



Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie
der Eidgenössischen
Technischen Hochschule Zürich

Mitteilungen

142

Internationales Symposium

Verlandung von Stauseen und Stauhaltungen, Sedimentprobleme in Leitungen und Kanälen

28./29. März 1996 an der ETH Zürich

1. Teil

organisiert von
der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie (VAW)
und dem
Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband (SWV)

Zürich, 1996

Herausgeber: Prof. Dr. Dr.h.c. D. Vischer

Vorwort

Im vorliegenden, zweiteiligen Band werden die Vorträge des Symposiums vom 28./29. März 1996 in Zürich veröffentlicht. Dieses Symposium war an sich dem Thema "Verlandung von Stauseen und Stauhaltungen, Sedimentprobleme in Leitungen und Kanälen" gewidmet und sah eine Spezialsession für Sandfänge vor. Doch bezogen sich dann die angemeldeten Vorträge praktisch nur auf die *"Verlandung von Stauseen und Stauhaltungen"*, weshalb es sich rechtfertigt, den Band so zu betiteln. Auf die Sandfänge gingen bloss zwei Vorträge ein, auf die Sedimentprobleme in Leitungen und Kanälen gar keine.

Damit ist auch gesagt, wo die vorwiegend aus dem Alpen- oder Voralpenraum stammenden Referenten die Sedimentationsprobleme erleben: Bei der Verlandung der von ihnen künstlich angelegten und genutzten Seen! Dort stellen sich heute offensichtlich eine Fülle von Problemen. Und gegen diese suchen die Betroffenen naturgemäss Vorbeugungs- und Abwehrmassnahmen. Die entsprechenden Lösungen wurden am Symposium meist als Fallbeispiele vorgetragen und enthielten die Stichworte:

Voraussage, Prozesse
Vorbeugung, Geschiebeumleitung
Wahrnehmung, Vermessung
Baggerung, Verwertung, Deponie
Spülung, Verdünnung
Grundablass, Verstopfung, Freilegung, Abschliff.

Dabei wurden sowohl anspruchsvolle technische Konzepte wie ökologische Studien detailliert.

Das Symposium wurde in Fortsetzung einer langjährigen Zusammenarbeit im Dreieck Graz-München-Zürich durchgeführt. Die Organisation übernahm neben unserer Versuchsanstalt der Schweizerische Wasserwirtschaftsverband. Ihm danken wir dafür bestens. Ferner danken wir den zu uns parallelen Instituten der TU Graz und der TU München sowie dem Deutschen Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau und dem Oesterreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverband für die wohlwollende Unterstützung.

Prof. Dr.Dr.h.c. D. Vischer

Begrüssung

Theo Fischer, Nationalrat, Präsident des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes

Sehr geehrter Herr Vorsitzender
Sehr geehrte Damen und Herren

Es freut mich, Sie hier an der ETH Zürich herzlich begrüßen zu dürfen. Als erstes danke ich der ETH für die ausgezeichnete Infrastruktur, die sie uns zur Verfügung stellt. Zum zweiten danke ich der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie für die tatkräftige Arbeit zugunsten dieser Tagung. Die Zusammenarbeit der VAW mit dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband hat sich wieder einmal bewährt: Sie alle sitzen voller Erwartung für eine erfolgreiche Tagung hier, und ich bin sicher, Sie werden nicht enttäuscht.

Ihre Anwesenheit heute zeigt mir, dass das Tagungsthema "Verlandung von Stauseen und Stauhaltungen, Sedimentprobleme in Leitungen und Kanälen" auf grosses Interesse stösst. Es sind 15 Jahre vergangen, seit die Thematik hier in ähnlichem Rahmen behandelt wurde: diese Tagung ist vielen von Ihnen noch in bester Erinnerung. Der Tagungsband ist vergriffen und muss immer wieder kopiert werden. Hoffen wir, dass die heutige Fortsetzung mit der neuen Verlandungstagung wiederum wertvolle Impulse für die Praxis bringt.

Die gute Zusammenarbeit der drei Hochschulen Graz, München und Zürich, wie auch der Wasserwirtschaftsverbände Deutschlands, Oesterreichs und der Schweiz trägt wieder einmal schöne Früchte, und ich danke allen, die dazu beigetragen haben.

Das Thema der Tagung ergibt sich aus den laufenden Aufgaben der Wasserkraftbetreiber bei Unterhalt, Betrieb und Erneuerung ihrer Anlagen. Zwar sind unsere Stauanlagen so gebaut, dass sie Jahrzehnte oder gar Jahrhunderte überdauern können. Unterhalt aber ist immer wieder nötig. Die Aufwendungen für die Verhinderung oder die Beseitigung von Verlandungen können beträchtlichen Umfang annehmen. Aber nicht nur das: die Lösung der Probleme verlangt interdisziplinäre Teamarbeit. Nicht nur technisches Know-how, auch biologisches Einfühlungsvermögen und politisch kluges Vorgehen sind zur Lösung nötig.

Hoffen wir, dass die heutige Tagung mithilft, dass wir unsere Wasserkraft weiterhin zum Wohle aller nutzen können.

Damit erkläre ich die Tagung als eröffnet.

INHALT

		Seite
1. Teil	(Mitteilung Nr. 142)	
Session 1	Verlandungsprobleme bei Stauseen	9
Sessionsleiter:	D. Vischer	
Girod, K., Brauer, G. Dybek, K., Pütz, K.	Die Verlandung von Stauseen im Freistaat Sachsen, BR Deutschland. Probleme und Lösungsansätze bei Räumung, Deponierung und Verwertung	11
Schleiss, A., Feuz, B., Aemmer, M., Zünd, B.	Verlandungsprobleme im Stausee Mauvoisin. Ausmass, Auswirkungen und mögliche Massnahmen	37
Müller, U.	Verlandungsprobleme im Staubecken Palagnedra der Maggiakraftwerke; Erfahrungen mit den bisherigen Entlastungsorganen und Projekte für eine weitere Verminderung der Verlandung	59
Martini, O.	Verlandungsprobleme am Ausgleichsbecken Malvaglia	75
Session 2	Spülung von Stauseen (1)	91
Sessionsleiter:	E. Kresnik	
Sinniger, R. De Cesare, G.	Spülung von Grundablassstollen - Theorie und Modell- versuche	93
Bremen, R., Bertola, P.F.	Praxisgerechte Lösungen zur Optimierung von Stau- spülungen	111
Wagner, E.K., Karlsböck, N. Niedermühlbichler, H.	Spülung des Speichers Margaritze	123
Rechsteiner, G.	Ablagerungen im Stausee Gebidem und einige ihrer Folgen	137
Session 3	Spülung von Stauseen (2)	149
Sessionsleiter:	H.-E. Minor	
Boillat, J.-L., Dubois, J., Lazaro, Ph.	Eintrag und Austrag von Feststoffen im Spülkanal von Gebidem - Modellversuche und numerische Simulation	151
Hälg, R.	Spülung des Stausees Ova Spin	171
Ammann, M. Kast, M.	10 Jahre ökologische Spülbegleitung am Luzzzone- Stausee (Bleniotal/TI) - Ein Rück- und Ausblick	189

Kanne, S., Baumann, R.	Sanierung des Staubeckens Palü	205
Vigl, L., Pürer, E.	Speicher Bolgenach - Feststoffbewirtschaftungskonzept und erforderliche Massnahmen	223
Session 4	Verlandungsprobleme bei Flußstauhaltungen	231
Sessionsleiter:	H.-J. Vollmers	
Strobl, Th., Zunic, F.	Die Verlandung des Stauraumes Oberilzmühle	233
Schöberl, F.	Analyse der Stauraumverlandung sowie der Verbesserungsmöglichkeiten der Sedimentabspülung beim Lechkraftwerk Kniepass	249
Kern, U., Al Zoubi, S. Xu, Y., Westrich, B.	Sedimentdynamik in der Stauhaltung Lauffen am Neckar	261
Baumhackl, G.	Feststoffprobleme an der österreichischen Draukraftwerkskette	281

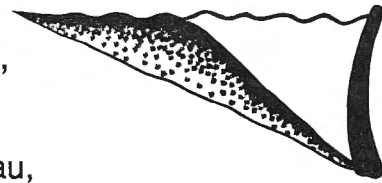
Teil 2	(Mitteilung Nr. 143)	Seite
Session 5:	Massnahmen zur Verhinderung und Behebung von Verlandungen in Stauseen (1)	9
Sessionsleiter:	Th. Strobl	
Al Zoubi, S., Westrich, B.	Verringerung der Sedimentation in einem Stausee unter Anwendung eines numerischen Transportmodells	11
Vischer, D., Chervet, A.	Geschiebe-Umleitstollen bei Stauseen; Möglichkeiten und Grenzen	25
Scheuerlein, H., Müller, J., Luff, H.	Erfahrungen im Zusammenhang mit Kiesträftmassnahmen an der Stauanlage Bad Tölz	45
Trommer, B.	Ausgleichsbecken Rempen: Notspülung 1995. Verlauf und ökologische Auswirkungen	65
Session 6:	Massnahmen zur Verhinderung und Behebung von Verlandungen in Stauseen (2)	75
Sessionsleiter:	R. Sinniger	
Kropf, K.	Grobgeschiebeabwehr und Abflusssertüchtigung an einem Kleinspeicher in den Alpen	77
Vriens, W.	Freilegung des Grundablasses des Stausees Bolgenach der Vorarlberger Kraftwerke AG	93
Ardüser, H.P., Staubli, R.	Stausee Sufers: Sedimentumlagerung im Zusammenhang mit der Sanierung der San Bernardino-Route	103
Session 7:	Massnahmen zur Verhinderung und Behebung von Verlandungen in Flusstauhaltungen	113
Sessionsleiter:	J. Giesecke	
Wieprecht, S. Vollmers, H.-J.	Naturangepasste Stauraumsanierung	115
Riegler, J.	Sedimentmanagement an der österreichischen Donau	131
Dum, T., Kresnik, E., Keller, H.	Entwicklung eines Ausschotterungsbeckens	145
Heigerth, G., Medved, N.	Untersuchungen zur Steuerung der Spülung von verlandeten Flusstauräumen	161

		Seite
Session 8:	Massnahmen zur Verhinderung und Behebung von Verlandungen in Flusstauhaltungen und Seen	175
Sessionsleiter:	G. Heigerth	
Steiner, H.A.	Ökologische Aspekte und Sukzessionsentwicklung spülgerecht gestalteter Stauraumvorländer an den Flusskraftwerken der Drau	177
Flögl, H., Flögl, W.	Sedimentationsvorgänge in Stauräumen von Niederdruckanlagen in zwei Voralpenflüssen - Umfang, Auswirkungen und Gegenmassnahmen	193
Bechteler, W., Nujic, M.	2 D Simulation der Verlandung einer Vorsperre durch Schwebstoffe	221
Session 9:	Sandfänge, Stauraumvermessung	235
Sessionsleiter:	H. Scheuerlein	
Heigerth, G., Knoblauch, H., Dum Th.	Entwicklung eines Entsanders zur Sedimentklassierung	237
Minor, H.-E., Moric, P.	Optimierung von Sandfängen - dargestellt an der Wasserkraftanlage Kukule in Sri Lanka	245
Bechteler, W.	Statusbericht DVWK Arbeitskreis "Volumenermittlung von Stauräumen" im FA 2.6	263
Müller, U.	Erfahrungen mit Real-Time-DGPS Anwendungen in der Hydrographie (cm-Genauigkeit mit Phasenlösung)	267

Session 1

Verlandungsprobleme bei Stauseen

Sessionsleiter: Prof. Dr. Dr. h.c. D. Vischer, Zürich



Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und dem
Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband

Die Verlandung von Stauseen im Freistaat Sachsen, BR Deutschland.

Probleme und Lösungsansätze bei Räumung, Deponierung und Verwertung

K. Girod, G. Brauer

Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH, Büro Dresden

K. Dybek, K. Pütz

Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, Pirna

Zusammenfassung

Menge und Schadstoffbelastung der Verlandung sächsischer Talsperren werden vorgestellt. Erforderliche Beräumungen wurden nach Kriterien der Funktionseinschränkungen für die Anlagen festgelegt. In die Beurteilung wurde die Gefährdung der Wasserbeschaffenheit durch die Sedimente einbezogen. Der Anteil hoch belasteter Sedimente ist sehr groß. Ihre Beräumung und Beseitigung ist wegen hoher Kosten und fehlender Deponien ein Problem. Notwendig ist die Erkundung von Ursachen für Verlandung und Kontamination. Lösungswege dazu werden aufgezeigt.

The reservoir sedimentation in the free state of Saxony, Germany.

Problems and methods of solution for clearing, deposit and utilization

Summary

Quantity and contents of pollutants of sediments at saxonian dams is explained. Necessary excavations were fixed by criteria of restrictions the dam functions. The endangering of water quality by sediments were included in this judgement. The share of strongly polluted sediments is capital. The excavation and disposal is a problem as a result of high costs and missing dumps. The exploration of reasons for sedimentation and contamination is necessary. Possibilities of solutions is demonstrated.

1 Einleitung

Im Freistaat Sachsen gibt es etwa 120 große Talsperren, Vorsperren, Vorbecken u.a., die von der Landestalsperrenverwaltung (LTV) zu betreiben und zu unterhalten sind. Die Lage und Verteilung der Talsperren in Sachsen ist aus Bild 1 ersichtlich. Neben den zur LTV gehörenden Anlagen gibt es einige weitere Talsperren und Speicher, die im Eigentum von Energieversorgungsunternehmen, Landwirtschaftsbetrieben und Kommunen sind. Diese Anlagen wurden in die durchgeführte Bestandsaufnahme nicht einbezogen.

Die bestehenden Verlandungen stellen bei einem Teil der Anlagen ein Problem dar, weil u.a. die Verweilzeiten verringert werden und betriebstechnische Belange betroffen sind. In einigen Anlagen sind die Sedimente ein Gefährdungspotential für die Wasserbeschaffenheit, weil es unter bestimmten Bedingungen zur Remobilisierung von Schad- und Nährstoffen kommen kann. Zur Erhaltung der Funktionsfähigkeit der Stauräume und der Staubauwerke, zur Abwendung von Gefährdungen der Wasserbeschaffenheit und aus ökologischen und ästhetischen Gründen ist in vielen Fällen eine Beräumung der Sedimente notwendig.

Wie Fälle in der unmittelbaren Vergangenheit gezeigt haben, ist die Beräumung der Sedimente eine naturwissenschaftlich-technische, finanzpolitische und umweltrechtliche Herausforderung:

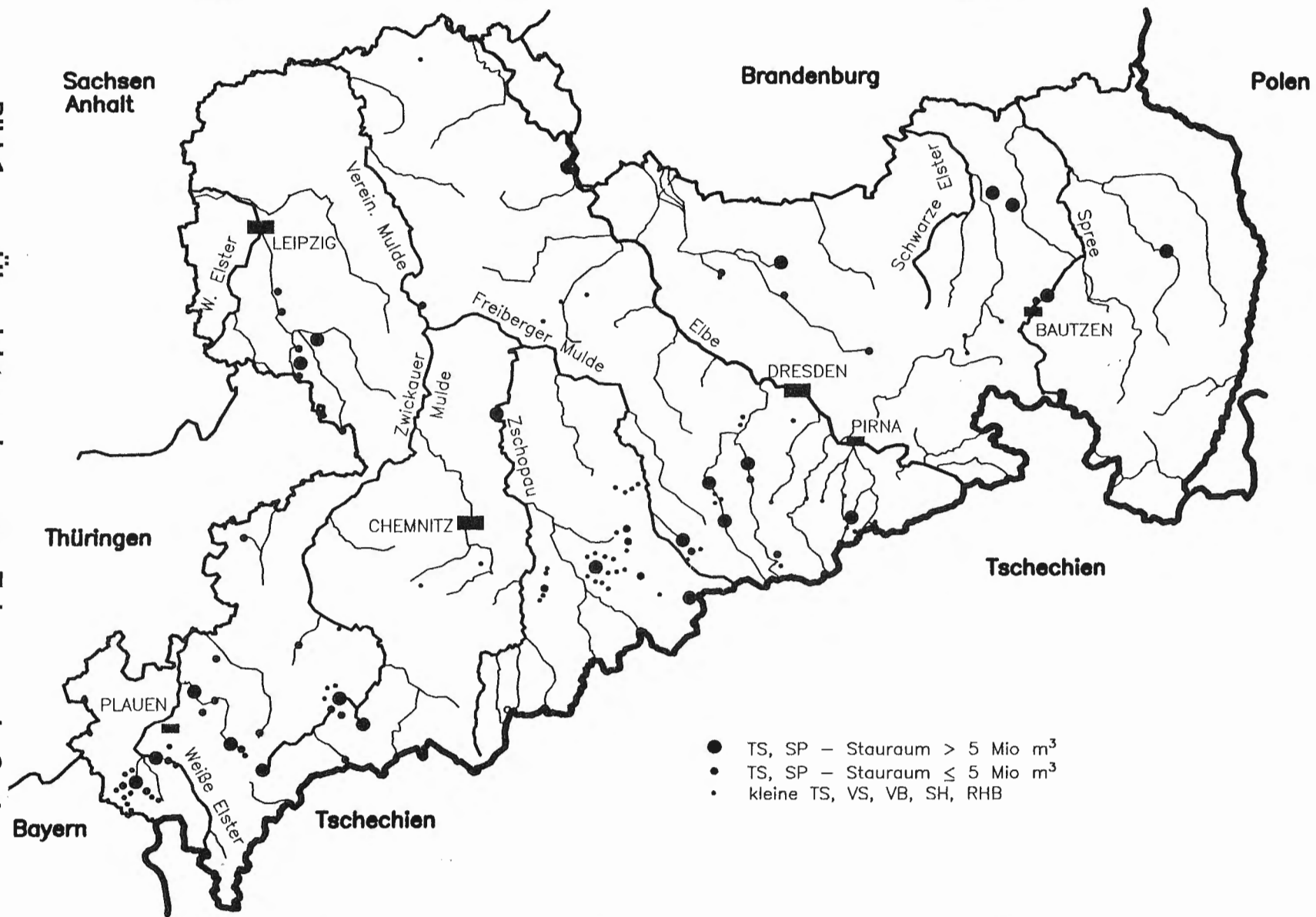
- Durch Schadstoffeinträge in die Gewässer sind die Sedimente teilweise mit Schadstoffen belastet, die z.Zt. gültige Grenzwerte überschreiten.
- Durch z.T. ungenügende Beräumungen haben sich große Mengen an Sedimenten angesammelt.
- Es fehlt an Deponierungsmöglichkeiten für schadstoffbelastete Sedimente.
- Die entstehenden Kosten der Beräumung, Verwertung und Beseitigung sind sehr hoch.
- Es gibt verfahrensrechtliche Fragen hinsichtlich der notwendigen Untersuchungen und Genehmigungen.

Weitgehend unbekannt sind in den meisten Fällen die Ursachen für Verlandung und Kontamination der Sedimente und die Verlandungsraten. Klärungsbedarf besteht zur Bedeutung der Sedimente für die Wasserbeschaffenheit von Standgewässern.

Aus den genannten Gründen war eine umfassende Bestandsaufnahme, die möglichst alle Aspekte der Verlandung von Talsperren erfaßt und die die Vorbereitung von generellen Lösungen aber auch die Planung und Ausführung von konkreten Vorhaben erleichtert, für alle zur LTV Sachsen gehörenden Talsperren und Fließgewässer dringend notwendig.

Die Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH, Büro Dresden wurde von der LTV Anfang 1995 beauftragt, diese Bestandsaufnahme durchzuführen. Für Sondierungen, Beprobungen und Sedimentanalysen wurde das BGD Boden- und Grundwasserlabor Dresden GmbH herangezogen. Die TU Bergakademie Freiberg, Fachgebiet Boden- und Gewässerschutz übernahm Untersuchungen zu Ursachen der Verlandung und Kontamination von Sedimenten. Untersuchungen zur Bedeutung der Sedimente für die Wasserbeschaffenheit erfolgten in Zusammenarbeit mit der LTV durch Experten, die an der TU Dresden und im Umweltforschungszentrum Leipzig-Halle tätig sind.

Bild 1: Übersicht zur Lage von Talsperren in Sachsen



Zu bearbeiten waren:

- Einschätzung der in Talsperren abgelagerten und zu beräumenden Sedimentmengen
- Bestimmung der Schadstoffgehalte und Kornverteilung der Sedimente
- Zuordnung (Deklaration) der Sedimente zur Verwertung oder Beseitigung nach gültigen Vorschriften und Richtlinien
- Vorschlag zur Priorität der Beräumung
- Vorschläge zur Technologie der Beräumung und Kostenschätzungen für Beräumung, Verwertung und Beseitigung
- Untersuchungen zu den Ursachen für Verlandung und Kontamination der Sedimente
- Untersuchungen zur Bedeutung der Sedimente für die Wasserbeschaffenheit von Standgewässern
- Zusammenstellung der gesetzlichen Grundlagen und der Genehmigungsverfahren zur Sedimentberäumung.

Wegen der großen Zahl an Einzelobjekten wurde vereinbart, daß die Datenbasis auf der Grundlage von Stichpunktuntersuchungen in eingeschränktem Umfang, unter Berücksichtigung der in letzter Zeit durchgeführten Erkundungen und den vorliegenden Erkenntnissen und Erfahrungen zur Verlandung der Talsperren zu erstellen ist. Somit handelt es sich bei der durchgeführten Sedimenterfassung /1/ um eine Einschätzung der tatsächlichen Verhältnisse.

Im Beitrag werden folgende Abkürzungen verwendet:

LTV	Landestalsperrenverwaltung	LAGA	Länderarbeitsgemeinschaft Abfall
TSM	Talsperrenmeisterei	LABO	Länderarbeitsgemeinschaft Boden
TS	Talsperre	AbfKlärV	Klärschlammverordnung
Sp	Speicher, Speicherbecken	TA	Technische Anleitung
VS	Vorsperre	DK	Deponieklasse
VB	Vorbecken		
SH	Stauhaltung		
RHB	Rückhaltebecken		

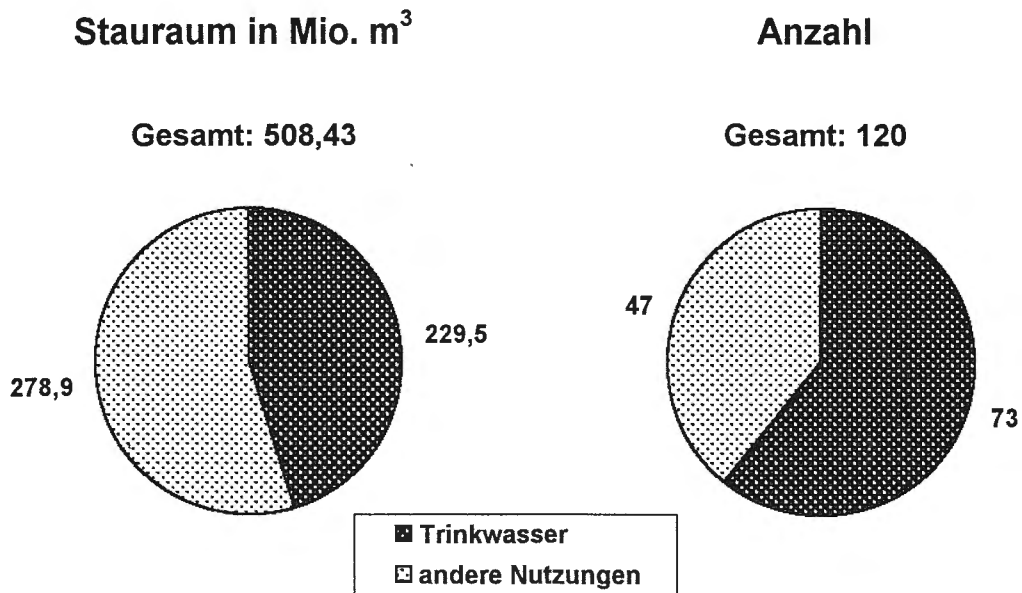
2 Sedimentbildung in sächsischen Talsperren

Der den Untersuchungen zugrundeliegende Stauraum aller Anlagen wurde Arbeitsmaterialien der LTV entnommen und beträgt ca. 508 Mio. m³. Die anteiligen Stauräume für Trinkwassernutzung und für Vorsperren (darunter VB, SH) und die Verhältnisse bei der Anzahl der Anlagen sind aus Bild 2 ersichtlich.

Fast die Hälfte des Stauraumes und weit über die Hälfte aller Anlagen dienen in Sachsen der Trinkwassernutzung. Dieser hohe Anteil ergibt sich dadurch, daß etwa 35 % der Einwohner Sachsens mit Trinkwasser aus Talsperren versorgt werden müssen /2/. Der Verlandung besonders ausgesetzt sind die Vorsperren, die zum überwiegenden Teil zu Anlagen gehören, die der Trinkwasserbereitstellung dienen.

Das Alter und damit der Zeitraum von Sedimenteinträgen in die Talsperren, Speicher und Teiche ist sehr unterschiedlich. Die älteste Anlage ist der Untere Großhartmannsdorfer Teich bei Freiberg, der bereits vor 1524 errichtet wurde. Die Geschichte des modernen Talsperrenbaues in Sachsen reicht etwa 100 Jahre zurück - 1891 wurde mit dem Bau der Talsperre Einsiedel bei Chemnitz begonnen. Viele der großen Talsperren wurden nach 1945 gebaut.

Alle Anlagen



Vorsperren

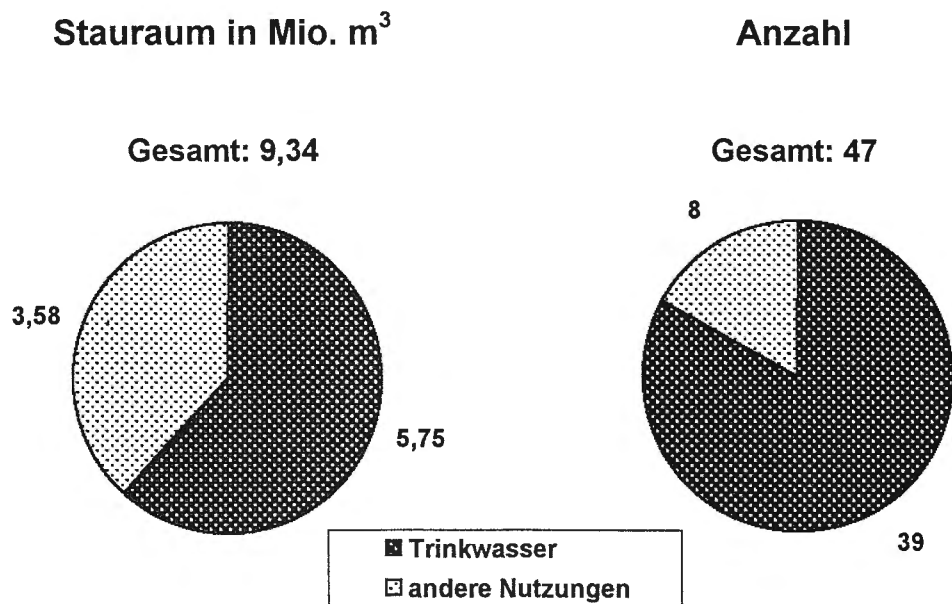


Bild 2: Stauräume und Anzahl der untersuchten Anlagen

Die wesentlichen Einflußfaktoren auf die Verlandung der Stauräume und die Geschiebe- und Schwebstofffracht der Fließgewässer ergeben sich aus den geographischen, hydrologischen und geologischen Bedingungen und der Art der Landnutzung.

Beschreibungen dazu findet man in (/3/ und/4/). Charakteristisch für Sachsen ist die nach Norden gerichtete allgemeine Abdachung des Landes. An der südöstlichen Grenze des Landes befinden sich die Erhebungen des Elstergebirges, des Erzgebirges, der Sächsischen Schweiz und des Lausitzer Berglandes. Im Erzgebirge erhebt sich das Land teilweise bis zu mehr als 800 und 1000 m ü. NN. Im nordöstlichen und nördlichen Teil geht Sachsen in das Lausitzer Flachland und an den Rand des norddeutschen Flachlandes über. Die niedrigsten Höhen findet man an der nördlichen und nordwestlichen Landesgrenze in den entsprechenden Flußtälern zwischen 75 und 95 m ü. NN. Sachsen gehört zum weitaus größten Teil zum Flußgebiet der Elbe, schickt die abfließenden Wässer also zur Nordsee. Nur ein sehr kleiner Streifen Landes im Osten wird durch die Neiße nach der Ostsee entwässert.

Die für die Talsperren des Landes wichtigsten Einzugsgebiete sind (siehe Bild 1):

- | | |
|--|---|
| - Einzugsgebiet der Weißen Elster | Vogtland, Leipziger Raum |
| - Einzugsgebiet der Mulde mit Zwickauer Mulde, Zschopau und Freiburger Mulde | Hauptteil des Erzgebirges und Nordsachsen |
| - Einzugsgebiet der Weißeritz und der Elbe bis Dresden | Osterzgebirge, Sächsische Schweiz |
| - Einzugsgebiet der Spree | Lausitz. |

Entsprechend der Höhengliederung des Landes liegen die niederschlagreichsten Gebiete im Süden von Sachsen mit Werten über 1340 mm /3/. Die geringsten Niederschläge fallen im NW des Landes. In der jüngsten Vergangenheit wurde Sachsen von z.T. katastrophalen Hochwasserereignissen betroffen (z.B. 1897, 1927 und 1957 im Osterzgebirge). Die bei diesen Hochwasserereignissen transportierten Sedimentmengen sind außerordentlich groß. In /3/ wird für das Hochwasser der Weißen Elster am 10.07.1954 eine transportierte Sedimentmenge von rd. 43000 t/Tag bei Zeitz angegeben.

Die Fläche Sachsens beträgt rd. 18.400 km² und unterteilt sich auf der Grundlage der COLIDO-Daten von 1992 /5/ in

57.17 %	Landwirtschaftliche Nutzfläche
26.37 %	Forsten und Hozungen
11.40 %	Wirtschaftsflächen
5.03 %	Sonstige Flächen.

Begünstigt wurde die Verlandung und die Kontamination der Sedimente durch die intensive landwirtschaftliche, insbesondere ackerbauliche Nutzung eines großen Teiles der Bodenfläche Sachsens. Negative Auswirkungen auf Böden und Gewässer ergaben sich durch Irrigation und Melioration (Be- und Entwässerung) und durch Überdüngung (Ausbringung von Gülle) und den verbreiteten Einsatz von Pflanzenschutzmitteln.

Die einst großen Waldbestände wurden in den vergangenen Jahrhunderten systematisch zugunsten landwirtschaftlicher Nutzung und der Urbanisierung zurückgedrängt. Teile des erzgebirgischen Waldes sind vom Waldsterben betroffen. Auf den Kamm-lagen des Osterzgebirges sind heute noch vor kurzem bewaldete Flächen kahl. In Sachsen gibt es größere geschlossene Waldgebiete nur noch in Teilen des Erzgebirges, der Sächsischen Schweiz, im Lausitzer Bergland und vereinzelt in den nördlichen Gebieten.

Landwirtschaft, Industrie und Kommunen waren und sind die Verursacher von an-

thropogen bedingten Schadstoffbelastungen der Sedimente. Größere Industriezentren, deren Einfluß auf die Schadstoffbelastung wahrscheinlich ist, sind im Erzgebirgischen Becken um Zwickau, Chemnitz und Freiberg, im Leipziger Raum und um Dresden zu suchen. Nicht unerheblich dürfte der Einfluß auf die Schadstoffbelastung durch den nach dem Zweiten Weltkrieg intensivierten Uranabbau im mittleren Erzgebirge und bei Zwickau sein.

Ein Teil der Schadstoffbelastungen ist jedoch ohne Zweifel geogen bedingten Ursprunges, insbesondere hervorgerufen durch die Geologie des Erzgebirges.

Für den Stofftransport der Fließgewässer wirken TS, VS, RHB u. dgl. als künstliche Barrieren. Es kommt zur Sedimentation. Der allochthone Eintrag aus dem Einzugsgebiet stellt in der Regel die Hauptkomponente der Sedimente dar. Je länger die Aufenthaltszeit des Wassers und je höher der Trophiegrad ist, desto höher wird der Anteil biologisch oder chemisch gebildeten autochthonen Materials am Sediment. Dabei werden eingetragene Stoffe, die im Wasser gelöst sind, durch Aufnahme in Organismen und/oder durch physikochemische Fällungsmechanismen partikularisiert.

Das Sediment stellt somit ein komplexes Stoffgemisch dar und kann zahlreiche in der Umwelt vorhandene Substanzen beinhalten. Die Beschaffenheit des Sedimentes eines Gewässers spiegelt so die Einflüsse und damit die Charakteristik des Einzugsgebietes sowie den Chemismus des Wasserkörpers wider.

Die Sedimente besitzen in mehrfacher Hinsicht Bedeutung für die Wasserbeschaffenheit der künstlichen Standgewässer:

- Sie tragen zunächst als Stoffsenke und als Ort ablaufender Stoffumsatz- und -absatzprozesse zur Verbesserung der Wasserbeschaffenheit bei.
- In vielen Fällen kommt es jedoch zur Umkehrung dieser Funktion, insbesondere bei eutrophen und bei versauerten Standgewässern. Das Sediment tritt dann als Quelle von Nährstoffen und Schadstoffen auf. So kann die Ausschüttung des Nährstoffes Phosphor aus dem Sediment bei hocheutrophen Standgewässern die Größenordnung des externen Eintrages erreichen, mitunter sogar übersteigen und damit die Bioproduktion weiter erhöhen.

Mit den Untersuchungen zum Einfluß der Sedimente auf die Wasserbeschaffenheit /6/ erfolgten Einschätzungen, welche Anlagen von diesen Vorgängen betroffen sein könnten.

- Die zunehmende Sedimentation verringert den nutzbaren Stauraum von Talsperren und schränkt den Reaktionsraum und damit die Wirksamkeit von Vorsperren ein. Letztere haben die Aufgabe, das allochthone Sediment von der Hauptsperre fernzuhalten und vor allem als Bioreaktor zur Elimination von Nährstoffen zur Verhinderung der Eutrophierung beizutragen.

3 Arbeitsschritte zur Sedimentfassung

Der große Bearbeitungsumfang zur Sedimentfassung ließ sich nur durch bestimmte Vereinfachungen und Abschätzungen in einem vertretbaren Zeit- und Kostenrahmen realisieren. Die Bearbeitung erfolgte in enger Zusammenarbeit mit den Mitarbeitern der LTV.

Eine Übersicht zu den wesentlichsten Arbeitsschritten ist aus Bild 3 ersichtlich.

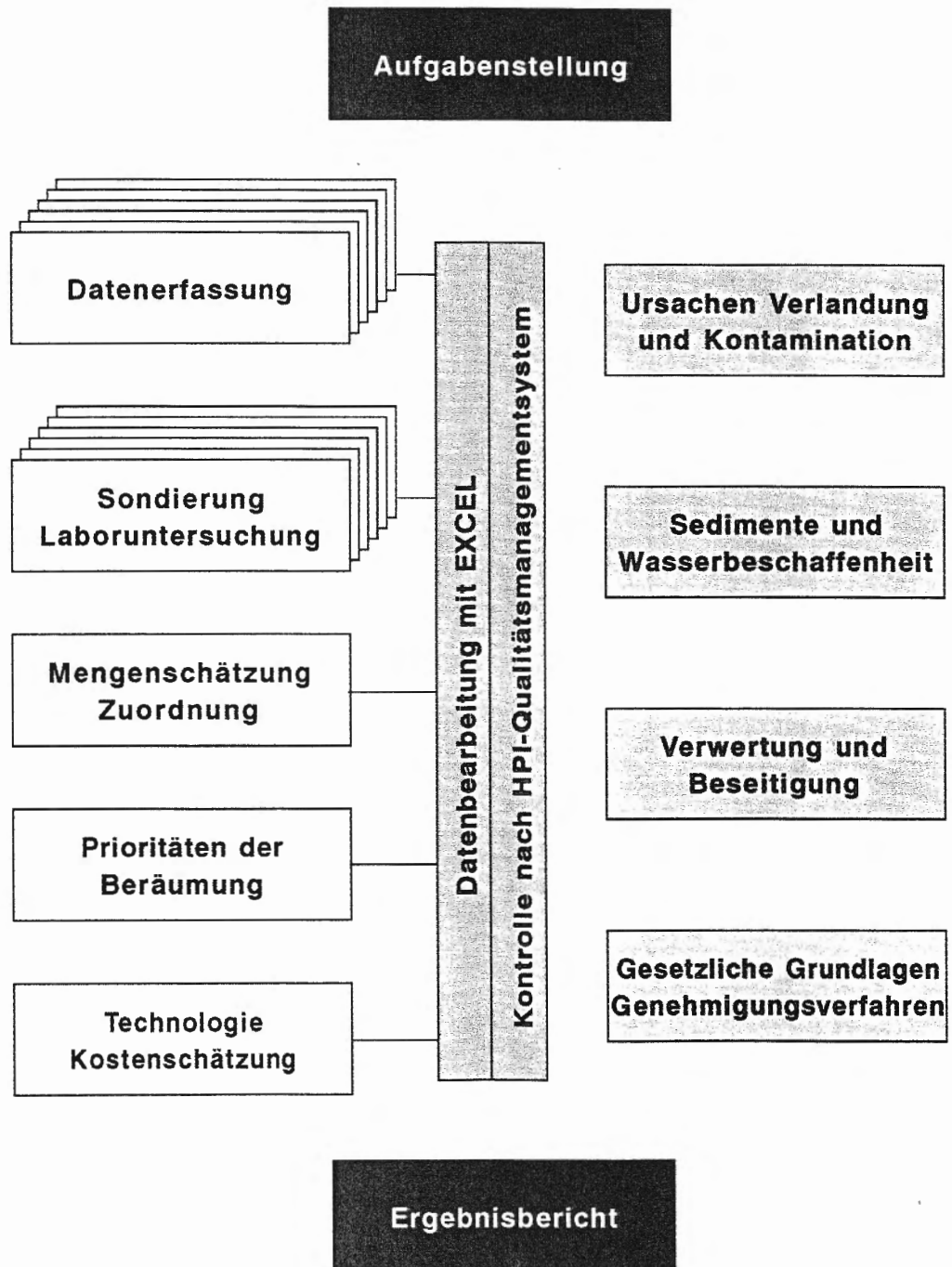


Bild 3: Arbeitsschritte zur Sedimenterfassung

Zur **Datenerfassung** wurden Fragebögen erarbeitet, in die durch die TSM vorhandene Informationen zur Verlandung ihrer Anlagen eingetragen wurden. Vorliegende Studien, Gutachten, Laborergebnisse und Lagepläne der Anlagen wurden angefordert.

Nach Sichtung des vorhandenen Datenmaterials wurde ein Programm zur ergänzenden **Sondierung, Beprobung und Laboruntersuchung** unter Berücksichtigung des von der LTV vorgegebenen Kostenrahmens erarbeitet. Die Durchführung der Arbeiten erfolgte im Sommer 1995.

Auf der Grundlage der Sondier- und Laborergebnisse und des Materials aus der Datenerfassung erfolgte durch Hydroprojekt die **Mengeneinschätzung und Zuordnung** der Sedimente der einzelnen Anlagen. Unter Zuordnung wird die Einordnung der Sedimente hinsichtlich ihrer Schadstoffbelastung in Kategorien nach gültigen Vorschriften verstanden (siehe Abschnitt 5).

Die Festlegung von **Prioritäten der Beräumung** erfolgte nach der Mengenschätzung und Zuordnung auf der Grundlage aller vorliegenden Informationen zum Einfluß der Verlandung auf die Funktion der Anlagen (siehe Abschnitt 8)

Vorschläge zur **Technologie** der Beräumung wurden nach Konsultation der TSM erarbeitet und führten zu einer für die **Kostenschätzung** begrenzten Anzahl technologischer Grundlinien.

Die große Menge der Daten erforderte eine umfassende **Kontrolle** ihrer Anwendung und Aufbereitung für die einzelnen Bearbeitungsetappen. Organisiert wurden die Kontrollen auf der Grundlage des bei Hydroprojekt eingeführten Qualitäts-Management-Systems (QMS).

Parallel zur Sedimenterfassung erfolgte die Bearbeitung der auf der rechten Seite von Bild 3 aufgeführten Aufgaben.

4 Mengenschätzungen

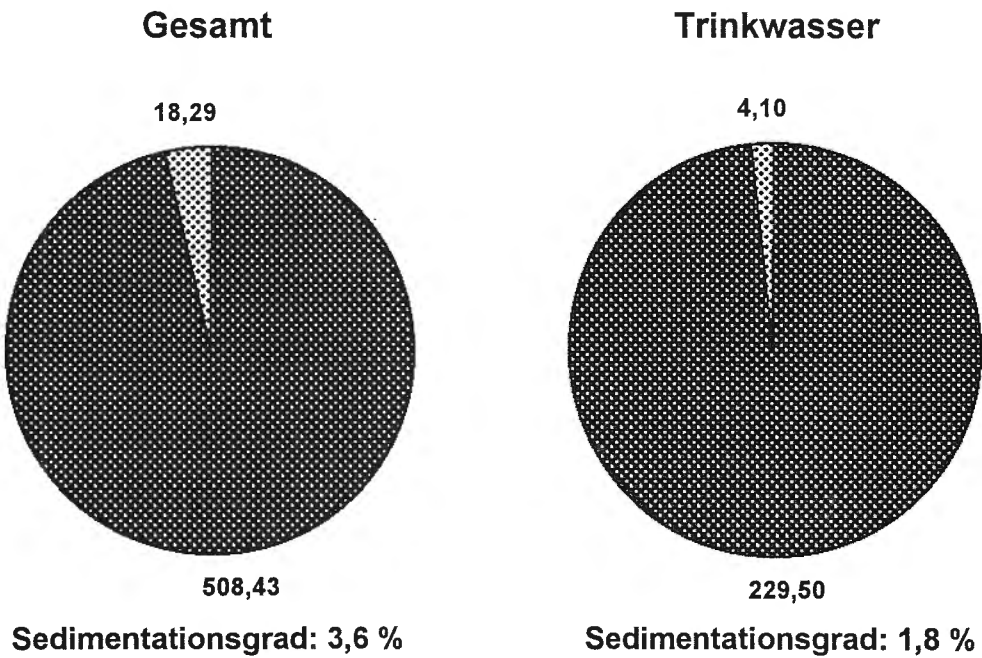
Ziel der Mengeneinschätzungen war es, den Sedimentationsgrad der Anlagen annähernd zu ermitteln, Grundlagen zur Kostenschätzung der Beräumungen bereitzustellen und einen Überblick zur näherungsweisen Gesamtmenge an Sedimenten in Talsperren zu erhalten. Als Grundlage dienten Echolotpeilungen in vorgegebenen Profilen, Sondierungen, vorliegende Mengenbestimmungen, Schätzungen der Talsperrenmeistereien und Lage- und Höhenpläne der Stauanlagen.

Ausgehend von den bereits vorliegenden Unterlagen und Einschätzungen wurden in 43 von insgesamt 120 Anlagen Echolotpeilungen und Sondierungen durchgeführt. Aus Kostengründen mußte ein relativ grobes Raster gewählt werden.

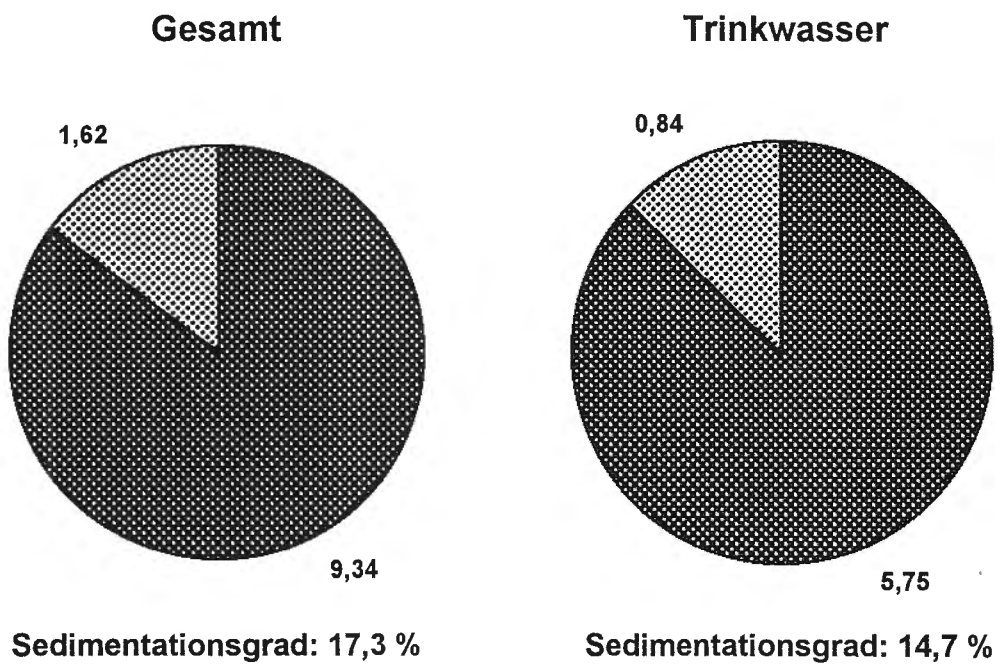
Die Sondierungen wurden mit einer graduierten Peilstange durchgeführt. Bei Sondierungen unter Wasser wurde stets die Wassertiefe bis zur Sedimentoberfläche und die maximale Tiefe bei "Durchstechen" des Sedimentes erfaßt.

