	555	1	26	5.0	0.007	1.25	2.27	2.84	0.0001	3	3	4	7	7	5
Naltar	16.06.00	556	2	14	5.0	0.012	1.10	1.48	1.63	0.0002	3	4	7	13	14	8
Naltar	16.06.00	557	2	26	5.0	0.006	1.25	2.27	2.84	0.0001	2	3	3	6	7	4
Naltar	16.06.00	558	3	26	5.0	0.006	1.25	2.27	2.84	0.0001	3	3	5	7	7	5
Naltar	23.06.00	559	1	14	5.0	0.008	1.14	1.67	1.90	0.0001	3	3	4	6	7	4
Naltar	23.06.00	560	1	26	5.0	0.028	1.29	2.44	3.15	0.0004	3	5	7	13	14	8
Naltar	23.06.00	561	2	14	5.0	0.004	1.14	1.67	1.90	0.0001	2	3	3	4	6	3
Naltar	23.06.00	562	2	26	5.0	0.014	1.29	2.44	3.15	0.0002	2	3	4	8	12	5
Talo	16.12.98	-	1	19	10.0	0.000	0.40	0.98	0.39	0.0000	-	-	-	-	-	-
Talo	30.04.99	-	1	16	10.0	0.000	0.54	1.29	0.70	0.0000	-	-	-	-	-	-
Talo	01.05.99	-	1	14	10.0	0.000	0.47	0.66	0.31	0.0000	-	-	-	-	-	-
Talo	08.05.99	-	1	16	10.0	0.000	0.49	1.07	0.53	0.0000	-	-	-	-	-	-
Talo	03.06.99	-	1	18	10.0	0.000	0.52	0.89	0.46	0.0000	-	-	-	-	-	-
Talo	03.06.99	-	2	18	10.0	0.000	0.52	0.89	0.46	0.0000	-	-	-	-	-	-
Talo	17.06.99	254	1	14	5.0	0.113	0.62	2.22	1.38	0.0015	2	2	3	6	7	4
Talo	17.06.99	255	1	18	5.0	0.015	0.60	1.67	1.00	0.0002	2	3	5	12	13	6
Talo	17.06.99	256	2	14	5.0	0.199	0.62	2.22	1.38	0.0026	2	2	3	7	10	4
Talo	17.06.99	257	2	18	5.0	0.093	0.60	1.67	1.00	0.0012	2	3	3	7	9	4
Talo	18.06.99	270	1	10	5.0	1.175	0.63	2.83	1.78	0.0157	3	4	6	16	16	8
Talo	18.06.99	271	1	18	5.0	0.259	0.61	2.44	1.49	0.0035	4	6	9	23	26	12
Talo	18.06.99	272	1	22	5.0	0.068	0.61	1.61	0.98	0.0009	2	3	5	7	8	5
Talo	18.06.99	273	2	10	5.0	1.146	0.63	2.83	1.78	0.0153	3	4	5	13	16	8
Talo	18.06.99	274	2	22	5.0	0.110	0.61	1.61	0.98	0.0015	3	4	5	11	13	6
Talo	26.09.99	-	1	16	5.0	0.000	0.57	0.78	0.44	0.0000	-	-	-	-	-	-
Talo	26.09.99	388	1	24	5.0	0.005	0.58	0.89	0.52	0.0001	3	4	5	7	7	5
Talo	26.09.99	-	2	16	5.0	0.000	0.57	0.78	0.44	0.0000	-	-	-	-	-	-
Talo	26.09.99	389	2	24	5.0	0.006	0.58	0.89	0.52	0.0001	2	3	4	6	7	4
Talo	30.09.99	-	1	18	5.0	0.000	0.53	1.05	0.56	0.0000	-	-	-	-	-	-