Zur Echolotpeilung wurde das Gerät in einem am Boot befestigten Schwimmkörper über die vorgesehene Meßstrecke gezogen. Die Ergebnisse wurden weitgehend durch zusätzliche Sondierungen mit Peilstange und Sedimentstecher kontrolliert. Die Plausibilitätsprüfung der erkundeten Mächtigkeiten erfolgte außerdem am teilweise vorhandenen Kartenmaterial (Urprofile). Die Messung und Auswertung der Sedimentmächtigkeiten mit der geschilderten Methode ergibt eine Genauigkeit von ± 10 cm. Die Mengenerrechnung erfolgte über die erkundeten Profilflächen bzw. über die Sondiertiefen überschlägig. Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß es sich bei der Mengenbestimmung der in den sächsischen Talsperren lagernden Sedimente um eine Näherung der tatsächlichen Verhältnisse handelt.

Alle Anlagen



Vorsperren



■ Stauraum in Mio. m³

▨ Sedimente in Mio. m³

Bild 4: Sedimentmengen und Sedimentationsgrad der Stauräume

Für die technologischen Überlegungen und Kostenschätzungen war eine Unterscheidung der Sedimentmengen hinsichtlich Konsistenz und Beräumungserfordernis notwendig:

- Gesamt-Sedimentmenge, wassergesättigt
- zu beräumende Sedimentmenge, wassergesättigt
- zu beräumende Sedimentmenge, entwässert.

Die bei Entwässerung der Sedimente eintretenden Volumenverringerungen wurden in Abhängigkeit der Trockensubstanzen des Materials eingeschätzt.

Die geschätzte Gesamt-Sedimentmenge (wassergesättigt) für alle in die Sediment-
erfassung einbezogenen Anlagen beträgt rd.
18.300.000 m³.

Die Verlandungsmengen von Vorsperren und von Trinkwassertalsperren und der daraus abgeleitete Grad der Verlandungen ist aus Bild 4 ersichtlich. Der Grad der Verlandung oder Sedimentationsgrad ist das Verhältnis von Sedimentvolumen zum Stauvolumen. Die genannten Sedimentationsgrade sind das Mittel über alle untersuchten Anlagen und dürfen nicht darüber hinwegtäuschen, daß die Zahlen für einzelne Anlagen bedeutend höher liegen. Danach ergibt sich nachfolgende Verteilung der Verlandung:

Sedimentations- grad [%]	Anzahl der Anlagen	Sedimentations- grad [%]	Anzahl der Anlagen
0 - 10	67	51 - 60	4
11 - 20	14	61 - 70	1
21 - 30	15	71 - 80	3
31 - 40	8	81 - 90	1
41 - 50	6	91 - 100	1

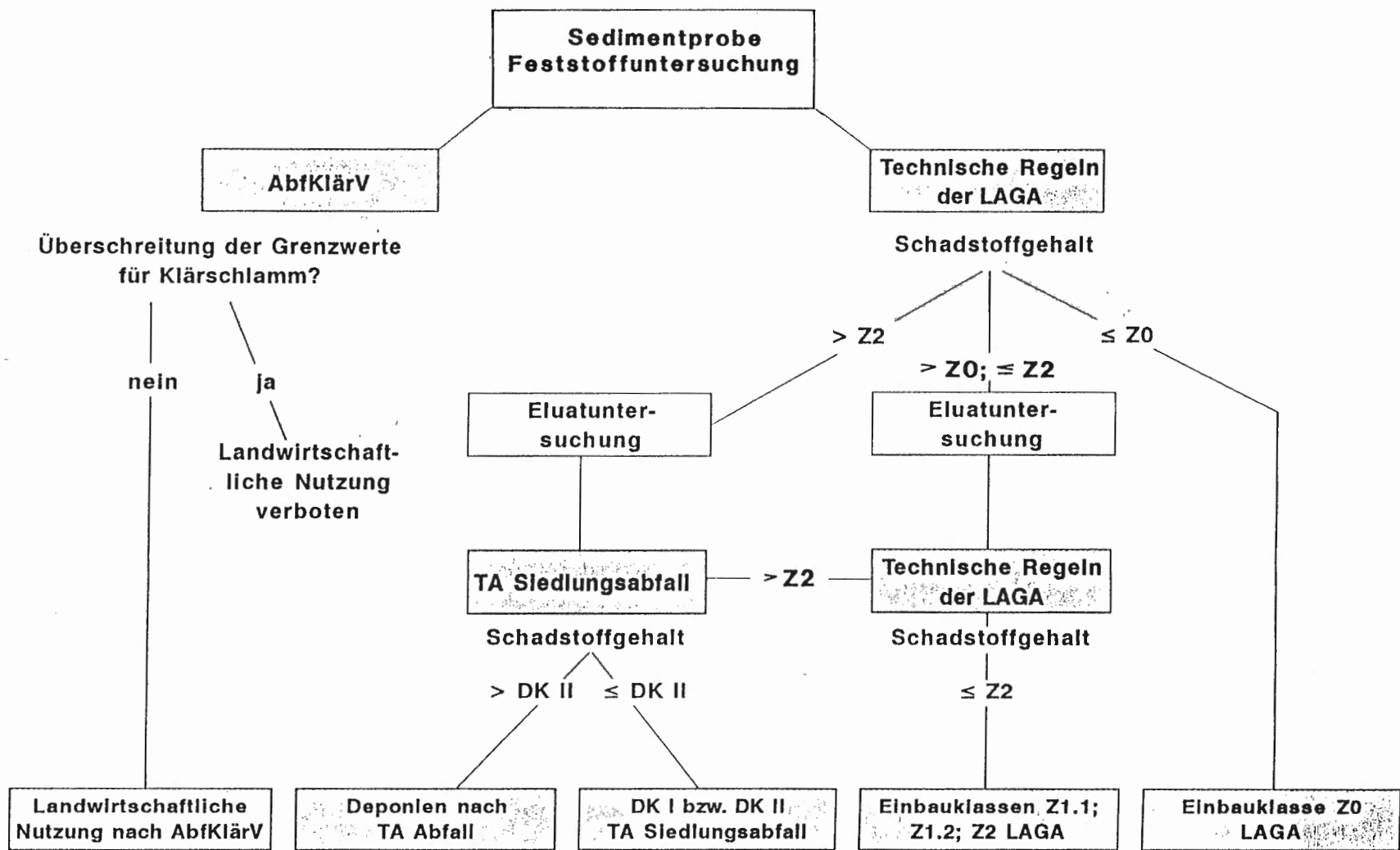
Ausgehend von den Vorschlägen für die Dringlichkeit von Beräumungen (Abschnitt 8) beträgt die zu beräumende Sedimentmenge (wassergesättigt) rd. 3.700.000 m³ und damit rd. 20 % der Gesamt-Sedimentmenge. Vor dem Hintergrund der Schadstoffbelastung (Abschnitt 5) wird deutlich, welche Schwierigkeiten für das Land Sachsen mit der Beräumung dieser Sedimente verbunden sind.

5 Zuordnung der Sedimente nach Belastungskriterien

Im Sinne des Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetzes /4/ sind Sedimente, die aus den Talsperren beräumt werden, grundsätzlich als Abfall einzustufen. Je nach Kontamination der Sedimente handelt es sich um Abfall, der zu verwerten oder zu beseitigen ist. Um zu entscheiden, ob die Sedimente verwertet oder beseitigt und wie sie zugeordnet werden müssen, sind die Schadstoffe und wertbestimmenden Parameter zu ermitteln. In der Bundesrepublik Deutschland und auch in anderen Ländern gibt es für diese Zuordnung und die Einschätzung der Gefährdung von Böden/Abfällen verschiedene Richtlinien und Vorschriften mit unterschiedlichen Grenz- bzw. Zuordnungswerten. Gegenwärtig werden in der Bundesrepublik Deutschland für die Bewertung von Sedimenten u.a. die

- Klärschlammverordnung /7/
- Technische Regeln der LAGA /8/
- TA Siedlungsabfall /9/
- TA Abfall /10/

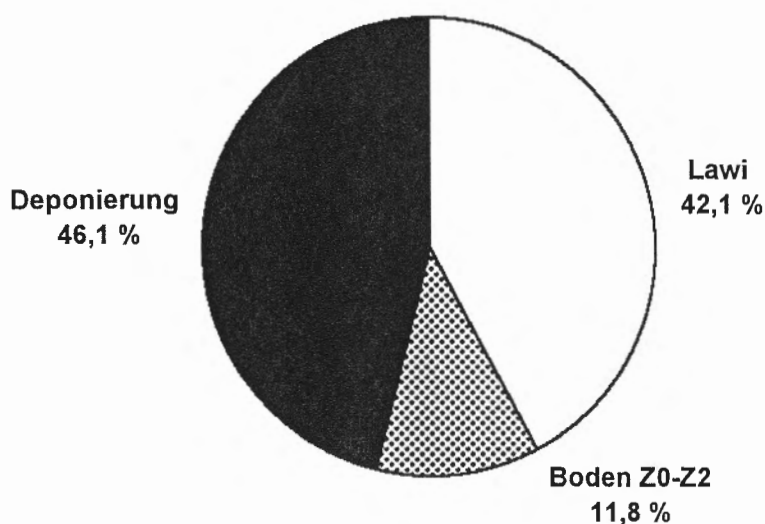
Bild 5: Prinzip der Untersuchungen und Zuordnung für Sedimente



- Nordrhein-Westfalen-Liste /11/ - Holland-Liste /13/
- Anforderungen an die Aufbringung von Bodenmaterial auf landwirtschaftlich genutzte Böden, LABO /12/

angewendet. Zur Beurteilung einer landwirtschaftlichen Verwertung der Sedimente wurde die Klärschlammverordnung herangezogen. Obwohl es sich bei Sedimenten nicht um Klärschlamm handelt, wird sie im allgemeinen verwendet, weil derzeit anderweitige Regelungen fehlen. Die Verwertungsmöglichkeit der Sedimente als Boden wurde auf der Grundlage der Technischen Regeln der LAGA beurteilt. Diese Regeln haben sich in der Praxis weitgehend durchgesetzt und wurden bei der Sedimenterfassung angewendet. Die LAGA /8/ unterscheidet Einbauklassen für Böden Z 0, Z 1 und Z 2 entsprechend dem Schadstoffgehalt. Bei Überschreitung der Schadstoffgrenzwerte der Einbauklasse Z 2 ist festgelegt, daß eine Beseitigung vorzunehmen ist und die Zuordnung zu Deponieklassen nach TA Siedlungsabfall oder TA Abfall zu erfolgen hat. Das Prinzip der Untersuchungen und Zuordnung der Sedimente geht aus Bild 5 hervor. Aufgrund der vorliegenden Unterlagen und durchgeführter Untersuchungen war es möglich, für eine Sedimentmenge (wasserges.) von rd. 13.755.000 m³ (etwa 75 % der Gesamtsedimentmenge) eine Zuordnung vorzunehmen. Ausgehend von der Beräumungsmenge (3,7 Mio m³) ergibt die Zuordnung die in Bild 6 angegebene prozentuale Verteilung.

Beräumungsmenge 3,7 Mio. m³



LAWI:	Zuordnung nach Klärschlammverordnung (AbfKlärV) / 7 /	
Boden Z0 - Z2:	Zuordnung nach den Technischen Regeln der LAGA / 8 /	
Deponierung:	DK I, DK II	Zuordnung nach TA Siedlungsabfall / 9 /
	TA Abfall	Zuordnung nach TA Abfall / 10 /

Bild 6: Prozentuale Aufteilung der Beräumungsmenge nach Zuordnungen

Bei Sedimenten mit Deponierungserfordernis entfällt mit rd. 32 % der größte Anteil auf die DK II. Für Zuordnungen zur landwirtschaftlichen Nutzung wurde von mindestens 15 % organischer Substanz in der Trockensubstanz des Sedimentes ausgegangen. Der Anteil der zu deponierenden Beräumungsmengen mit sehr hohen Schadstoffbelastungen beträgt etwa die Hälfte der zu beräumenden Sedimentmenge (rd. 1,7 Mio m³). Auf vordringliche und dringend erforderliche Beräumungen (siehe Abschnitt 8) entfallen davon rd. 0,7 Mio m³.

Im Rahmen der Zuordnung erfolgte die Feststellung von problematischen Schadstoffen in den Sedimenten. Betrachtet man die Schadstoffe, deren Gehalte für die Zuordnungen zu Z2 nach LAGA und zur Deponierung maßgebend sind, ergibt sich folgende Verteilung hinsichtlich der Anzahl von Anlagen und von Sedimentmengen:

Schadstoffe	Arsen	Cadmium	Zink	Ammonium Stickst.	PAK	AOX
Anzahl der Anlagen	34	30	12	12	12	10
betroffene Sedimentmenge, bezogen auf 13,755 Mio m ³ [%]	61	67	46	25	27	17

Man erkennt, daß die Problem-Schadstoffe in den Sedimenten im Hinblick auf die Verwertung und Beseitigung Arsen, Cadmium und Zink sind.

Zur Verteilung erhöhter Schadstoffbelastungen in den Sedimenten der sächsischen Talsperren lassen sich die folgenden Erkenntnisse ableiten.

Erhöhte Arsenbelastungen treten vorrangig in den Anlagen im Erzgebirge und im Vogtland auf. Bei den meisten Anlagen sind erhöhte Cadmiumbelastungen festzustellen. Eine territoriale Eingrenzung ist nicht zu erkennen. Von erhöhter Zinkbelastung sind besonders die Anlagen im Einzugsgebiet der Wilden und Roten Weißeritz im Osterzgebirge betroffen. In den anderen Gebieten Sachsens sind nur vereinzelte Anlagen betroffen. Auffällige Konzentrationen auf bestimmte Gebiete lassen sich nur für die Anlagen der TS Eibenstock im mittleren Erzgebirge für PAK und AOX nachweisen.

6 Verwertung, Beseitigung und in-situ-Behandlung von Talsperrensedimenten

6.1 Grundsätzliche Möglichkeiten der Verwertung und Beseitigung

Legt man die Kriterien des Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz /14/ zugrunde, sollte in erster Linie geprüft werden, ob die Sedimentberäumung vermieden werden kann. Wege dazu sind Sedimentbehandlungen in der natürlichen Ablagerung und verschiedene Verfahren zur Beeinflussung der Wasserbeschaffenheit des Stauraumes (siehe Abschnitt 6.2), wenn ein Einfluß der Sedimente auf die Wasserbeschaffenheit der Grund für ihre Beräumung ist. Eine weitere Möglichkeit besteht in der Umlagerung innerhalb des Stauraumes.

Ist eine Beräumung unumgänglich, sind an Hand der Beprobungsergebnisse und der Zuordnung der Sedimente die Verwertung oder Beseitigung auf der Grundlage der dafür vorgeschriebenen Planungs- und Genehmigungsverfahren vorzunehmen. Eine Übersicht zu grundsätzlichen Lösungen ist in Bild 7 dargestellt. Das Ergebnis der Recherchen zu potentiellen Standorten für Verwertung und Beseitigung von Sedimen-

ten aus sächsischen Talsperren zeigt Bild 8.

Für die Verwertung spielt die Kornverteilung der Sedimente eine entscheidende Rolle. Die in den sächsischen Talsperren abgelagerten Sedimente haben bis auf Ausnahmen hohe Ton- und Schluffanteile. Die mittlere Kornverteilung ist im Vergleich mit der mittleren Kornverteilung von sächsischen Fließgewässern in Bild 9 dargestellt.

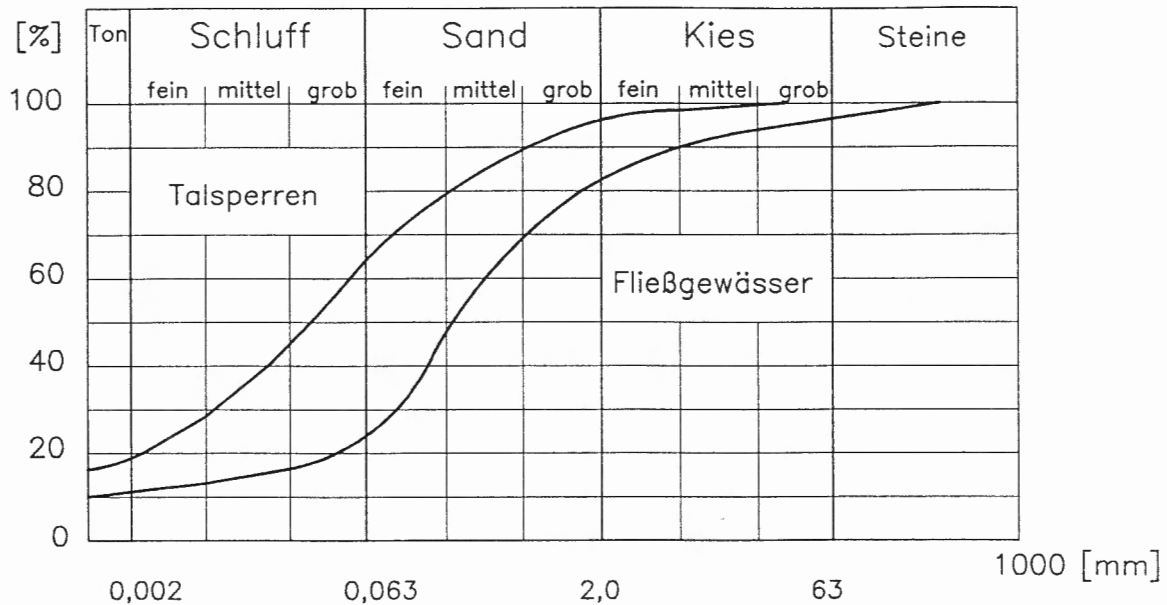


Bild 9: Mittlere Kornverteilungen von Talsperren- und Fließgewässersedimenten Sachsens

- Aufbringen von Sedimenten auf landwirtschaftlich genutzten Flächen entsprechend AbfKlärV /7/

Vor Aufbringen von Sedimenten sind die Böden der landwirtschaftlichen Flächen entsprechend § 3 in /7/ zu untersuchen. Bei Einhaltung der Schadstoffgrenzwerte für das Sediment und den Boden können als Regelfall 5 t Sedimente / ha aller 3 Jahre auf Landwirtschaftsflächen aufgebracht werden. Zur Aufbringung von Sedimenten auf landwirtschaftlich genutzte Flächen sind Einzelfallentscheidungen auf der Grundlage der Sediment- und Bodenparameter und der Nutzungsart erforderlich.

Wie die Praxis der Vergangenheit gezeigt hat, bestehen zahlreiche konkrete Möglichkeiten zur landwirtschaftlichen Nutzung von Talsperrensedimenten.

- Verwertung von Sedimenten als Bodenmaterial nach den Technischen Regeln der LAGA /8/

Die Technischen Regeln der LAGA gestatten bei Böden der Einbauklasse Z0 eine uneingeschränkte Verwendung und bei Böden mit den Einbauklassen Z 1.1, Z 1.2 und Z 2 eine Verwendung unter bestimmten Voraussetzungen.

Anzustreben ist eine Verwendung der Sedimente im Rahmen von Bauvorhaben zum direkten Einbau. Derartige Verwendungen lassen sich nur als Einzelfallentscheidungen unter Beachtung der vorgeschriebenen Genehmigungsverfahren realisieren. Im Rahmen der Sedimenterfassung war es nur möglich, grundsätzliche Verwertungen und Verwertungsstandorte zu recherchieren.

Durch die extensive Ausschöpfung der Braunkohlevorkommen in Mitteldeutschland und in der Lausitz und die Uranvorkommen im Erzgebirge und in Thüringen nach 1945 ist ein großer Sanierungsaufwand für die Bergbaufolgelandschaften erforderlich. Dabei bestehen grundsätzliche Verwertungsmöglichkeiten für Böden der Einbauklassen Z 0, Z 1.1 und 1.2 mit einem Bedarf von mehreren Mio. m³, z.B. für die Abdeckung von Halden.

Gegenwärtig entstehen in Sachsen zahlreiche Bodenbörsen, die in eingeschränktem Umfang nicht oder wenig schadstoffbelastete Böden annehmen.

- Verwertung von Sedimenten als Bergversatz

Möglichkeiten zur Verwendung von Talsperrensedimenten als Bergversatz konnten nur im Kali- und Salzbergbau bei Bernburg in Sachsen-Anhalt recherchiert werden. Unter bestimmten Voraussetzungen kann sich eine derartige Verwertung als ökonomische Lösung erweisen. Der Gesamtbedarf beträgt fast 20 Mio. m³. Für 1.2 Mio m³ besteht gegenwärtig die bergrechtliche Zulassung. In einer eigens dafür konzipierten Anlage werden Reststoffe zur direkten Verbringung als Bergversatz im Salzbergwerk Bernburg aufbereitet. Entsprechend Betriebsplanzulassung und den Vorgaben des Bergamtes Halle liegen die meisten Schadstoffrichtwerte über den Grenzwerten für die DK II nach TA Siedlungsabfall. Damit ist trotz der relativ großen Entfernung die Verbringung von belasteten Sedimenten aus dem Leipziger Raum als Bergversatz eine mögliche Alternative zur Beseitigung auf Deponien.

Grundsätzlich sind Einzelfallprüfungen vor allem als Kostenvergleich mit anderen Lösungen erforderlich.

- Beseitigung der Sedimente auf Deponien Klasse I und II nach TA Siedlungsabfall /9/ und auf Deponien nach TA Abfall /10/

Die Beseitigung von Sedimenten auf Deponien ist eine unbefriedigende Lösung, weil sie dem Grundgedanken der Kreislaufwirtschaft widerspricht. Die gegenwärtigen Kapazitäten, die recherchiert werden konnten, reichen bei weitem nicht aus, um den Bedarf zu decken. Die Kosten einer Deponierung sind nach den durchgeführten Recherchen sehr hoch, so daß bei großen Sedimentmengen wirtschaftlich nicht mehr vertretbare Lösungen entstehen. Auf der anderen Seite sind die Kosten für Sedimentbehandlungen zur Schadstoffelimination ebenfalls extrem hoch.

Das Problem läßt sich aus gegenwärtiger Sicht nur lösen, wenn die Beurteilung der Schadstoffbelastung von Talsperrensedimenten nach anderen Kriterien erfolgt als bisher. Insbesondere müßten die Aspekte der Remobilisierung geogen bedingter Schadstoffe im Sediment unter den konkret vorliegenden Umweltbedingungen, die bei einer Beseitigung oder Verwertung zu erwarten sind, näher untersucht und anders bewertet werden, als es mit den z.Zt. verwendeten Vorschriften erfolgt. Forderungen für die Erstellung von Grenzwerten für Baggergut, zu dem die Sedimente aus Talsperren und Fließgewässern zu rechnen sind, werden auch an anderer Stelle laut. DEHNAD und KUNKEL /15/ bezeichnen die Erstellung von Schadstoffgrenzwerten für den Massenabfall Baggergut als dringenden Handlungsbedarf, "...da es wegen seiner Konsistenz weder mit Klärschlamm noch mit normalen Böden verglichen werden kann. Die Behörden und Fachausschüsse sind also gefordert, dieses Defizit sobald wie möglich zu beseitigen".

Gegenwärtig muß jedoch davon ausgegangen werden, daß bei dringend erforderlichen Beräumungen stark schadstoffbelasteter Sedimente eine Deponierung nach TA Siedlungsabfall oder TA Abfall erfolgen muß.

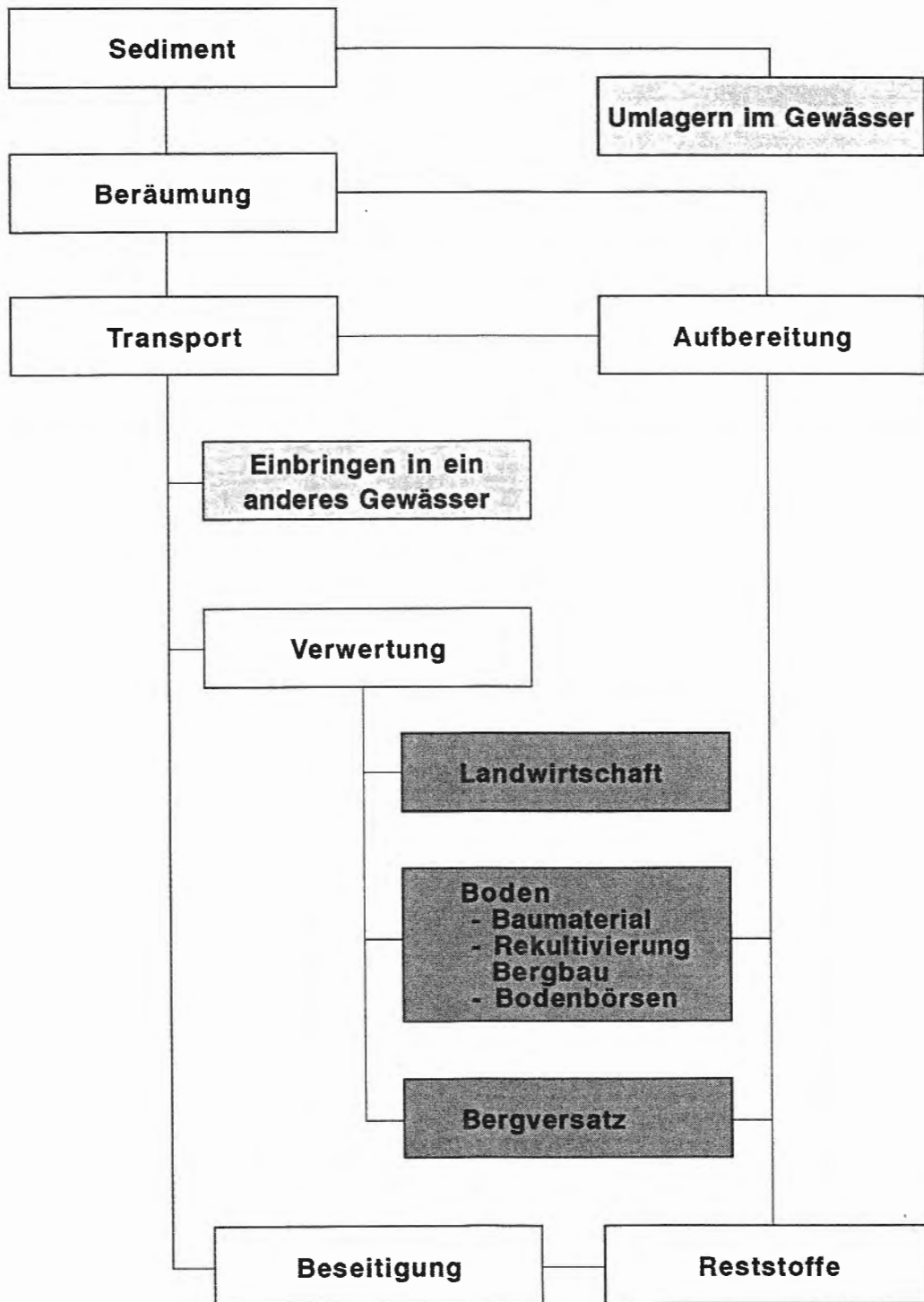


Bild 7: Schema der Beräumung, Verwertung und Beseitigung von Sedimenten

- Einbringen von Sedimenten in Gewässer

Grundsätzliche Möglichkeiten werden z.B. in Verfüllungen von stillgelegten, wasser-gefüllten Kiesgruben oder in der Einbringung in Tagebaurestlöcher gesehen. Neben dem Wasserrecht ist dabei das Bergrecht zu beachten. In die Voruntersuchungen sind weitere Belange, wie die des Umweltschutzes, des Naturschutzes und der ökologischen Randbedingungen, einzubeziehen.

6.2 Alternativen zur Sedimentberäumung

- Umlagern von Sedimenten im Stauraum

In Abhängigkeit von der Schadstoffbelastung kann die Umlagerung der Sedimente im Gewässer eine kostengünstige Variante zur Lösung des Verlandungsproblems sein. Als Vorteil ist die Vereinfachung des Genehmigungsverfahrens zu nennen. Grundsätzlich sind bei derartigen Lösungen die Belange des Umweltschutzes, des Naturschutzes und der ökologischen Gesamtsituation der entsprechenden Anlage zu berücksichtigen. Gleichzeitig muß gesehen werden, daß derartige Lösungen bei Talsperren angesichts der Sedimentationsraten ihre Grenzen und nur aufschiebende Wirkung haben und daß zahlreiche offene Fragen grundsätzlich zu beantworten sind.

Voraussetzungen sind u. a.

- die Verfügbarkeit nicht mehr benötigten Stauraumes
- Flachwasserbereiche an der Stauwurzel oder in Seitenarmen von Talsperren, für die eine Auflandung aus betriebswirtschaftlichen Gründen günstig ist
- die Verträglichkeit im Hinblick auf die Wasserbeschaffenheit (Verschmutzung, Remobilisierung von Schadstoffen beim Umlagern).

Im Rahmen der Kostenschätzungen wurden in Abstimmung mit den betreffenden TSM für einige Anlagen derartige Lösungen näherungsweise wasserbaulich untersucht. Es zeigte sich, daß dabei im Vergleich mit traditionellen Lösungen (Beräumung, Zwischenlager, Transport, Verwertung oder Beseitigung) bedeutend geringere Kosten entstehen.

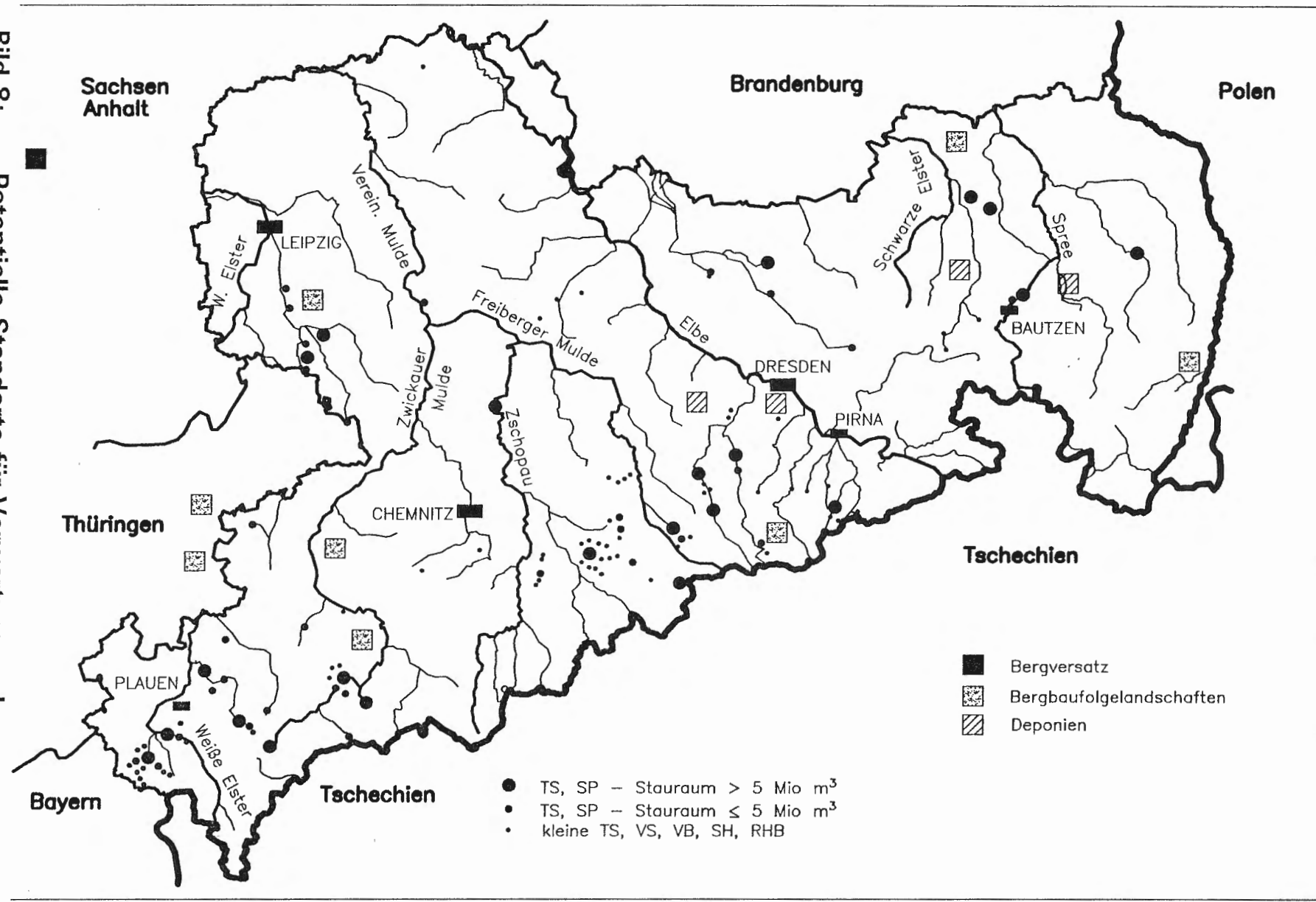
- Spülen von Talsperren und Wehren

Im Sächsischen Wassergesetz /16/, § 42 wird festgelegt, daß aufgestautes Wasser nur so abgelassen werden darf, daß für andere keine Gefahren oder Nachteile entstehen können, daß die Ausübung von Wasserbenutzungsrechten und die ökologischen Funktionen des Gewässers nicht mehr als unvermeidbar beeinträchtigt werden und die Unterhaltung des Gewässers nicht erschwert wird. Dieser sehr enge Rahmen gestattet es in Sachsen praktisch nicht, Stauräume zu spülen.

- Behandlung von Sedimenten in natürlicher Ablagerung

Besteht nach /6/ die Gefahr, daß durch Remobilisierung der im Sediment enthaltenen Schadstoffe die Wasserbeschaffenheit beeinträchtigt wird, sollte die Entfernung der Sedimente nur in Ausnahmefällen und nur nach gründlicher Untersuchung aller internen und externen Einflußfaktoren in Betracht gezogen werden.

Bild 8: Potentielle Standorte für Verwertung und Beseitigung von Sedimenten aus sächsischen Talsperren



Zur Unterbindung der Remobilisierung von Phosphor, Eisen und Mangan ist eine Vielzahl von Möglichkeiten bekannt /6/:

- Verfahren der Wasserbelüftung
- Verfahren zur Veränderung der Wasserschichtung, wie z.B. Tiefenwasserableitung
- Zugabe von Nitrat in das Sediment (nicht bei Trinkwassertalsperren)
- Versiegelung der Sedimentoberfläche durch P-Fällungen mit Al- oder Fe-Salzlösungen.

Weitere Maßnahmen zur Reduzierung oder Elimination negativer Einflüsse des Sedimentes auf die Wasserbeschaffenheit sind entsprechend /6/:

- Sedimententfernung in Flachwasserbereichen
- Makrophytenansiedlung (Biomaniipulation)
- Erhöhung der Windabschirmung
- Beeinflussung des Strömungsregimes.

Die Entscheidung zum Einsatz dieser Maßnahmen ist in Abhängigkeit vom Schichtungstyp des Stauraumes und vom Trophiegrad der Anlage zu treffen.

Obwohl die Analysenergebnisse der Sedimente und die globalen limnologischen Informationen zu den betrachteten Anlagen nicht vollständig und nicht in jedem Falle restlos zutreffend für die Untersuchungen waren, konnten Stauanlagen benannt werden, in denen negative Einflüsse des Sedimentes auf den Wasserkörper nachweisbar oder wahrscheinlich sind /6/. Diese Einflüsse wurden als mitbestimmende Parameter für die Festlegung von Prioritäten der Beräumung bei 17 Anlagen herangezogen.

7 Verfahren zur Bestimmung der Ursachen der Verlandung und Kontamination von Sedimenten

Von der Bergakademie Freiberg wurde exemplarisch untersucht, inwieweit auf der Grundlage des dort entwickelten Programmes EROSION-3D Einschätzungen zu den Ursachen für Verlandung und Kontamination der Sedimente von Talsperren möglich sind /17/. Ausgewählt wurden die in Bild 10 eingetragenen Einzugsgebiete der VS Malter (81 km² - Mittelgebirgsrelief) und des Speichers Radeburg 1 (302 km²-flaches Hügelland). Grundlage für die Berechnungen zum Sediment- und Schadstoffaustrag aus einem Einzugsgebiet ist ein Bodenerosionsmodell, das auf einem Ansatz von Schmidt /18,19/ basiert.

Die Eingabedaten sind Relief-, Boden- und Niederschlagsparameter. Die Reliefparameter werden aus unterschiedlich diskretisierten, digitalen Geländemodellen, die entweder auf der Grundlage von mittel- und großmaßstäbigen Karten selbst erstellt werden müssen oder über die jeweiligen Landesvermessungsämter zur Verfügung gestellt werden können, abgeleitet. Für jedes Einzugsgebiet wurden drei Teileinzugsgebiete zur Entnahme von insgesamt 18 Bodenproben ausgewählt. Für diese Proben erfolgte die Bestimmung der Kornverteilung und der Gehalte an bestimmten Schwermetallen. Da aus Kostengründen bei weitem nicht alle Bodenparameter direkt bestimmbar waren, wurden Vergleichsdaten aus ähnlichen Einzugsgebieten verwendet.

Die Niederschlagsdaten bestehen aus erosionswirksamen Einzelereignissen eines hydrologischen Referenzjahres.

Für jedes Gebiet wurde ein 3-Jahreszyklus mit einer bestimmten Fruchtfolge berechnet. Die Waldgebiete konnten in die Berechnung nicht einbezogen werden. Ebenfalls sind in der Modellrechnung gesonderte Sedimentquellen, wie z.B. Haldenabtrag und Uferabbrüche oder Sedimenteinträge aus Siedlungen nicht erfaßt.

Die Berechnungen ergaben deutliche Unterschiede für die Sedimentausträge aus Flächen mit unterschiedlichen Fruchtarten. Entsprechende Relationen lassen sich auch

in Abhängigkeit anderer Parameter der Berechnung ableiten. Auf dieser Basis ist es möglich, Bereiche des Einzugsgebietes zu lokalisieren, bei denen erhöhte Sedimentausträge erfolgen.

Die Beispiele haben gezeigt, daß mit dem Programm EROSION-3D die Sedimentfracht näherungsweise berechnet werden kann und damit die Grundlage zur Ermittlung von Sedimentationsraten besteht. Voraussetzung ist jedoch, daß die aus den Stauräumen hinaus transportierten Sedimentmengen mit in die Betrachtung einbezogen werden müssen. Die Ursachen der Sedimentation lassen sich grundsätzlich feststellen. Voraussetzung ist, daß alle landwirtschaftlich genutzten Flächen des Einzugsgebietes genügend genau erfaßt werden. Die Erkundung von Ursachen für bestimmte Kontaminationen werden durch begleitenden Einsatz des Verfahrens unterstützt.

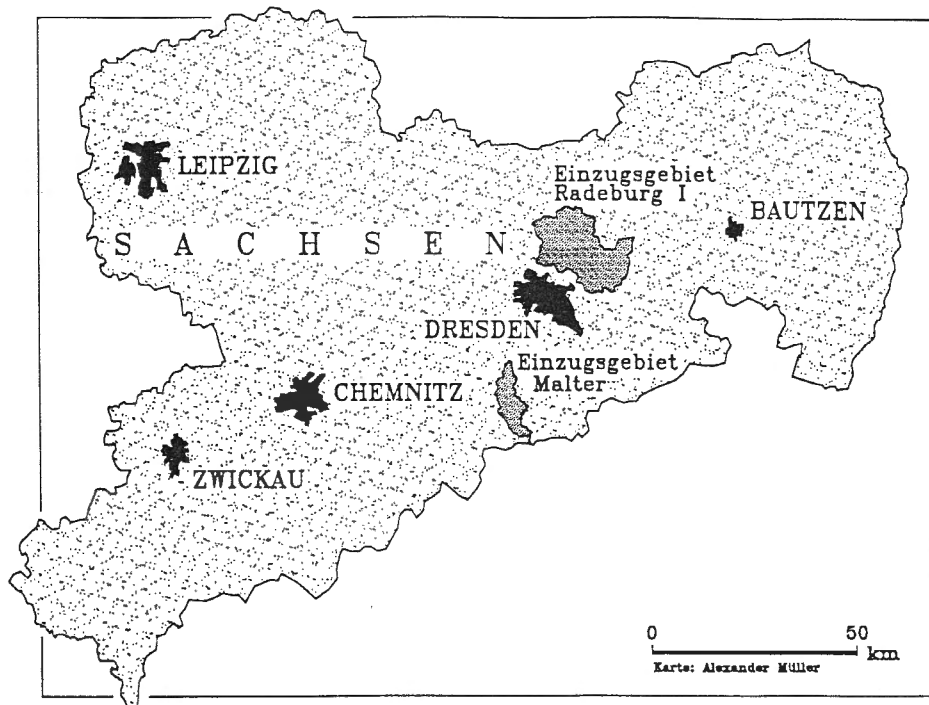
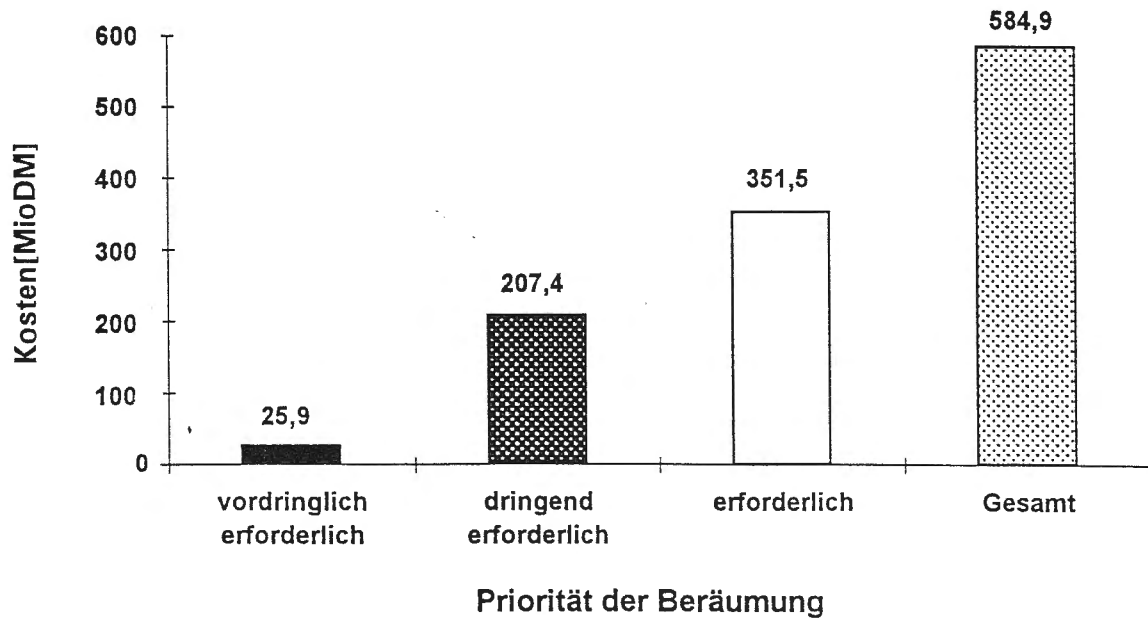


Bild 10: Ausgewählte Einzugsgebiete zur exemplarischen Untersuchung der Verlandungsursachen

8 Festlegung von Prioritäten der Beräumung, Vorschläge zur Beräumungstechnologie, geschätzte Kosten

In das Konzept zur Festlegung von Prioritäten der Beräumung wurden ingenieurtechnische Kriterien, wassergütwirtschaftliche Belange, ökologische Gesichtspunkte und Umweltfaktoren auf der Grundlage eines Punktesystems einbezogen. Die daraus ermittelten Anlagen mit Beräumungserfordernis wurden zusätzlich nach finanziellen und betriebswirtschaftlichen, wassermengenwirtschaftlichen und eigentumsrechtlichen Belangen überprüft. Danach ergeben sich für die 120 untersuchten Anlagen gegenwärtig folgende Beräumungserfordernisse:

19 Anlagen	(15,8 %)	vordringlich
8 Anlagen	(6,7 %)	dringend erforderlich
27 Anlagen	(22,5 %)	erforderlich
66 Anlagen	(55,0 %)	z.Zt. nicht erforderlich.



Kostenanteile

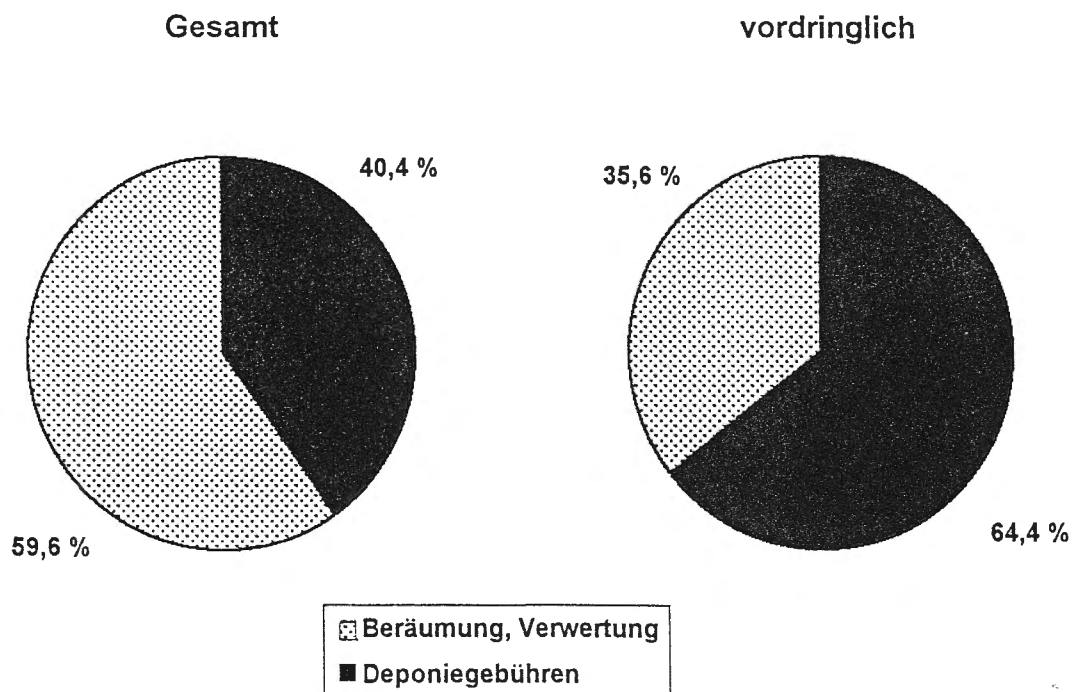


Bild 11: Kosten der Beräumung, Verwertung und Beseitigung

Zur Kostenschätzung wurden mit den TSM abgestimmte grundsätzliche technologische Lösungen für die einzelnen Anlagen mit Beräumungserfordernis vorgegeben:

- Entfernung (Trockenbaggerung, Einsatz von Spezialraupen, Einsatz von Dickstoffpumpen) nach Absenkung und natürlicher Entwässerung der Sedimente
- Naßbaggerung vom Seespiegel aus mit unterschiedlichen Technologien (Saugspülbaggerung, Eimerkettenbaggerung, Einsatz von Stelzenbaggern, Einsatz von Spezialgreifern auf Booten).

Sie waren Grundlage für die Annahme bestimmter technologischer Linien, die alle wesentlichen Positionen wie Abtransport, Verwertung oder Beseitigung enthalten.

Die für Sachsen recherchierten potentiellen Möglichkeiten der Verwertung und Beseitigung von Sedimenten (Abschnitt 6) wurden berücksichtigt. In die technologischen Betrachtungen und Kostenschätzungen wurde die alternative Lösung der Umlagerung von Sedimenten im Stauraum bei einigen Anlagen einbezogen. Es wird sichtbar, daß dabei mit vergleichsweise geringen Kosten große Beräumungsmengen bewältigt werden können. Auf die Risiken und Grenzen dieses Verfahrens wird in Abschnitt 6.2 verwiesen.

Die durchgeführten Kostenermittlungen sind als Schätzungen zu betrachten. Ausgehend von den recherchierten Marktmittelpreisen muß mit größeren Abweichungen nach oben oder unten gerechnet werden.

Alle Kosten verstehen sich als fertige Leistung inklusive Baustelleneinrichtung, Pachten, Transporten, Verwertung oder Beseitigung der Sedimente, Planung, Bauleitung, Bauüberwachung, Sedimentuntersuchungen in situ und im Labor und erforderlicher Großversuche. Die Kosten enthalten die Mehrwertsteuer und sind somit Bruttokosten. Sedimentaufbereitungen wurden nicht betrachtet. Für Sedimente mit hoher Schadstoffbelastung wurden die aufgezeigten Lösungen der Beseitigung oder Verwertung angenommen. Wie Bild 11 entnommen werden kann, sind die für Deponierung schadstoffbelasteter Sedimente aufzuwendenden Kosten außerordentlich hoch. In diese Anteile wurden die Kosten, die bei der Verwertung als Bergversatz und bei der Abdeckung von schadstoffbelasteten Bergbauhalden entstehen, einbezogen.

9 Zusammenfassung, Schlußfolgerungen

Im Freistaat Sachsen gibt es etwa 120 große Talsperren, Vorsperren, Vorbecken u.a., die von der LTV zu betreiben und zu unterhalten sind. Die bestehenden Verlandungen stellen bei einem Teil der Anlagen ein Problem dar, weil u.a. die Verweilzeiten verringert werden und betriebstechnische Belange betroffen sind. In einigen Anlagen sind die Sedimente ein Gefährdungspotential für die Wasserbeschaffenheit, weil es unter bestimmten Bedingungen zur Remobilisierung von Schad- und Nährstoffen kommen kann. Zur Erhaltung der Funktionsfähigkeit der Stauräume und der Staubauwerke, zur Abwendung von Gefährdungen der Wasserbeschaffenheit und aus ökologischen und ästhetischen Gründen ist in vielen Fällen eine Beräumung der Sedimente notwendig. Mit der durchgeführten Sedimenterfassung /1/ war es möglich, die in Talsperren der LTV Sachsen abgelagerten Sedimentmengen näherungsweise zu bestimmen. Stichpunktartige Beprobungen und die Auswertung vorliegender Erkundungsergebnisse gestatten eine Orientierung zur Schadstoffbelastung und zur Kornverteilung der Sedimente. Die vorgenommene Zuordnung zu Deklarationsvorschriften zeigt, daß mit 1.7 Mio m³ ca. 50 % der zu beräumenden Sedimente auf Deponien abgelagert werden müßten. Abgesehen davon, daß der dazu erforderliche Deponieraum nicht zur Verfügung steht, sind die mit der Beräumung und Beseitigung verbundenen Kosten aus finanzpolitischen Gründen für den Freistaat Sachsen nicht tragbar. Lösungen für dieses

Problem könnten kostengünstige Aufbereitungsverfahren, die Verwendung als Bergversatz und die in-situ-Behandlung von Sedimenten sein. Für nicht oder wenig belastete Sedimente bestehen ausreichende potentielle Verwertungsmöglichkeiten, z.B. in der Landwirtschaft und zur Rekultivierung von Bergbaufolgelandschaften. Aufwand und Kosten für Sedimentberäumungen können reduziert werden, wenn es gelingt, die Sedimenteinträge und Schadstoffbelastung zu verringern. Ein erster Schritt dazu ist die Erkundung der Ursachen, die mit Hilfe des Programmes EROSION-3D der Bergakademie Freiberg exemplarisch an zwei Einzugsgebieten in Sachsen getestet wurde. Durch das gegenwärtig realisierte Abwasserprogramm des Freistaates Sachsen ist künftig mit einer Reduzierung der anthropogen verursachten Schadstoffbelastung zu rechnen.

Literatur

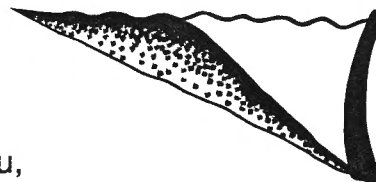
- /1/ Sedimenterfassung, Talsperren und Fließgewässer 1. Ordnung der LTV Sachsen
Teil I-Grundlagen, Teil II-Sedimenterfassung Talsperren
Hydroprojekt Ingenieuregesellschaft mbH, Büro Dresden
Januar 1996
- /2/ Talsperren in Sachsen,
Herausgeber: Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen
in Zusammenarbeit mit dem DVWK, Landesgruppe Südost
Bearbeiter: Dr.-Ing. H.-U. Sieber, 1992
- /3/ Pietzsch, K.: Geologie von Sachsen
VEB Deutscher Verlag der Wissenschaften, Berlin 1962
- /4/ Hydrogeologie, Grundlagen und Methoden
Ferdinand Enke Verlag Stuttgart 1995
- /5/ Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie
Telefax vom 19.01.1996
Flächennutzung im Freistaat Sachsen 1992
- /6/ Paul, L.; Hupfer, M.; Ulrich, K.-U.:
Studie zum Thema Bedeutung der Sedimente für die Wasserbeschaffenheit
von Standgewässern der Landestalsperrenverwaltung Sachsen
Dresden, 30.11.1995
- /7/ Klärschlammverordnung vom 15.04.1992 (AbklärV)
- /8/ Technische Regeln der LAGA "Anforderungen an die stoffliche Verwertung von
mineralischen Reststoffen/Abfällen vom 01.03.1994
- /9/ TA Siedlungsabfall
Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz
vom 14. Mai 1993
- /10/ TA Abfall - Gesamtfassung der Zweiten allgemeinen Verwaltungsvorschrift zum
Abfallgesetz, 28.03.1991

- /11/ Nordrhein-Westfalen-Liste
NRW-Richtlinienentwurf "Untersuchung und Beurteilung von Abfällen, Teil 2"
Landesamt für Wasser und Abfall, Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf, Juni 1987
- /12/ Mitteilung der Bund/Länderarbeitsgemeinschaft "Bodenschutz"
Anforderungen an die Verwertung von kultivierbarem Bodenmaterial
Technische Regeln (LABO)
vom Mai 1995
- /13/ Niederländische Richtwerte für Bodensanierung (Holland-Liste)
aus dem Jahr 1983 mit der Fortschreibung aus dem Jahr 1988
- /14/ Gesetz zur Förderung der Kreislaufwirtschaft und Sicherung der umweltver-
träglichen Beseitigung von Abfällen
Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz (KrW-/AbfG)
vom 27.09.1994 tritt am 27.09.1996 in Kraft
BGBl. I (1994), Nr. 66 vom 06.10.1994
- /15/ Dehnad, F.; Kunkel, F.: Schwermetallhaltige Baggerschlämme und deren Be-
handlung am Beispiel "Aufbereitung von Hafenschlick"
Wasser & Boden 5/1994, S.38 u. 40, S. 54 bis 58
- /16/ Sächsisches Wassergesetz (SächsWG)
vom 23.02.1993
GVBl. Nr. 13/1993 vom 12. März 1993
- /17/ Schmidt, J.; von Werner, M.; Müller, A.:
Bericht Erkundung der Ursachen für Verlandung und Kontamination,
Bestimmung von Sedimentationsraten
TU Bergakademie Freiberg, Fachgebiet Boden- und Gewässerschutz
Freiberg, 30.11.1995
- /18/ Schmidt, J.: A mathematical model to simulate rainfall erosion. - Catena Suppl.,
19: 101-109, 1991
- /19/ Schmidt, J.: Entwicklung und Anwendung eines physikalisch begründeten
Simulationsmodells für die Erosion geneigter, landwirtschaftlicher Nutzflächen,
Habilitationsschrift. Freie Universität Berlin, 1994

Adresse der Autoren:

Dr.-Ing. Klaus Girod, Dipl.Ing. Grit Brauer
Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mnH, Büro Dresden
Marie-Wittich-Strasse 1, D-01237 Dresden

Dr.-Ing. Karl Dybek, Dipl.Ing. Klaus Pütz
Ladestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen
Schlosspark 15, D-01796 Pirna



Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und dem
Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband

Verlandungsprobleme im Stausee Mauvoisin. Ausmass, Auswirkungen und mögliche Massnahmen

A. Schleiss, B. Feuz, M. Aemmer, B. Zünd
Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG, Zürich

Zusammenfassung

Der Stausee Mauvoisin wurde 1985 nach 29 Jahren Betrieb erstmals vollständig entleert. Eine weitere tiefe Seeabsenkung wurde 1995 im Rahmen der Abklärungen für das neue Einlaufbauwerk der geplanten Leistungsstufe Mauvoisin II durchgeführt. Dabei wurde neben bathymetrischen Aufnahmen auch die Sedimentkonzentration im Triebwasser in Abhängigkeit des Seeandes gemessen. Die aufgrund der Seeabsenkungen beobachtete Entwicklung der Verlandung gab Anlass, grundsätzliche Lösungen zu studieren, mit welchen der Kraftwerkbetrieb auch in Zukunft ohne Beeinträchtigung möglich sein soll. Als Massnahme wurde der Bau von je einer Spülvorrichtung bei der bestehenden und der geplanten Triebwasserfassung näher geprüft.

Problems of reservoir sedimentation in the lake Mauvoisin. Extent, effect and possible measures

Abstract

In 1985 the Mauvoisin reservoir was totally emptied for the first time after 29 years in operation. During the investigation for a new intake for the Mauvoisin II high head power plant project the lake was drawn down once more in 1995. On this occasion bathymetric surveys were made and the turbine water was measured for sediment concentration depending on reservoir level. These reservoir drawdowns permitted to observe the development of the sedimentation and thereby study fundamental solutions that allow continuous power plant operation without impairment, then and in the future. As possible measures the construction of a flushing gallery for both the existing and the planned power intake were investigated.

1 Einleitung

Seit der Inbetriebnahme der Kraftwerke Mauvoisin AG im Jahre 1956 (Fig. 1, [1], [2]) sind im hochgelegenen Stausee Mauvoisin relativ grosse Verlandungen eingetreten, welche vorwiegend aus Ablagerungen von Feinsedimenten, dem sogenannten Gletscherschliff bestehen. Bei tiefen Seeständen kann im Triebwasser eine starke Zunahme der Schwebstoffkonzentration beobachtet werden. Wird der Seespiegel unter eine kritische Kote abgesenkt, kann dies zu einem grossen Eintrag von Schwebstoffmengen in den Druckstollen und zu Abrasionsschäden an den Turbinen sowie zur Verstopfung von Armaturen, z.B. im Kühlwassersystem führen. Eine aufwendige Reinigung des Druckstollens und des Ausgleichbeckens Fionnay sowie notwendige Revisionen an den Maschinengruppen können die Folge sein. Um dies zu vermeiden, wurde das ursprünglich auf Kote 1'800.00 m ü.M. festgelegte Absenkziel schon 1985 auf Kote 1'810 m ü.M. erhöht, welche aber seither wegen der Reservehaltung nie erreicht wurde.

Im Rahmen des Projektes Mauvoisin II ist geplant, die Leistung der bestehenden Anlagen durch den Bau einer zusätzlichen Kraftwerkstufe um 550 MW zu erhöhen. Die Kote der neuen Triebwasserfassung von Mauvoisin II wurde so festgelegt, dass der Stausee während der Bauphasen durch Turbinieren in der Zentrale Fionnay abgesenkt werden kann, also ohne Betrieb des Grundablasses. Dabei stellte sich die Frage, welches Absenkziel bei der heutigen Verlandung noch zulässig ist. Die bis dahin letzte vollständige Seeentleerung mit photogrammetrischer Auswertung hatte 1985 stattgefunden. Aufgrund einer Extrapolation der seit Betriebsbeginn bis 1985 eingetretenen Verlandungen um weitere 10 Jahre, musste davon ausgegangen werden, dass das heutige Absenkziel nicht stark unterschritten werden darf. Zur Abklärung der aktuellen Verlandungssituation wurde deshalb im April 1995 eine tiefe Seeabsenkung vorgenommen.

Im folgenden wird das Ausmass der Verlandungen im Stausee aufgrund der bei den Seeabsenkungen gemachten Beobachtungen diskutiert. Von Interesse ist dabei insbesondere das kritische Absenkziel, bei dem die Schwebstoffkonzentrationen im Triebwasser durch das Einsetzen eines Dichtestromes im Staubecken stark zunehmen. Zudem werden die untersuchten baulichen Massnahmen vorgestellt, mit denen der sichere, uneingeschränkte Betrieb der Triebwasserfassungen und des Grundablasses in Zukunft gewährleistet werden soll.

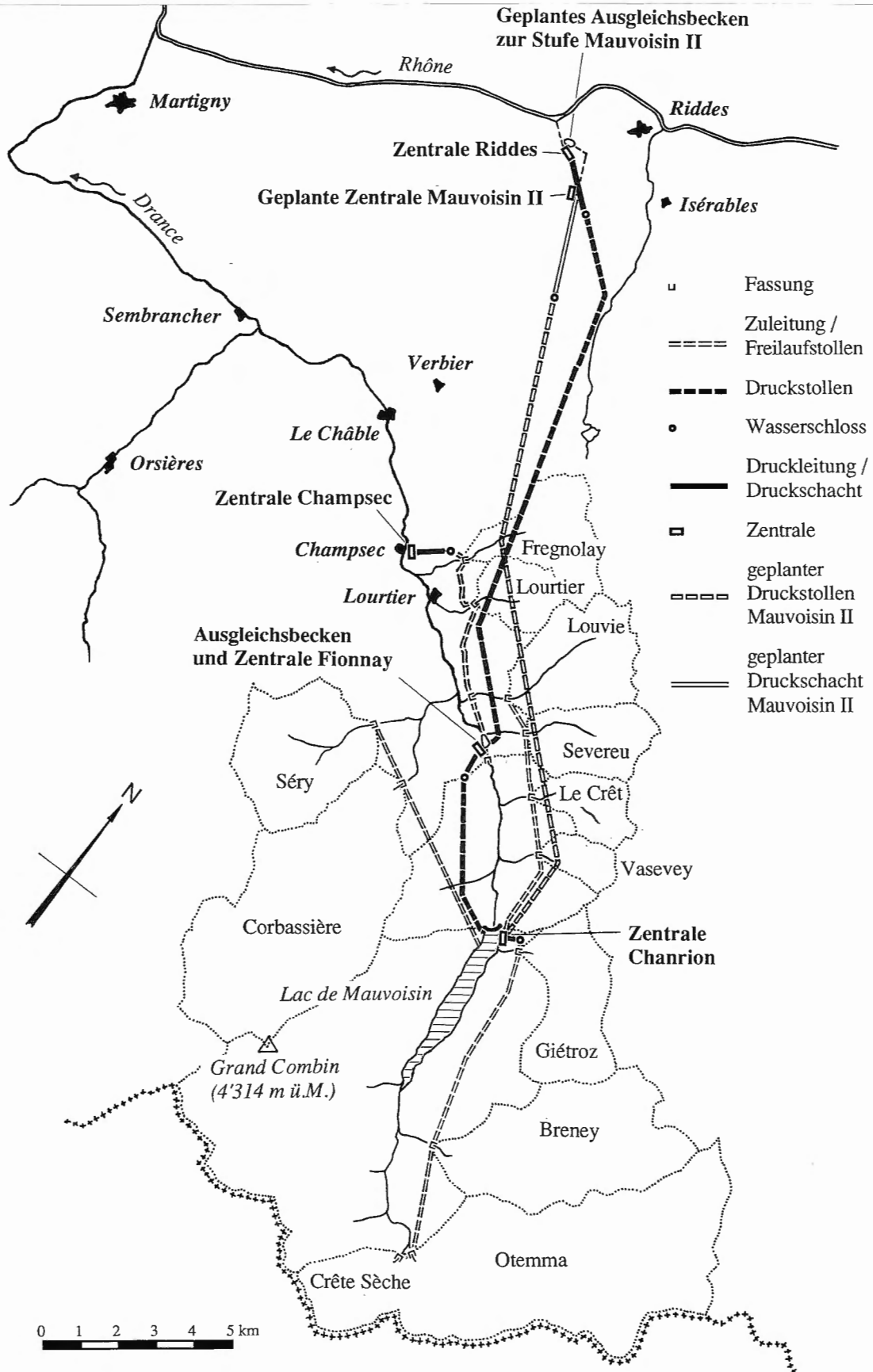


Fig. 1: Anlagen der Forces Motrices de Mauvoisin SA mit Einzugsgebieten

2 Ausmass der Verlandung im Stauraum Mauvoisin

2.1 Ursprünglicher Totraum im Bereich der Fassungen bei Inbetriebnahme

Der ursprüngliche Totraumbereich im vordersten Teil des Stausees ist ca. 250 m südlich der Mauer durch einen Fangdamm quer unterteilt, dessen Krone auf Kote 1'803.50 liegt (Fig. 2). Die Triebwasserfassung Fionnay ist stromabwärts dieses Damms angeordnet, der Grundablass stromaufwärts. Im Fangdamm wurde eine Bresche mit Sohlkote 1'794.00 (= Sohle Triebwasserfassung) ausgehoben. Sie erlaubte ursprünglich, dass die Triebwasserfassung auch mit Hilfe des Grundablasses trockengelegt werden konnte.

Das Totraumvolumen dürfte bei Inbetriebnahme etwa wie folgt verteilt gewesen sein:

Kote	stromaufwärts des Fangdamms	stromabwärts des Fangdamms	total
1'810.00 m ü.M.	1.2 Mio. m ³	1.0 Mio. m ³	2.2 Mio. m ³
1'800.00 m ü.M.	0.3 Mio. m ³	0.5 Mio. m ³	0.8 Mio. m ³
1'790.00 m ü.M.	0 Mio. m ³	0.2 Mio. m ³	0.2 Mio. m ³

In dieser Aufstellung nicht berücksichtigt sind die im Totraum ausgehobenen Flussalluvionen, welche für den Staumauerbeton Verwendung fanden. Sie dürften etwa 3 bis 4 Mio. m³ betragen haben.

2.2 Stand der Verlandung im Jahre 1985

2.2.1 Allgemeines

Im Frühjahr 1985 fand eine vollständige Seeentleerung statt, und zwar unter Benutzung sowohl der Triebwasserfassung als auch des Grundablasses. Bei dieser Gelegenheit wurde der gesamte Stausee photogrammetrisch aufgenommen.

Als Folge der Entleerung erodierte die Drance einen rund 1.5 km langen Graben von bis zu 10 m Tiefe in die Ablagerungen im Totraumbereich (vgl. Längenprofil in Fig. 3). Das gespülte Volumen betrug maximal 0.5 Mio m³.

Bestehende Anlageteile:

1. Staumauer
2. Grundablass
3. Triebwasserfassung
4. Fangdamm
5. Entwässerungsstollen

Geplante Anlageteile:

6. Neuer Einlauf zur Fassung Fionnay
7. Spülvorrichtung zur Fassung Fionnay
8. Fassung Mauvoisin II
9. Spülvorrichtung zur Fassung Mauvoisin II

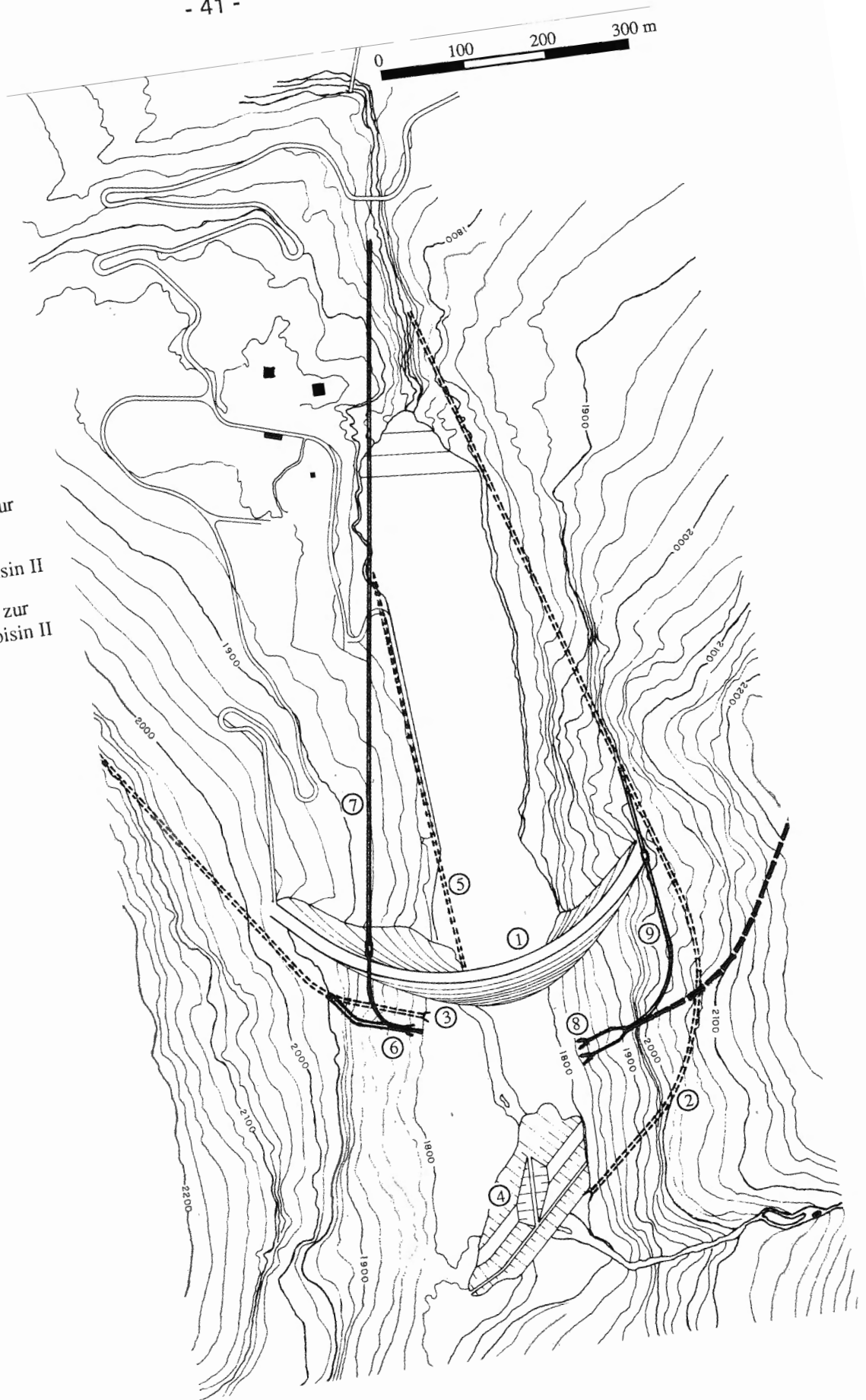
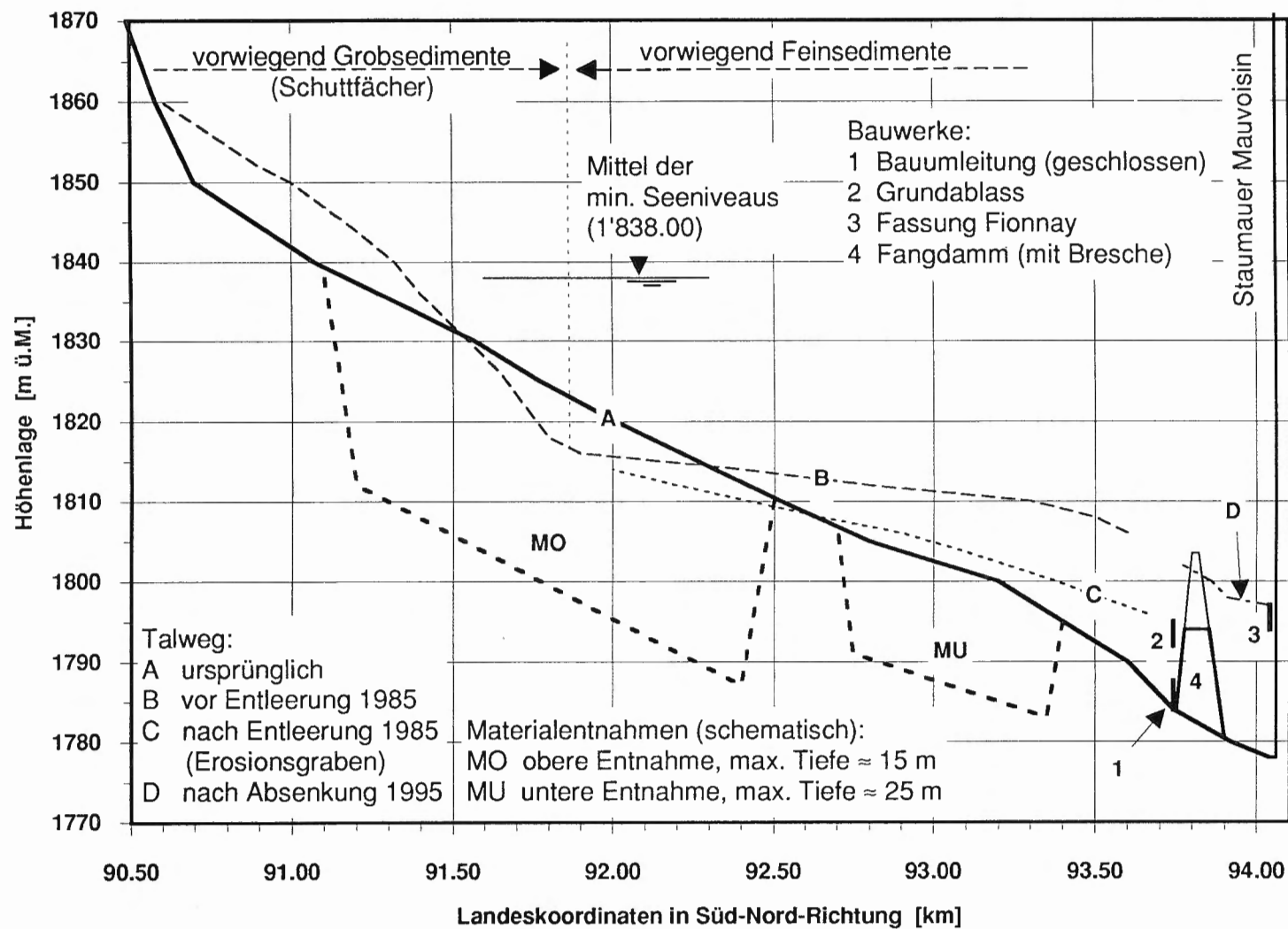


Fig. 2: Situation der Staumauer Mauvoisin

Fig. 3: Verlandung des Stauraums Mauvoisin - Längenprofil



2.2.2 Rekonstruktion der Ablagerungen im Totraumbereich oberhalb des Fangdammes vor der Entleerung 1985

Die Talsohle wurde von der Grabenerosion nur unmittelbar vor dem Grundablass über die ganze Breite erfasst, so dass das Verlandungsniveau vor der Entleerung dort nicht mehr genau erkennbar ist. Stromaufwärts nahm die seitliche Erosionswirkung jedoch immer mehr ab, weshalb sich der Stand der Verlandung vor der Entleerung rekonstruieren lässt. Es resultiert ein aufgelandeter Talweg wie im Längenprofil in Fig. 3 dargestellt. Zusätzlich sind der ursprüngliche Talweg und der durch die Entleerung von 1985 entstandene Erosionsgraben ersichtlich.

Daraus lässt sich schliessen, dass vor der Entleerung im Frühjahr 1985 der Totraumbereich stromaufwärts des Fangdamms samt den ehemaligen Materialentnahmestellen (3 bis 4 Mio. m³) weitgehend verfüllt war. Es ergab sich in diesem Bereich ein mit ca. 0.4% gleichmässig fallender Talweg. Gemäss den damals gemachten Beobachtungen bestehen die Ablagerungen im Totraum aus einem siltigen Sand bis sandigen Ton, mit Kies und Steinen vermischt.

2.2.3 Schuttfächer im Bereich der Stauwurzel (bis 1985)

An diese flache Auflandung aus Feinsedimenten im Totraumbereich schloss sich oberwasserseits - nach einem abrupten Uebergang etwa 2 km oberhalb der Staumauer - ein steiler Schuttfächer an. Dessen Gefälle betrug unterhalb Kote 1'840.00 ca. 5%, darüber noch 2 bis 3% (oberes Ende etwa bei Kote 1'860.00).

Die im langjährigen Betrieb minimal erreichten Seespiegel schwankten meistens zwischen den Koten 1'825.00 und 1'855.00, das Mittel lag bei 1'838.00 m ü.M. (vor 1985). Damit lässt sich die Form des Schuttfächers - nämlich über dem mittleren Seespiegel flacher, darunter steiler - gut erklären. Mit dem tatsächlich gefahrenen, relativ hohen Absenkziel wurden also die Grobanteile der Sedimente wie Kies und Sand im hinteren Teil des Sees zurückbehalten, mit Ausnahme des von den seitlichen Schuttfächern in den Stauraum eingetragenen Materials.

2.2.4 Verlandung im Bereich des Fangdamms bis 1985

Wegen der starken Grabenbildung unmittelbar stromaufwärts des Fangdamms lässt sich dort die Verlandungsoberfläche vor der Seeentleerung 1985 nicht mehr genau ermitteln.

Unterstrom des Fangdamms ist nur bekannt, dass der Wasserspiegel bis auf die Sohlenkote der Triebwasserfassung (1'794.00 m ü.M.) abgesenkt war und die Verlandung demzufolge tiefer lag. Es kann aber davon ausgegangen werden, dass bis 1985 die Verlandung stromabwärts des Fangdamms viel geringer war als stromaufwärts. Man kann daher annehmen, dass der Fang-

damm bis zu einem gewissen Grad als Barriere für den Dichtestrom gewirkt und so den Bereich vor der Mauer vor starker Verlandung geschützt hat.

Eine weitere Erklärung für die geringe Verlandung in der Nähe der Mauer dürften die hier in den See mündenden Zuleitungen sein. Insbesondere die Wasserrückgabe der Zentrale Chanrion (Ausbauwassermenge = $2 \times 5 \text{ m}^3/\text{s}$) wirbelt im Winter, also bei niedrigem Seestand, die darunterliegenden Ablagerungen wieder auf.

2.2.5 Schätzung des Verlandungsvolumens

Neben der Seetopographie stehen auch Seevolumenkurven sowohl zur Bauzeit als auch nach der Entleerung von 1985 zur Verfügung. Mit diesen Grundlagen kann das Verlandungsvolumen abgeschätzt werden: Demnach dürfte der Schuttfächer im hinteren Teil des Sees etwa 1.5 bis 2 Mio. m^3 beinhalten, während die Schwebstoffablagerungen im Totraumbereich ca. 4.5 Mio. m^3 betragen. Weitere 3 bis 3.5 Mio. m^3 wurden an den Hängen des Staubeckens und an seinen seitlichen Schuttfächern abgelagert. Insgesamt resultiert so ein Verlandungsvolumen von 9 bis 10 Mio. m^3 .

Daraus ergibt sich seit dem Einstaubeginn im Jahre 1956 eine jährliche Ablagerung von ca. 330'000 m^3/a . Legt man diese auf die Fläche des direkten Einzugsgebietes (113.5 km^2) um, so erhält man eine Ablagerungsrate von 2.9 mm/a (= 2'900 $\text{m}^3/\text{km}^2/\text{a}$). Verglichen mit den Raten für die Staubecken Gebidem (2.5 mm/a), Grimsel (0.9 mm/a) und Palagnedra (1.1 mm/a) ist dieser Wert relativ hoch [3]. Geht man allerdings davon aus, dass auch die Frühlingshochwasser der beiden Zuleitungen (Einzugsgebiet 55.4 km^2) samt Schwebstoffen, aber ohne Kies-Sand, weitgehend gefasst werden dürften, so sinkt die Ablagerungsrate auf etwa 2.2 mm/a.

2.3 Stand der Verlandung im Jahre 1995

Im April 1995 wurde mit der Triebwasserfassung Fionnay eine tiefe Seeabsenkung vorgenommen, ohne Zuhilfenahme des Grundablasses. Der See erreichte am 26. April 1995 seinen tiefsten Stand bei 1'803 m ü.M. Dabei wurden auch Wasserproben aus dem Triebwassersystem entnommen und deren Schwebstoffkonzentrationen gemessen (Fig. 4).

Die Sedimentgehalte im Triebwasser sind erst ab Kote 1'816.00 messbar. Diese Kote dürfte heute etwa die Obergrenze der Schwebstoffablagerungen im Totraumbereich darstellen. Wahrscheinlich erhöhen sich die Schwebstoffkonzentrationen also erst dann auf einen messbaren Wert, wenn die Schwebstoffablagerungen im Totraumbereich trocken fallen und damit der Erosion durch die wieder freilaufende Drance ausgesetzt werden.

Der rapide Anstieg der Schwebstoffkonzentrationen unterhalb Kote 1'805.00 steht vermutlich im Zusammenhang mit dem Unterschreiten der Fangdammkote, wodurch ein verstärkter Dichtestrom ausgelöst wird.

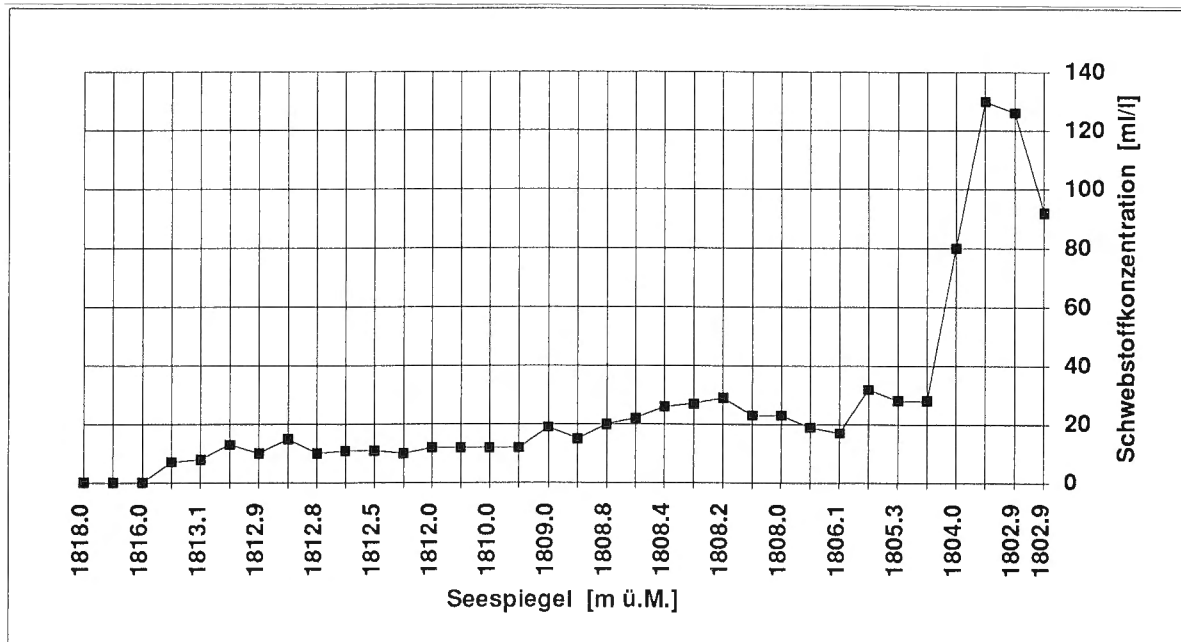


Fig. 4: Gemessene Schwebstoffkonzentrationen im Turbinierwasser der Zentrale Fionnay während der Seeabsenkung vom Frühjahr 1995

Im Mai 1995 wurde der Bereich zwischen dem Fangdamm und der Staumauer bathymetrisch aufgenommen. Es zeigte sich dabei, dass der Talweg der Ablagerungen über die ganze Strecke bis zur Triebwasserfassung durchwegs fällt und auch die Fangdammbresche, die inzwischen um 7 m auf Kote 1'801.00 aufgelandet ist, ohne Gegensteigung quert. Unmittelbar beim Einlauf der Fassung erreichten die Sedimentablagerungen die Kote 1'797.00.

Demnach wirkt der Fangdamm kaum mehr als Barriere für die Dichteströme. Deshalb ist das relativ kleine Volumen zwischen Fangdamm und Staumauer, soweit es 1985 überhaupt noch frei war, schnell aufgelandet.

2.4 Zukünftige Entwicklung der Verlandung

Im Betrieb muss vor allem verhindert werden, dass Triebwasser mit hohen Schwebstoffkonzentrationen gefasst wird. Wie erwähnt sind hohe Konzentrationen dann zu befürchten, wenn der See so weit abgesenkt wird, dass die abgelagerten Schwebstoffe im Totraumbereich freigelegt und der Erosion durch die Drance ausgesetzt werden. Das Hauptinteresse gilt daher der

Entwicklung der Schwebablagerungen im Totraumbereich. Der Schuttfächer im hinteren Seebereich hat demgegenüber eher geringe Bedeutung.

Die Schwebstoffablagerungen im Totraumbereich erreichten bis 1985 ein Volumen von ca. 4.5 Mio. m³ (vgl. Abschnitt 2.2.5). Dies entspricht einer jährlichen Verlandungsrate von 155'000 m³. Bezogen auf die Oberfläche des Totraumbereichs (ca. 25 ha) ergibt sich so eine Wachstumsrate von gut 60 cm/Jahr.

Der früher durch den Fangdamm vor Verlandung etwas geschützte Seebereich gleicht heute sein Verlandungsniveau demjenigen im übrigen Totraumbereich zunehmend an. In der Nähe der Fassung lag deshalb die durchschnittliche Wachstumsrate in jüngster Zeit deutlich über 60 cm/Jahr. Andererseits wird die Verlandung im vordersten Teil des Speicherbeckens durch die Turbulenzen und Trichterbildungen bremsend beeinflusst, welche während der Wasserrückgabe der Zentrale Chanrion sowie beim Betrieb des Grundablasses, der Fassung Fionnay und allenfalls der neuen Fassung Mauvoisin II entstehen.

3. Vordringliche Probleme im Zusammenhang mit der Verlandung

Hohe Schwebstoffkonzentrationen im Triebwasser können zu betrieblichen Schwierigkeiten wie Ablagerungen im Triebwassersystem und im Ausgleichbecken Fionnay sowie zu Verstopfungen in Armaturen (Kühlwasserleitungen, Dichtungen) und Abrasionen an den Turbinen führen. Auch die untere Stufe Riddes wird davon betroffen.

Hinzu kommt, dass die Benutzung des Grundablasses mit Nachteilen verbunden ist: Einerseits sind Erosionsschäden im Bachbett der Drance zu gewärtigen, andererseits nimmt die Drance beträchtliche Schwebstoffmengen auf. Letzteres kann schädliche Auswirkungen sowohl auf den Fischbestand des Baches als auch auf die Landwirtschaft haben, welche das Wasser zur Bewässerung verwendet.

Das Niveau der Verlandung hat die Einläufe der Triebwasserfassung und des Grundablasses inzwischen erreicht bzw. überschritten, so dass sich bei Betrieb bereits heute Erosionstrichter ausgebildet haben.

Durch diese Verlandungen sind zukünftige notwendige Revisionsarbeiten zwischen dem Einlauf und der Schützenkammer stark erschwert. Im Rahmen einer Vorstudie wurden deshalb Massnahmen untersucht, welche den sicheren Unterhalt und Betrieb der Anlagen auch in Zukunft gewährleisten sollen.

4 Grundsätzliche Möglichkeiten zur Verhinderung oder Reduktion von Verlandungsproblemen

4.1 Generelle Übersicht

Zur Verhinderung oder Reduktion von Verlandungsproblemen in Stauräumen sind die in Tab. 1 zusammengefassten grundsätzlichen Massnahmen denkbar [4], [5].

4.2 Denkbare Massnahmen im Falle von Mauvoisin

Durch das hochalpine, oberhalb der Vegetationsgrenze liegende Einzugsgebiet des Stausees Mauvoisin bedingt, müssen grössere Massnahmen im Einzugsgebiet selbst ausgeschlossen werden. Abgesehen von der Staumauer ist das Einzugsgebiet des Speichers nur in den Sommermonaten zugänglich. Zudem kann der Eintrag von Gletscherschliff als massgebender Anteil an den Sedimenten mit keiner Massnahme verhindert werden.

Für den Stausee Mauvoisin kommen aus diesem Grunde nur Massnahmen im Stauraum oder bei der Triebwasserfassung selbst in Frage. Die Lawinengefahr im Winterhalbjahr hat zudem einen bedeutenden Einfluss auf die Realisierung von denkbaren Massnahmen im Stauraum und bei der Triebwasserfassung.

4.2.1 Massnahmen im Stauraum

Der Umfang und die Durchführbarkeit von Sedimentumlagerungen und -ableitungen (vgl. Tab. 1: Massnahmen im Stauraum a) und b)) sind im wesentlichen vom Stauziel resp. der Lage der für die Sedimentspülung einsetzbaren Nebenanlagen abhängig. Der vorhandene Seestand während der Realisierung dieser Massnahmen bzw. die hydrostatischen Druckverhältnisse, bestimmen die Art der zum Einsatz kommenden technischen Systeme sowie die temporären Betriebseinschränkungen mit den damit verbundenen Produktionseinbussen. Aus diesen Gründen wurde die Umlagerung und Ableitung von Sedimenten unter Einbezug von verschiedensten Absenkzielen geprüft.

Die Entfernung der Sedimente aus dem Stauraum (Tab. 1: Massnahme im Stauraum b)) kann grundsätzlich über verschiedene Nebenanlagen wie Mittelablass und Hochwasserentlastung vorgenommen werden. Die Wahl des entsprechenden Entlastungsorganes hängt jedoch vom mittleren, sich während der Realisierung der entsprechenden Massnahme einstellenden Absenkziele ab.