Anhang A3.12

Station	Datum	SN	N	NV	T	G _G	y	v	q	g _G	d _{16G}	d _{30G}	d _{50G}	d _{84G}	d _{90G}	d _{mG}
		[#]	[#]	[#]	[min]	[kg]	[m]	[m/s]	[m ³ /sm]	[kg/ms]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Talo	30.09.99	390	1	26	5.0	0.004	0.54	1.52	0.82	0.0001	3	4	5	7	7	5
Talo	30.09.99	-	2	18	5.0	0.000	0.53	1.05	0.56	0.0000	-	-	-	-	-	-
Talo	30.09.99	391	2	26	5.0	0.001	0.54	1.52	0.82	0.0000	2	3	3	4	5	3
Thauti Bridge	08.12.98	-	1	40	10.0	0.000	0.70	1.92	1.35	0.0000	-	-	-	-	-	-
Thauti Bridge	21.01.99	-	1	55	10.0	0.000	0.95	1.47	1.40	0.0000	-	-	-	-	-	-
Thauti Bridge	12.04.99	-	1	60	10.0	0.000	1.27	2.85	3.61	0.0000	-	-	-	-	-	-
Thauti Bridge	26.04.99	-	1	60	10.0	0.000	1.22	3.16	3.86	0.0000	-	-	-	-	-	-
Thauti Bridge	06.05.99	-	1	60	10.0	0.000	1.43	2.89	4.14	0.0000	-	-	-	-	-	-
Thauti Bridge	29.05.99	-	1	30	10.0	0.147	1.85	2.36	4.37	0.0010	f					
Thauti Bridge	29.05.99	-	1	53/55	10.0	11.765	2.02	3.22	6.50	0.0784	f					
Thauti Bridge	29.05.99	-	1	65/67	10.0	0.147	2.02	3.55	7.18	0.0010	f					
Thauti Bridge	29.05.99	-	1	85/86	10.0	0.147	1.84	3.50	6.43	0.0010	f					
Thauti Bridge	29.05.99	-	1	109/110	10.0	0.074	1.78	2.83	5.04	0.0005	f					
Thauti Bridge	29.05.99	-	2	20/21	10.0	0.294	1.85	1.81	3.34	0.0020	f					
Thauti Bridge	29.05.99	-	2	33/35	10.0	1.471	1.85	3.05	5.65	0.0098	f					
Thauti Bridge	29.05.99	-	2	55/56	10.0	2.206	2.02	3.22	6.50	0.0147	f					
Thauti Bridge	29.05.99	-	2	75/77	10.0	0.147	1.99	3.47	6.90	0.0010	f					
Thauti Bridge	07.06.99	167	1	120	5.0	0.154	1.75	3.63	6.35	0.0021	11	33	42	56	59	37
Thauti Bridge	07.06.99	168	1	80	5.0	8.144	2.07	3.63	7.51	0.1086	18	55	163	188	193	126
Thauti Bridge	07.06.99	169	1	60	5.0	16.516	2.10	4.08	8.56	0.2202	12	36	85	168	180	84
Thauti Bridge	14.06.99	230	1	40	5.0	3.072	2.05	3.09	6.34	0.0410	3	3	6	28	38	13
Thauti Bridge	14.06.99	231	1	60	5.0	0.607	2.06	3.86	7.94	0.0081	3	5	10	24	27	12
Thauti Bridge	14.06.99	232	1	80	5.0	0.043	2.03	3.47	7.04	0.0006	4	7	20	28	29	17
Thauti Bridge	14.06.99	233	1	100	5.0	0.010	1.76	3.99	7.02	0.0001	2	3	3	6	7	4
Thauti Bridge	14.06.99	234	1	120	5.0	0.004	1.61	3.08	4.96	0.0001	3	4	6	12	14	7