Massnahmen im Einzugsgebiet	Wirkung auf die Anlage
a) Erosionsschutz: Vegetation, Entwässerung, Materialrückhalt	Reduktion Sedimenteintrag
b) Sandfänge bei Wasserfassungen	Reduktion Sedimenteintrag
c) Vorsperren bei den natürlichen Speicherzuflüssen	Reduktion Sedimenteintrag
b) Geschiebeumleitung über einen Entlastungsstollen, der von einer Vorsperre bis in den luftseitigen Bereich der Mauer führt.	Geschiebeableitung aus dem Einzugsgebiet
Massnahmen im Stauraum	Wirkung auf die Anlage
a) Umlagerung der Sedimente im Stauraum (Schwimm-, Saugbagger und Air-lift)	Freihaltung Triebwasserfassung (kein Volumenrückgewinn)
b) Sedimentableitung aus dem Stauraum (Schwimm-, Saugbagger und Air-lift) Abpumpen über Mittelablass oder Hochwasserentlastung in Abhängigkeit des Seestandes	Freihaltung Triebwasserfassung (Volumenrückgewinn)
c) Sedimententfernung aus dem Stauraum (Schwimm-, Saugbagger und Air-lift) Entwässerung, Abtransport und Deponierung	Freihaltung Triebwasserfassung (Volumenrückgewinn)
d) Spülen mit Grundablass	Freihaltung des Grundablasses (Volumenrückgewinn)
e) Schutzdamm im Vorfeld der Triebwasserfassung	Schutz vor Dichteströmen
Bauliche Massnahmen bei der Triebwasserfassung	Wirkung auf die Anlage
a) Höherlegung der Triebwasserfassung	Freihaltung Triebwasserfassung (zeitlich begrenzt)
b) Bau einer Spülvorrichtung	Freihaltung Triebwasserfassung (Volumenrückgewinn)
c) Schutzwand vor der Triebwasserfassung	Schutz vor Dichteströmen
d) Ringförmig vor der Triebwasserfassung angelegte Wasserjets zur Sedimentaufwirbelung	Freihaltung Triebwasserfassung (Volumenrückgewinn)

Tab. 1: Grundsätzliche Massnahmen zur Verhinderung oder Reduktion von Verlandungsproblemen

A	Grundablass	Sohlenkote:	1'792.00 m ü.M.
B	Triebwasserfassung Stufe Fionnay	Sohlenkote:	1'794.00 m ü.M.
	minimales Absenkziel Stufe Fionnay	Kote:	1'810.00 m ü.M.
C	Mittelablass	Sohlenkote:	1'882.00 m ü.M.
D	Hochwasserentlastung	Sohlenkote:	1'961.60 m ü.M.
	Mauerkrone	Kote:	1'976.00 m ü.M.

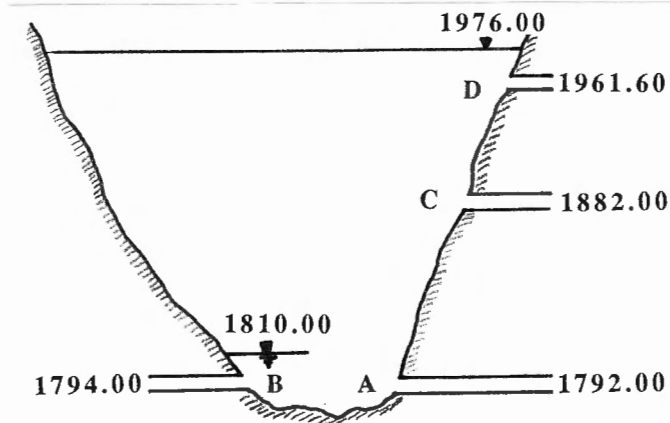


Fig. 5: Schematische Darstellung der bestehenden Nebenanlagen

Aufgrund der Lage der Nebenanlagen (vgl. Fig. 5) sind folgende Seespiegellagen während der Durchführung von Massnahmen im Stausee möglich:

1'792 bzw. 1'794 m ü.M. Grundablass bzw. Triebwasserfassung (Seeentleerung)

1'810 m ü.M. minimales Absenkziel der Stufe Fionnay

< 1'882 m ü.M. Bereich unterhalb Mittelablass

1'882 bis 1'961.60 m ü.M. Bereich zwischen Mittelablass und Hochwasserentlastung

Diese denkbaren Massnahmen sollen im folgenden kurz diskutiert werden.

a) Umlagerung der Sedimente

Bei der Umlagerung der Sedimente wird das vor der Triebwasserfassung abgelagerte Material, dessen Kubatur auf etwa 30'000 m³ geschätzt wird, entfernt und weiter hinten im Stauraum wieder abgesetzt. Bei tieferen Absenkzielen (maximale Druckhöhe 80 m, d.h. Kote unter ca. 1'875 m ü.M.) kann das System Air-lift eingesetzt werden. Bei grösseren Druckhöhen ist nur der Schwimmbagger verwendbar. Während der Sedimentumlagerung wird es zu einer erhöhten Schwebstoffkonzentration im Triebwasser kommen. Der Vorfluter, also die Drance wird jedoch

nicht mit einer erhöhten Schwebstoffkonzentration belastet. Da aber die Sedimente weiterhin im Stauraum bleiben, wird die Wirkung auf die Dauer grundsätzlich beschränkt sein.

b) Sedimentableitung

Durch die Sedimententfernung aus dem Stauraum wird insbesondere das vor der Triebwasserfassung abgelagerte Material mittels Schwimm-, Saugbagger, oder Air-lift und Pumpen entfernt und anschliessend über die Nebenanlagen in verdünnter Konzentration in die Drance abgeleitet. Gemäss den kantonalen Vorschriften darf dabei die mittlere Konzentration an Schwebstoffen im Vorfluter nicht über 10 ml/l steigen. Um 1 m³ Feststoffe mit dieser Methode entfernen zu können, müssen ca. 100 m³ Wasser an den Vorfluter zur Verdünnung abgegeben werden. Durch das Ableiten der Sedimente wird der Korrosionsschutz an den Schützen und Panzerungen der Nebenanlagen stark beansprucht.

c) Sedimententfernung

Die Sedimente werden aus dem Stauraum mittels Schwimm- oder Saugbagger entfernt, entwässert und anschliessend an einem geeigneten Ort deponiert. Da die technischen Anlagen zur Entwässerung viel Energie und Platz beanspruchen und eine Ablagerung in einer Deponie mit schwer vertretbaren Transporten im Val de Bagnes verbunden ist, erweist sich diese Massnahme als aufwendig und ökologisch bedenklich.

d) Spülen mit Grundablass

Durch das Spülen mit dem Grundablass können im Stausee Mauvoisin wohl Sedimente entfernt werden, was jedoch aufgrund der Anordnung des Fangdammes nicht auf den Bereich vor der Triebwasserfassung wirksam sein wird. Ein grosses Problem bei der Spülung ist, dass die Konzentration der Schwebstoffe sehr schlecht dotiert werden kann. Dies bringt die Gefahr von zu hohen Schwebstoffkonzentrationen (> 10 ml/l) im Vorfluter mit sich.

e) Schutzdamm

Mit dem Bau eines Schutzdammes vor der Triebwasserfassung oder der Erhöhung des bestehenden Fangdammes können mobilisierte Dichteströme im Falle von Stauspiegelabsenkungen in tiefen Lagen zurückgehalten werden. Die Bauarbeiten müssten bei vollständig entleertem See durchgeführt werden, was nur in den Wintermonaten bis zum Einsetzen der Schneeschmelze möglich ist. Aufgrund der Lawinengefahr im Stauraum dürfte dies schwierig sein. Zudem wären hohe Produktionsverluste zu verzeichnen. Im weiteren wird dieser Schutzdamm im Laufe der Zeit seine Schutzwirkung durch Verlandung wieder verlieren. Aus diesen Gründen ist ein vorgelagerter Schutzdamm für den Stauraum Mauvoisin keine langfristige Lösung.

4.2.2 Bauliche Massnahmen bei der Triebwasserfassung

a) Höherlegung der Triebwasserfassung

Für die Höherlegung der bestehenden Triebwasserfassung wurden verschiedene Konzepte geprüft. Unter anderem wurde eine Höherlegung um 10 m wie auch eine um 26 m, letztere unter Einbezug der neuen Leistungstufe Mauvoisin II untersucht. Bei allen Lösungen muss die Fassung und das anschliessende Stollenstück neu gebaut werden. Dieser neue Fassungsteil wird dann über einen zusätzlich zu bauenden Steilstollen oberwasserseitig der bestehenden Drosselklappenkammer an den Druckstollen angeschlossen. Eine höhergelegte Fassung führt grundsätzlich zu einem Verlust an Speichervolumen. Dabei muss jedoch die Tatsache berücksichtigt werden, dass das durchschnittliche minimale Absenkziel in den vergangenen 20 Betriebsjahren (1976 bis 1995) infolge Reservehaltung bei 1'838 m ü.M. lag. Falls keine zusätzliche Spülvorrichtung gebaut wird, ist diese Lösung nur temporär wirksam, da die Sedimente weiterhin unvermindert vor der Triebwasserfassung ablagern.

b) Bau einer Spülvorrichtung

Für die bestehende oder höhergelegte Triebwasserfassung wurde zusätzlich der Bau einer dazugehörigen Spülvorrichtung geprüft. Zudem wurden verschiedene Konzepte auch unter Einbezug einer zweiten Spülvorrichtung für die geplante Fassung Mauvoisin II untersucht. Durch eine unter der Triebwasserfassung gelegene Spülvorrichtung kann durch systematische Spülungen eine trichterförmige Erosion der Schwebstoffe im Bereich vor der Fassung erzwungen werden. Mit einem frühzeitigen Öffnen der Spülvorrichtung kann zusätzlich die Gefahr eines Feststoffeintrages in das Triebwassersystem im Falle eines schon im Stauraum mobilisierten Dichtestroms vermieden werden.

c) Bau einer Schutzwand

Mit dem Einbau eines Stahlcaissons vor dem Einlauf zum Druckstollen wird die gleiche Wirkung wie mit dem Bau eines Schutzdammes im Stauraum (vgl. Abs. 4.2.2 Massnahme e)) erzielt. Die Triebwasserfassung der Stufe Fionnay wird dabei bis zum oberen Rand oder sogar etwas höher mit drei vertikalen Stahlwänden eingeschlossen. Dadurch wird die bei einer Absenkung des Wasserspiegels entstehende Dichteströmung von der Fassung ferngehalten. Neben den bereits erwähnten Problemen (vgl. Abs. 4.2.2) werden zusätzlich die Anströmverhältnisse zur Fassung nachteilig beeinflusst, was eine Erhöhung des minimalen Absenkziels erfordern würde.

d) Wasserjets zur Sedimentaufwirbelung

Ziel dieser unkonventionellen Idee ist es, die vor der Fassung abgelagerten Sedimente mittels konzentrierten Wasserstrahlen zu erodieren und durch Aufwirbelung deren erneute Absetzung zu verhindern. Die Einrichtung müsste im wesentlichen aus einer mit Düsen bestückten Ringleitung von rund 60 m Länge bestehen, die in einem Abstand von ca. 20 m der Fassung vorgelagert ist. Mittels Unterwasserpumpen wird das Wasser durch die Ringleitung aus den Düsen gepresst, deren Abstand rund 0.5 m beträgt. Die aus den Düsen schiessenden vertikal nach oben und unten gerichteten Wasserstrahlen erodieren die Sedimente bzw. verhindern deren Absetzung und erhöhen so die Schwebstoffkonzentration des zu turbinierenden Wassers. Somit könnten die vor der Fassung abgelagerten Sedimente über das Triebwassersystem kontinuierlich abgeleitet werden. Wegen den aufwendigen technischen Einrichtungen und den möglichen Abrasionsschäden in der Zentrale infolge erhöhter Schwebstoffkonzentrationen wurde diese Massnahme nicht weiter untersucht.

5 Vorgeschlagenes Konzept für den Stausee Mauvoisin

Basierend auf den systematischen Untersuchungen der grundsätzlichen Möglichkeiten wurde das folgende Konzept zur Behebung der Verlandungsproblematik, welches als Grundlage für den Entwurf der baulichen Massnahmen diene (vgl. Situation Fig. 2) abgeleitet:

Grundidee: Zu jeder Fassung wird eine Spülvorrichtung gebaut.

- Höherlegung der bestehenden Triebwasserfassung der Stufe Fionnay.
- Bau einer Spülvorrichtung, deren Einlauf unterhalb der Triebwasserfassung der Stufe Fionnay liegt.
- Bau einer Spülvorrichtung, deren Einlauf unterhalb der projektierten Triebwasserfassung der Stufe Mauvoisin II liegt.
- Möglicher Ersatz des bestehenden Grundablasses durch die beiden genannten Spülvorrichtungen

Im Hinblick auf das zukünftig zu erwartende Ausmass der Verlandung wurde auch die Funktion des Grundablasses im Konzept berücksichtigt. Dabei werden die beiden Spülvorrichtungen auf gleiche maximale Kapazität wie beim bestehenden Grundablass ausgelegt. Aufgrund des Abflussvermögens der dazugehörigen Unterwasserstollen wird die vorhandene Grundablasskapazität von 140 m³/s wie folgt aufgeteilt:

- | | |
|--|-----------------------|
| - Spülvorrichtung zur bestehenden Stufe Fionnay | 40 m ³ /s |
| - Spülvorrichtung zur geplanten Stufe Mauvoisin II | 100 m ³ /s |

6 Anordnung der Fassung und der zugehörigen Spülvorrichtungen

Eines der wichtigsten Ziele bei der Festlegung der Anordnung der Spülvorrichtungen war, dass die für den Bau während mehrerer Jahre notwendigen Spiegelabsenkungen im Speicher Mauvoisin durch das Turbinieren mit der Stufe Fionnay und nicht mittels dem Grundablass erfolgen müssen (vgl. Fig. 6). Aufgrund eines Variantenstudiums wurde die Sohlenkote der höhergelegten Fassung der Stufe Fionnay unter Berücksichtigung der Lage der geplanten Fassung von Mauvoisin II auf 1'825 m ü.M. festgelegt. Als Einlaufkote der geplanten Fassung Mauvoisin II ist basierend auf weiterreichenden Abklärungen die Kote 1'816 m ü.M. gewählt worden. Die Sohlenkote des Einlaufes der zur geplanten Stufe Mauvoisin II gehörigen Spülvorrichtung liegt dabei auf Kote 1'812 m ü.M.

- 1 bestehender Grundablass
- 2 bestehende Triebwasserfassung Stufe Fionnay
- 3 höhergelegte Triebwasserfassung Stufe Fionnay
- 4 Spülvorrichtung zur Fassung Stufe Fionnay
- 5 Triebwasserfassung Stufe Mauvoisin II
- 6 Spülvorrichtung zur Fassung Stufe Mauvoisin II

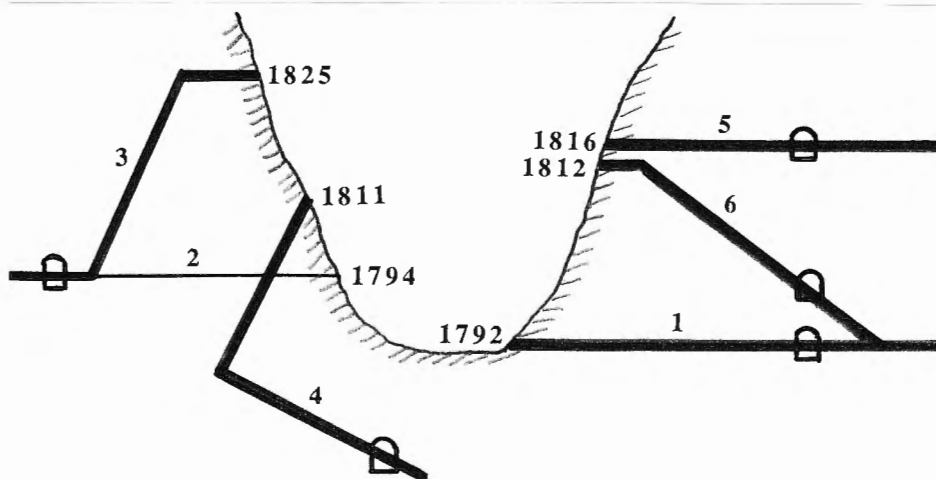


Fig. 6: Schematische Darstellung des untersuchten Konzepts

Die gewählte Anordnung geht also von der Annahme aus, dass Mauvoisin II realisiert wird und weist folgende weitere wichtige Merkmale auf:

- Die Kote 1'810 m ü.M. entspricht dem heute aufgrund der Verlandungsentwicklung festgelegten minimalen Absenkziel der bestehenden Stufe Fionnay. Somit können die für den Bau aller geplanten Massnahmen notwendigen Seeabsenkungen durch das Turbinieren mit

der Stufe Fionnay ohne eine schädliche Erhöhung der Sedimentkonzentration vorgenommen werden.

- Die Sohlenkote des Spüleinlaufs der Stufe Fionnay liegt auf 1'811 m ü.M.
- Da der minimale vertikale Abstand zwischen dem höhergelegten und dem bestehenden Einlaufstollen rund 30 m beträgt, entstehen während dem Bau zwischen dem höhergelegten Einlauf und dem unter Betrieb stehenden Druckstollen keine unzulässigen Gradienten der Sickerströmung (maximal 10 : 1). Der maximale Druck im Druckstollen beträgt beim höchsten Stauziel von 1'975 m ü.M. rund 180 m, was einem Gradienten von $18 : 3 = 6$ ($< 10 : 1$) entspricht. Abgesehen von den für die Erstellung des Einlaufbauwerkes notwendigen Absenkungen kann somit der Speicher während der gesamten Bauphase uneingeschränkt genutzt werden.
- Die Arbeiten, bei denen ein Deckel auf die bestehende Triebwasserfassung aufgesetzt werden muss, beschränken sich auf den Anschluss der neugebauten Fassung mit dem bestehenden Druckstollen.
- Für den Bau des Spüleinlaufs zur Stufe Fionnay müssen keine Unterwasserarbeiten oder Arbeiten im Schutze eines Deckels auf der bestehenden Triebwasserfassung vorgenommen werden.
- Das Absenken des Seespiegels auf Kote 1'825 m ü.M. für Revisionen am Einlauf der Stufe Fionnay kann vollständig durch das Turbinieren mit der Stufe Mauvoisin II erfolgen.
- Das zukünftige minimale Absenkziel des Speichers Mauvoisin liegt auf Kote 1'825 m ü.M. und wird durch die geplante Stufe Mauvoisin II bestimmt.

7 Beschreibung der baulichen Massnahmen

7.1 Allgemeines

Bei jedem geplanten neuen Einlaufbauwerk ist eine Verschlussmöglichkeit mit Stahldeckel vorgesehen, der im Revisionsfall zum Entleeren des anschliessenden Stollenteils eingesetzt werden kann. Dies ermöglicht Unterhaltsarbeiten ohne eine vollständige Absenkung des Seespiegels, so dass die Produktionsverluste in engen Grenzen bleiben. Entsprechend dazu müssen das Einlaufbauwerk und der vor der Schützenkammer liegende Stollenteil auf den während der Entleerung herrschenden Gebirgswasserdruck dimensioniert werden.

7.2 Höherlegung der bestehenden Fassung Stufe Fionnay

Die von der Kote 1'794 m ü.M. auf Kote 1'825 m ü.M. höhergelegte Fassung Fionnay ist in der Situation um 20 m von der Achse des bestehenden Einlaufes entfernt nach oben verschoben (vgl. Fig. 2). Dieser horizontale Abstand wurde so gewählt, dass der unter der neuen Fassung liegende Spülstollen mit einem genügenden Abstand den bestehenden Druckstollen unterqueren kann.

Die Konstruktion des 10.5 m langen neuen Einlaufbauwerkes entspricht demjenigen der ursprünglichen Fassung, so dass die hydraulischen Einlaufbedingungen gleich bleiben. Dies hat zudem den Vorteil, dass der für den Umbau der bestehenden Fassung notwendige Deckel auch zukünftig für Revisionszwecke beim neu erstellten Einlauf verwendet werden kann.

Nach dem Einlaufbauwerk folgt ein rund 50 m langer, horizontaler Stollenteil. Am Ende dieses Abschnitts ist der für die Erschliessung während der Bauphase erforderliche Zugangsstollen vorgesehen. Der an das horizontale Stück anschliessende Schrägstollen überwindet eine Höhendifferenz von ca. 30 m und vereinigt sich 65 m oberwasserseitig vor der Drosselklappenkammer mit dem bestehenden Triebwassersystem. Der bestehende Einlaufstollen wird gegen den neu gebauten Stollenteil mit einem rund 10 m mächtigen Betonpfropfen verschlossen.

Die Erschliessung der gesamten Baustelle für die höhergelegte Fassung erfolgt in genügendem Abstand (vgl. Gradientenbedingung Abs. 6) vom Ende des bestehenden Zugangsstollens aus, welcher ursprünglich beim Bau der Staumauer als Strassenverbindung für den Transport von Betonzuschlagstoffen aus dem Staubecken zum Installationsplatz vor der Mauer verwendet wurde.

7.3 Spülvorrichtung zur Fassung Stufe Fionnay

Die Sohlenkote des Einlaufbauwerkes zur Spülvorrichtung der Stufe Fionnay liegt auf 1'811 m ü.M., also 1 m über dem zur Zeit gültigen minimalen Absenkziel. Der Durchmesser bei der Einlauföffnung misst 3.6 m und verjüngt sich auf 2.6 m bis zum um 75 % geneigten Druckstollen. Dieser führt das Wasser zur rund 160 m entfernten Schützenkammer (Kote 1'721 m ü.M.). Der Steilstollen unterquert den bestehenden Druckstollen in einem minimalen Abstand von ca. 20 m. Zudem überquert er einen bestehenden Injektionsstollen mit einem minimalen Abstand von etwa 12 m (vgl. Fig. 7). Diese Ueberführungszone muss mit einer rund 40 m langen Panzerung abgedichtet werden, um Kluftströmungen mit hohen Gradienten zu vermeiden.

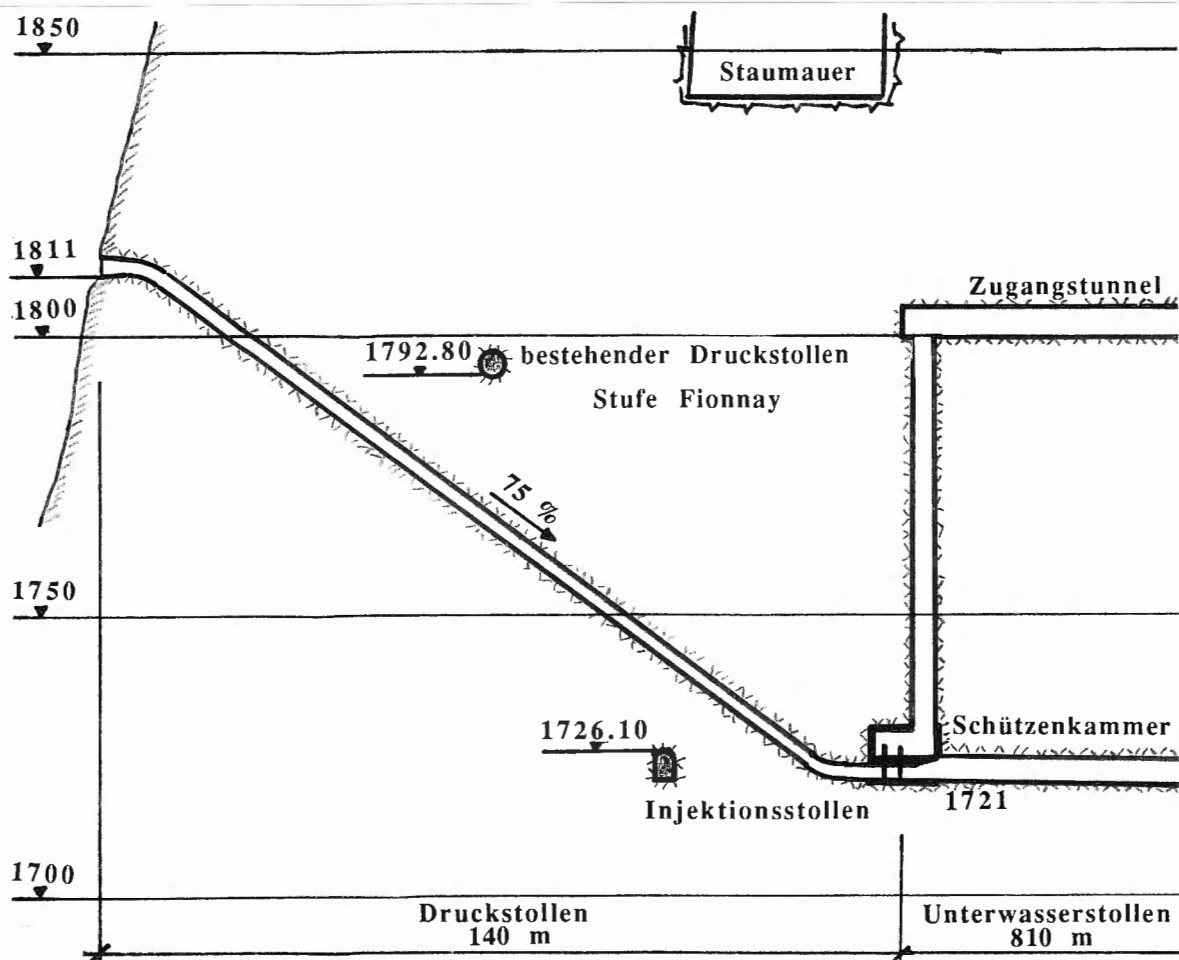


Fig. 7: Längsprofil entlang der Spülvorrichtung der Stufe Fionnay

Der Zugang zur Schützenkammer erfolgt über einen rund 70 m tiefen Vertikalschacht, der am oberen Ende durch einen Zufahrtsast mit dem Zugangstunnel zur Staumauer verbunden ist.

An die Schützenkammer schliesst ein 810 m langer, 1 % geneigter Unterwasserstollen an. Der 480 m lange Abschnitt unmittelbar nach der Schützenkammer muss vollständig als Torbogenprofil von 2.9 m Breite und 4.75 m Höhe ausgebrochen und mit einer Betonverkleidung versehen werden. Danach vereinigt sich der neu auszubrechende Teil des Unterwasserstollens mit dem bestehenden, zur Staumauer gehörigen Entwässerungstollen, der auf einer Länge von rund 330 m bis zum Portal unter Anpassung der Profilform zukünftig als Auslaufbereich der Spülvorrichtung dienen wird.

Die vorgeschlagene Linienführung der Spülvorrichtung unter Einbezug des existierenden Entwässerungstollens wurde aus den folgenden Ueberlegungen gewählt: Einerseits soll das zu de-

ponierende Ausbruchsvolumen möglichst klein gehalten werden. Andererseits muss kein neues Auslaufbauwerk für die Wasserrückgabe in die Drance erstellt werden.

7.4 Spülvorrichtung zur Fassung Mauvoisin II

Der Einlauf der Spülvorrichtung für die geplante Fassung Mauvoisin II ist analog zur Triebwasserfassung in zwei Stränge unterteilt (vgl. Fig. 8), die sich nach einem Abtauchen mit einem um 125 % geneigten, rund 60 m langen Schrägstollen zu einem einsträngigen Druckstollen vereinigen. Die Sohlenkote der beiden Einläufe liegt auf 1'812 m ü.M., also 4 m tiefer als die der Triebwasserfassung. Die zwei 7 m langen trichterförmigen Einlaufbauwerke führen in die anschließenden kreisförmigen Schrägstollen (Durchmesser 2.5 m) über. Die vertikale Linienführung wurde so gewählt, dass die Einläufe der Triebwasserstollen und die Einläufe des Spülstollens getrennt ausgebrochen werden können. Nach der Vereinigung der beiden Einlaufstollen führt ein rund 240 m langer Druckstollen mit 5 % Gefälle zur Schützenkammer (Kote 1'765.60 m ü.M.) (vgl. Fig. 2).

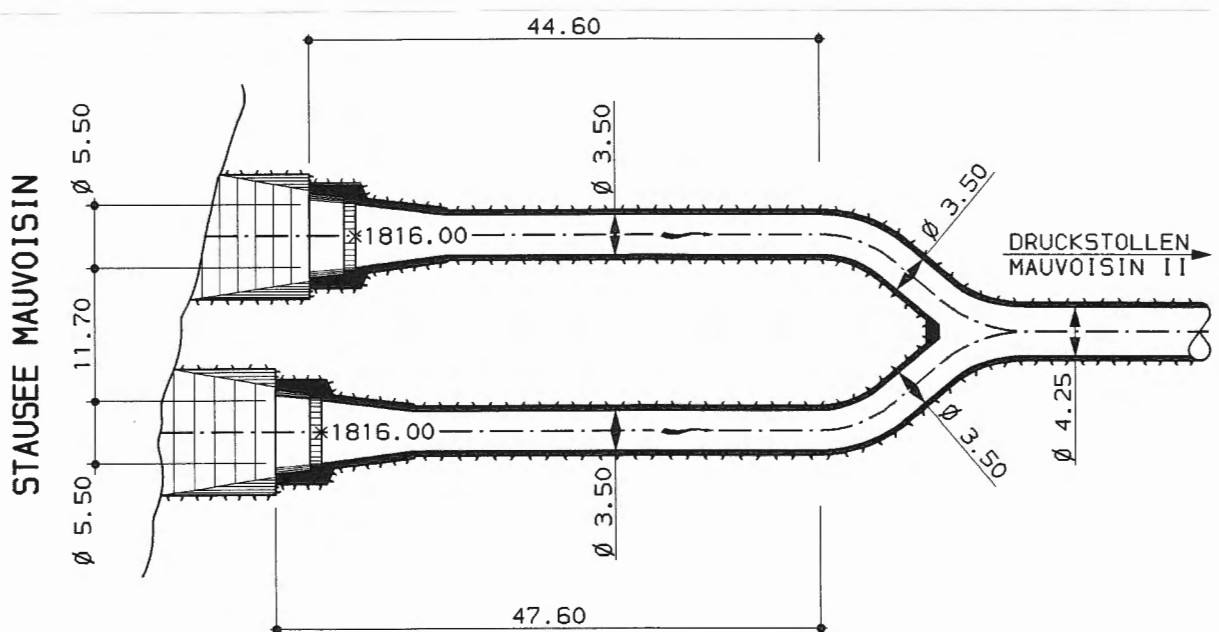


Fig. 8: Situation der Triebwasserfassung zur Stufe Mauvoisin II

Unterhalb der Schützenkammer der Spülvorrichtung folgt der rund 750 m lange Ablaufstollen, der sich aus einem rund 140 m langen, neu auszubrechenden Abschnitt und dem bestehenden Grundablassstollen zusammensetzt.

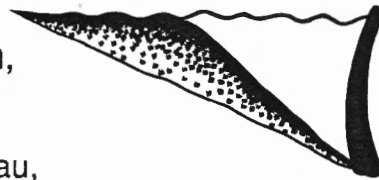
Die Erschliessung der gesamten Baustelle für die Spülvorrichtung erfolgt über ein bestehendes Stollenfenster zum Grundablassstollen. Das Portal dieses Stollenfensters liegt rund 100 m flussabwärts der Strassenbrücke Mauvoisin - Fionnay.

8 Referenzen

- [1] Elektro-Watt: Erfahrungen beim Betrieb der Kraftwerke Mauvoisin. Schweizerische Bauzeitung; Heft 39, 24. September 1959
- [2] Feuz B., Schenk T.: Die Erhöhung der Staumauer Mauvoisin. Wasser, Energie, Luft; Heft 10, 1992
- [3] Vischer D.: Verlandung von Stauseen. Schweizer Ingenieur und Architekt; Heft 47/1981
- [4] Vischer D.: Vorlesung Talsperrenhydraulik. ETH Zürich; Abt. II, April 1981
- [5] Hotchkiss R.H., Huang X.: Hydrosuction Sediment-Removal Systems (HSRS): Principles and Field Test. Journal of Hydraulic Engineering; June 1995

Adresse der Verfasser:

Anton Schleiss, Dr.Dipl.Bau-Ing.ETH
Bernard Feuz, Dipl. Bau-Ing.ETH
Martin Aemmer, Dipl.Bau-Ing.ETH
Benno Zünd, Dipl.Bau-Ing.ETH
Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG
Postfach
CH-8034 Zürich



Verlandungsprobleme im Staubecken Palagnedra der Maggiakraftwerke

**Erfahrungen mit den bisherigen Entlastungsorganen und Projekte
für eine weitere Verminderung der Verlandung**

U. Müller

AG Ingenieurbüro Maggia, Locarno

Zusammenfassung

Die Verlandungserscheinungen im Staubecken Palagnedra der Maggiakraftwerke bedingen trotz gut funktionierendem Spülstollen zur Umleitung des Flusses Melezza immer noch regelmässige Stauraumpülungen um die Funktionstüchtigkeit der Triebwasserfassung und der Grundablässe zu gewährleisten. Die letzte Stauraumpülung im Jahre 1991 hat eindeutig gezeigt, dass zur Einhaltung der von den Behörden vorgeschriebenen Feststoffkonzentrationen der Bau eines neuen Spülkanals für die Zuführung von "Saubermwasser" aus dem Oberliegerkraftwerk ins Unterwasser des Beckens und weitere Massnahmen zur Reduktion der Verlandungen notwendig sind.

Problems of reservoir sedimentation in the Palagnedra reservoir, Maggia power scheme

Summary

The sedimentation in the storage basin of Palagnedra (Maggia Hydroelectric Works) still requires its periodical flushing to guarantee an optimal function of the intake and the bottom outlet in spite of the availability of a well working scour tunnel for the diversion of the river Melezza.

The last storage basin flushing of 1991 clearly showed that it is necessary, in order to respect the officially prescribed concentration of transported sediment, to build a new flushing channel, which will supply the downstream water with "clean water" from the upstream power plant. Additional measures to reduce the sedimentation will also be required.

1. Beschrieb der Stauanlage Palagnedra

Das Stau- resp. Ausgleichsbecken Palagnedra im Centovalli (Tessin) speichert alle Zuflüsse der Maggiakraftwerke und des Flusses Melezza. Der Stausee mit einem ursprünglichen Nutzinhalt von rund 4.8 Mio. m³ dient als Oberbecken für das Kraftwerk Verbano am Ufer des Lago Maggiore. Die Anlage Verbano mit einer installierten Turbinenleistung von 150 MW produziert jährlich im Mittel 581 GWh, was rund 48 % der gesamten Energieproduktion der Maggiakraftwerke ausmacht. Die Verfügbarkeit des Ausgleichsbeckens für die Energieerzeugung ist deshalb äusserst wichtig. Leider führen heute die Verlandungen im Becken dazu, dass praktisch nur noch rund 2.5 Mio. m³ für die Wasserbewirtschaftung einsetzbar sind.

Das Staubecken im fjordartigen Taleinschnitt unterhalb des gleichnamigen Dorfes Palagnedra wird durch eine Bogengewichtsstaumauer von 72 m Höhe und 120 m Kronenlänge mit unregulierter Hochwasserentlastung über die Mauerkrone abgesperrt. Die Staumauer verfügt über einen Mittelablass in der Staumauer und einen Grundablass im ehemaligen Baumleitstollen.



Bild 1 Situation des Staubeckens Palagnedra

- | | | |
|----------|--|-----------------------------|
| Legende: | 1 Druckstollen Palagnedra - Verbano | 4 Grundablass und Staumauer |
| | 2 Triebwasserfassung | 5 Spülstollen |
| | 3 Freilaufstollen Caveragno - Palagnedra | 6 Zwischensperre |

Bald nach Fertigstellung der Staumauer im Jahre 1952 traten nach einigen kleineren Hochwasser im Becken erste Verlandungserscheinungen auf, die rasch einmal die Triebwasserfassung erreichten. Zwischen 1968 und 1973 wurden im vorderen Beckenteil rund 500'000 m³ Schlamm und Kies mit einem Saugbagger entfernt. Die Immissionen im Unterwasser der Staumauer und die grosse Lärmbelastung des Schwimmbaggers führten dazu, dass die Behörden 1973 die Einstellung dieser Arbeiten verfügten.

Um die Verlandungsprobleme langfristig im Griff zu behalten, entschlossen sich die Maggiakraftwerke AG darauf, einen Geschiebeumleitstollen zu bauen. Zwischen 1974 und 1978 wurde unterhalb der Stauwurzel eine Zwischensperre mit anschliessendem 1700 m langen Spülstollen bis talseits der Staumauer erstellt. Bei starken Niederschlägen und geschiebeführenden Abflüssen in der Melezza wird der Stollen mit einer Ableitkapazität von max. 250 m³/s in Betrieb gesetzt und mit der Umleitung des Flusses unerwünschte Feststoffablagerungen im Becken verhindert.

Kurz nach Fertigstellung des Umleitstollens wurde die Stauanlage Palagnedra während dem katastrophalen Hochwasserereignis vom 7. August 1978, mit grossen Schäden im Tessin und dem angrenzenden Italien, stark in Mitleidenschaft gezogen. Die starken Niederschläge führten im italienischen Einzugsgebiet der Melezza zu umfangreichen Hangerosionen mit entsprechend hohen Materialeinträgen in den Fluss. Eine Materialstauung im Oberlauf der Melezza mit anschliessendem plötzlichem Bruch derselben führte zusätzlich zur bereits vorhandenen Hochwassermenge von 900 m³/s zu einer Flutwelle aus Baumstämmen, Geröll und Schlamm, die eine vollständige Verstopfung der bestehenden Hochwasserentlastung mit aufgesetzter Brücke bewirkte. Aufgrund der Hochwasserspuren wurde auf eine max. Hochwasserspitze von 2-3000 m³/s geschlossen. Die Verstopfung der Hochwasserentlastung mit Schwemmholz führte zu einem starken Ansteigen des Wasserspiegels im Becken und damit zur Überflutung der rechtsufrigen Abschlussmauer und zur Erosion und Gefährdung des rechten Staumauerwiderlagers. Während diesem Ereignis gelangten etwa 2 Mio. m³ Festmaterial und rund 25'000 m³ Holz ins Becken und führten zu einer kompletten Verlandung der Triebwasserfassung und der Grundablässe.

Der Einlaufrechen der Triebwasserfassung wurde eingedrückt und der Druckstollen, der Druckschacht und die Verteilleitung der Zentrale Verbano mit Kies, Sand und Holz gefüllt. Das katastrophale Hochwasser von 1978 führte zu einer Ausserbetriebsetzung des Kraftwerkes Verbano von 9^{1/2} Monaten.

Während dieser Zeitperiode wurde das Becken weitgehend von allen Verlandungen geräumt sowie die Triebwasserfassung und die Grundablässe der Staumauer freigelegt. Anschliessend wurde die Strassenbrücke auf der Mauerkrone abgebrochen und durch ein neues Bauwerk luftseitig der Staumauer ersetzt. Zusammen mit der Erhöhung der Mauern im Bereich der Widerlager konnte die Ableitkapazität der Hochwasserentlastung über die Mauerkrone von 450 auf 2200 m³/s gesteigert werden.



Bild 2 Staumauer Palagnedra - Umgebaute Hochwasserentlastung und Brücke

Der Fluss Melezza wurde in dieser Zeit während mehreren Monaten durch den Spülstollen umgeleitet. Die praktisch dauernd vorhandene Geschiebeführung im Fluss führte im Stollen zu einer anfänglich starken Sohlenerosion, die sich aber bis heute weitgehend stabilisiert hat.



Bild 3 Spülstollen Palagnedra
Erosionserscheinungen in der Stollensohle kurz vor dem Stollenauslauf (Tiefe 2.70 m)

2. Verlandungserscheinungen im Becken seit 1978

Seit 1975 und besonders nach dem katastrophalen Hochwasser von 1978 haben sich die hydrologischen Bedingungen im Einzugsgebiet des Beckens Palagnedra wesentlich verändert. In den letzten 17 Jahren traten verschiedene grössere Hochwasser in der Melezza auf, die immer wieder Geschiebemengen zum Becken transportierten. Die maximalen Hochwasserspitzen wurden in den Jahren 1981 bis 1983 mit viermaliger Erreichung von Wassermengen von 900 bis max. 1240 m³/s registriert.

Obwohl der Spülstollen bei jedem Hochwasserereignis geöffnet und die Melezza samt dem transportierten Geschiebe umgeleitet wird, gelangen praktisch jährlich bei der Überschreitung des Schluckvermögens des Stollens (250 m³/s) während Hochwasser immer wieder grössere Feinmaterialmengen ins Becken. Diese talseitig der Zwischensperre im Hauptbecken abgelagerten Materialmengen lassen

sich mit dem Spülstollen nicht mehr entfernen. Zusätzlich weisen die direkten Zuflüsse zum Stausee in ihrem Einzugsgebiet teilweise grosse Anrissstellen auf, die immer wieder zu umfangreichen Materialzuschüben führen.

Allein der unmittelbar oberhalb der Triebwasserfassung einmündende Monedascobach hat in den letzten Jahren mehr als 100'000 m³ Blöcke, Kies und Sand abgelagert. Sein Delta erreicht bereits das gegenüberliegende Ufer und teilt das Staubecken bei tiefem Seestand in zwei Teile (Bild 6).

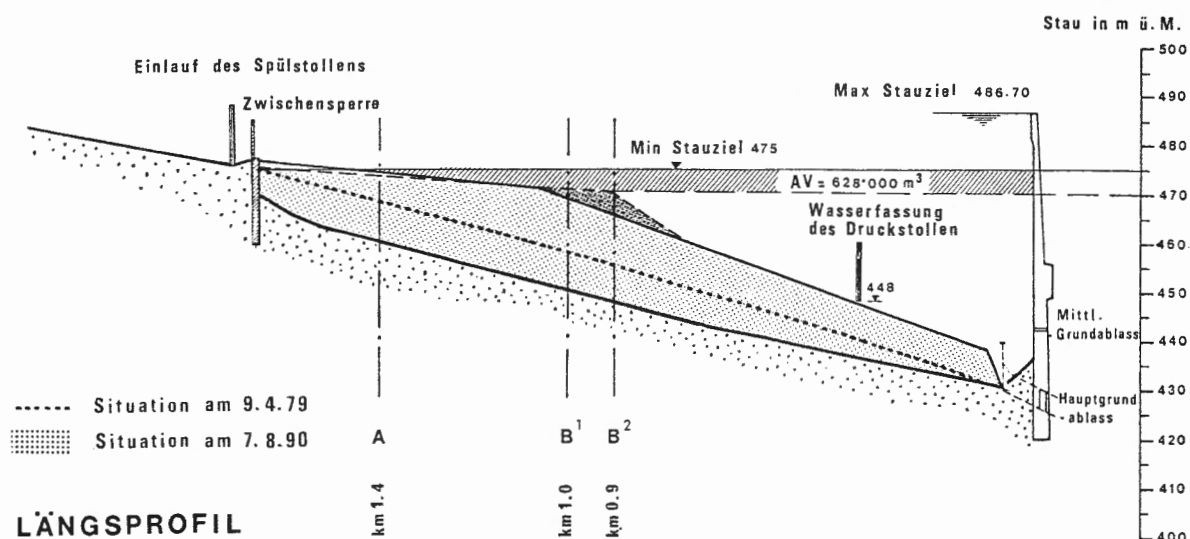


Bild 4 Längsprofil durch das Staubecken Palagnedra
Verlandungen unterhalb der Zwischensperre (Stand August 1990)

Durch die starken Verlandungen unterhalb der Zwischensperre (Bild 5) musste das minimale Absenkziel im Ausgleichsbeckens Palagnedra auf eine um 5 m höhere Kote von 475 m ü.M. angehoben werden, um zu vermeiden, dass bei tiefem Seestand zuviel Feinmaterial in Richtung Triebwasserfassung geschwemmt wird. Das Nutzvolumen des Ausgleichsbeckens reduziert sich damit neben den bereits vorhandenen Einbussen durch die Verlandungen um weitere rund 630'000 m³. Die Erfahrungen zeigen, dass bereits bei geringster Wasserführung und tiefem Stauziel in kurzer Zeit viel Feinmaterial verlagert wird.



Bild 5 Verlandungen mit Feinmaterial unterhalb der Zwischensperre



Bild 6 Delta des Monedascobaches (ca. 100'000 m³ innert 10 Jahren abgelagert)

Das Delta sperrt das Hauptgerinne vollständig ab und teilt den Stausee in zwei Teile. Zu beachten sind die Durchsickerungen durch den "Naturdamm".

3. Stauraumspülung im September 1991

Die starken Verlandungen im Bereich der Triebwasserfassung und beim Grundablass veranlassten die Maggiakraftwerke AG 1988 bei den zuständigen Behörden des Kantons Tessin ein Gesuch zur Spülung des Staubeckens einzureichen. Die schlechten hydrologischen Bedingungen im Herbst 1989 und 1990 verunmöglichten jedoch die Durchführung dieser Operation. Da eine Ueberholung der Revisionsschütze des Grundablasses aus Sicherheitsgründen nicht mehr weiter hinausgezögert werden konnte, bewilligten die Behörden im September 1991 trotz ungenügender Wasserführung in der Melezza die partielle Spülung des Einlaufbereichs vom Grundablassstollen.

Am 2. September 1991 wurde die Stauraumspülung mit der Entleerung des Beckens mittels der Turbinen des Kraftwerkes Verbano eingeleitet. Während der Absenkung des Wasserspiegels wurden umfangreiche Materialverlagerungen Richtung Talsperre beobachtet. Nach Unterschreitung des tiefsten Betriebswasserspiegels wurde die Entleerung mit dem Zwischenablass und dem Grundablass fortgesetzt. Da die Feststoffkonzentrationen mit 40 ‰ wesentlich über den von den kantonalen Behörden bewilligten Wert von 10 ‰ (od. 10 mg/l) lagen, wurde dem Betreiber die Einstellung der Spüloperationen verordnet. Durch den tiefen Seestand während der Spüloperation wurden allein durch die natürlichen Zuflüsse zum Becken (ohne Melezza) rund 70'000 m³ Feinmaterial zur Sperre transportiert und bis 17 m hoch über dem Einlauf des Grundablassstollens abgelagert. Damit war an ein Einsetzen der Dammbalken und an eine Revision des Grundablasses nicht mehr zu denken.

Nach zähen Verhandlungen bewilligten die Behörden zur Ermöglichung der Revision des Grundablasses und aus Gründen des bereits beeinträchtigten Fischbestandes eine partielle Spülung des vordersten Beckenbereiches unter Voraussetzung, dass von den obenliegenden Kraftwerken 20 m³/s für die Verdünnung des Spülwassers beigegeben werden.

Am 10. September 1991 wurde die Spüloperation mit einer erneuten Absenkung des Beckens fortgesetzt. Die Operation wurde so geplant, dass vorerst das Becken

komplett geleert und anschliessend das Betriebswasser des Kraftwerkes Cavergho zugeführt wird. Nach praktisch vollständiger Entleerung des Beckens wurde eine Wassermenge von $10 \text{ m}^3/\text{s}$ zugeleitet und der Grundablass komplett geöffnet. Mit der Zugabe dieses Betriebswassers geriet das im vordersten Beckenbereich abgelagerte und noch nicht verfestigte Feinmaterial plötzlich gesamthaft über eine Fläche von $12 - 15'000 \text{ m}^2$ in Richtung Grundablass "murgangartig" in Bewegung. Der Grossteil dieses im vordersten Teil des Beckens abgelagerten Materials wurde in knapp über einer Stunde aus dem Becken weggespült. Durch diese plötzlich aufgetretenen Schlammbewegungen wurden im Unterlauf ausserordentlich hohe Feststoffkonzentrationen gemessen.

In Corcapolo, wenige km unterhalb der Sperre, wurden maximale Feststoffkonzentrationen bis zu 900 ‰, bei der Mündung in den Lago Maggiore immer noch 650 ‰ gemessen. Nach dem ersten ausserordentlichen Feststoffschub stabilisierte sich die Lage im Becken und die gemessenen Konzentrationen pendelten sich innerhalb zulässiger Grössen von 7 - 8 ‰ ein.



Bild 7 Stauraumpülung am 10. September 1991
Schlussphase der Beckenentleerung beim Eintreffen des Betriebswassers der Zentrale Cavergho



Bild 8 Anfangsphase der Stauraumspülung am 10. September 1991
Durch die Zuführung des Betriebswassers der Zentrale Caveragno bewegt sich das abgelagerte Feinmaterial "murgangähnlich" auf den Grundablassseinlauf zu.

Nach rund 2 Tagen wurde die Wasserzufuhr vom Kraftwerk Caveragno unterbrochen und die Dammbalken beim Einlauf des Grundablassstollens eingesetzt. Nach der anschliessenden raschen Füllung des Ausgleichsbeckens wurden etwa 1 Woche nach der Spülung während 4 Nächten grössere Sauberwassermengen (bis $50 \text{ m}^3/\text{s}$) abgegeben um im Unterwasser die zahlreichen Feststoffablagerungen zu entfernen. Zusätzlich führte ein bald nach der Spülung eingetretenes kleineres Hochwasser zur praktisch vollständigen Abschwemmung des abgelagerten Feinmaterials.

Während der Stauraumspülung vom September 1991 wurden etwa $175'000 \text{ m}^3$ Feststoffe aus dem Ausgleichsbecken Palagnedra entfernt.



Bild 9 Staubecken Palagnedra nach erfolgter Spülung im September 1991

4. Massnahmen für eine Verbesserung der Spülbedingungen und Verminderung der Verlandungen des Monedascobaches

Als Folge der letzten Stauraumspülung im September 1991 fordern die Bewilligungsbehörden eine klare Verbesserung der Spülmöglichkeiten. Der Kanton Tessin will weitere Spülungen nur zulassen, wenn mit einem Spülkanal am linken Ufer ab dem bestehenden Freispiegelstollen Caveragno - Palagnedra eine grosse Menge von "Sauberwasser" ($30 \text{ m}^3/\text{s}$) luftseitig der Staumauer zur Verdünnung des Spülwassers beigemischt wird. Zusätzlich sind beim Monedascobach Massnahmen zu treffen, um weitere Verlandungen zu vermeiden. Als Lösungen bieten sich einerseits die Möglichkeit bei Geschiebeführung den Monedascobach direkt in den darunterliegenden bereits bestehenden Spülstollen zu leiten oder mit einer Baggerung resp. mechanischen Räumung das Delta periodisch zu entfernen.



Legende

- 1 Staumauer
- 2 Grundablass
- 3 Triebwasserfassung
- 4 Freispiegelstollen Caveragno-Palagnedra
- 5 Neuer Spülkanal für "Sauberwasser"
- 6 Best. Spülstollen
- 7 Zufahrtsstrasse/-tunnel
- 8 Fassung Monedascobach Schacht zum Spülstollen
- 9 Delta Monedascobach

Bild 10 Situation des vorderen Beckenbereichs des Staubeckens Palagnedra
Massnahmen zur Verbesserung der Spülbedingungen

Neuer Spülkanal für Zuleitung von "Sauberwasser" vom Kraftwerk Caveragno

Von der Mündung des Freispiegelstollens Caveragno - Palagnedra bis zur Krone des Hochwasserüberfalls der Staumauer ist der Bau eines Hangkanals geplant. Bei einer Stauraumspülung des Staubeckens wird der Auslauf des Freispiegelstollens mit einem Dammbalken oder einer Panzertüre abgeschlossen und das Betriebswasser des Kraftwerkes Caveragno (bis zu $30 \text{ m}^3/\text{s}$) über diesen Kanal zur Verdünnung der Spülwassers aus dem Becken luftseits der Staumauer der Melezza zugeführt. Der Hangkanal schliesst an das bereits vorhandene kurze Fenster des Freispiegelstollens an und verläuft weitgehend erdüberdeckt unter dem bestehenden Zufahrtsweg bis zur Staumauerkrone. Die Wasserrückgabe ins Unterwasser erfolgt über die Schussrinne und Sprungschanze der Hochwasserentlastung.

Die Baukosten für diesen neuen Spülkanal werden auf rund 1.2 Mio. Fr. geschätzt.

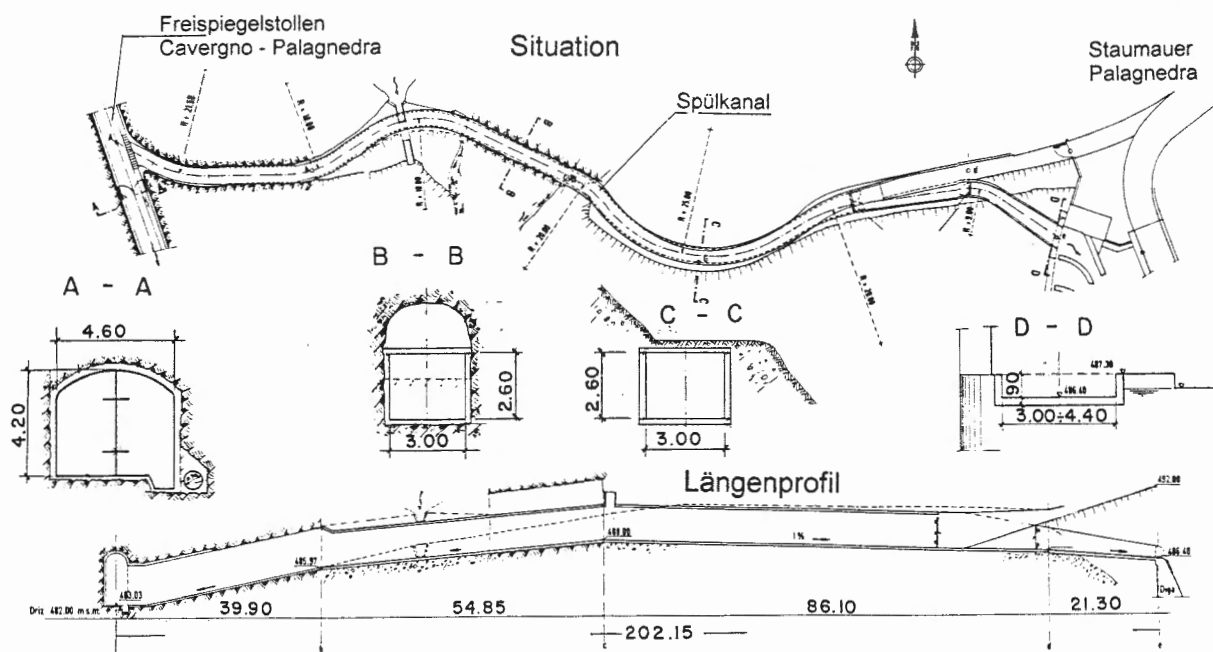


Bild 11 Spülkanal für Zuleitung von "Sauberwasser" aus dem Freispiegelstollen Caveragno - Palagnedra am linken Staauseeufer

Verminderung der Verlandungserscheinungen des Monedascobaches

Der Monedascobach aus dem steilen und felsigen Einzugsgebiet oberhalb von Palagnedra zeichnet sich seit dem Hochwasserereignis von 1978 aufgrund von zahlreichen Anrissstellen mit einer ausserordentlich hohen Geschiebeführung aus. Der Bach hat in den letzten 10 Jahren im Bereich seiner Mündung ins Staubecken Palagnedra ein grosses Delta mit einem Volumen von rund 100'000 m³ gebildet, das den Stausee demnächst in zwei Teile trennt.

Der Kanton Tessin verlangt, dass diese grosse Geschiebeablagerung mechanisch und nicht mit einer Stauraumspülung aus dem Becken entfernt wird. Für die Lösung des Problems wurden folgende Varianten untersucht:

Umleitung des Monedascobaches

Um den geschätzten jährlichen Materialeintrag von rund 8'000 m³ ins Staubecken Palagnedra zu verhindern, könnte der Monedascobach oberhalb der Stauwurzel gefasst und über einen rund 96 m langen Schrägschacht dem bestehenden Spülstollen zugeführt werden.

Die Wasserrfassung besteht aus einem festen Ueberfallwehr mit einem rechtsufrig angeordneten Einlaufbauwerk mit Spülschütze zur Hochwasser- und Geschiebeableitung in den Spülstollen. Der durch das feste Ueberfallwehr gebildete Staupraum von rund 300 m³ ermöglicht die Absetzung des bei Nieder- resp. Mittelwasser im Bach transportierten Geschiebes. Bei vollem Absetzraum resp. bei geschiebeführenden Hochwassern wird die Spülschütze bei in Betrieb stehendem Spülstollen geöffnet und der Monedascobach vollständig umgeleitet. Der Abtrag des Deltas erfolgt mit normalen Baugeräten und der Abtransport des Materials über eine neu zu erstellende Zufahrt zur bestehenden Deponie des Druckstollens.

Die Kosten für die Umleitung des Monedascobachs samt Erstellung der Zufahrt für Zugang und Räumung des Deltas werden auf rund 4.5 Mio. Fr. geschätzt.

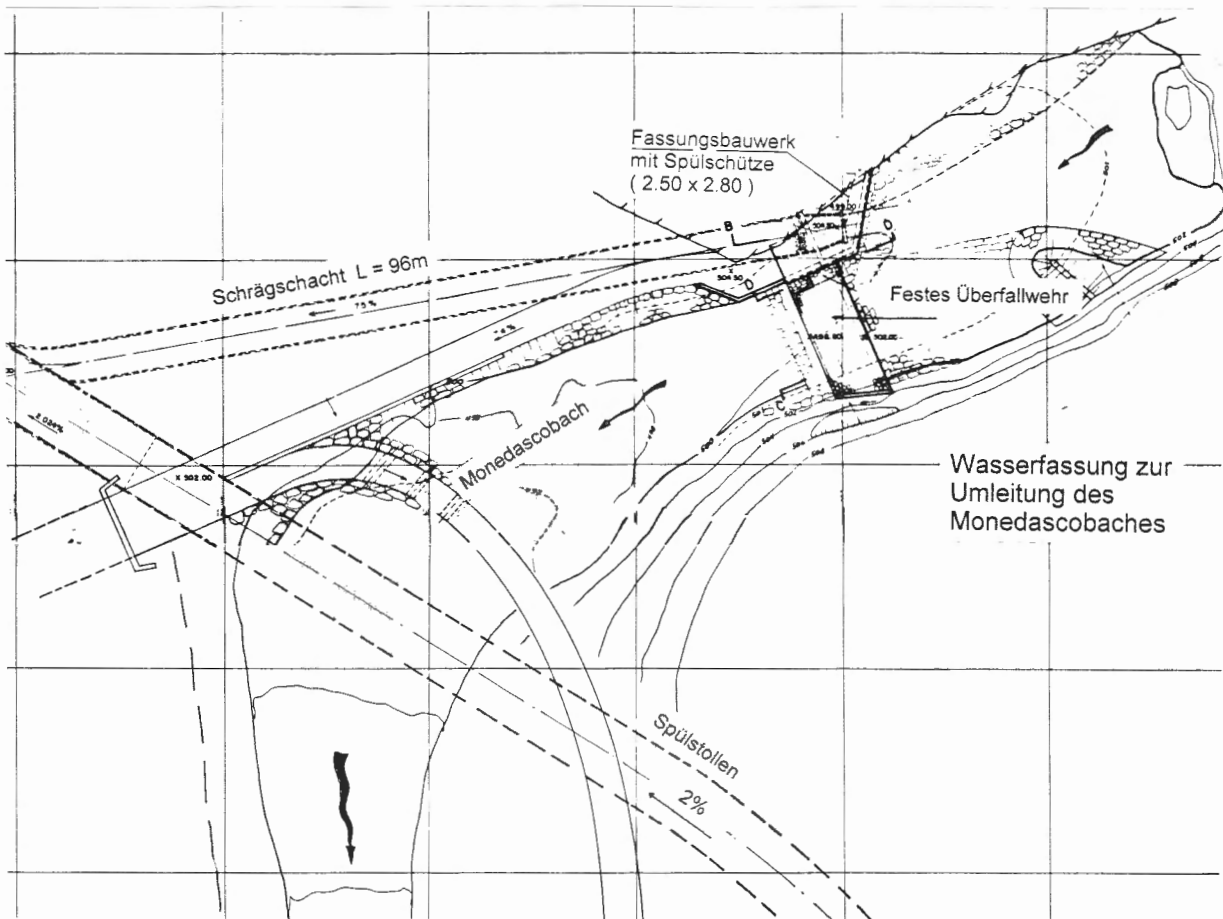


Bild 12 Umleitung des Monedascobaches mit Wasserfassung und Schrägschacht in den bestehenden Spülstollen

- Periodische Baggerung des im Delta abgelagerten Geschiebes mit einem Saugbagger und Förderung des Materials mit einer Pumpleitung bis oberhalb der Zwischensperre. Abtransport dieses Geschiebematerials während Hochwasserzeiten durch den bestehenden Spülstollen. Diese Lösung bedarf jedoch noch der Zustimmung der Behörden und auch die Baggerung des eher groben Geschiebes im Delta des Monedascobaches ist noch Gegenstand von laufenden Untersuchungen.

Die Kosten für eine einmalige Baggerung des gesamten Deltas werden auf rund 1.2 Mio. Fr. geschätzt.

5. Zusammenfassung

Die Verlandungserscheinungen im Staubecken Palagnedra bedingen bereits seit der Erstellung der Anlage umfangreiche bauliche und finanzielle Aufwendungen. Die vielen Anrissgebiete im Einzugsgebiet führen bei jedem Hochwasser zu einem grossen Geschiebeanfall, der im Ausgleichsbecken immer wieder zu Ablagerungen führt. Obwohl mit dem gut funktionierenden Spülstollen bei jedem Hochwasser grosse Geschiebemengen um das Becken geleitet werden, erfolgt bei grösseren Ereignissen immer noch ein Eintrag von Feinmaterial ins Hauptbecken. Auch aus den direkten Beckenzuflüssen sind immer wieder umfangreiche Verlandungen zu vezeichnen.

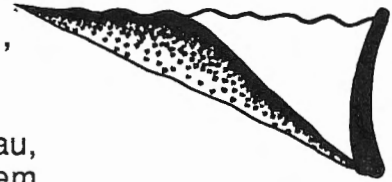
Die letztmalige Spülung im September 1991 hat sehr eindrücklich gezeigt, dass allein die Entleerung des Staubeckens zu Feststoffkonzentrationen führt, die um ein Vielfaches höher sind als sie von den kantonalen Behörden zurzeit vorgeschrieben werden. Die Entleerung muss rasch erfolgen, wenn man nicht Gefahr laufen will, dass bei einer langsamen Absenkung grosse Mengen aus dem Oberlauf bis vor den Grundablass gelangen und anschliessend murgangähnlich aus diesem Entlastungsorgan austreten.

Mit dem Bau eines Hangkanals für die Zuführung von "Sauberwasser" aus dem Freispiegelstollen vom Kraftwerk Caveragno bis luftseits der Staumauer lässt sich bei zukünftigen Spülungen die Verdünnung und damit die Feststoffkonzentration im Unterlauf der Talsperre wesentlich besser kontrollieren. Mit der Ableitung des Monedascobaches in den bestehenden Spülstollen oder einer Entfernung des grossen Deltas mit einem Saugbagger lassen sich die aus den direkten Beckenzuflüssen auftretenden Verlandungen wesentlich reduzieren.

Es ist zu hoffen, dass mit diesen Massnahmen die kommenden Stauraumspülungen einfacher werden, und das Volumen des Ausgleichsbeckens Palagnedra nach einer vollständigen Räumung wieder vollumfänglich für die möglichst optimale Energieerzeugung im Kraftwerk Verbano genutzt werden kann.

Adresse des Verfassers:

Urs Müller
Dipl.Bau-Ing.ETH, Vizedirektor
AG Maggia Ingenieurbüro
CH-66012 Locarno



Verlandungsprobleme am Ausgleichsbecken Malvaglia

O. Martini

Blenio Kraftwerke AG, Locarno

Zusammenfassung

In einem Ausgleichsbecken, das starker Verlandung ausgesetzt ist und wo eine bestehende Rutschgefahr die komplette Leerung und Spülung der Sedimente durch den Grundablass verunmöglicht, hat der Umbau der Wasserfassung es ermöglicht, das Problem definitiv zu lösen.

Der Bau eines neuen Spülstollens mit dem Einlauf direkt unter der Wasserfassung konnte ohne vollständige Beckenentleerung und mit nur unwichtigen Betriebseinschränkungen erfolgen.

Problems of reservoir sedimentation in the compensation reservoir of Malvaglia

Summary

In a compensation reservoir, where important sedimentation occurs and where an actual landslide danger doesn't allow a complete emptying and scouring of the sediment deposits through the bottom outlet, the construction of the intake has permitted a definitive solution of the problem.

The construction of the new bottom outlet directly under the water intake took place without a complete emptying of the reservoir and with only reduced operating limitations.

1. Vorwort

Das Kraftwerk Biasca wurde in den Jahren 1956 bis 1959 durch die Blenio Kraftwerke AG erstellt. Das Ausgleichsbecken Malvaglia, mit einem Nutzinhalt von 4.1 Mio. m³ Wasser, ist seit der Inbetriebnahme durch Materialablagerungen beeinträchtigt worden.

Wiederholte Materialausbaggerungen im oberen Beckenteil konnten nicht vermeiden, dass die Wasserfassung der Zentrale Biasca dadurch in Mitleidenschaft gezogen wurde, umso mehr als die Einlaufschwelle nur 2.5 m über dem natürlichen Talboden lag.

Schwerwiegende Probleme tauchten aber erstmals während eines grossen Hochwassers im Jahr 1983 auf, als die Wasserfassung der Zentrale zu 50% verstopft wurde. In deren Nähe mussten ungefähr 50'000 m³ abgelagertes Material fortgepumpt werden. Seither haben sich aussergewöhnliche Hochwasser mit beeindruckender Häufigkeit wiederholt und dementsprechend wurden enorme Materialmengen ins Becken eingeschwemmt. Der Betrieb konnte mittels drei verschiedenen Eingriffsarten aufrechterhalten werden: mechanische Ausräumung des Kiesel im oberen Beckenteil, Einsatz von Tauchern zur Freilegung des Rechens der Wasserfassung und Spülungen durch Öffnen des Grundablasses (normalerweise einmal pro Jahr). Die Spülwirkung beschränkte sich leider nur auf die Zone des Grundablasses, d.h. dieses Vorgehen hatte keinen Einfluss auf die Schlammablagerung, welche sich vor der 30 m entfernten Wasserfassung abgesetzt hatte.

Durch das Hochwasser vom Juli 1987 wurde die Situation noch problematischer, denn diesmal erreichte der Verschluss des Rechens 65%. Die Zentrale musste ausser Betrieb gesetzt werden und eine Equipe von Tauchern arbeitete unter äusserst schwierigen Umständen, um den Rechen in vier Wochen zur Hälfte freizulegen.

Im Frühling 1989 erfolgte eine zweite Pumpaktion, wobei ungefähr 45'000 m³ Schlamm vor der Wasserfassung entfernt und eine mechanische Räumung von 55'000 m³ Material an der Seewurzel durchgeführt wurde.

Die Unmöglichkeit, die Situation nur mittels Pumpen, mechanischer Räumung und Rechenreinigung unter Kontrolle zu halten, hat die Geschäftsleitung der Blenio

KW zur Suche nach einer endgültigen Lösung des Problems bewogen. Die Planung startete im Januar 1989 in Zusammenarbeit mit der AG Ingenieurbüro Maggia, Locarno.

Der Umbau der Wasserfassung sollte einen möglichst wirksamen Schutz vor dem Verschluss durch Verlandungsmaterial bieten, möglichst kurze Betriebsunterbrüche zur Folge haben und keine vollständige Beckenentleerung nötig machen. Die letzte Bedingung war wegen einer bestehenden Rutschung auf der rechten Talflanke erforderlich.

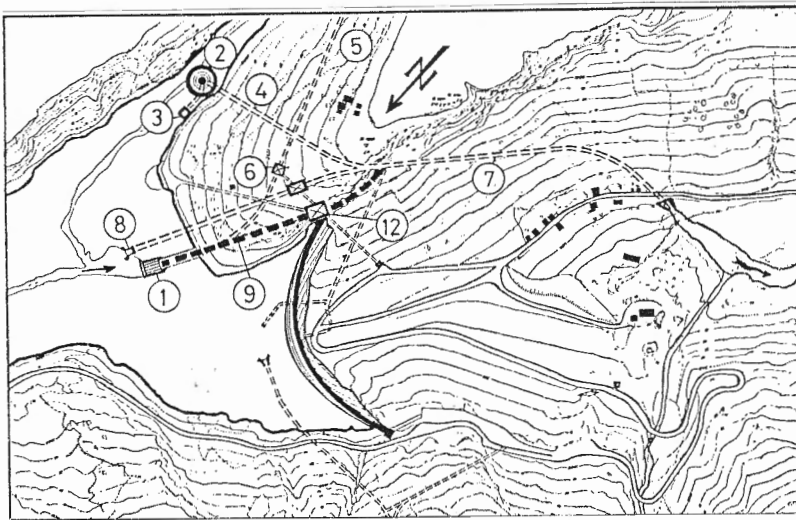


Bild1: Allgemeine Situation

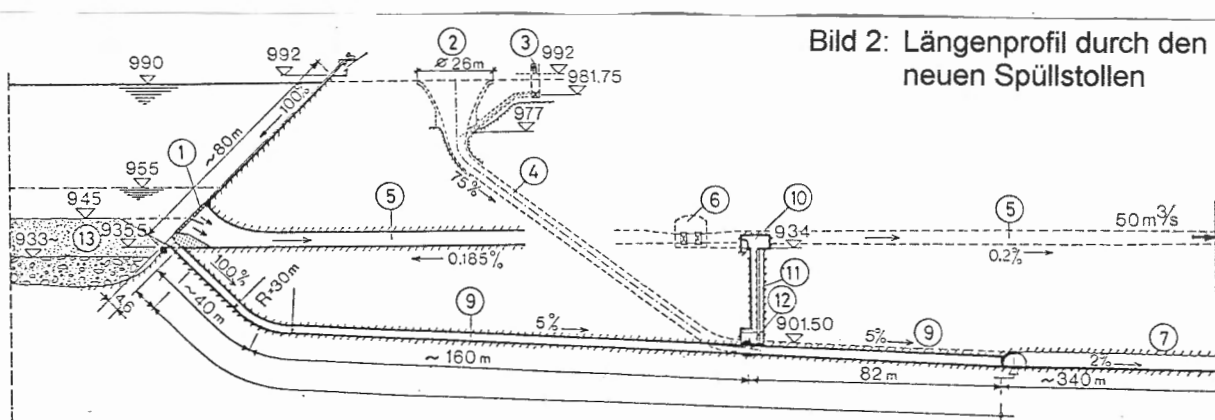


Bild 2: Längenprofil durch den neuen Spülstollen

- | | |
|--|--------------------------------|
| 1. Wasserfassung QA = 50 m ³ /s | 8. Grundablass |
| 2. Hochwasserüberlauf QA = 300 m ³ /s | 9. Neuer Spülstollen L = 287 m |
| 3. Schütze für Spülwasserzugabe | 10. Obere Zugangskammer |
| 4. Entlastungsschacht Durchmesser 3,60 m | 11. Zugangsschacht Durchmesser |
| 5. Druckstollen Durchmesser 4,00 m | Ø 3,0 m, H = 32 m |
| 6. Drosselklappenkammer | 12. Schützenkammer |
| 7. Entlastungsstollen L = 400 m | 13. Auflandungsmaterial |

2. Die ursprünglichen Anlagen von Malvaglia

Die für den Umbau der Wasserfassung bedeutenden Anlageteile sind die folgenden (Bilder 1, 2 und 3):

- Das Ausgleichsbecken ist durch eine Bogenmauer von 92 m Höhe und 292 m Kronenlänge abgeschlossen. Der maximale Beckeninhalt beträgt 4.1 Mio. m³ bei einer Staukote von 990 m ü.M.
- Die Wasserfassung befindet sich in der linken, sehr steilen Felsflanke des Beckens. Sie besteht aus zwei unteren, zwei mittleren und zwei oberen Einlauföffnungen, jede mit einem Rechen von etwa 4 x 6.5 m ausgerüstet. Die Einlaufschwelle lag 2.5 m über dem natürlichen Talboden (Bild 4).

Eine Rechenreinigungsmaschine kann auf einer 80 m langen und 100% geneigten schiefen Ebene die Wasserfassung erreichen und sie von allfälligem Material (Holz, usw.) freihalten.

Die Ausbauwassermenge beträgt 50 m³/s.

- Der Druckstollen weist einen Ø von 4 m auf. Die mit zwei Drosselklappen (Ø 3.2 m) ausgerüstete Kammer befindet sich etwa 290 m nach der Fassung.
- Der Grundablass liegt in der gleichen Felsflanke wie die Wasserfassung, etwa 30 m davon entfernt. Bei Vollstau beträgt der grösste Abfluss 90 m³/s.
- Der Hochwasserüberlauf befindet sich ebenfalls in der linken Talflanke, etwa 200 m südöstlich der Staumauer. Der Einlauftrichter, dessen Krone auf Kote 990 m ü.M. liegt (Stauziel), weist einen Ø von 26 m auf. Bei Ueberstau von 1.5 m schluckt der Ueberlauf 300 m³/s. Der anschliessende Schrägschacht und Entlastungstollen vereint sich nach 200 m mit dem Grundablassstollen und mündet, nach weiteren 400 m, ins ursprüngliche Flussbett.



Bild 3. Stauanlage am Ende der Bauarbeiten im Jahre 1959



Bild 4. Wasserfassung und Grundablass

3. Variantenstudien

Es wurden verschiedene Umbauvarianten ausgearbeitet.

Var. A: Stahlcaisson um die Fassung

Die Fassung wird mit drei vertikalen Stahlwänden bis zum oberen Rand (Kote 950) eingeschlossen; dadurch wird das Material von der Fassung ferngehalten und kann nicht auf den Rechen gelangen. Das Wasser tritt von oben durch den Caisson ein.

Var. B: Neue Wasserfassung

Die Schwelle der neuen Wasserfassung ist auf Kote 950 m ü.M. 15 m direkt oberhalb des bestehenden Grundablasses vorgesehen; somit erübrigen sich nachträgliche Materialentfernungen mittels Pumpen. Im Falle von aussergewöhnlichen Verlandungen könnte die unmittelbare Umgebung der Fassung mit Hilfe des darunterliegenden Grundablasses freigespült werden.

Für die Ausführung der Bauarbeiten erfordert diese Variante die unerwünschte vollständige Beckentleerung und eine Ausserbetriebssetzung der Zentrale Biasca während 3-5 Monaten.

Var. C: Neuer Spülstollen

Das vorgesehene Bauwerk soll den ungestörten Betrieb des Kraftwerkes gewährleisten, indem es Spülungen der bestehenden Fassung mittels eines neuen Grundablasses ermöglicht. Der neue Spülstollen ist direkt unter der bestehenden Wasserfassung vorgesehen und mit zwei neuen Abschlussorganen ausgerüstet.

Der Bau des neuen Werkes ist ohne vollständige Beckenentleerung und mit sehr geringen Betriebseinschränkungen möglich.

Diese letzte Variante wurde schliesslich bevorzugt, da die ersten zwei Varianten A und B gewisse Nachteile aufwiesen:

- Die Variante "Stahlcaisson" vermag die Wasserfassung nur für eine beschränkte Zeit zu schützen und erfordert daher wiederholte Materialausträumungen. Sie ist auf lange Sicht unzweckmässig.

- Die Variante "Neue Fassung" bedingt eine totale Beckenentleerung, was wegen grosser Rutschgefahr der rechten Talflanke zu vermeiden ist.

Dazu ist zu bemerken, dass sich bei mehrmonatigem Offenhalten des Grundablasses das Verlandungsmaterial in Richtung Stollenablass in Bewegung setzen würde. Dies hätte eine totale Verschmutzung der darunterliegenden Flüsse Brenno und Ticino bis zum Langensee zur Folge.

Die Ausserbetriebssetzung der Zentrale Biasca während 3-5 Monaten würde grosse Energieeinbussen verursachen.

4. Modellversuche

Die gewählte Variante "Neuer Spülstollen" ist Versuchen auf reduzierter Skala unterworfen worden. Das Modell wurde vom Laboratoire hydraulique des EPF Lausanne erstellt. Für die Details über die Ergebnisse wird auf den in der Zeitschrift "Wasser, Energie, Luft - eau, énergie, air" Nr. 84 (1992) S. 145-151 erschienenen Artikel verwiesen.

Die Hauptresultate können wie folgt zusammengefasst werden:

- Lage, Form und Dimension des Spülstolleneinlaufes.

Die Lösung mit einer einzigen Spülöffnung von 3 m Ø im linken unteren Teil der Wasserfassung hat sich als zweckmässig erwiesen und ist zur Ausführung empfohlen worden (Bild 5).

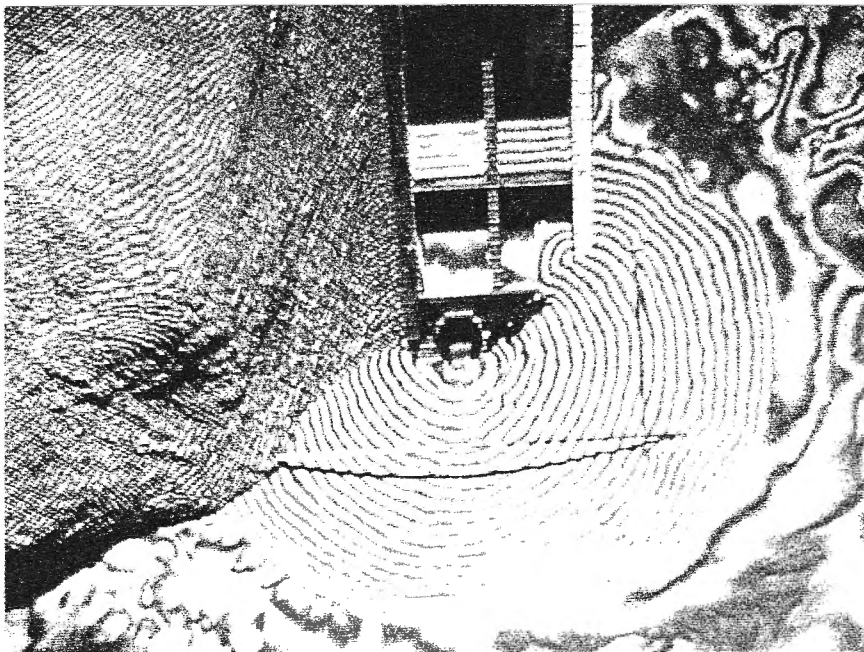


Bild 5. Definitive Lage des Spülstolleneinlaufes

- Spülwirkung des neuen Spülstollens

Die Modellversuche wurden so angefertigt, dass man von der effektiv im Becken bestehenden Situation ausging, d.h. mit einer Verlandung in der Nähe der Wasserfassung, die 945 m ü.M. erreicht (10 m über der bestehenden Fassungsschwelle) und die Fassung selber bis zu dieser Kote verschliesst.

Man hat somit festgestellt, dass nach einer 120 Min. dauernden Spüloperation die Menge des abgetragenen Materials zwischen 800 und 1000 m³ variierte, bedingt durch die zwischen 5 und 50 m³/s abgelassene Wassermenge (Bild 6).

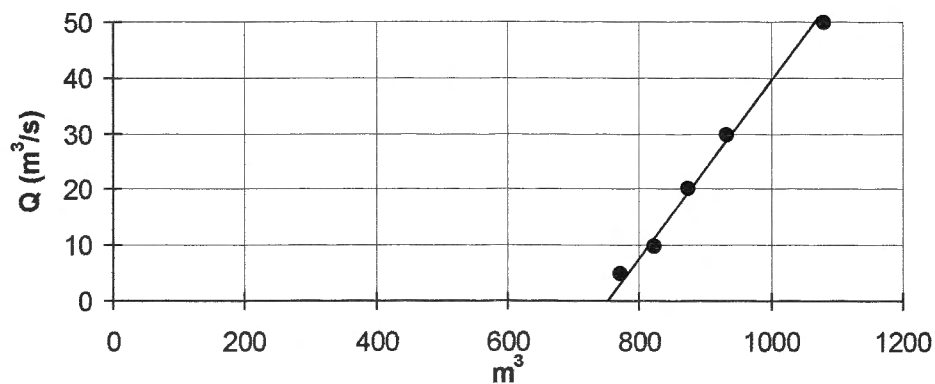


Bild 6.

Gespülte Materialmenge bedingt durch die abgelassene Wassermenge nach einer 120 Min.-Spülung.

Die mittleren \bar{C} -Konzentrationen des Suspensionsmaterials variieren zwischen 4 und 30 g/l im umgekehrten Verhältnis zu der Wassermenge (Bild 7).

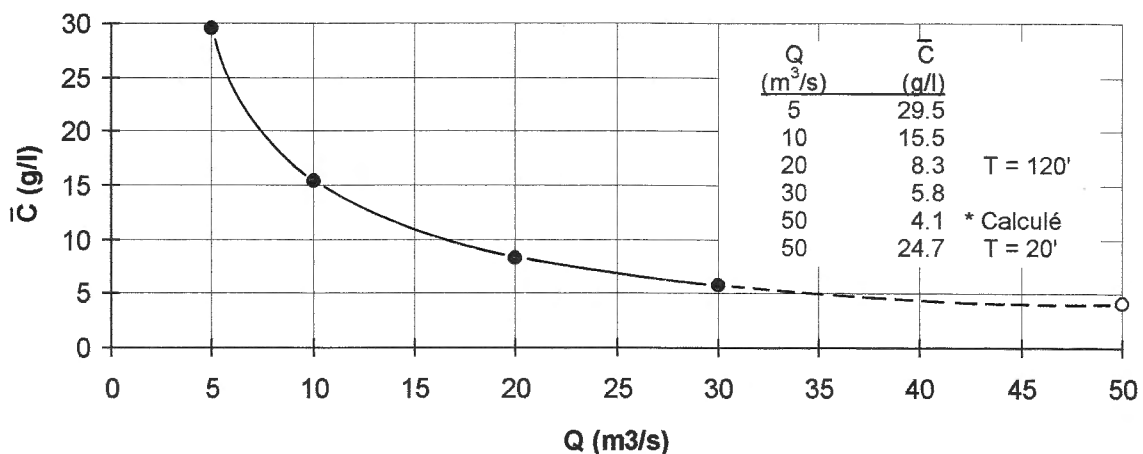


Bild 7. Mittlere Konzentration

Die in den ersten Spülminuten registrierten Spitzen können diese Werte um ein Vielfaches (Bild 8) erreichen.

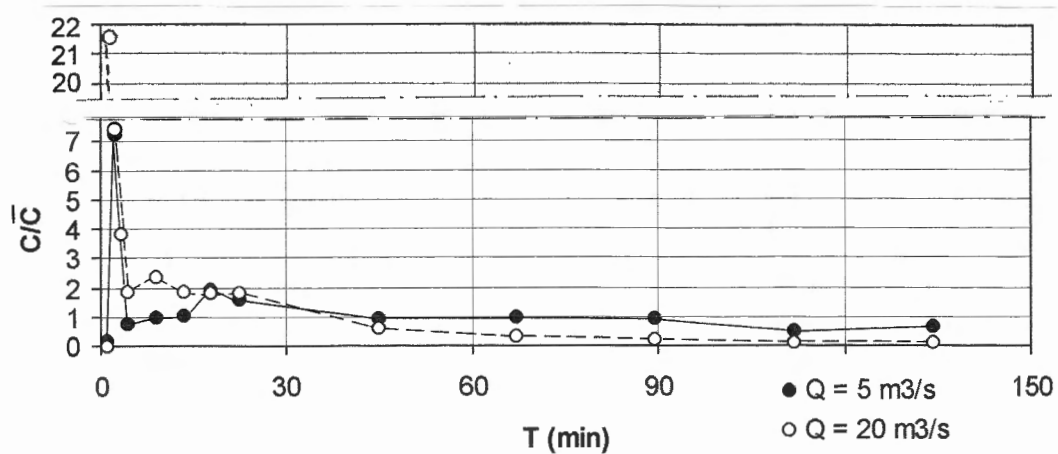


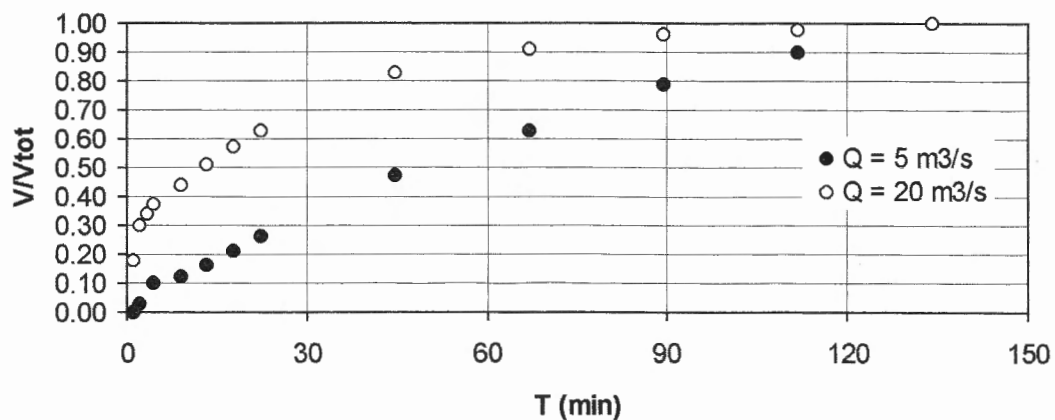
Bild 8. Entwicklung in der Konzentration der evakuierten Sedimente bezüglich der Wassermengen des Ablasses

$Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$

(C = Konzentration des Suspensionsmaterials in g/l)

\bar{C} = mittlere Konzentration g/l)

Eine interessante Bemerkung bezieht sich auf die evakuierte Materialsmenge bei verschiedenen Ablasswassermengen. Tatsächlich ist das Endergebnis fast nicht von der Wassermenge abhängig, aber bei geringerer Ablasswassermenge dauert die Spülung etwas länger, gemäss nachfolgendem Bild. 9.



- Spülnormen

Die hydr. Modellversuche dienten letzten Endes zum Abfassen von Spülnormen. Die Komplettierung des Programms stützt sich auf vorbestehende Erwägungen und kann fortlaufend durch Realversuche ergänzt werden.

Die Wahl des richtigen Augenblicks zur Durchführung einer Spüloperation hängt von der Höhe des sich vor der Fassung anhäufenden Materials, der Risikoschätzung der Konsolidierung und vom Bestehen von Dichteströmungen ab.

Von vorneherein ist es aber logisch, dass die Spülungen beim Auftreten von Hochwasser gleichzeitig erfolgen.

5. Anlagebeschreibung

Das neue Bauwerk (Bilder 1 und 2) soll den Betrieb des Kraftwerkes gewährleisten, indem es periodische Spülungen der Wasserfassung durch einen neuen Spülstollen ermöglicht.

Der Einlauf dieses Stollens ist in der linksuntersten Oeffnung der ursprünglichen Wasserfassung vorgesehen; der neue Stollen mündet kurz nach der Einmündung des Hochwasserentlastungsschachtes in den bestehenden Entlastungsstollen des Grundablasses. Der Spülstollen wurde ohne eine vollständige Beckenentleerung und praktisch ohne Betriebseinschränkungen gebaut.

Die neue Anlage besteht aus:

- einem kreisförmigen Einlaufrichter aus Stahl (\varnothing 3.0 m auf 2.0 m)
- einem 40 m langen verkleideten Schrägschacht mit 100%ger Neigung und etwa 3.5 m² Innenfläche
- einem verkleideten Spülstollen, Innenfläche 4.6 m², 250 m lang, mit 5%ger Neigung bis zur Einmündung in den bestehenden Entlastungsstollen
- einem vertikalen Zugangsschacht zur neuen Schützenkammer von 3.0 m \varnothing und 32 m Höhe
- einer Schützenkammer für die zwei Abschlussorgane
- einer Schütze bei der Hochwasserentlastung für die Zugabe von sauberem Mischwasser während der Spülvorgänge.

6. Bauvorgang der unterirdischen Arbeiten

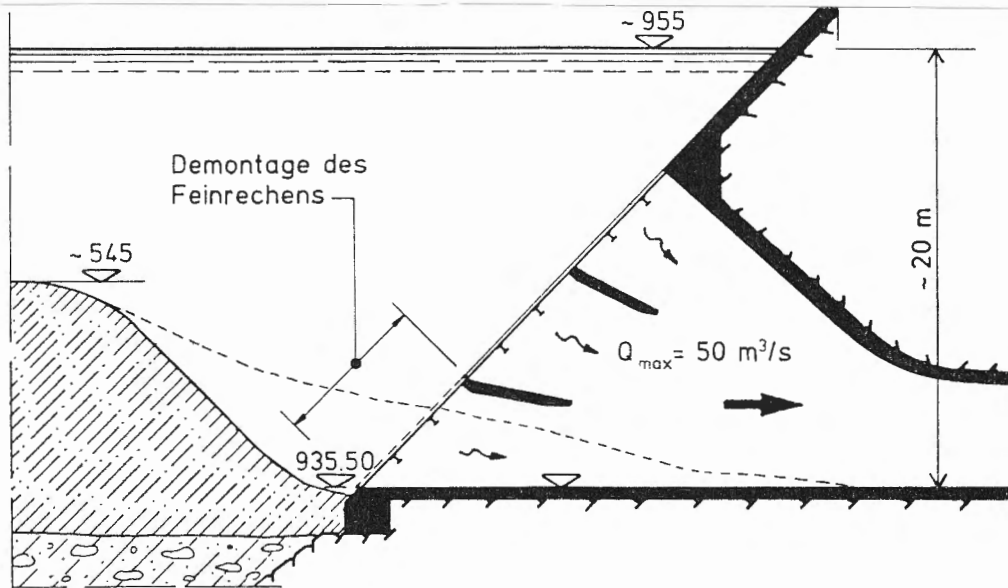
- 6.1 Ausbruch des neuen Spülstollens vom bestehenden Entlastungsstollen aus, kurz vor der Einmündung des Hochwasserentlastungsschachtes abzweigend.
- 6.2 Ausbruch des neuen vertikalen Zugangsschachtes sowie der neuen Schützenkammer auf Kote 901.50 m ü.M. und der neuen oberen Zugangskammer auf Kote 934 m ü.M.
- 6.3 Ausbruch des Schrägschachtes mit 100%ger Neigung bis in die Nähe der Wasserfassung, unter Belassung eines etwa 10 m dicken Felszapfens.
- 6.4 Nach Beendigung des wasserseitigen Stolleneinlaufes (Unterwasserarbeiten), Ausbruch des verbliebenen Felszapfens im Schrägschacht unter der Fassung und Herstellung der Verbindung mit dem Einlauftrichter. Diese Arbeiten wurden ohne Verwendung von Sprengstoll ausgeführt.
- 6.5 Verkleidung des neuen Spülstollens und der Schützenkammer.
- 6.6 Montage und Hinterbetonierung der neuen Abschlussorgane in der Schützenkammer inkl. Anschlusspanzerungen.
- 6.7 Verkleiden des vertikalen Zugangsschachtes und der oberen Zugangskammer.
- 6.8 Schliessung der Abschlussorgane und Füllen des neuen Spülstollens durch die im Deckel des Einlauftrichters vorgesehenen Druckausgleichsschieber.
- 6.9 Demontage des Deckels.