Thauti Bridge	14.06.99	-	1	100	5.0	0.000	1.76	3.99	7.02	0.0000	-	-	-	-	-	-
Thauti Bridge	14.06.99	-	1	120	5.0	0.000	1.61	3.08	4.96	0.0000	-	-	-	-	-	-
Thauti Bridge	14.06.99	235	2	20	5.0	0.029	1.74	2.14	3.73	0.0004	2	3	3	4	4	3
Thauti Bridge	14.06.99	236	2	40	5.0	3.918	2.05	3.09	6.34	0.0522	3	6	35	139	143	67
Thauti Bridge	14.06.99	237	2	60	5.0	0.378	2.06	3.86	7.94	0.0050	3	4	7	14	16	9
Thauti Bridge	14.06.99	238	2	80	5.0	0.047	2.03	3.47	7.04	0.0006	2	3	3	7	10	5
Thauti Bridge	24.06.99	283	1	40	5.0	0.399	1.90	3.08	5.85	0.0053	2	3	3	6	7	4
Thauti Bridge	24.06.99	284	1	60	5.0	0.501	1.91	3.41	6.52	0.0067	3	4	6	13	15	8
Thauti Bridge	24.06.99	285	1	80	5.0	0.175	1.88	3.55	6.68	0.0023	4	7	12	25	27	14
Thauti Bridge	24.06.99	-	1	100	5.0	0.000	1.61	3.36	5.41	0.0000	-	-	-	-	-	-
Thauti Bridge	24.06.99	-	1	120	5.0	0.000	1.49	3.28	4.88	0.0000	-	-	-	-	-	-
Thauti Bridge	24.06.99	286	2	40	5.0	0.928	1.90	3.08	5.85	0.0124	2	2	3	5	7	4
Thauti Bridge	24.06.99	287	2	60	5.0	0.668	1.91	3.41	6.52	0.0089	3	4	6	15	20	9
Thauti Bridge	24.06.99	288	2	80	5.0	0.032	1.88	3.55	6.68	0.0004	4	5	8	13	14	8
Thauti Bridge	21.09.99	365	1	40	5.0	0.056	1.01	2.27	2.30	0.0007	2	2	3	4	5	3
Thauti Bridge	21.09.99	366	1	60	5.0	0.030	1.19	2.08	2.48	0.0004	2	2	3	4	5	3
Thauti Bridge	21.09.99	367	1	80	5.0	0.010	1.17	2.38	2.79	0.0001	2	2	3	4	4	3
Thauti Bridge	21.09.99	368	1	100	5.0	0.011	0.99	2.00	1.98	0.0001	2	3	4	6	7	4
Thauti Bridge	21.09.99	-	1	120	5.0	0.000	0.84	1.92	1.62	0.0000	-	-	-	-	-	-
Thauti Bridge	21.09.99	369	2	40	5.0	0.021	1.01	2.27	2.30	0.0003	2	2	3	4	4	3
Thauti Bridge	21.09.99	370	2	60	5.0	0.118	1.19	2.08	2.48	0.0016	2	3	3	6	7	4
Thauti Bridge	21.09.99	371	2	80	5.0	0.014	1.17	2.38	2.79	0.0002	2	3	3	5	6	3
Thauti Bridge	21.09.99	372	2	100	5.0	0.006	0.99	2.00	1.98	0.0001	2	3	3	3	5	3
Thauti Bridge	14.06.00	563	1	120	5.0	0.001	1.16	2.22	2.58	0.0000	2	2	3	4	4	3
Thauti Bridge	14.06.00	564	1	100	5.0	0.001	1.27	3.03	3.83	0.0000	2	2	3	4	4	3
Thauti Bridge	14.06.00	565	1	80	5.0	0.121	1.35	2.78	3.73	0.0016	3	4	6	15	19	8
Thauti Bridge	14.06.00	566	1	60	5.0	0.083	1.52	3.00	4.55	0.0011	2	3	3	6	7	4
Thauti Bridge	14.06.00	567	1	40	5.0	0.382	1.60	2.67	4.25	0.0051	2	3	3	7	8	4