7. Bauvorgang der Unterwasserarbeiten

Mit den UW-Arbeiten wurde die Firma Vriens aus Holland beauftragt. Folgende Arbeiten kamen zur Ausführung:

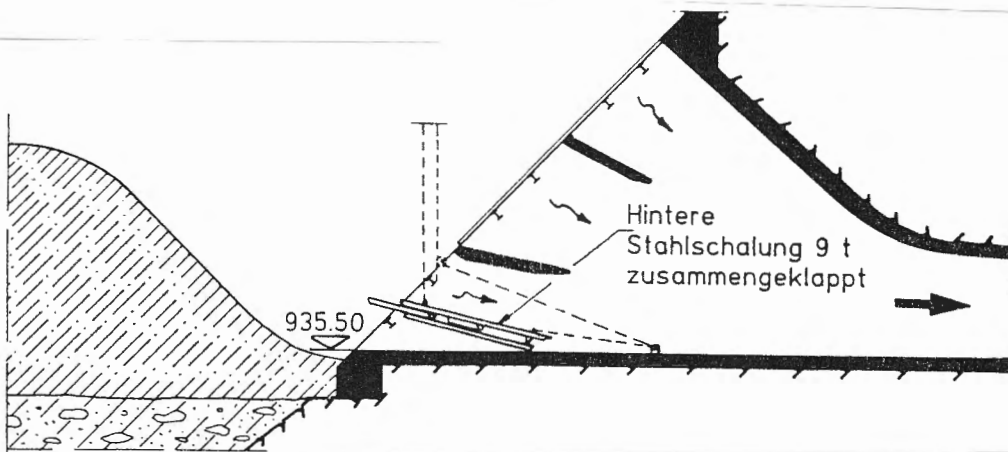
- 7.1 Zurverfügungstellung von Personal und Installationen, Zusammenbau von Pontonelementen an der Stauwurzel und Montage der verschiedenen Baustelleneinrichtungen.
- 7.2 Verlagerung der schwimmenden Baustelle auf dem Wasser bis in die Nähe der Wasserfassung (Bild 10).

7.3



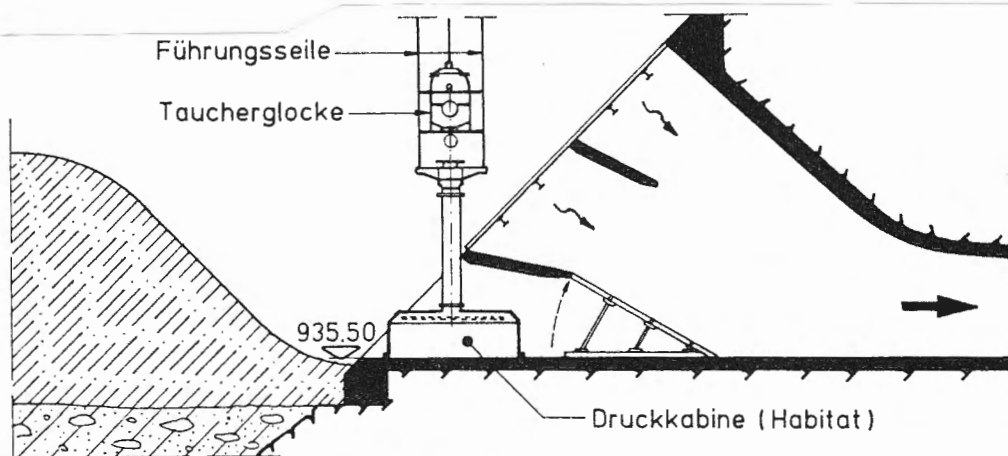
Ausräumen des vor der Wasseraufassung abgelagerten Materials mittels Absaugepumpen; Demontage des Einlaufrechs und Entfernung des innerhalb der Wasseraufassung abgelagerten Materials.

7.4

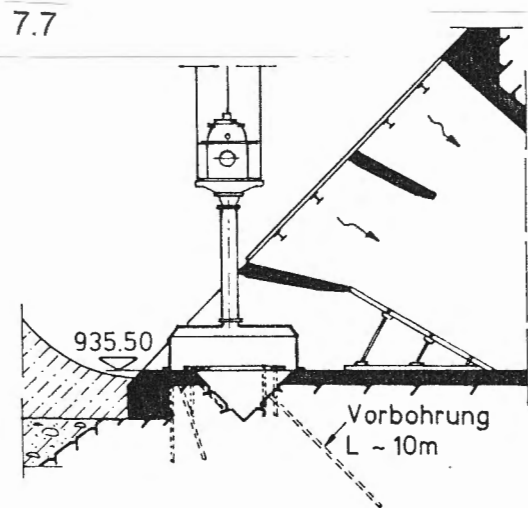
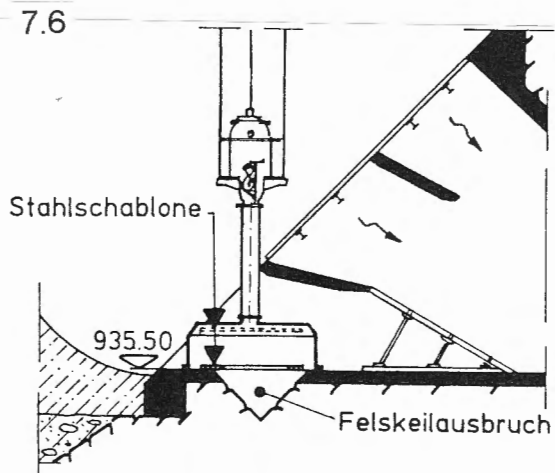


Montage der hinteren Stahlschalung in den beiden Einlauföffnungen (Bild 11). Bei der rechten Öffnung Montage der vorderen Schalung und Einbringen von Unterwasserbeton.

7.5

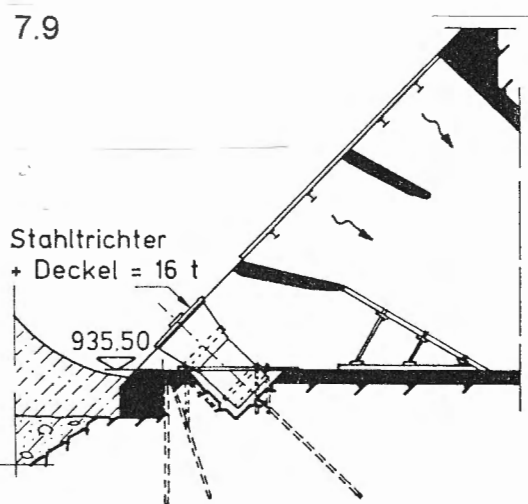
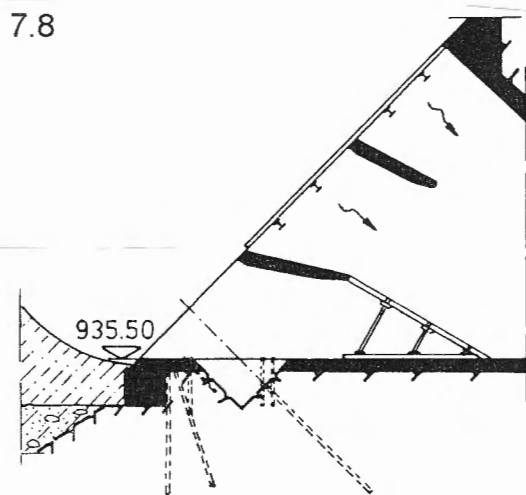


Installation der Druckkabine (Habitat) in die linke Öffnung und Vorbelastung gegen Auftrieb.



7.6 Fixierung einer Stahlschablone auf der Sohle der Wasserfassung, Ausbruch der Betonsohle und des Felskeiles im Trockenen.

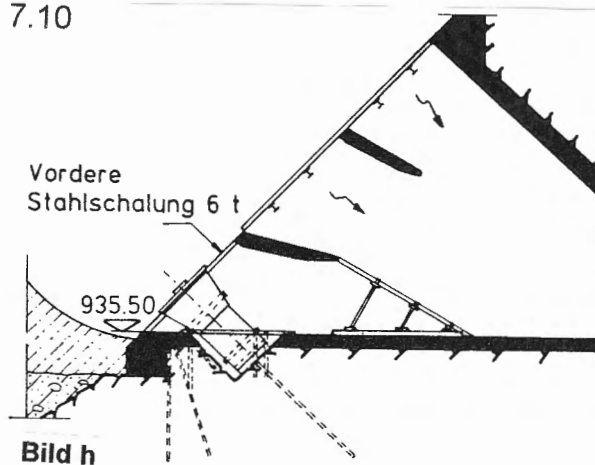
7.7 Vorbohrung (10 m) in der Achse des Spülschachtes und Einbau der Befestigungsanker .



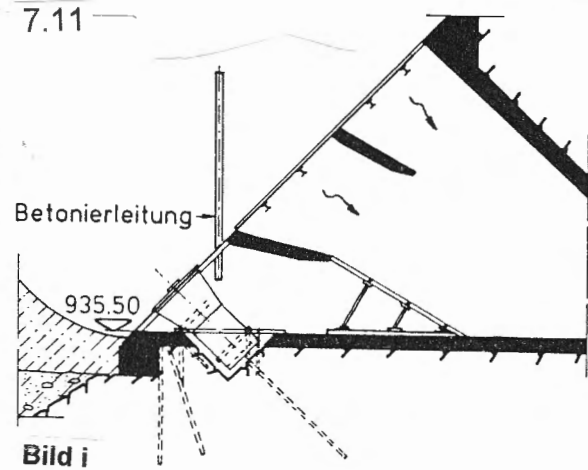
7.8 Nach Entfernung des Ausbruchmaterials und nach Eingiessen der Befestigungsanker, wird die Druckkabine zurückgezogen.

7.9 Absenken, Positionieren und Verankern des Einlauftrichters.

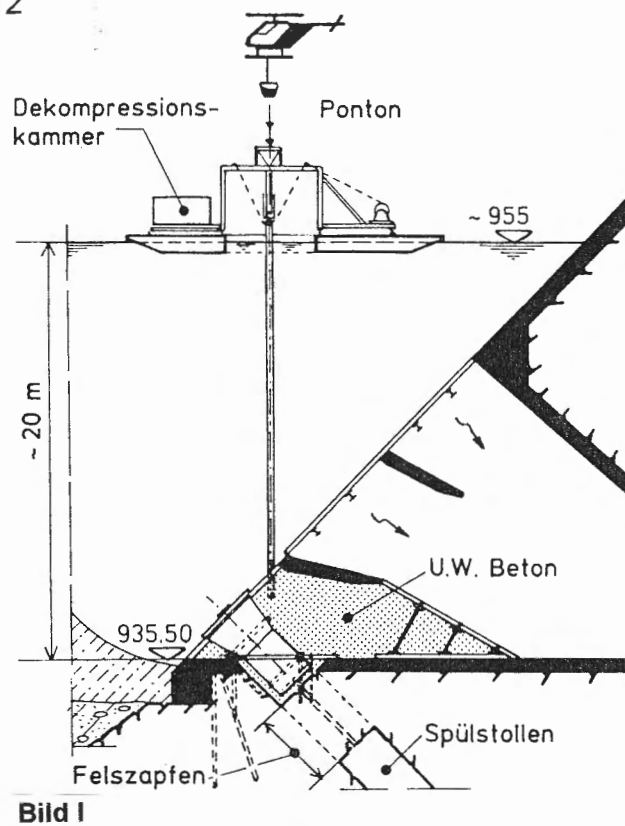
7.10



7.11



7.12



- 7.10** Montage der vorderen Stahlschalung und am Schluss vorsichtige Einbetonierung
7.11 des ganzen Trichters. Die 320 m³ Beton werden von einem Vorplatz neben der
7.12 Staumauerkronen mittels Helikopter bis zum Ponton transportiert, danach fließen sie
 durch eine Betonierleitung ca. 20 m unter Wasser bis zur Betonierstelle

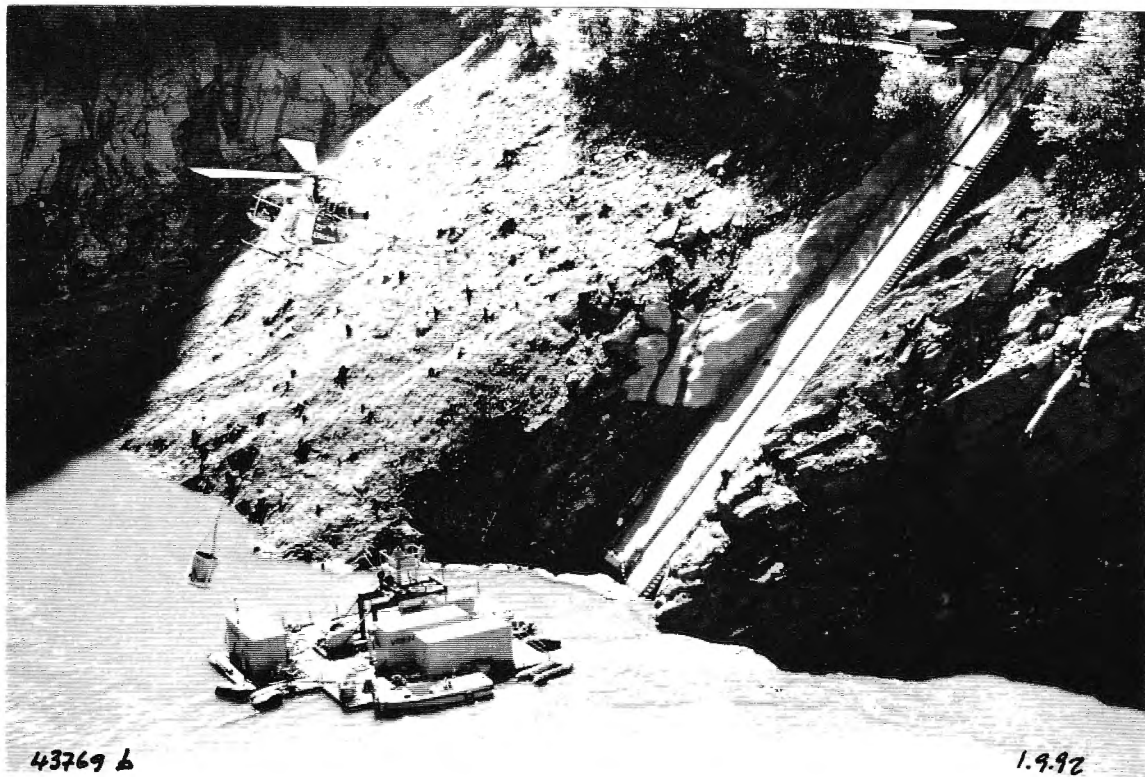


Bild 10. Ponton mit Einrichtung für UW-Arbeiten

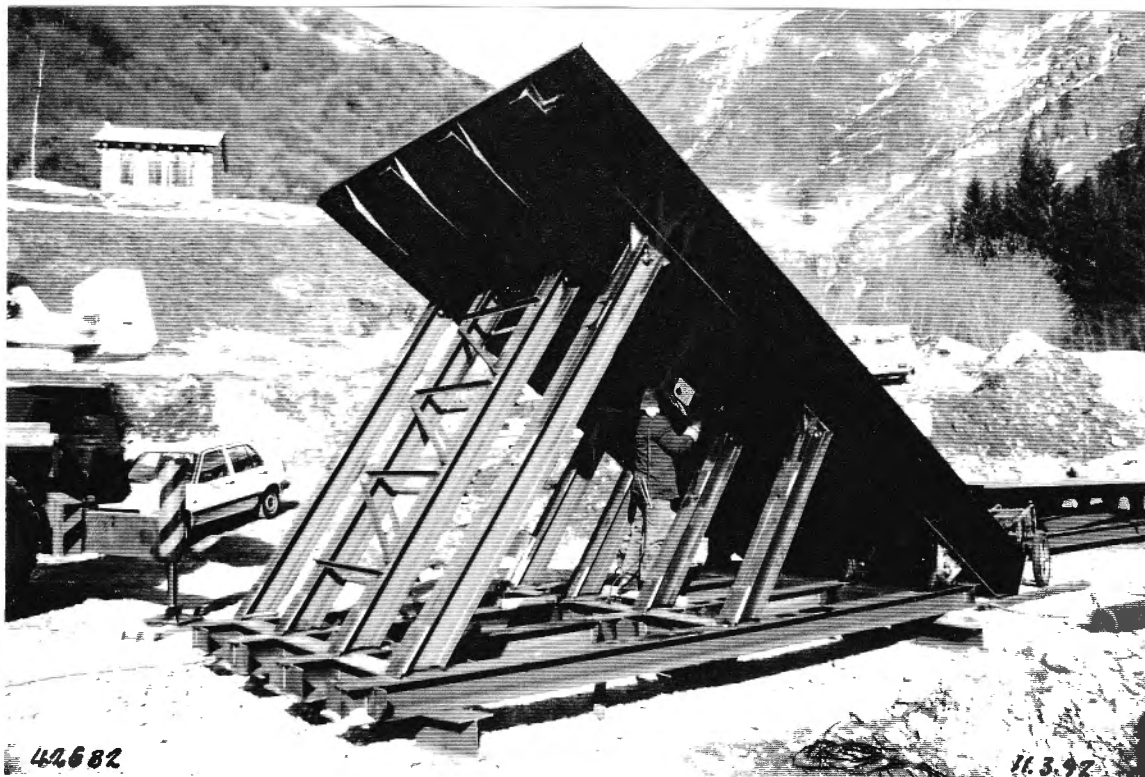


Bild 11. Hintere Stahlschalung

8. Schlussbemerkungen

Das Kraftwerk Biasca der Blenio Kraftwerke AG ist im Jahr 1959 in Betrieb gesetzt worden. Die Wasserfassung im Ausgleichsbecken Malvaglia lag nur 2.5 m höher als der natürliche Talboden und wurde demzufolge seit längerer Zeit immer wieder durch Materialablagerungen beeinträchtigt, was zu wichtigen Betriebsstörungen in der Zentrale Biasca führte. Wegen des Auftretens von aussergewöhnlichen Hochwassern im letzten Jahrzehnt wurden sehr grosse Materialmengen ins Becken eingeschwemmt und abgelagert.

Das Material wurde fortwährend immer mehr in Richtung Wasserfassung vorgedrängt. Nach der Unwetterkatastrophe vom Juli 1987 hat die Auflandung die Wasserfassung der Zentrale Biasca bis zu 2/3 verschlossen. Der Betrieb der Zentrale konnte durch Pumpaktionen und maschinelle Ausräumung aufrechterhalten werden. In Anbetracht der unbefriedigenden Resultate der getroffenen Massnahmen beauftragte die Blenio KW die AG Ingenieurbüro Maggia, Locarno mit der Ausarbeitung eines Projektes für den Umbau der Wasserfassung.

Dieser Umbau sollte einen möglichst wirksamen Schutz der Fassung vor Verschluss bieten; er sollte teilweise unter Wasser durchgeführt werden (wegen der bestehenden Rutschgefahr an der rechten Talflanke, kann das Ausgleichsbecken nicht entleert werden) und möglichst kurze Betriebsunterbrüche der Zentrale bedingen.

Unter den verschiedenen Umbauvarianten wurde diejenige, die den Bau eines neuen Spülstollens beinhaltet, bevorzugt: das Bauwerk soll den ungestörten Betrieb des Kraftwerkes gewährleisten, indem es Spülungen der bestehenden Fassung durch den neuen Spülstollen ermöglicht. Der Spülstollen liegt direkt unter der Wasserfassung und ist mit zwei neuen Abschlussorganen ausgerüstet.

Der Bau des neuen Spülstollens ist ohne vollständige Beckenentleerung und nur unter unwichtigen Betriebseinschränkungen erfolgt. Der Bau des Einlaufes wurde von einer in Unterwasserarbeiten spezialisierten Firma durchgeführt.

Die Neuanlage dient auch als zusätzliches Hochwasserentlastungsorgan, wodurch die Sicherheit der Anlage Malvaglia erhöht wird. Sie wurde im Frühling 1994 beendet. Im Herbst desselben Jahres wurde sie zweimal in Betrieb gesetzt

und funktionierte einwandfrei. Der Betrieb der Zentrale Biasca ist nunmehr gesichert.

Bild 12. Durchschlag des Felszapfens und Verbindung
mit dem einbetonierten Einlauftrichter



Literatur:

- Boillat, Delley: *Transformation de la prise d'eau de Malvaglia - Étude sur modèle et réalisation.*
"wasser, energie, luft - eau, énergie, air" 84 (1992) s. 145-151
- Maino G.L.: *Umbau der wasserfassung Malvaglia - "wasser, energie, luft - eau, énergie, air" 85*
(1993) s. 245-249

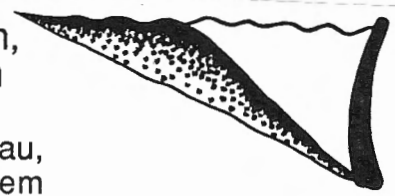
Adresse des Verfassers:

Ottavio Martini, Dipl.Ing.
Blenio Kraftwerke AG
CH-5504 Locarno

Session 2

Spülung von Stauseen (1)

Sessionsleiter: Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. E. Kressnik, Graz



Spülung von Grundablassstollen - Theorie und Modellversuche

R. Sinniger, G. De Cesare

Laboratoire de Constructions Hydraulique, Ecole Polytechnique Fédérale, Lausanne

Zusammenfassung

Feststoffbefrachtete Zuflüsse in Stauseen können feinkörnige Materialien bis zu den im Sperrenbereich angeordneten Auslassorganen wie Wasserfassung und Grundablass transportieren. Modellversuche haben gezeigt, dass solche Feststoffe in tief gelegene, nicht im Betrieb stehende Stollen eindringen und sich dort ablagern. So kann über die Jahre ein beträchtlicher Füllgrad des Stollens erreicht und im Extremfall seine Funktionstüchtigkeit beeinträchtigt werden. Modellversuche mit verschiedenen Korngrößen und Füllgraden des Stollens dienten zur Überprüfung der bekannten Theorien. Übereinstimmungen und Abweichungen mit letzteren werden diskutiert. Hinweise auf die minimal erforderliche Fließgeschwindigkeit um den Feststoffaustrag beim Spülvorgang zu initiieren, können abgeleitet werden.

BOTTOM OUTLET GALLERY FLUSHING - THEORY AND MODEL TESTING

Abstract

This paper presents experimental and theoretical research undertaken to describe the mechanics of sediment transport in an artificial reservoir down to the bottom outlet and inside the gallery. Model testing shows that successive turbidity currents can enter the bottom outlet gallery and may fill it with sediments up to a certain degree that can influence its normal functioning. Using the theories of sediment transport in open channels and in pipelines, the authors predict the beginning of sediment movement during flushing. The values obtained are compared with experimental results from laboratory tests with different grainsizes and degrees of filling of the gallery. The results are discussed and are used to predict the velocity necessary to evacuate sediments in the gallery during flushing.

1. EINLEITUNG

Die Verlandung von Stauseen führt zur progressiven Ablagerung von Feststoffen bei wichtigen Betriebsorganen wie Wasserfassung und Grundablass.

Dank Versuchen am Modell einer bestehenden Anlage konnte der Sedimenttransport bis zur Grundablassschütze und dessen Ablagerung im Stollen beschrieben werden. Eine qualitative Beschreibung des Transport- und Ablagerungsprozesses im Bereich des Grundablasses wurde dadurch ermöglicht. Insbesondere das Eindringen der Dichteströmung in den Stollen sowie die anschliessende Ablagerung von Feststoffen auf dessen ganzer Länge bis zum Abschlussorgan konnte sehr schön nachgewiesen werden.

Zur besseren Kenntnis des Spülprozesses eines unter Druck befindlichen Stollens führte das Wasserbaulaboratorium der ETH Lausanne nachfolgend weitere Modellversuche durch.

Dazu wurde ein oberwasserseitiger Stollenabschnitt bis zur Schütze gebaut, um die Abtragung der darin abgelagerten Feststoffe zu untersuchen. Anhand der Literatur wurden vorerst geeignete Kriterien zum Transport- und Erosionsprozess in Druckleitungen aufgestellt, welche hauptsächlich aus den Bereichen der klassischen Feststofftransportanalyse mit Freispiegelabfluss und des industriellen Feststofftransportes in Leitungen stammen. Diese Kriterien wurden am physikalischen Modell überprüft.

2. SEDIMENTEINTRAG UND TRANSPORT IM STAUSEE

Die Staumauer von Luzzzone wurde in den Jahren 1958 bis 1963 durch die Bleniokraftwerke AG erstellt. Das Becken wurde 1963 zum ersten Mal voll eingestaut. Seit 1982 wird in regelmässigen Abständen der Seegrund vermessen. Der durchschnittliche Geschiebeeintrag wird auf 35'000 m³ pro Jahr geschätzt, was einer Erosionsrate im direkten Einzugsgebiet von etwa 1 mm/Jahr entspricht.

Der sichere Betrieb der Wasserfassung und des Grundablasses erfordert seit längerer Zeit eine sorgfältige Überwachung der Materialablagerungen und gezielte Interventionen zu deren Reduktion.

In der Umgebung des Grundablasses hat sich im Verlaufe der Zeit eine Schicht von ca. 18 m Lockermaterial angesammelt. Ein durch regelmässige Spülung des Grundablasses entstandener Einlauftrichter in den Sedimenten ermöglicht einen normalen Betrieb dieses Organes.

Im Sommer 1992 hat das Wasserbaulaboratorium (LCH) der ETH Lausanne im Auftrag der Bleniokraftwerke AG eine Feldstudie über den Verlandungsprozess des Staubeckens Luzzone durchgeführt [1][2][3]. Die Resultate der Studie ermöglichen eine gute Beschreibung der Transport- und Ablagerungsmechanismen im Staubecken.

Bezüglich des Transportprozesses muss erwähnt werden, dass die Form des Staubeckens eine bodennahe Dichteströmung begünstigt. Die Bergflanken sind relativ steil und der Talweg hat auf der ganzen Länge von 2 km eine nahezu konstante Breite von 50 m.

Mittels sechs im See installierten Strömungsmessgeräten konnten bei drei kleineren Hochwasserereignissen im Sommer 1992 bodennahe Dichteströmungen 1 km oberhalb der Mauer und im Bereich des Grundablasses nachgewiesen werden. Die höchste gemessene Strömungsgeschwindigkeit betrug 63 cm/s. Die Schwebstoffkonzentrationen betrugen bis 12 g/l und waren damit ziemlich hoch. Es kann somit angenommen werden, dass der Hauptanteil der Ablagerungen beim Grundablass und bei der Wasserfassung durch Dichteströmungen herbeigeführt wird [1].

Das Verhalten von Dichteströmungen im Bereich des Grundablassseinlaufes und im anschliessenden 232 m langen, durch eine Grundablassschütze abgeschlossenen Stollens, konnte anhand dieser Feldstudie hingegen nicht dokumentiert werden.

3. SEDIMENTEINTRAG UND TRANSPORT IM GRUNDABLASSSTOLLEN

Der Grundablass funktioniert seit seiner Inbetriebnahme 1963 zufriedenstellend. Der natürliche Verlandungsprozess führt dennoch zu einer kontinuierlichen Erhöhung der Ablagerungen im Bereich des Einlaufes. Im Zusammenhang mit der Betriebssicherheit müssen auch einige Fragen betreffend der Feststoffablagerungen im Stollen selbst beantwortet werden.

Um die Erzeugung von bodennahen Trübeströmungen (sedimentgeladene Dichteströmungen) zu ermöglichen, wurde im Modell die direkte Umgebung des Grundablassseinlaufes mit nachfolgendem Stollen im Massstab 1/50 nachgebildet [4]. Der Verlandungsprozess im Stollen selbst konnte durch dessen transparente Wand am Modell direkt verfolgt werden.

Die Versuche erfolgten sowohl ohne als auch mit Sedimentfracht, wobei die Dichtedifferenz immer durch eine Temperaturdifferenz gewährleistet wurde. Ferner konnte der Einfluss des geöffneten Stollens auf die Dichteströmung im See ermittelt werden.

Die Versuche mit Sedimentfracht führen zu folgenden Erkenntnissen betreffend der zeitlichen Entwicklung der Ablagerungen im Stollen :

- der Stollen kann bei wiederholtem Eindringen von Trübeströmungen einen beträchtlichen Füllgrad erreichen. Bei Versuchen mit 8 Wiederholungen wurden bis zu 42 Vol % erreicht;
- ein einzelner Trübestrom lagert die Feststoffe zuerst in der Verengung vor der Schütze ab um gegen Schluss des Vorganges die Feststoffe auf der gesamten Länge des Stollens abzusetzen;
- eine Grundablassspülung mit vollständig geöffneter Schütze, deren Fläche 1/12 der Stollenquerschnittsfläche beträgt, vermag nur ca. einen Drittel des Ablagerungsvolumen im Stollen zu entfernen. Zurück bleiben ein bis zu ca. 29 Vol % gefüllter Querschnitt.

Die Spülvorgänge waren allerdings im kleinen Modellstollen schwer zu verfolgen. Auch war die Bewegung der Ablagerungen kaum sichtbar und somit nicht einwandfrei auswertbar. Aus diesen Gründen wurde die Spülung mit theoretischen Ansätzen untersucht und in einem zweiten, grösseren Modell verifiziert. Die folgenden Kapitel geben vorerst einige Hinweise auf die in Betracht gezogenen Theorien, um nachfolgend die Modellversuche zu diskutieren.

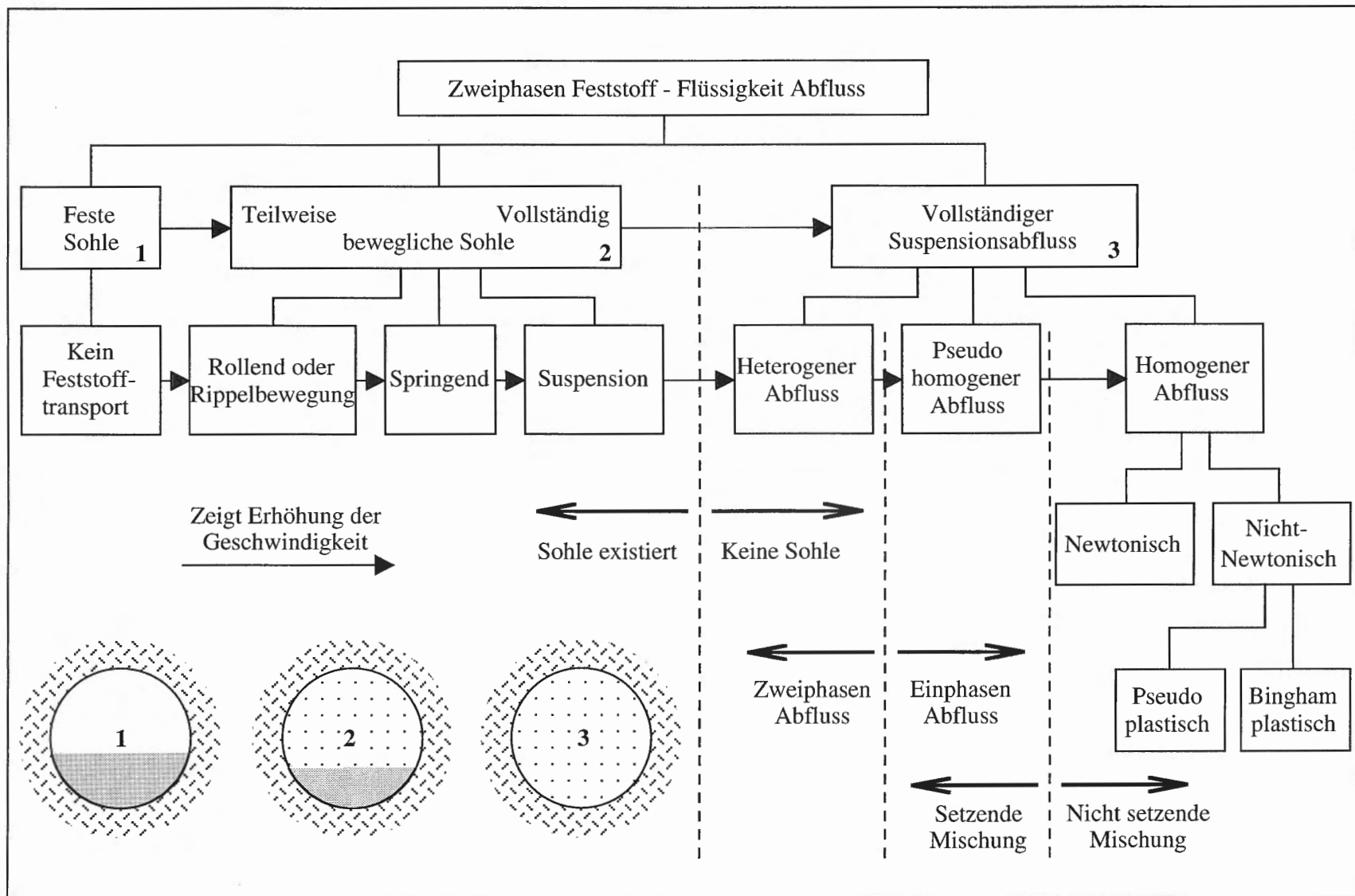
4. THEORETISCHE BEZIEHUNGEN ZUM TRANSPORT- UND EROSIONSPROZESS IN LEITUNGEN

Lazarus [5] gibt im Schema von Bild 1 eine Übersicht über die verschiedenen Vorgänge des Feststofftransportes in Leitungen unter Druck. Dabei wird zwischen existierender oder fehlender Sohle, Zweiphasen- oder Einphasenabfluss und setzenden oder nicht setzenden Mischungen unterschieden, dies als Funktion der Fliessgeschwindigkeit.

Eine Betrachtung der massgeblichen Parameter ergibt folgende Aufzählung :

- spezifische Dichte der Feststoffpartikel
- Forme und Grösse der Feststoffpartikel
- Zusammensetzung der Mischung
- Energiegefälle
- Abflusstiefe oder Druck auf der Sohle
- Geschwindigkeitsverteilung
- Viskosität der Flüssigkeit
- Turbulenz der Strömung
- Rauigkeit und Form der Sohle

Bild 1. Vergleich der verschiedenen Abflusstypen beim Feststoff-Flüssigkeit Transport



Die weiteren von den Autoren vorgenommenen Untersuchungen gehen von zwei verschiedenen Randbedingungen aus :

1. Teilweise mit Feststoffen gefüllter, unter Druck stehender Stollen, welchem klares Wasser zu Spülzwecken zufließt. Ziel der Untersuchungen ist, die kritische Bedingung des Feststofftransportanfanges zu ermitteln und somit zu einem Kriterium für den Abtransport der Ablagerungen bis zur festen Stollensohle zu gelangen. Diese Grundlagenkenntnisse stammen aus der klassischen Feststofftransportanalyse mit Freispiegelabfluss und sind allgemein bekannt.
2. Unter Druck stehender Stollen, durch welchen ein Flüssigkeit-Feststoffgemisch fließt. Das Ziel in diesem Fall ist, Ablagerungen zu verhindern, allenfalls zu beschränken oder zu kontrollieren. Diese Kenntnisse stammen aus dem industriellen Feststofftransport durch Leitungen mittels eines Transportmediums (Wasser, Luft), insbesondere im Energieproduktions- (Kohle), im Bergbau- (Erze, Sande) und im Agroalimentären Bereich.

Die Zielsetzung ist in beiden Fällen dieselbe, nämlich eine Aussage zu machen betreffend des Langzeitverhaltens eines Stollens mit Feststoffeintrag abwechselnd mit Spülungen.

4.1 Analyse des teilweise mit Feststoffen gefüllten Stollens

Aufgrund einer Vielzahl von Versuchen erstellte Hjultröm 1935 ein Diagramm, welches ein einfaches Bestimmen der kritischen Fließgeschwindigkeit für Erosion, Transport und Ablagerung in Funktion des Partikeldurchmessers erlaubt (aus [6]). Der einzige hydraulische Parameter ist in diesem Fall die mittlere Fließgeschwindigkeit. Die Studie basiert auf Freispiegelabflüssen und einheitlichen Partikeldurchmessern. Drei Bereiche können identifiziert werden :

- Erosion
- Transport
- Ablagerung

Das Kriterium für den beginnenden Abtrag entspricht der Grenze zwischen Erosion und Transport. Die minimale Fließgeschwindigkeit beträgt demnach etwa 20 cm/s bei einem Partikeldurchmesser von ca. 0.2 mm. Die für den Abtrag erforderliche Geschwindigkeit nimmt sowohl für kleinere wie auch für grössere Partikel zu, wobei Kohäsion, beziehungsweise Adhäsion eine Rolle spielen.

Mehrere Forscher auf dem Gebiet des Feststofftransportes waren der Meinung, dass es sich bei der kritischen Bedingung nicht nur um die mittlere Fließgeschwindigkeit, sondern auch um die Schubspannung des Abflusses handeln muss.

Auf dieser Idee basierend, definierte Shields 1935 das Konzept der dimensionslosen Abflussschubspannung und erstellte ein Diagramm, welches Bewegung und Stillstand der Ablagerungen durch die Shieldskurve trennt, dies in Funktion der dimensionslosen Abflussschubspannung und der Partikelreynoldszahl (aus [6]).

Die Untersuchung basiert wie bei Hjulström auf Freispiegelabflüssen und einheitlichen Partikeldurchmessern.

Acaroglu und Graf haben 1968 eine Transportfunktion $\Psi = f(Re^*)$ für Druck- und Freispiegelabfluss definiert und ein Shields ähnliches Diagramm erstellt, wobei zusätzlich zwischen den einzelnen Sohlenformen unterschieden werden kann (aus [6]).

4.2 Analyse des Flüssigkeit-Feststoffgemischtransportes in Leitungen

Durand [7] erstellte eine Beziehungsgleichung zum Bestimmen der kritischen Geschwindigkeit für den Transport von Festkörperteilchen in Leitungen unter Druck, dies als empirische Funktion des Leitungsdurchmessers, des mittleren Partikeldurchmessers und der Konzentration, wobei der Einfluss der Konzentration nur im mittleren Partikeldurchmesserbereich (zwischen 0.1 bis 2 mm) von Bedeutung ist.

Wilson [8] entwickelte das Konzept der stationären Ablagerung und gab nomographische Diagramme heraus, welche es dem Ingenieur erlauben, Grenzgeschwindigkeiten und somit Abflussmengen für bestimmte Partikel- und Leitungsdurchmesser einfach zu bestimmen. Die ermittelte Geschwindigkeit entspricht hierbei der Grenze zwischen fester und bewegter Sohle gemäss der Einteilung von Lazarus (siehe Bild 1).

Die Kriterien gemäss Durand und Wilson und weiterer Autoren ergeben Trennlinien zwischen fester, resp. stationärer Sohle und fehlender Sohle. Es sei vorweggenommen, dass diese Kriterien im Vergleich mit den Beziehungen gemäss Shields oder Acaroglu, Graf Grenzgeschwindigkeiten erfordern, welche um einen Faktor 10 oder mehr grösser sind.

5. ZIEL DER MODELLVERSUCHE

Die in Kapitel 4 erwähnten theoretischen Beziehungen, welche den Feststofftransport in Leitungen beschreiben, wurden unseres Wissens bei Grundablassstollen von Stauseen noch nicht angewendet. Dabei gilt es zu berücksichtigen, dass die Randbedingungen ganz anderer Natur sind, insbesondere was den Eintrag von Sedimenten (Kapitel 2) und deren Spülung betrifft. Untersuchungen am physikalischen Modell sollten erlauben, die erwähnten Beziehungen bezüglich ihrer Anwendbarkeit bei der Spülung von Grundablassstollen zu testen.

Zu diesem Zweck wurde im Labor ein Stollenabschnitt bis zur Schütze gebaut, um den Abtrag der darin abgelagerten Feststoffe zu untersuchen.

Dabei gilt es, folgende Fragen zu beantworten :

- a) Ab welchem Abfluss (Geschwindigkeit) beginnt sich das einzelne Partikelkorn zu bewegen ?
- b) Ab welchem Abfluss (Geschwindigkeit) beginnt sich die gesamte Sohle zu bewegen ?
- c) Welches ist der Endzustand der Sohle für eine gegebene Geschwindigkeit und Ablagerungskorngrösse ?
- d) Welche Theorie ist am besten geeignet, die beobachteten Mechanismen zu beschreiben; kann ein einfaches Modell angewandt werden ?

Die Frage a) wird am besten durch die klassische Feststofftransportanalyse mit Freispiegelabfluss untersucht, die Frage b) hingegen eher mit den Theorien des industriellen Feststofftransportes durch Leitungen.

6. AUFBAU DES PHYSIKALISCHEN MODELLS UND VERSUCHSPROGRAMM

Im Modell wurde ein kreisrundes, durchsichtiges Rohr $\phi 150$ mm von 3 Metern Länge zwischen ein Oberwasser- und ein Unterwasserbecken gesetzt (Bild 2 und 3). Das Oberwasserbecken erlaubt einen kontrollierten Druckabfluss im Rohr. Durch einen Überlauf im Becken wird dessen Wasserspiegel während eines Versuches konstant gehalten. Ein Abschluss am Ausgang des Oberwasserbeckens erlaubt das Rohr vom Becken zu trennen. Diese Trennung wird benutzt, um vorgängig der Versuche eine partielle Füllung des Rohres mit Sedimenten vorzunehmen.

Die Bewegung der Sedimente kann durch die transparente Röhre im Modell direkt verfolgt werden. Das Rohr schliesst, wie der Stollen im Prototyp, mit einer Schütze mit vorgelagerter 40 cm langer Verengung ab. Ein Unterwasserbecken erlaubt das Absetzen der gespülten Feststoffe und dient zur Abflusskontrolle mittels eines Dreieckswehres.

Das Verhältnis zwischen maximaler Schützenöffnung und Rohrquerschnitt beträgt $1/3.7$; in real existierenden Grundablässen kann dieses Verhältnis leicht $1/12$ oder mehr betragen, insbesondere bei Grundablassstollen, welche während der Bauzeit der Anlage als Umleitung benutzt wurden.

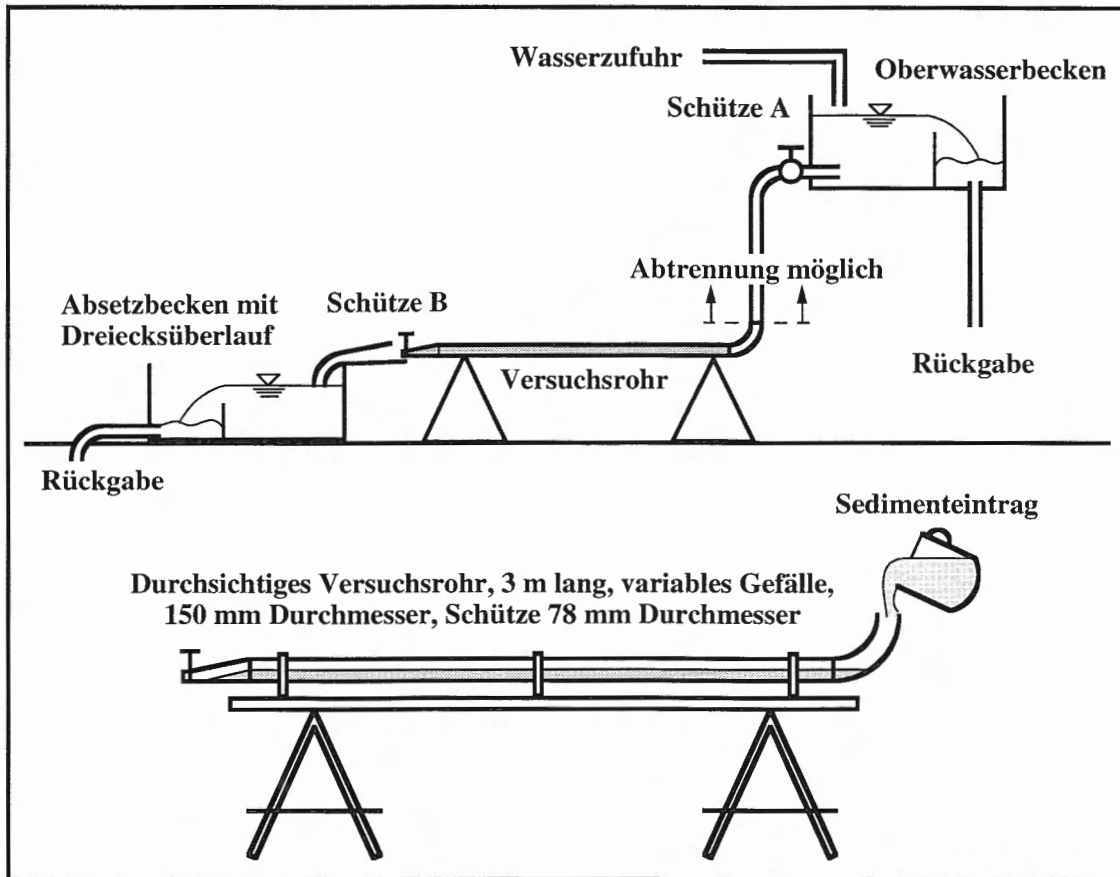


Bild 2. Aufbau des Modells

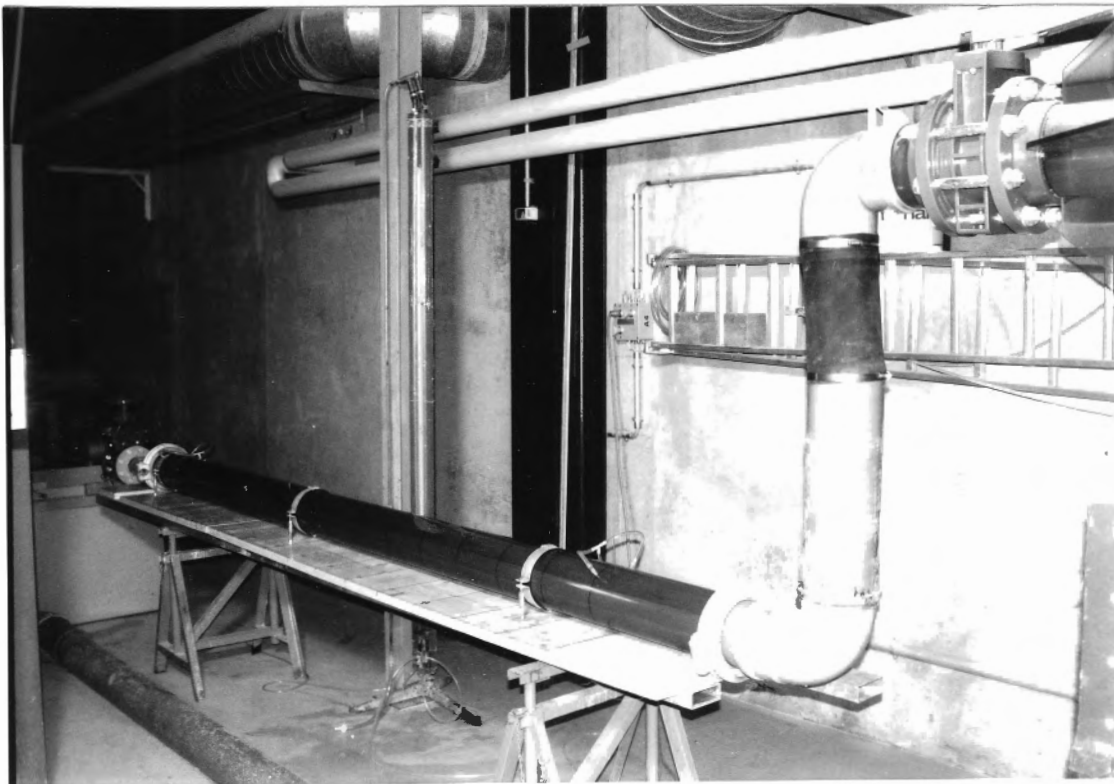


Bild 3. Übersicht des Modells in der Versuchshalle der ETH Lausanne

Der Erosionsprozess der Sohle im Modell wurde in Funktion des Abflusses und der Korngrösse der Sedimente gemessen, wobei drei verschiedene Korngrössenverteilungen, resp. Partikeldurchmesser verwendet wurden. Es galt dabei, für verschiedene Füllgrade des Rohres mit Sedimenten eine Grenzabflussgeschwindigkeit zu bestimmen.