Anhang A3.13

Station	Datum	SN	N	NV	T	G _G	y	v	q	g _G	d _{16G}	d _{30G}	d _{50G}	d _{84G}	d _{90G}	d _{mG}
		[#]	[#]	[#]	[min]	[kg]	[m]	[m/s]	[m ³ /sm]	[kg/ms]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Thauti Bridge	14.06.00	568	1	25	5.0	0.206	1.36	2.22	3.01	0.0027	2	2	3	5	6	3
Thauti Bridge	14.06.00	569	2	120	5.0	0.003	1.16	2.22	2.58	0.0000	3	4	5	7	7	5
Thauti Bridge	14.06.00	570	2	100	5.0	0.002	1.27	3.03	3.83	0.0000	2	3	3	4	5	3
Thauti Bridge	14.06.00	571	2	80	5.0	0.028	1.35	2.78	3.73	0.0004	2	3	4	7	8	5
Thauti Bridge	14.06.00	572	2	60	5.0	0.125	1.52	3.00	4.55	0.0017	2	3	3	7	16	6
Thauti Bridge	14.06.00	573	2	40	5.0	0.325	1.60	2.67	4.25	0.0043	2	3	3	6	7	4
Thauti Bridge	14.06.00	574	2	25	5.0	0.182	1.36	2.22	3.01	0.0024	2	2	3	5	7	4
Thauti Bridge	24.06.00	575	1	25	5.0	0.240	1.34	2.44	3.27	0.0032	2	3	4	7	8	5
Thauti Bridge	24.06.00	576	1	40	5.0	0.106	1.58	2.78	4.39	0.0014	2	3	4	6	7	4
Thauti Bridge	24.06.00	577	1	60	5.0	0.047	1.50	2.98	4.47	0.0006	2	3	4	7	8	4
Thauti Bridge	24.06.00	578	1	80	5.0	0.025	1.33	2.44	3.24	0.0003	2	3	3	5	6	4
Thauti Bridge	24.06.00	579	1	100	5.0	0.006	1.25	2.78	3.47	0.0001	2	3	3	4	6	3
Thauti Bridge	24.06.00	580	1	120	5.0	0.002	1.15	2.38	2.73	0.0000	2	3	3	5	6	3
Tormik	15.12.98	-	1	19	10.0	0.000	0.64	0.81	0.52	0.0000	-	-	-	-	-	-
Tormik	27.02.99	-	1	20	10.0	0.000	0.60	0.61	0.37	0.0000	-	-	-	-	-	-
Tormik	01.05.99	-	1	31	10.0	0.000	0.69	0.85	0.59	0.0000	-	-	-	-	-	-
Tormik	04.05.99	-	1	29	10.0	0.000	0.64	0.66	0.42	0.0000	-	-	-	-	-	-
Tormik	08.05.99	-	1	28	10.0	0.000	0.72	0.88	0.63	0.0000	-	-	-	-	-	-
Tormik	03.06.99	153	1	10	5.0	0.391	0.58	3.03	1.76	0.0052	5	7	11	20	24	12
Tormik	03.06.99	154	1	20	5.0	2.347	1.24	2.09	2.59	0.0313	2	3	4	15	21	8
Tormik	03.06.99	155	2	10	5.0	0.200	0.58	3.03	1.76	0.0027	9	14	29	52	56	30
Tormik	03.06.99	156	2	20	5.0	1.946	1.24	2.09	2.59	0.0259	2	3	4	8	11	5
Tormik	03.06.99	157	3	10	5.0	0.282	0.58	3.03	1.76	0.0038	3	4	7	23	26	11
Tormik	03.06.99	158	3	20	5.0	2.694	1.24	2.09	2.59	0.0359	2	3	4	12	15	7
Tormik	17.06.99	258	1	10	5.0	27.460	1.07	2.78	2.97	0.3661	3	4	6	14	17	8
Tormik	17.06.99	259	1	20	5.0	2.103	1.63	3.41	5.55	0.0280	3	5	8	21	25	11
Tormik	17.06.99	260	2	10	2.5	5.116	1.24	2.78	3.44	0.1364	4	6	14	87	92	32
Tormik	17.06.99	261	2	20	2.5	5.710	1.63	3.41	5.55	0.1523	3	4	6	19	25	10
Tormik	17.06.99	262	3	10	2.5	18.813	1.24	2.78	3.44	0.5017	3	6	12	36	51	20
Tormik	17.06.99	263	3	20	2.5	2.324	1.63	3.41	5.55	0.0620	3	3	5	12	15	7
Tormik	18.06.99	264	1	10	5.0	4.651	0.79	2.89	2.28	0.0620	5	7	11	24	28	14
Tormik	18.06.99	265	1	20	5.0	0.665	1.22	2.17	2.64	0.0089	2	3	4	8	11	5
Tormik	18.06.99	266	2	8	5.0	0.432	0.56	2.94	1.65	0.0058	3	4	6	12	15	7
Tormik	18.06.99	267	2	20	5.0	1.178	1.22	2.17	2.64	0.0157	3	3	5	11	14	7
Tormik	18.06.99	268	3	8	5.0	0.634	0.56	2.94	1.65	0.0085	3	4	7	16	21	9
Tormik	18.06.99	269	3	20	5.0	2.303	1.22	2.17	2.64	0.0307	3	4	6	15	20	9
Tormik	27.09.99	-	1	10	5.0	0.000	0.20	1.73	0.35	0.0000	-	-	-	-	-	-
Tormik	27.09.99	392	1	22	5.0	0.050	0.76	1.07	0.81	0.0007	4	5	7	12	14	7
Tormik	27.09.99	393	2	22	5.0	0.068	0.76	1.07	0.81	0.0009	3	5	12	26	28	14
Tormik	30.09.99	-	1	10	5.0	0.000	0.17	1.48	0.25	0.0000	-	-	-	-	-	-
Tormik	30.09.99	394	1	22	5.0	0.010	0.73	1.55	1.13	0.0001	2	3	4	11	13	6
Tormik	30.09.99	395	2	22	5.0	0.008	0.73	1.55	1.13	0.0001	3	4	5	7	7	5
Tormik	20.06.00	584	1	12	5.0	0.829	0.82	1.92	1.58	0.0111	3	5	8	19	23	11
Tormik	20.06.00	586	1	24	5.0	0.518	1.10	2.52	2.77	0.0069	3	3	5	13	15	7
Tormik	20.06.00	587	2	12	5.0	2.185	0.82	1.92	1.58	0.0291	5	7	13	38	48	19
Tormik	20.06.00	588	2	24	5.0	0.604	1.10	2.52	2.77	0.0081	3	3	5	11	14	7
Tormik	20.06.00	589	3	12	5.0	1.740	0.82	1.92	1.58	0.0232	3	5	7	14	16	9
Tormik	21.06.00	590	1	12	5.0	2.229	0.80	2.38	1.90	0.0297	4	7	12	24	27	13
Tormik	21.06.00	591	1	24	5.0	0.093	1.08	1.63	1.76	0.0012	3	4	6	15	21	9
Tormik	21.06.00	592	2	12	5.0	0.096	0.80	2.38	1.90	0.0013	3	4	5	13	15	7
Tormik	21.06.00	593	2	24	5.0	0.027	1.08	1.63	1.76	0.0004	2	3	3	5	6	4
Tormik	21.06.00	594	3	12	5.0	1.474	0.80	2.38	1.90	0.0196	7	5	11	25	30	15
Tormik	21.06.00	595	3	24	5.0	0.524	1.08	1.63	1.76	0.0070	3	4	6	15	20	9

Anhang A3.14

Station	Datum	SN	N	NV	T	G _G	y	v	q	g _G	d _{16G}	d _{30G}	d _{50G}	d _{84G}	d _{90G}	d _{mG}
		[#]	[#]	[#]	[min]	[kg]	[m]	[m/s]	[m ³ /sm]	[kg/ms]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Utror	02.12.98	-	1	15	10.0	0.000	0.72	0.70	0.50	0.0000	-	-	-	-	-	-
Utror	16.02.99	-	1	16	10.0	0.000	0.64	0.48	0.31	0.0000	-	-	-	-	-	-
Utror	07.04.99	-	1	21	10.0	0.000	0.80	0.81	0.65	0.0000	-	-	-	-	-	-
Utror	30.04.99	-	1	24	10.0	0.000	1.15	1.45	1.66	0.0000	-	-	-	-	-	-
Utror	11.06.99	198	1	10	5.0	0.478	1.47	1.36	1.99	0.0064	6	9	13	24	27	14
Utror	11.06.99	199	1	22	5.0	0.269	1.42	2.56	3.63	0.0036	9	14	41	49	54	27
Utror	28.06.99	314	1	14	5.0	0.310	1.36	1.84	2.50	0.0041	5	7	10	18	23	11
Utror	28.06.99	315	1	22	5.0	0.194	1.32	2.01	2.65	0.0026	4	4	8	14	14	9
Utror	28.06.99	316	2	14	5.0	0.081	1.36	1.84	2.50	0.0011	3	5	6	12	13	7
Utror	28.06.99	317	2	22	3.5	0.046	1.32	2.01	2.65	0.0009	3	5	6	12	14	7
Utror	13.09.99	-	1	20	5.0	0.000	0.96	0.99	0.95	0.0000	-	-	-	-	-	-
Utror	13.09.99	-	1	24	5.0	0.000	0.75	0.93	0.70	0.0000	-	-	-	-	-	-
Utror	15.09.99	-	1	20	5.0	0.000	0.95	0.92	0.88	0.0000	-	-	-	-	-	-
Utror	15.09.99	-	1	24	5.0	0.000	0.74	0.96	0.71	0.0000	-	-	-	-	-	-

B = Bewegung, f = fehlt

Lebenslauf

Name: Palt
Vorname: Sebastian Mattheus
Familienstand: ledig
Nationalität: deutsch
Geburtsdatum: 16.02.1969
Geburtsort: Malapane

Schulausbildung:

1975 – 1979 Rheinaugrundschule Mannheim
1979 – 1988 Moll – Gymnasium Mannheim, Abitur

Wehrdienst:

1988 – 1989 Hardheim, Odenwald

Studium:

1989 – 1996 Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Karlsruhe, Diplom
1992 – 1995 Wissenschaftlicher Hilfsassistent am Lehrstuhl für Stahl- und Leichtmetallbau, Universität Karlsruhe
1995 Wissenschaftliche Hilfskraft an der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Außenstelle Berlin

Beruf:

seit 1996 Wissenschaftlicher Angestellter am Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik
1996 – 2001 Auslandseinsätze mit einer Dauer von insgesamt 2½ Jahren im Rahmen des Projektes „Wasserkraftentwicklung in Pakistan“ der Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ) in Pakistan