Die Versuche wurden nach folgendem Schema (Bild 4) durchgeführt :

Partikeldurchmesser [mm]	Füllgrad 1 (max)	Füllgrad n
Material 1, $d_{50} = 2.1$	Grenzabfluss- geschwindigkeit 1.1	Grenzabfluss- geschwindigkeit 1.n
Material 2, $d_{50} = 0.1$	Grenzabfluss- geschwindigkeit 2.1	Grenzabfluss- geschwindigkeit 2.n
Material 3, $d_{50} = 0.01$	Grenzabfluss- geschwindigkeit 3.1	Grenzabfluss- geschwindigkeit 3.n

Bild 4. Schema des Versuchsprogrammes

Beim Material 1 und 2 handelt es sich um groben, resp. feinen Quarzsand, Material 3 ist homogener Schweizer Juraton (Opalinuston).

Die Versuch wurde folgendermassen vorbereitet:

- Einfüllen der Feststoffe in den vom Oberwasserbecken getrennten, trockengelegten Stollen, Glätten der wassergesättigten Ablagerungen auf einen auf der ganzen Länge konstanten Füllgrad mit Hilfe eines Schwimmkörpers, welcher durch den Stollen gezogen wurde;
- Anschluss des Oberwasserbeckens, Öffnen der Schütze A und Unterdrucksetzen des Rohres;
- Kontinuierliches Öffnen der Schütze B bis zum Grenzabfluss, ab welchem das einzelne Korn sich zu bewegen beginnt;
- Messen des entsprechenden Abflusses, des Druckverlustes und der Ablagerungsverteilung im Stollen.

Die feinsten Feststoffe ($d_{50} = 0.01$, Opalinuston) wurden als Schlamm eingeführt und die Versuche erst nach einer mehrtägigen Setzphase begonnen. Durch die Setzung wurde eine gleichmässige Verteilung der Ablagerungen erreicht.

Ein neuer, geringerer Füllgrad wurde durch Erosion mittels eines grösseren Abflusses als den im vorherigen Versuch bestimmten Grenzabfluss erreicht.

Bild 5 zeigt den mit Material 2 ($d_{50} = 0.1\text{mm}$) zu 58 Volumen % gefüllten Stollen am Anfang eines Versuches.

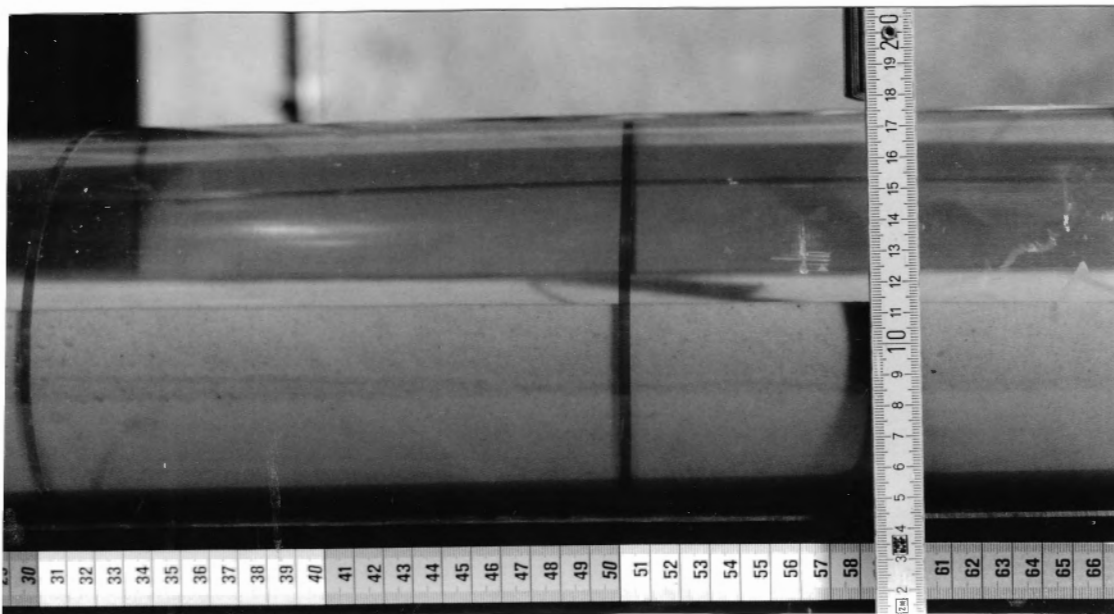


Bild 5. Mit Material 2 ($d_{50}=0.1\text{mm}$) zu 58 % gefülltes Rohr $\phi 150\text{ mm}$ bei Versuchsbeginn

7. ERGEBNISSE DER VERSUCHE

Im einzelnen Versuch wurde die effektive Modellgrenzgeschwindigkeit mit den theoretischen Werten verglichen, den errechnete Druckverlust, resp. das Energiegefälle anhand der Messungen kontrolliert, sowie das Bewegungsverhalten der Ablagerungen beobachtet und dargestellt. Am Schluss wurde jeweils versucht, den Stollen vollständig von den Ablagerungen zu befreien.

Die beschriebenen Modellversuche führten zu folgenden Ergebnissen, in der Reihenfolge abnehmender Korngrössen dargestellt :

- Die kritische Geschwindigkeit für Ablagerungen aus grobem Quarzsand erreicht nach Hjulström einen Wert von 0.40 m/s . Die gemessenen Werte von durchschnittlich 0.45 m/s liegen in derselben Grössenordnung, variieren nur gering (wenige cm/s) bei veränderten Füllgraden (von 25 bis 67 %), sind hingegen wesentlich kleiner als die aus dem Shieldskriterium resultierende Grenzgeschwindigkeit von 0.83 m/s bei 50 % Füllgrad (Bild 6). Die Kriterien gemäss Shields und Acaroglu, Graf ergeben für das

Modell in Bild 6 dargestellte Trennlinien zwischen keiner Bewegung und den einzelnen Sohlenformen bei Feststofftransport.

Die kritischen Geschwindigkeiten gemäss Durand und Wilson betragen für den groben Quarzsand 5.9 m/s, resp. 4.1 m/s, jeweils bei 50 % Füllgrad und sind demzufolge 9 bis 13 mal höher als die gemessenen Werte bei gleichem Füllgrad (Bild 7). Solch hohe Geschwindigkeiten konnten im Modell nicht erreicht werden. Dieser Geschwindigkeitsunterschied beruht auf der beim Feststofftransport gültigen Annahme von vollständiger Bewegung der Sohle, resp. der zu transportierenden Feststoffe. Der Abfluss gemäss diesem Kriterium würde die gesamten Ablagerungen in kürzester Zeit zum Verschwinden bringen, da im Modellfall keine Feststoffe zufließen.

- Die kritische Geschwindigkeit für Ablagerungen aus feinen Quarzsand erreicht nach Hjulström seinen minimalen Wert von 0.20 m/s. Die gemessenen Werte von durchschnittlich 0.20 m/s variieren nur gering (wenige cm/s) bei veränderten Füllgraden (von 20 bis 57 %) und sind leicht geringer als die aus dem Shieldskriterium resultierende Grenzgeschwindigkeit von 0.27 m/s bei 50 % Füllgrad (Bild 8).

Die kritische Geschwindigkeit gemäss Durand beträgt für den feinen Quarzsand 3.6 m/s bei 50 % Füllgrad und ist demzufolge 18 mal höher als die gemessenen Werte bei gleichem Füllgrad. Die Nomographen nach Wilson erlauben einen kleinsten Partikeldurchmesser von 0.15 mm und sind somit für $d = 0.1$ mm nicht anwendbar.

- Die kritische Geschwindigkeit für feine Ablagerungen wie Opalinuston ist, wegen den Kohäsionskräften in der bestehenden Sohle, theoretisch relativ hoch und beträgt nach Hjulström 0.60 m/s. Die viel geringeren gemessenen Werte von durchschnittlich 0.08 m/s sind unabhängig vom Füllgrad (bis 67 %) und in derselben Grössenordnung wie die aus dem Shieldskriterium resultierende Grenzgeschwindigkeit von 0.10 m/s bei 60 % Füllgrad (Bild 9). Die gemessenen Werte entsprechen nicht dem Bewegungsanfang des einzelnen Kornes, da dieses nicht sichtbar ist. Das Kriterium hierbei ist die Bewegung der obersten Schicht von einigen Millimetern Dicke.

Die kritische Geschwindigkeit gemäss Durand und Wilson kann für feine Ablagerungen wie den Opalinuston mit 0.01 mm Korngrösse nicht bestimmt werden.

Mit Ausnahme des Opalinustons erfolgte der Austrag der Ablagerungen immer durch kontinuierliches Abtragen der Sohle durch Bewegung des einzelnen Kornes, dies in der Form von Dünen (Bild 10). Eine vollständig bewegte Sohle konnte bei den Sanden, auch bei sehr geringen Füllgraden (wenige Prozente), nicht erreicht werden.

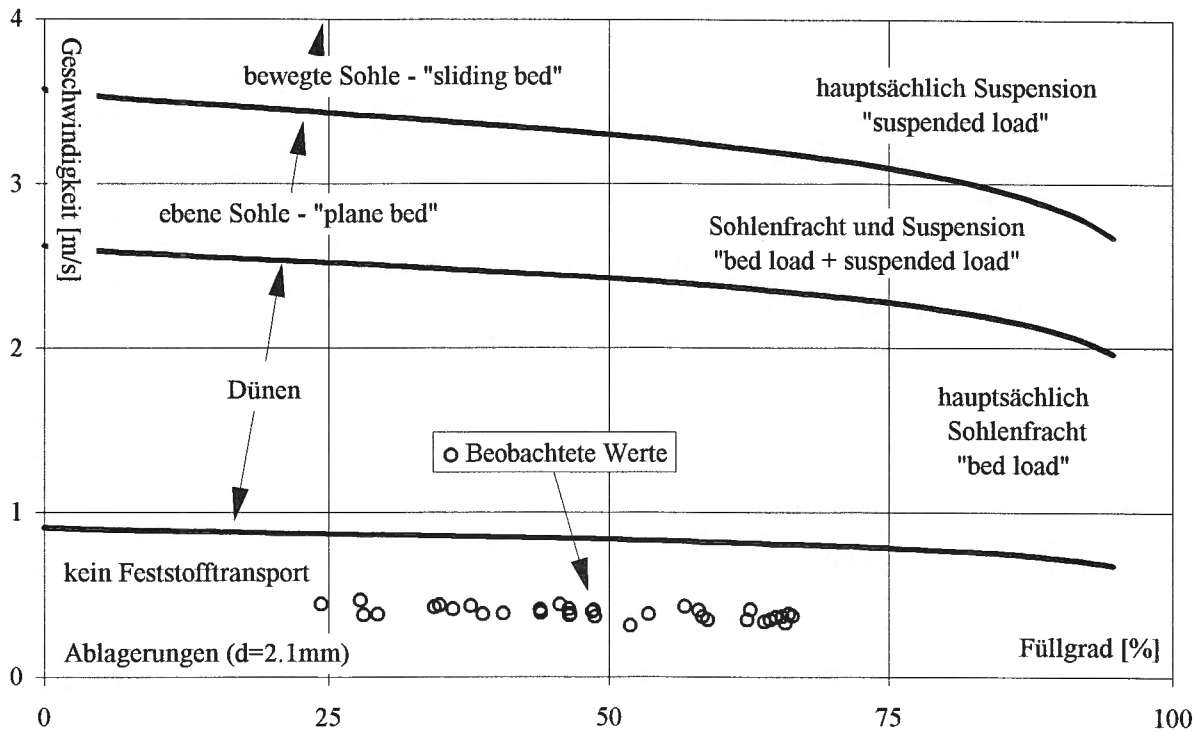


Bild 6. Vergleich der Grenzggeschwindigkeiten gemäss Shields und Acaroglu, Graf mit den im Modell beobachteten Werten (o) für $d = 2.1 \text{ mm}$

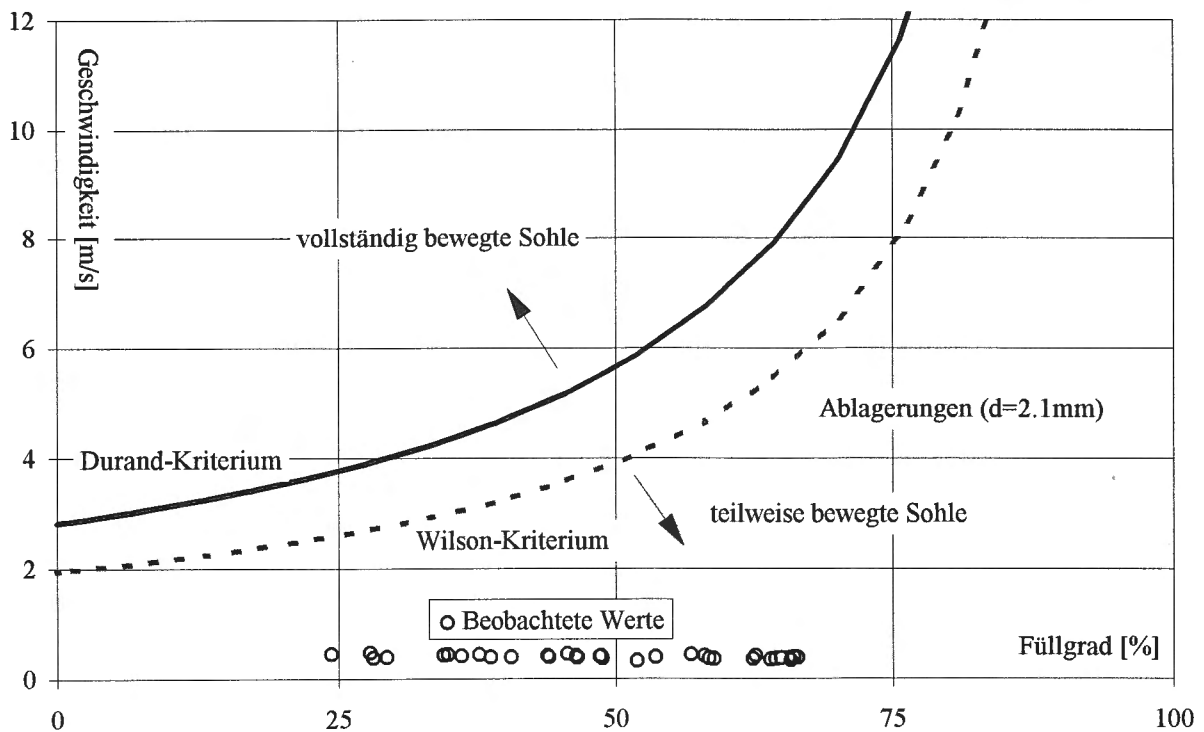


Bild 7. Vergleich der Grenzggeschwindigkeiten gemäss Durand und Wilson mit den im Modell beobachteten Werten (o) für $d = 2.1 \text{ mm}$

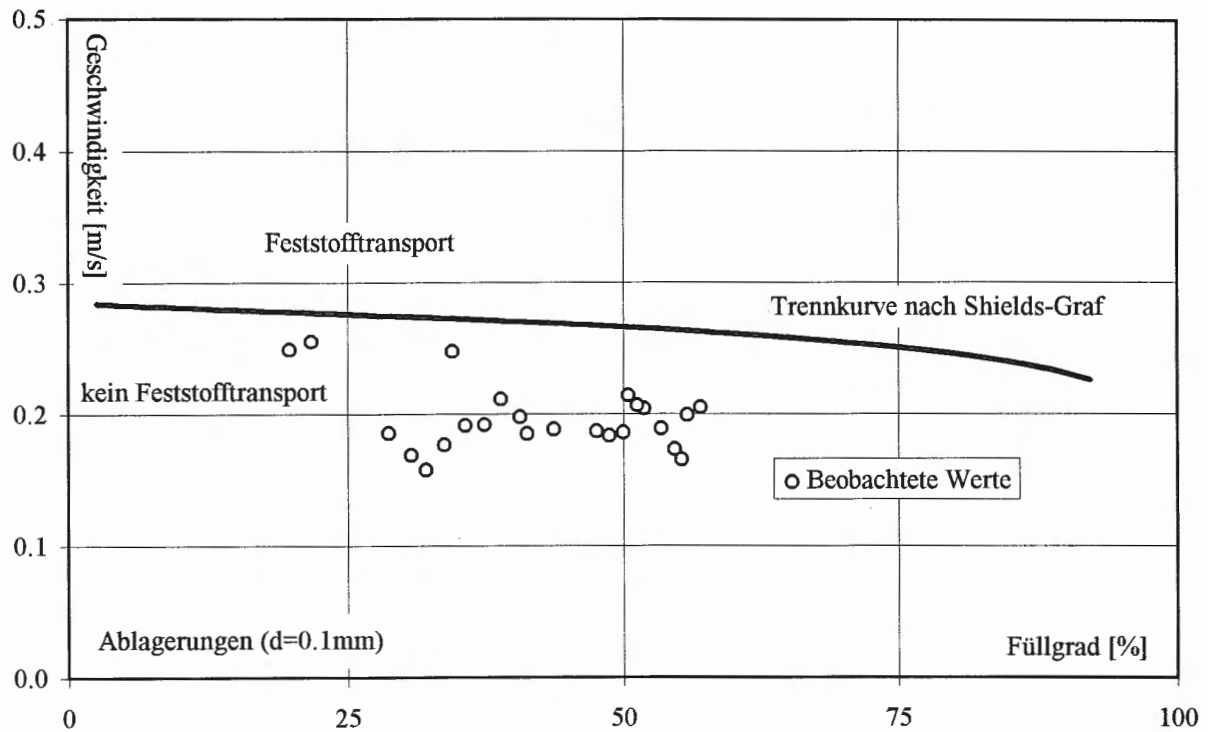


Bild 8. Vergleich der Grenzggeschwindigkeiten gemäss Shields und Acaroglu, Graf mit den im Modell beobachteten Werten (o) für $d = 0.1$ mm

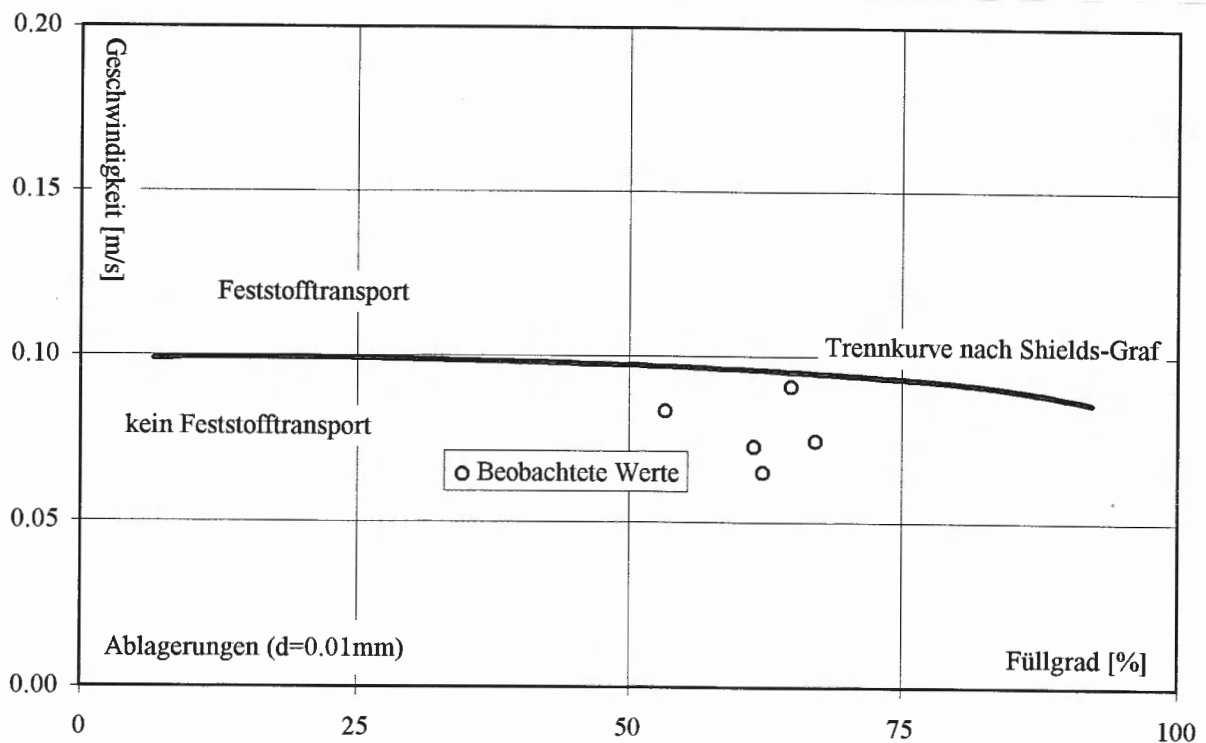


Bild 9. Vergleich der Grenzggeschwindigkeiten gemäss Shields und Acaroglu, Graf mit den im Modell beobachteten Werten (o) für $d = 0.01$ mm

Bild 11 fasst die gemessenen Werte im Diagramm nach Hjulström (aus [6]) zusammen. Die beobachteten Grenzgengeschwindigkeiten für die Quarzsande sind in guter Übereinstimmung mit der theoretischen Trennlinie zwischen Erosion und Transport. Die beobachteten Grenzgengeschwindigkeiten für Opalinuston jedoch liegen unterhalb dieser Trennkurve. Der Opalinuston verfestigt sich nämlich kaum unter Wasser, und der Austrag erfolgt schon bei niedrigen Fliessgeschwindigkeiten, weil keine Kohäsionskräfte zu überwinden sind.

Bei hohen Abflussgeschwindigkeiten bewegt sich die Sohle vollständig, wobei beim Ton die Suspension im fliessenden Wasser durch den zentralen Bereich der Sohlenoberfläche genährt wird. Dies führt zu einer konvexen Sohle, welche in der Mitte der Ablagerungen vertieft ist. Diese Sohlenform wurde bei den sandhaltigen Ablagerungen nicht festgestellt, die Annahme einer im Querschnitt ebenen Sohle kann deshalb für Sande ohne weiteres gemacht werden.

Bei den sandhaltigen Feststoffen wurde die Bildung eines negativen Gleichgewichtsgefälles der Ablagerungen festgestellt (Bild 12). Das Gefälle beträgt im Mittel über die Versuche mit dem feinen Quarzsand -0.6 %. Es kommt als Folge der Abtragung im oberen Bereich des Rohres und Ablagerung gegen Rohrende kurz vor der Verengung zustande.

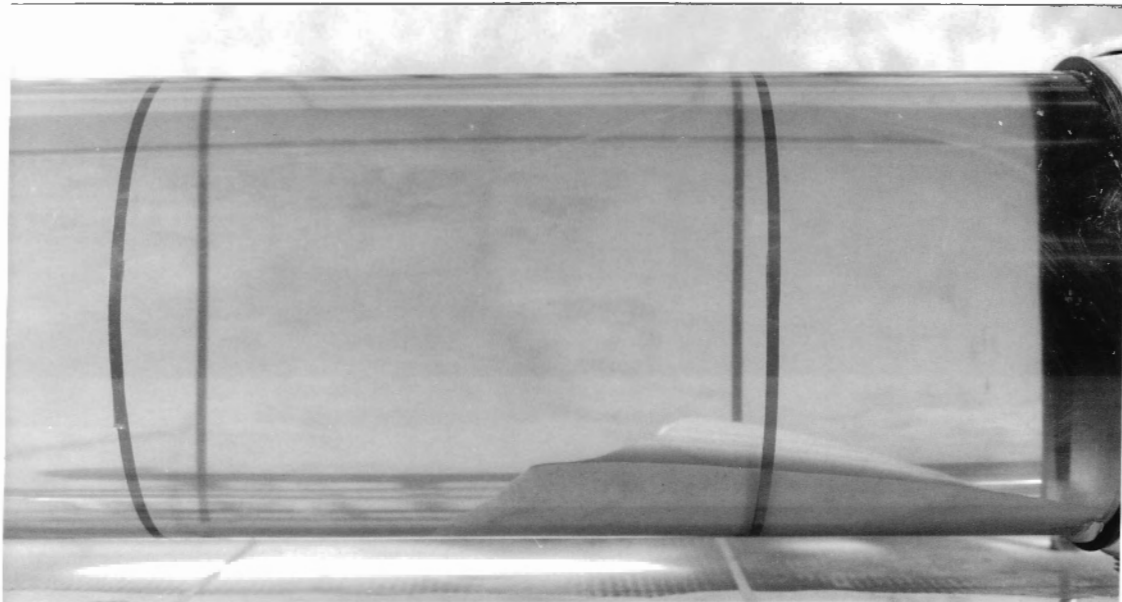


Bild 10. Dünenbildung im fast leeren Rohr $\phi 150$ mm mit Material 2 ($d_{50} = 0.1$ mm),
Fliessrichtung von rechts nach links (\leftarrow)

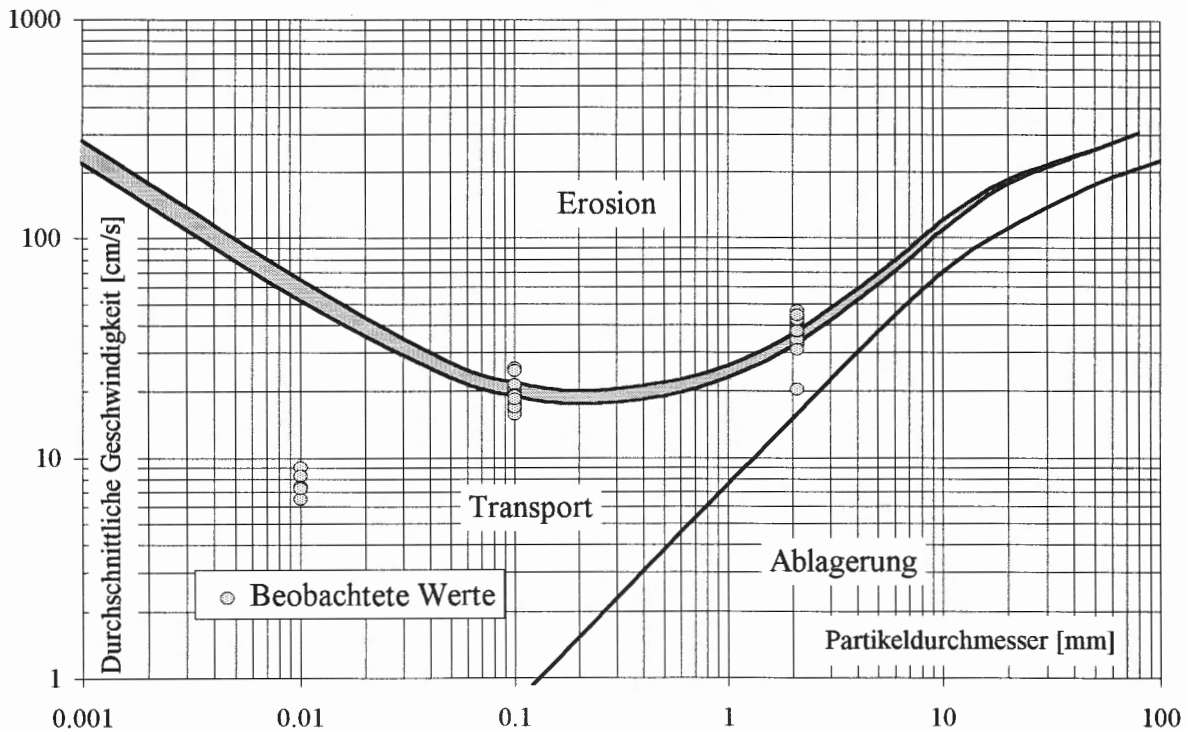


Bild 11. Grenzggeschwindigkeiten nach Hjulström (aus [6]) und die im Modell beobachtet Werte für alle untersuchten Partikeldurchmesser

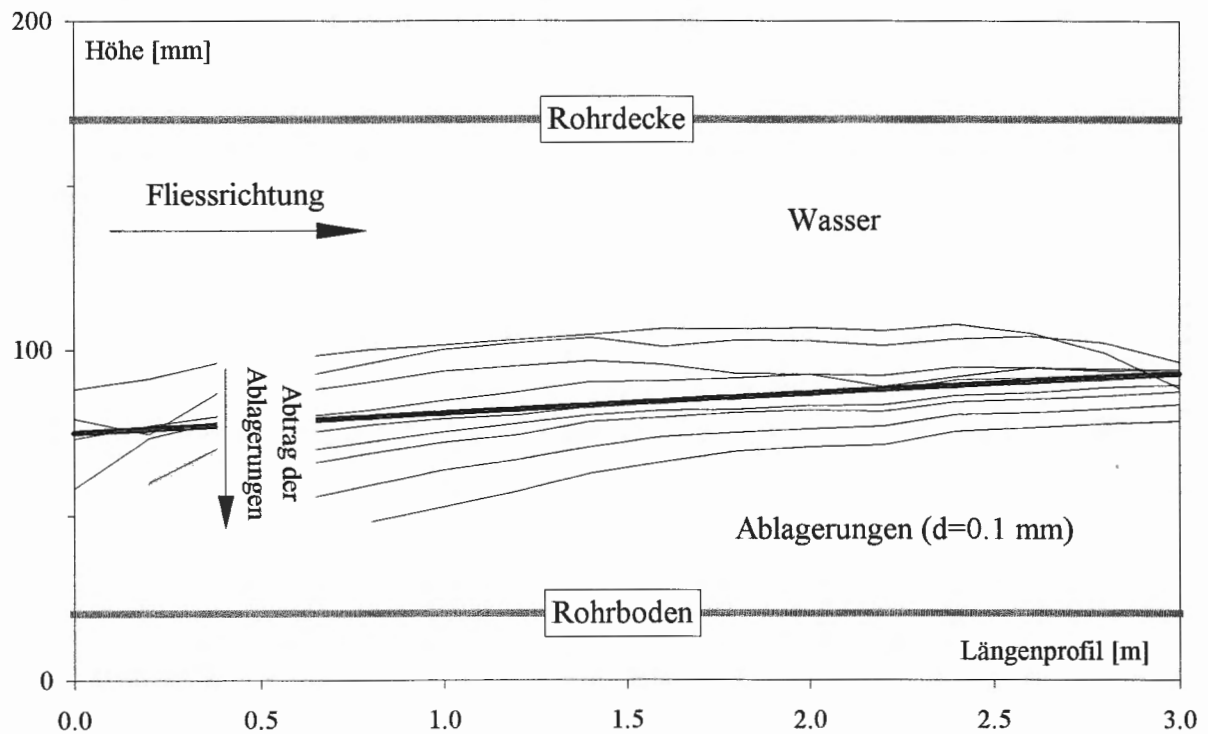


Bild 12. Längsschnitt des Rohres $\phi 150$ mm mit Ablagerungen vom Material 2 ($d_{50} = 0.1$ mm), durchschnittliches Gefälle von -0.6 %

8. SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die Verlandung von Stauseen kann zu fortschreitenden Ablagerung von Feststoffen nicht nur im See selbst, sondern auch bei wichtigen Betriebsorganen wie Wasserefassung und Grundablass führen.

Anhand mehrjähriger Messungen bei einer bestehenden Anlage konnte der Sedimenttransport im See bis zum Grundablassseinlauf beschrieben werden. Die Ablagerung im Grundablassstollen mit geschlossener Schütze wurden in einem ersten Modell beobachtet und die Spülwirkung bei eingestautem Einlauf untersucht. Daraus folgt, dass sich Stollen ohne regelmässige Spülung auf lange Strecken sukzessive mit Feststoffen füllen. Die Spülwirkung hängt von der im Stollen durch die Schützenöffnung erzeugten Fliessgeschwindigkeit und der Korngrösse der Ablagerungen ab.

Um den Austrag dieser Ablagerungen im Detail zu untersuchen, wurde ein zweites, grösseres Modell gebaut; die erhaltenen Werte wurden mit den theoretischen Angaben verglichen. Die beiden folgenden, grundsätzlich verschiedenen Betrachtungen des Feststofftransportes wurden dabei herangezogen :

- teilweise mit Feststoffen gefüllter, unter Druck stehender Stollen, welchem klares Wasser zu Spülzwecken zufliesst, wodurch die Ablagerungen abgetragen werden können. Hierbei erfolgt der Austrag der Ablagerungen durch kontinuierliches Abtragen der Sohle;
- unter Druck stehender Stollen, durch welchen ein Flüssigkeit-Feststoffgemisch fliesst, wobei durch die Abflussverhältnisse Ablagerungen verhindert oder zumindest beschränkt werden sollen. Bei dieser Annahme erfolgt eine vollständige Bewegung der Sohle, resp. der zu transportierenden Feststoffe.

Durch die Modellversuche und deren Ergebnisse kann die effektive Grenzgeschwindigkeit mit den theoretischen Werten verglichen werden. Es lassen sich folgende Aussagen machen :

- Es muss klar zwischen den untersuchten Materialien unterschieden werden, da sehr feine Ablagerungen wie der Opalinuston im Wasser kaum konsolidieren, und ihr Abtrag vollkommen anders erfolgt als bei den zwei verwendeten Quarzsanden;
- Die kritischen Bedingungen gemäss Hjulström und Shields führen zu zufriedenstellenden Ergebnissen was den Bewegungsanfang der Ablagerungen an der Oberfläche betrifft. Dabei wird der Beziehung von Hjulström wegen der wesentlich einfacheren Anwendung den Vorzug gegeben;
- Die Grenzgeschwindigkeit kann für die untersuchten Füllgrade des Rohres (von ca. 20 bis 79 %) als konstant angenommen werden;

- Die kritischen Bedingungen, welche eine vollständig bewegte Sohle gemäss der Theorie des industriellen Feststofftransportes ergeben, erreichen sehr hohe Werte (bis 12 m/s) und sind in der Praxis ausser bei lokalen Verengungen nicht erreichbar;

Es muss hinzugefügt werden, dass die Abflussmenge im teilweise gefüllten Stollen für Füllgrade bis etwa 50 % hauptsächlich von der Schützenöffnung abhängt. Erst bei grösseren Ablagerungsmengen im Stollen kommt die Verkleinerung des Abflussquerschnittes bestimmend hinzu. Es ist deshalb für einen Betreiber einer Stauanlage kaum möglich, bei normal funktionierenden Spülungen, den Füllgrad anhand des Abflusses zu bestimmen. Somit kann auch das Energiegefälle im Stollen nur annähernd berechnet werden, was die korrekte Anwendung einer Theorie wie diejenige von Shields, welche diesen Parameter braucht, erschwert.

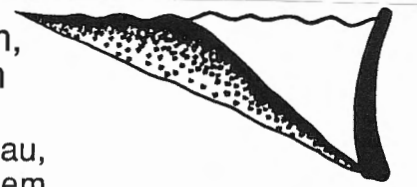
Die praktische Anwendung der Ergebnisse der vorliegenden Untersuchung erlaubt es, für einen gegebenen Maximalabfluss eines Grundablasses und bei bekanntem Korngrössendurchmesser der Ablagerungen im Stollen (oder im See beim Grundablasserlauf), den Füllgrad bei Erreichen des Sohlengleichgewichtes zu bestimmen.

Literatur

- [1] SINNIGER, R., BOILLAT, J.-L., DE CESARE, G. : *Barrage de Luzzone. Etude de la formation des dépôts et du dégravement de la retenue*, LCH-EPF Lausanne, 1993.
- [2] SINNIGER, R., DE CESARE, G., MARTINI, O. : *Apports de sédiments dans une retenue par courant de densité. Mesures in situ*, XVIII^e congrès ICOLD, Q.69-R.7, Durban, 1994.
- [3] BALMER, A. : *Mesures d'envasement des barrages*, wasser, energie, luft - eau, énergie, air; cahier 1/2, Baden, 1994.
- [4] BOILLAT, J.-L., DE CESARE, G. : *Dichteströmungen im Bereich des Grundablasses des Stausees Luzzone - Modellversuche*, Symposium "Betrieb, Erhaltung und Erneuerung von Talsperren und Hochdruckanlagen", Graz, 1994.
- [5] LAZARUS, J. H. : *Mixed-Regime Slurries in Pipelines. I: Mechanistic Model, II: Experimental Evaluation*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 115, 1989
- [6] GRAF, W. H. : *Hydraulics of Sediment Transport*, Proc. Min. Int. Hyd. Conv., 1953
- [7] DURAND, R. : *Basic relationships of the transportation of solids in pipes. Experimental research*, Proc. Min. Int. Hyd. Conv., 1953
- [8] WILSON, K. C. : *A unified physically-based analysis of solid-liquid pipeline flow*, Proc. Hydrotransport 4, BHRA Fluid Engineering, 1976

Adressen der Verfasser

Prof Richard Sinniger, Laboratoire de constructions hydrauliques, DGC-EPFL, CH-1015 Lausanne, Schweiz.
Dipl.-Ing. De Cesare Giovanni, Laboratoire de constructions hydrauliques, DGC-EPFL, CH-1015 Lausanne, Schweiz.



Praxisgerechte Lösungen zur Optimierung von Stauspülungen

R. Bremen, P.F. Bertola

Lombardi AG, Beratende Ingenieure, Minusio

Zusammenfassung

Der Beitrag stellt anhand von Beispielen einige Grundlagen und Lösungsvorschläge zur Optimierung von Spülungen bei kleinen Stauhaltungen dar. Dank der Kompromissbereitschaft aller beteiligten Parteien war es möglich, verbesserte Spülvorkehrungen von Stauanlagen zu entwickeln, die es erlauben, die Sicherheit der Anlagen zu gewährleisten und den ökologischen Schaden in Grenzen zu halten. Im Bericht werden weiterhin einige grundlegende Schwierigkeiten bei der praktischen Umsetzung von kantonalen Richtlinien und Ansprüchen dargestellt. Schliesslich werden einige Verbesserungsvorschläge der Spülungsrichtlinien kurz behandelt, welche grundsätzlich eine Berücksichtigung der spezifischen Eigenschaften einer Stauhaltung anstreben.

Practical solutions for the optimization of reservoir flushings

Abstract

Based on examples, the report illustrates some general aspects as well as proposals to improve the flushings in small reservoirs. Due to the compromises accepted by the various involved partners, improved flushing procedures were developed insuring safe reservoir operation and limiting as much as possible the environmental impact of the sediment loaded flow. The report presents furthermore some practical difficulties to satisfy rules and recommendations of local authorities. Finally some general proposals to further improve the reservoir flushing procedures are presented, mainly based on the necessity to take into account the specific characteristics of each reservoir and watershed.

1. EINLEITUNG

Die praktische Umsetzung von kantonalen Bestimmungen und Richtlinien bezüglich Stauspülungen erweist sich meistens schwierig, wenn nicht in einzelnen Fällen unmöglich. Um dieser Situation entgegenzukommen, wurden in enger Zusammenarbeit mit den tessiner Behörden Lösungen für eine Verbesserung der Spülvorgänge in kleinen Stauhaltungen gesucht. Anhand von Beispielen wird im folgenden Bericht auf einige Massnahmen eingegangen, die eine Verringerung des ökologischen Schadens bei Spülvorgängen ermöglichen, ohne dabei die Sicherheit der Anlage zu gefährden.

Die Entwicklung und der derzeitige Stand der Bestimmungen und Richtlinien des Kantons Tessin auf dem Gebiet der Stauspülungen wird im Kapitel 2. kurz zusammengefasst.

Anhand der Anlage Morobbia werden im darauffolgenden Kapitel konkrete Möglichkeiten beschrieben, den Spülgang zu verbessern und somit den neuen Anforderungen der Behörden sowie des Anlagebetreibers wenigstens teilweise nachzukommen.

Anhand der im Kapitel 4. beschriebenen Anlage Roggiasca wird auf einige Schwierigkeiten eingegangen, die progressive Verlandung der Stauhaltung zu vermeiden.

Schliesslich werden im letzten Kapitel einige generelle Aspekte zur Spülungsproblematik hervorgehoben, insbesondere was die Beziehungen zwischen den beteiligten Parteien sowie der Einhaltung der geltenden Richtlinien betrifft.

2. RICHTLINIEN DES KANTONS TESSINS BEZÜGLICH STAUSPÜLUNGEN UND ENTLERUNGEN

Vor etwa zehn Jahren unterbreitete das Umweltdepartement des Kantons Tessin den Kraftwerksbesitzern einen ersten Vorschlag bezüglich Richtlinien zur Entleerung und Spülung von Stauhaltungen und Ausgleichsbecken. Trotz Kritik aus den Kreisen der Kraftwerkbetreiber traten diese Richtlinien dann mit nur unwesentlichen Änderungen ein Jahr später in Kraft. Gemäss diesen Richtlinien erteilte das kantonale Umweltdepartement die Erlaubnis für eine Entleerung oder Spülung von Stauhaltungen aufgrund Empfehlungen einer Arbeitsgruppe bestehend aus Vertretern der kantonalen Behörden, Fischereikreisen und Kraftwerkbetreibern. Spülungen und Entleerungen durften nur aus Sicherheitsgründen durchgeführt werden. Ausser im Falle aussergewöhnlicher Ereignisse musste die Anfrage für grössere Stauhaltungen 3 Jahre und für kleinere 1 Jahr im voraus dem Umweltdepartement eingereicht werden. Ausser der Angabe des Entleerungsprogrammes sowie der Lage und Anzahl der Probemessungen entlang des Gerinnes sollte der Kraftwerksbesitzer im Antragsformular die vorsehbare mittlere- und Höchstkonzentration an Feststoffen während des Spülvorganges angeben. Gemäss Richtlinien sollten folgende Konzentrationswerte des Feststoffgehaltes, mit dem Imhof-Trichter gemessen, nicht überschritten werden:

- 10‰ als kurzfristiger Höchstwert,
- 5‰ für Spülungen von einer Dauer unter 24 Std.,
- 2,5‰ für Spülungen von einer Dauer unter 48 Std.,
- 1,25‰ für Spülungen von einer Dauer über 48 Std.

Schliesslich durften Entleerungen von grösseren Stauhaltungen nur von Anfang März bis Ende Mai stattfinden. Für kleinere Anlagen und Ausgleichsbecken durften Spülungen nicht innert der Periode Oktober-März durchgeführt werden.

Im Jahre 1994 wurde den Kraftwerksbetreibern ein neuer Entwurf bezüglich Richtlinien zur Spülung und Entleerung von Stauhaltungen zur Stellungnahme unterbreitet. Gesetzliche Grundlagen für diesen neuen Entwurf bilden das Gewässerschutzgesetz vom 24. Januar 1991 und das Bundesgesetz über die Wassernutzung vom 22. Dezember 1916.

Auch wenn in diesem Vorschlag die z.Z. geltenden Richtlinien im wesentlichen beibehalten werden, enthält der neue Text einige nennenswerte Unterschiede, welche folgendermassen zusammengefasst werden können:

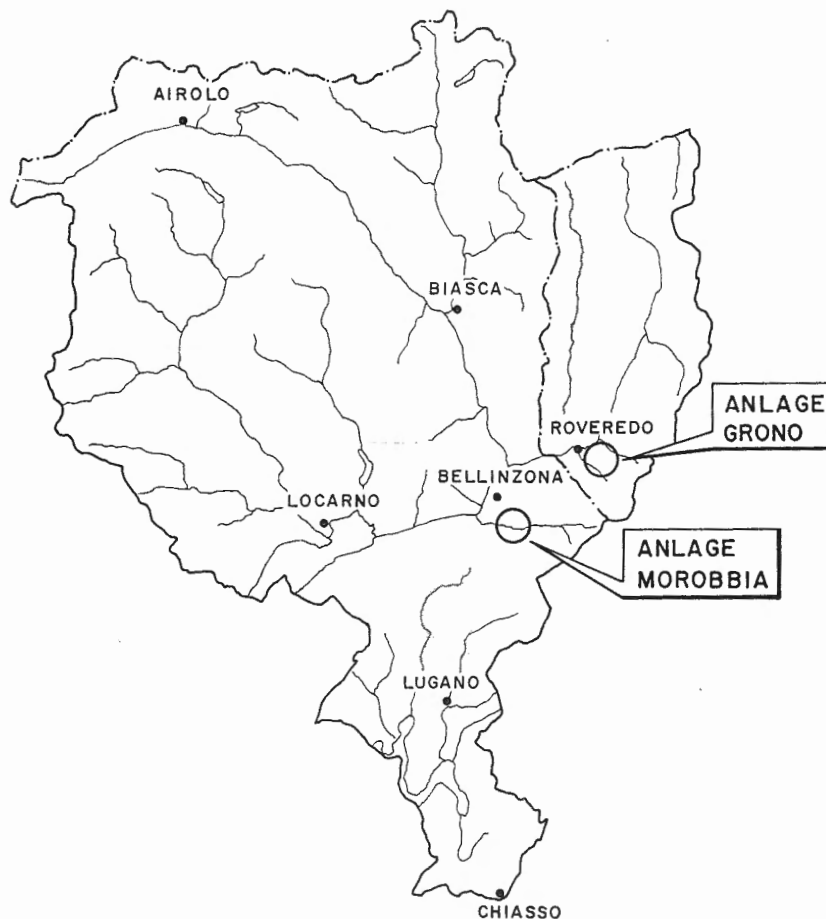
- Spülungen und Entleerungen werden grundsätzlich von den kantonalen Behörden genehmigt, im Falle, dass die Sicherheit oder der Betrieb der Anlage nicht durch andere technisch oder ökonomisch vertretbare Lösungen gewährleistet werden kann.
- Spülungen sollten während eines Hochwassers durchgeführt werden, um die natürlichen Abflussbedingungen so gering wie möglich zu verändern.
- Anstatt der Festlegung von Grenzwerten der Feststoffkonzentration muss der Kraftwerksbetreiber detaillierte Angaben über die hydrobiologischen Bedingungen des Gerinnes, den vorgesehenen Spülvorgang, sowie über das Messprogramm und eventuelle Gegenmassnahmen angeben. Ausserdem muss er nach jeder Spülung den kantonalen Behörden einen detaillierten Bericht einreichen. Anhand der somit gesammelten Erfahrung sollte der Spülvorgang progressiv optimisiert werden, um den ökologischen Schaden soweit als möglich in Grenzen zu halten.

Trotz eines erhöhten Aufwandes seitens der Kraftwerksbetreiber, insbesondere was die Datenaufnahme vor, während und nach einer Spülung oder Entleerung betrifft, ist der neue Entwurf gesamthaft positiv aufgenommen worden. Die demnächst in Kraft tretenden Richt-

linien erlauben, insbesondere die spezifischen Eigenschaften jeder Anlage besser zu berücksichtigen und dementsprechend den Spülvorgang zu optimieren, ohne willkürlich festgelegte Grenzwerte einhalten zu müssen.

3. SPÜLUNG DER STAUHALTUNG MOROBIA

Wie in der **Figur 1** dargestellt, befindet sich die Anlage Morobia in der Nähe von Bellinzona in einem Seitental des Tessins. Die Anlage wurde vor etwa 25 Jahren gebaut und besteht grundsätzlich aus einer etwa 40 m hohen Bogenmauer, einem 4.5 km langen Zuleitstollen und schliesslich einer offen gelegten Druckrohrleitung, welche das 18 MW Kraftwerk speist.



Figur 1: Kanton Tessin und Misoxtal: Lage der Anlagen Morobia und Roggiasca
(s. Kap.4.)

Der nutzbare Stauinhalt der Stauhaltung Carmena beträgt etwa 250'000 m³ bei einer mittleren Neigung des Flussbettes von 9% und einer starken bis sehr starken Neigung der Talflanken innerhalb der Stauhaltung.

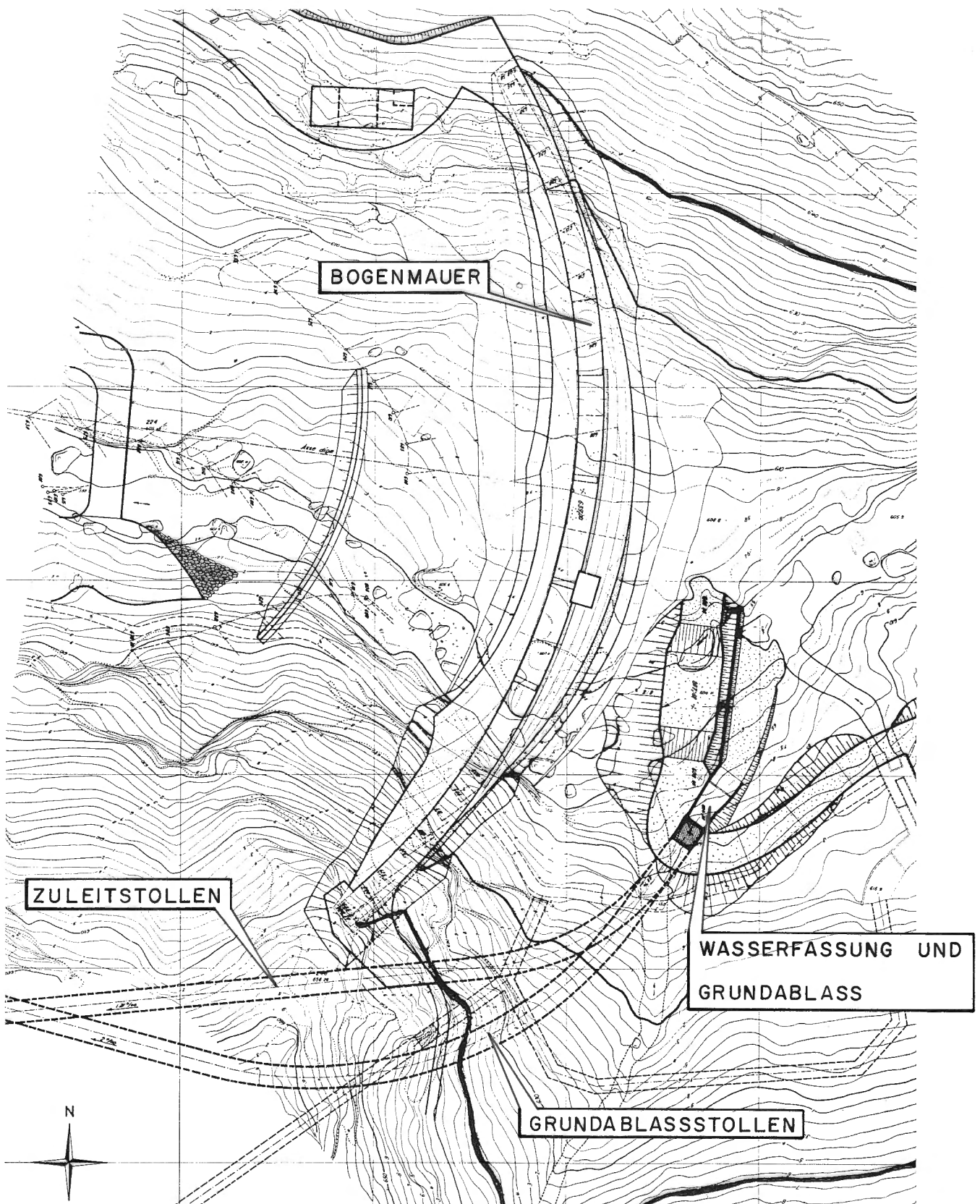
Eine Gesamtsituation der Bogenmauer sowie der verschiedenen Bauwerke ist in **Figur 2** dargestellt. Bezüglich der Anlage selbst ist zu erwähnen, dass die Wasserfassung und der Grundablass ein einziges Bauwerk bilden. Dank dieser Bauweise ist es möglich, die Wasserfassung durch Öffnen des Grundablasses von den Ablagerungen und Sedimenten freizuspülen. Aufgrund der dichten Vegetation in unmittelbarer Nähe des Stausees besteht ein wesentlicher Anteil der Ablagerungen aus organischem Material, hauptsächlich Laub, dessen Verwesung den Sauerstoffgehalt des Wassers beeinträchtigt.

Um die Sicherheit und die Funktionalität der Stauhaltung zu gewährleisten, wurde bis vor 3 Jahren eine jährliche Spülung durchgeführt.

Das Datum der Spülung wurde in Absprache mit den kantonalen Behörden von Jahr zu Jahr festgelegt innerhalb der erlaubten Zeitspanne (s. Kap. 2.). Die Spülung fand normalerweise über ein Wochenende statt, mit einer Absenkung und Entleerung der Stauhaltung ab Freitag-nachmittag. Um die Wirksamkeit der Spülung zu erhöhen, bestand der Spülvorgang aus einer Folge von Absenkungen und Teilstauungen des Seespiegels. Die normalerweise in dieser Periode relativ niedrigen natürlichen Abflüsse zusammen mit dem angewendeten Spülvorgang führten aber zu hohen Feststoffkonzentrationen im Flussgerinne. Um den ökologischen Schaden bei Spülungen der Stauhaltung zu verringern, wurde in enger Zusammenarbeit mit den kantonalen Behörden nach möglichen Verbesserungen des Spülvorganges gesucht.

Das neu entwickelte Spülverfahren, welches weitgehend den demnächst in Kraft tretenden Richtlinien nachkommt, unterscheidet sich vom bisherigen Verfahren durch folgende Aspekte:

- Statt einer jährlichen Spülung werden normalerweise zwei Spülungen pro Jahr durchgeführt.
- Die Spülung findet nur bei vorteilhaften Wetterbedingungen statt und bei einer genügenden natürlichen Abflussmenge (ca. 2.5 m³/s).



Figur 2: Gesamtsituation der Stauhaltung Carmena.

- Durch Zuleitung des Wassers aus einer ausserhalb des direkten Einzugsgebietes liegende Wasserfassung wird der natürliche Abfluss im Gerinne nochmals erhöht.

Eine Gesamtübersicht der Stauhaltung am Ende einer Spülung kurz vor dem Aufstau ist der **Figur 3** zu entnehmen. Trotz der Notwendigkeit, das Spülverfahren weiterhin zu verbessern, konnte dank des neuen Spülvorganges die Feststoffkonzentration unterhalb der Stauhaltung wesentlich verringert werden, ohne Betriebsbedingungen wesentlich zu beeinträchtigen.



Figur 3: Übersicht der Stauhaltung Morobbia am Ende einer Spülung kurz vor dem Wiederaufstau.

4. VERLANDUNG DER STAUHALTUNG ROGGIASCA

Das zweite Beispiel, welches hier kurz erwähnt wird, ist leider nicht so erfolgreich und eine befriedigende Lösung zur Verhinderung der Verlandung des Stausees ist bis heute noch nicht ermittelt worden. Die Stauhaltung Roggiasca ist Teil der Anlage Grono, die sich im unteren Misoxtal befindet, in der Nähe von Roveredo im Kanton Graubünden (s. Fig. 1).

Die ebenfalls vor etwa 25 Jahren erbaute Bogenmauer ist 70 m hoch und bildet einen Stausee mit einem nutzbaren Stauinhalt von etwa 350'000 m³.

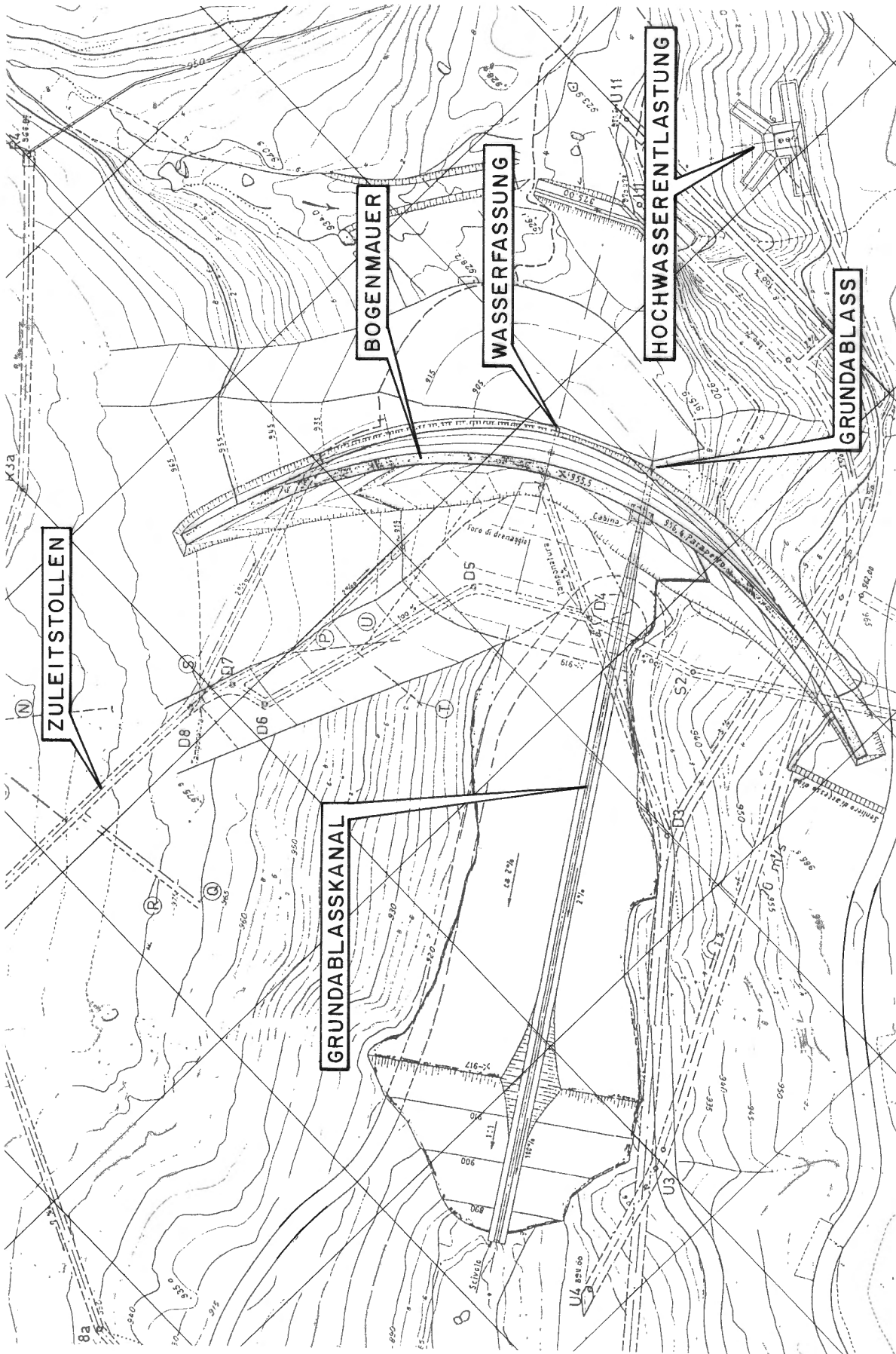
Bis zum Jahre 1986 erwies sich die Entwicklung der Verlandung des Stausees ohne bemerkenswerten Ereignisse. Kies- und Sandablagerungen fanden hauptsächlich in der Mündung des Sees statt, während Schlammablagerungen eher am Dammfuss festgestellt werden konnten.

Die mittlere Neigung des Flussbettes beträgt etwa 13% mit einer maximalen Länge des Stausees von 300 m. Wie in **Figur 4** dargestellt, ist in diesem Fall die Wasserfassung von dem Grundablass durch einen Abstand von etwa 20 m getrennt.

Im April 1986 stürzte eine Schnee- und Schlammlawine in den See, was zu einer plötzlichen Erhöhung des Wasserspiegels von 80 cm führte. Diese Lawine stürzte aus einem Seitental in unmittelbarer Nähe der Bogenmauer, und führte zu einer vorübergehenden Verlandung der Wasserfassung so wie des Grundablasses. Ausser dem erheblichen Geschiebetransport bei Hochwasser entstanden also zusätzliche Ablagerungen durch Lawinenschutt bestehend aus Baumwurzeln und -Stämme sowie Geröll und grösseren Steinblöcken.

Infolge der Lawine, haben sich in der Nähe des Grundablasses wesentliche Mengen Holz und Geröll angesammelt, die nicht mit einer Spülung durch den Grundablass entfernt werden können. Insgesamt beläuft sich das Verlandungsvolumen auf etwa 80-90'000 m³ von welchen sich etwa 60'000 m³ im Nutzinhalt befinden was etwa einer Verringerung von 20% entspricht.

Die Reinigung und Entfernung vom angesammelten Geröll und Holz erwies sich als ausgesprochen schwierig. Der hohe Schlammanteil verunmöglichte insbesondere eine Baggerung am Fuss der Bogenmauer. Die Entfernung von Baumstämmen und Gestein musste somit fast ausschliesslich durch Handarbeit ausgeführt werden unter sehr schweren Bedingungen, wie in **Figur 5** dargestellt.

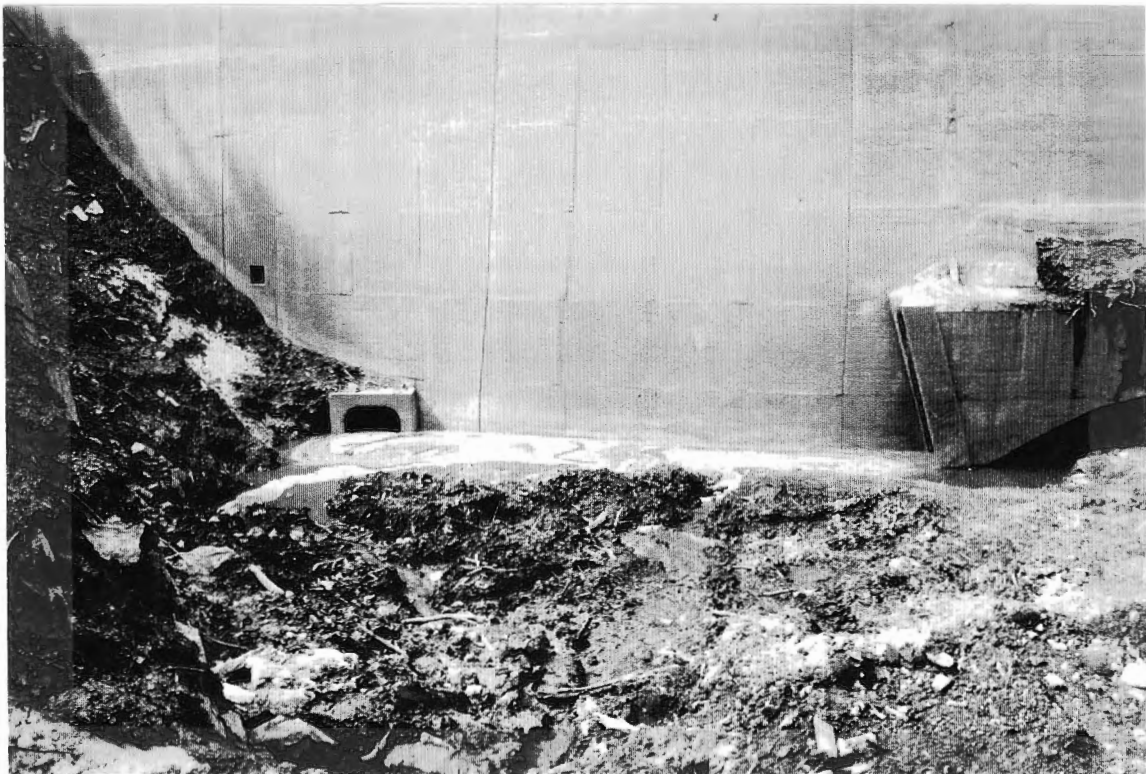


Figur 4: Gesamtsituation der Stauhaltung Roggiasca.

Anhand der bisherigen Erfahrung konnte im Fall Roggiasca keine befriedigende Lösung zur Begrenzung der Verlandung der Stauhaltung gefunden werden. Es werden z.Z. folgende Lösungsmöglichkeiten ausgewertet:

- Konstruktive Massnahmen zur Umleitung der Sedimentfracht während Hochwasser und zur Absenkung der Stauhaltung, im Falle einer Verlandung des Grundablasses und der Wasserfassung,
- Extensive Baggerungen und Deponie der Sedimente unterhalb der Bogenmauer, und
- Einrichtung von Lawinenschutzverbauungen.

Trotz Gegenmassnahmen wird es wahrscheinlich auch in den nächsten Jahren nicht möglich sein die Verlandung der Stauhaltung wesentlich zu verringern.



Figur 5: Stauhaltung Roggiasca: Geröll und Holzablagerungen in der Nähe des Grundablasses (links) und der Wasserfassung (rechts).

5. SCHLUSSFOLGERUNGEN

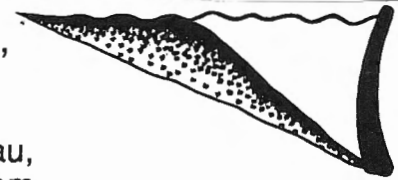
Die in den letzten Jahren gesammelten Erfahrungen bezüglich Spülungen von kleinen Stauhaltungen haben erwiesen, dass durch einer engen Zusammenarbeit mit allen beteiligten Parteien wesentliche Fortschritte erzielt werden konnten. Kompromissbereitschaft und gegenseitiges Vertrauen sind grundsätzliche Voraussetzungen für ein besseres Verständnis der verschiedenen technischen, ökologischen und ökonomischen Aspekte, welche bei Stauspülungen oder Entleerungen zu berücksichtigen sind.

Trotz erhöhte Kosten und Aufwand für die Kraftwerksbetreiber, erlauben die demnächst im Tessin in Kraft tretenden Regelungen eine Rücksichtnahme der spezifischen Eigenschaften jeder Anlage und des Gerinnes. Generelle Massnahmen, Regelungen und Bestimmungen lassen sich oft nur schwer oder nicht an den konstruktiven und hydraulischen Bedingungen der Anlagen anpassen.

Die stufenweise Optimierung des Spülvorganges muss für jede Anlage einzeln ermittelt werden. Die gesammelten Daten vor, während und nach dem Spülvorgang erlauben nicht nur den Behörden oder den Fischerkreisen, sondern auch dem Kraftwerksbetreiber das genaue Ausmass der ökologischen Schäden abzuklären. Wegen fehlenden Angaben konnten in der Vergangenheit die Folgen von Stauspülungen nur sehr grob abgeschätzt werden, und dies nur selten zu Gunsten des Kraftwerkbesitzers.

Adresse der Verfasser:

Roger Bremen
Pier Francesco Bertola
Lombardi SA, Beratende Ingenieure
CH-6648 Minusio-Locarno



Spülung des Speichers Margaritze

E.K. Wagner, N. Karlsböck, H. Niedermühlbichler
Tauernkraftwerke AG, Salzburg

Zusammenfassung:

Der kleine Speicher Margaritze liegt am Fuß des größten Gletschers der Ostalpen. Der jährliche Feststoffeintrag liegt in einer Größenordnung von ca. 35.000m^3 . Im Juni 1995 wurden 115.000m^3 Gletscherschluff durch eine Spülung dieses Speichers ausgebracht. Bei Beginn der Spülung waren beide Grundablaßeinlaufbauwerke bereits überlandet. Am Beispiel dieser Spülung mit sehr hohem Feinstsedimentanteil (Gletscherschluff) werden Schlußfolgerungen für eine sichere und möglichst umweltschonende Vorgangsweise abgeleitet.

Flushing of the Margaritze reservoir

Summary:

The small Margaritze reservoir is situated just below the glacier Pasterze, the biggest glacier in the eastern alpine region. The incoming water from the glacier is very silt loaded, sedimentation has reached 0.6hm^3 . In June 1995 115.000m^3 of sediments were flushed into the river Möll. At the beginning of the flushing both intake rakes of the bottom outlets were already below the sediment level in the reservoir. From the experience of Margaritze reservoir several recommendations for save and environmental compatible flushing are deducted.

1. Einleitung

Der Speicher Margaritze ist Teil der Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun und wurde in den Jahren 1950 - 1952 errichtet [1]. Der Stauraum liegt knapp unterhalb des Ausläufers des Gletschers Pasterze. Das Einzugsgebiet ist wesentlich durch diesen Gletscher bestimmt und wird durch eine Bachbeileitung noch vergrößert. In Summe ergibt sich ein Regeljahreszufluß von 122 hm³. Diese Anlage mit einem Nutzinhalt von etwa 3 hm³ wird als Wochenspeicher genutzt und das Wasser über den 12 km langen Möllstollen in die Kapruner Jahresspeicher (Mooserboden 86hm³, Wasserfallboden 82 hm³) übergeleitet. Das Stauziel liegt auf Kote 2000 m.ü.A., der Speicher kann im Betriebszustand bis Kote 1980 m.ü.A. abgesenkt werden. Das Becken wird durch die 93 m hohe Gewölbemauer Möll und die 39 m hohe Gewichtsmauer Margaritze abgeschlossen. Das vom Gletscher Pasterze zuströmende Wasser ist im Sommer in der Zeit des Hauptabflusses besonders stark mit Schwebstoffen belastet. Jährlich ergibt sich daraus ein Anlandungsvolumen von ca. 35.000 m³ [2]. Bereits am Beginn der 60er Jahre mußte der Speicher mehrmals durch Baggerungen und Spülungen entlandet werden. Danach bildete sich durch den stetigen Rückgang des Gletschers Pasterze etwas oberhalb des Speichers Margaritze ein natürliches Rückhaltebecken in dem in den letzten 30 Jahren etwa 700.000 m³ Gletschersediment aufgefangen wurden. Der Gletscherschliff besteht aus anorganischem Material, wobei über 99% einen Durchmesser unter der Schluffgrenze besitzen. Durch die vollständige Verlandung des oberhalb gelegenen Absatzbeckens war die Einsatzbereitschaft der beiden Grundablässe gefährdet [3]. Daher wurde seit 1990 das unmittelbare Vorland der Grundablaßeinlaufbauwerke mittels einer Baggerpumpe freigehalten und der Gletscherschliff innerhalb des Speichers umgelagert.

2. Vorbereitung der Spülung

Vor Durchführung der Spülung wurden umfangreiche Umbaumaßnahmen im Bereich des Speichers Margaritze durchgeführt:

- Umbau des Möllstollenentleerschiebers zur Verwirklichung der Reinwasserabgabe (Baujahr 1991/92)
- Panzerung des Einlaufturmes - Grundablaß II (Baujahr 1991,92)
- Umbau der Schieberkammer Grundablaß II (GAII) auf zwei Verschlußorgane (Baujahr 1993)

Auf der Abbildung 1 ist ein Übersichtslageplan der Sperre Möll dargestellt, aus dem die Anordnung der erwähnten Betriebseinrichtungen ersichtlich ist. Zur Beurteilung der Auswirkung dieser Spülung wurde bereits 1992 von den Amtssachverständigen ein detailliertes Beweissicherungsprogramm festgelegt:

- Aufnahme von 20 Querprofile in der Möll zw. km 0.3 - km 74.5
- 12 Schwebstoffmessungen von Ranigoß/Möll bis Lavamünd mit zum Teil dauerregistrierenden Meßstellen
- Messung des Sauerstoffgehaltes
- Fischbestandsaufnahme in 7 Flußabschnitten
- Entnahme von Bodenproben zur limnologischen Untersuchung an 7 Stellen
- Photodokumentation an 19 Standpunkten

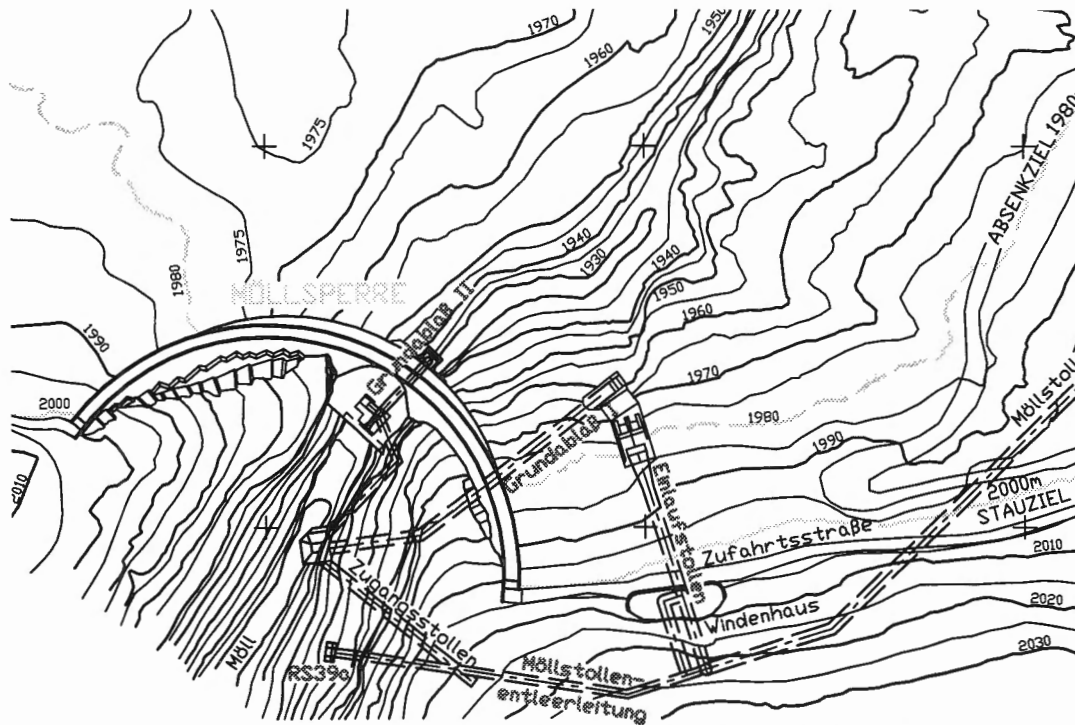


Abb. 1: Lageplan Sperre Möll mit Betriebseinrichtungen

Am Speicher und der anschließenden Möllstrecke wurden folgende technische Maßnahmen vorbereitet und durchgeführt:

- Aufbau einer Hydrojeteinrichtung im direkten Bereich der Einlaufrechen des GA II
- Entfernung der restlichen Eisdecke am Speicher Margaritze
- Kontrolle der Fließstrecke zwischen Speicher Margaritze und Heiligenblut auf Altschneereste
- Entfernung von Baumstämmen in der Möllschlucht zur Vermeidung von Verklausungen

Vor Beginn der Spülung war die Verlandungskote beim GA II etwa auf 1966.00m ü.A., d.h., daß sowohl das vertikale Rechenfenster mit Unterkante 1956.00m ü.A., wie auch der Einlaufkorb mit Unterkante 1964.00m ü.A. bereits völlig verlandet waren. Da eine Freilegung durch die natürliche Spülwirkung nicht gewährleistet schien, wurde an der Wasserseite der Sperre Möll auf einer Montagebühne eine Hydrojeteinrichtung installiert. Mit dieser Hydrojeteinrichtung wurde ca. 1 m wasserseits des Einlaufturmes eine Bohrung mit einem Durchmesser von 76mm bis auf Kote 1956.00m ü.A. (Unterkante des vertikalen Einlaufrechens) abgeteuft und dann während der Totraumentleerung der Bereich dieses Rechens durch Spülen mit hohem Druck vor endgültiger Verlegung bewahrt. Die Ende Mai noch teilweise vorhandene Eisdecke am Speicher Margaritze wurde durch Einsatz eines Arbeitsbootes mit Außenbordmotor zerteilt. Nach Abschmelzen der so zerkleinerten Eisschollen war die Wasserfläche bei Beginn der Spülung eisfrei. In Anbetracht der günstigen Wettervorhersage einer Kaltperiode für die 23. Kalenderwoche, konnte ein entsprechend geringer Eigenzulauf der Möll von der Pasterze in den Speicher Margaritze für die darauffolgenden Tage erwartet werden. Darüberhinaus war für den Zeitraum nach der Spülung eine Wetterperiode mit stärkeren Niederschlägen vorhergesagt, so daß eine zusätzliche natürliche Nachspülung der Möll erwartet werden durfte.

3. Entlandungsablauf vom 06.06. bis 09.06.1995

Die Entlandungsmaßnahme wurde am Dienstag, dem 06.06.1995 begonnen, und gliederte sich in vier Phasen:

- Aufbau der Reinwasserabgabe: 06.06. 10.⁰⁰ bis 06.06.1995 18.⁰⁰
- Totraumentleerung: 06.06. 18.⁰⁰ bis 07.06.1995 23.²⁴
- Spülung: 07.06. 23.²⁴ bis 08.06.1995 20.³⁰
- Nachspülung 08.06. 20.³⁰ bis 09.06. 7.¹⁵, Ausleitung Leiterbach bis 13.06.1995 21.⁴⁵

3.1 Aufbau der Reinwasserzugabe:

Um 10.00 am 06.06.1995 wurde die Leiterbachbeileitung bei einem mittleren Zulauf von rd. $1\text{m}^3/\text{s}$ ausgeleitet, um eine Überlagerung der Wellen vom Leiterbach mit dem Beginn der Reinwasserzugabe über den RS 39a zu vermeiden, die um 12.00 erfolgte. Jeder wesentliche Steuerungsvorgang der Verschlußorgane wurde (bei Tageslicht) durch einen Hubschrauberkontrollflug zur Feststellung der Auswirkung der Erhöhung der Wasserführung in der Möll begleitet. Diese Kontrollflüge fanden mindestens 3x täglich statt und erstreckten sich auf den Bereich der Möllschlucht bis unterhalb der Kleinkraftwerkes Heiligenblut. Von 12.00 bis 17.00 wurde die Reinwasserzugabe aus Kaprun in stündlichen Stufen gesteigert.

3.2 Totraumentleerung:

Die Phase der Totraumentleerung wurde wesentlich langsamer und damit für die Möll schonender durchgeführt, als im Projekt vorgesehen war. Durch diese zeitliche Verlängerung der Totraumentleerung wurde dem Gletscherschliffsediment im Speicher eine möglichst lange Zeitspanne zur Entwässerung gegeben, um das Nachrutschen des Sedimentes in Richtung des tiefsten Punktes, das sind die Grundablaßeinläufe, möglichst zu verhindern. Dieses Nachrutschen (gemeint ist eine Fließbewegung der obersten Sedimentschichte im Stauration) wurde in großem Ausmaß bei der Spülung des Speichers Bolgenach beobachtet. Hier wird nochmals darauf hingewiesen, daß zum Zeitpunkt des Spülbeginns im Speicher Margaritze der GA II vollständig und der GA I größtenteils mit Gletscherschliff überdeckt waren.

Um 18.⁰⁰ begann die Totraumentleerung mit Öffnung des GA II. Der Stau im Speicher Margaritze betrug zu diesem Zeitpunkt 1980.44m ü.A., das sind 44 cm über dem Absenkziel. Die abgegebene Wassermenge aus dem Stauration wurde auf maximal $8\text{ m}^3/\text{s}$ gesteigert. Unter Berücksichtigung der oben erwähnten Probleme einer schnellen Speicherabsenkung wurden die Grundablässe wechselweise so gesteuert, daß die Absenkgeschwindigkeit in der Zeit bis 07.06.1995 um 6.⁰⁰ 15 cm/h nicht überstieg. Der Abstau wurde unter genauer optischer Beobachtung des Staurationes durchgeführt, besonders wurde der Materialaustrag aus dem obersten Bereich der Möllschlucht beobachtet. In diesem Bereich war der Speicher verursacht durch den Gletscherschliffeintrag der letzten 2 bis 3 Jahre bereits bis Kote 1985.00m ü.A. (das sind 5 m über dem Absenkziel) verlandet. Am 07.06.1995 von 6.⁰⁰ bis 12.⁰⁰ betrug die Absenkgeschwindigkeit rd. 38 cm/h.



Photo 1: Blick von der Sperre Möll in die Schlucht
beide Grundablässe sind 30% offen, links die Reinwasserzugabe

Um ein Verlanden des Einlaufbauwerkes des GA II hintanzuhalten, wurde ab Staukote 1976.00m ü.A. die Absenkgeschwindigkeit an die Ergebnisse der Lotungen zur Feststellung der Verlandungsoberkante wasserseits des GA II angepaßt. Diese Lotungen erstreckten sich bis in einen Bereich rd. 30 m wasserseits der Sperre. Gleichzeitig wurde in der letzten Abstauphase darauf geachtet, daß die Schieberöffnungen der Grundablässe möglichst nicht geringer waren, als die Rechenstablichte der Einlaufbauwerke (20 cm) beträgt. Dadurch wurde vermieden, daß es durch Eindringen von Geröll aus den Speicherhängen zum Aufbau eines "Stopfers" vor der Schiebertafeln der Grundablässe kommt.

Unter diesen Randbedingungen erhöhte sich die Absenkgeschwindigkeit in dieser Phase auf rd. 73 cm/h. Durch Einsatz der vorbereiteten Hydrojeteinrichtung konnte im Verlauf des 07.06.1995 vor dem vertikalen Rechenfenster des GA II ein kleiner Sunk erzeugt und damit auch diese Einlauföffnung freigelegt werden. Bis in die Abendstunden zeigte sich ein stabiler Ablauf des Absenkvorganges. Ab ca. 19.00 zeigte die Lotung ein beschleunigtes Auffüllen des bereits freigespülten Bereiches vor dem vertikalen Einlauffenster des GA II. Um 19.35 konnte beobachtet werden, daß sich Gletscherschliff aus dem Abflußbereich des Pfandelschartenbaches in Richtung der Grundablaßeinlaufbauwerke kriechend in Bewegung setzten. Dies führte wieder zur Überdeckung des GA II bis zur Oberkante des Einlaufkorbes auf Kote 1966.00m ü.A. Gleichzeitig wurde der Auswurfstrahl des GA II instabil und begann zu pulsieren, d.h., daß

der Grundablaß knapp vor der Verlegung stand. Die Schieberöffnungen beider Grundablässe wurden nunmehr auf Basis der optischen Beobachtung des Auswurfstrahles von der Sperrenkrone aus gesteuert, um das Verlegen zu verhindern. Alle ergriffenen Maßnahmen bewirkten, daß die Absenkphase auf die vierfache Zeit, als in der Einreichung vorgesehen, verlängert werden konnte.



Photo 2: Speicher Margaritze kurz nach Einstellen des freien Durchflusses

Ab ca. 23.00 machte sich unerwartet zusätzlich Eisdrift in Richtung der Einlaufbauwerke der Grundablässe bemerkbar. Diese Eisschollen mit einer Größe von wenigen Quadratmetern wurden im Zuge der Totraumventilation aus den Gletscherschliffmassen im Schluchtbereich ausgespült und bestanden aus sehr hartem Kerneis. Der Stauspiegel war knapp über Kote 1966.00 (Oberkante des Rechenkorbes auf dem Einlaufturn). Diese Eisschollen legten sich in der Folge am Rechenkorb ab. Um die sofortige Verlegung zu verhindern, mußten 2 Mann abgeseilt werden, die diese Eisschollen mit Vorschlagshämmern zerkleinerten. Gleichzeitig trat bei fast völlig entleertem Speicher eine starke lokale Gletscherschliffdrift in Richtung der Einlaufbauwerke auf. In der Folge wurde über den Rechenkorb am Einlaufturn des GA II ein Wasser-Luftgemisch in den 35 m tiefen Schacht eingezogen. Die nach oben aus dem Schacht entweichenden komprimierten Luftblasen erzeugten mehrere bis zu 20 m hohe Wasser-Luftfontänen. Zum Schutz der beiden Männer, wie auch um die sofortige Verlegung zu verhindern, mußte der GA II sofort auf 100% geöffnet werden. Zeitgleich konnte beobachtet werden, daß der GA I nicht mehr vom Wasser des Möllbaches angeströmt und durch Gletscherschliff aus dem unmittelbaren Einzugsbereich vollständig verlegt und mehrere Meter überdeckt wurde. Von der Schieber-

kammer wurde gemeldet, daß wasserseits der Schiebertafel kein Druck mehr ansteht. Daher wurde der Schieber auch auf 100% geöffnet, ohne daß dadurch eine Erhöhung der abgeführten Wassermenge stattfand. Der vollständig im Schlamm verschwundene GA I konnte nur durch eine dosierte Reinwasserzugabe aus dem Möllstolleneinlauf vor der Verstopfung bewahrt werden.

3.3 Spülung:

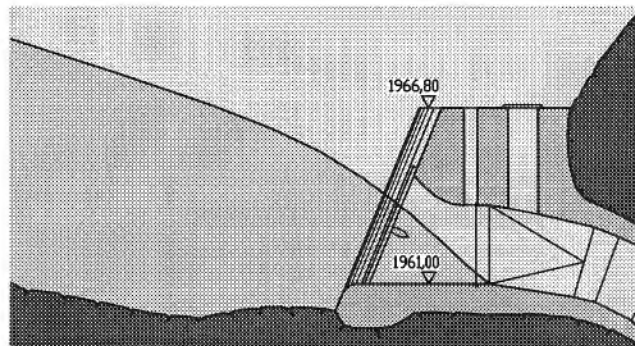
Der freie Durchfluß im Speicher Margaritze stellte sich somit um 23.24 ein. Durch das 100% Öffnen der beiden Grundablässe zur Vermeidung deren Verlegung kam es zu einem kurzzeitigen Austrittsschwall von Gletscherschliff und Geröllmassen. Diese kurzfristige Schutzmaßnahme zur Verhinderung des Verlustes beider Grundablässe durch deren Verlegung mit Gletscherschliff und Geröll, führte zum Maximum der Feststoffkonzentration im Unterlauf der Möll.

Im direkten Einzugsbereich beider Grundablaßeinlaufbauwerke konnten in der folgenden Stunde weiterhin lokal Gletscherschliff frutungen beobachtet werden. Daher mußten beide Grundablaßschieber 100% offen bleiben, wobei der Abfluß ab dem 08.06.1995 nur mehr über den GA II erfolgte. Über den GA I wurde am 08.06.1995 nur mehr soweit dosiert Wasser aus dem Möllstolleneinlauf abgegeben, wie zur Freispülung des vollständig verlandeten Einlaufbauwerkes erforderlich war.

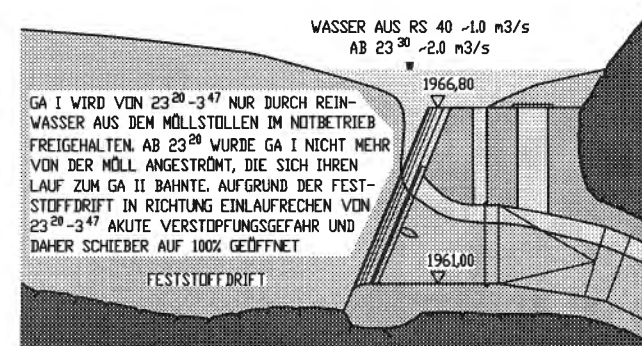


Photo 3: GA I, verlegt mit Geröll (vor Räumung)

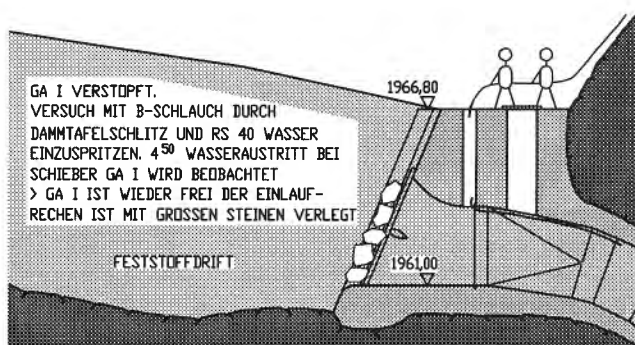
Abb. 2: Wichtigste Verhandlungszustände beim Grundablaß I



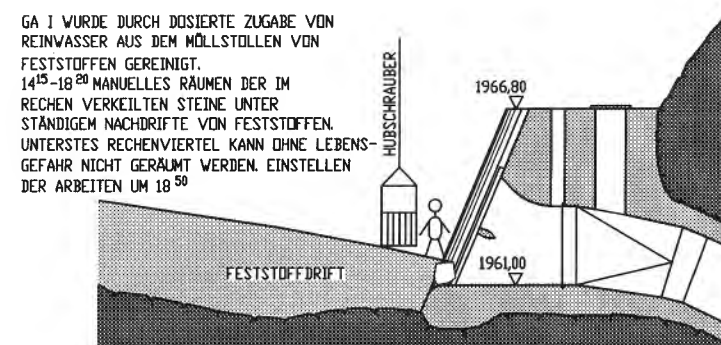
1 03.06.1995, 13.⁰⁰
Stau 1984.05, Durchfluß 0 m³/s



2 07.06.1995, 23.²⁰
Stau 1965.66, nahe freiem Durchfluß



3 08.06.1995, 4.¹⁵
100% offen, kein Durchfluß



4 08.06.1995, 20.³⁰
GA I geschlossen

Um 2.54 kam es zum plötzlichen Abfließen des Gletscherschliffes durch das obere vertikale Rechenfenster auf Kote 1956.00m ü.A. des GA II, das bis dahin bis zu 8m überlandet war. Dadurch wurde ein neuerlicher Anstieg der Feststoffkonzentration ausgelöst. Dieser nicht beeinflussbare Vorgang führte zur Beschleunigung der bereits beobachteten langsamen Gletscherschliffkriechbewegungen orographisch rechts vom GA II. Begünstigt und mitverursacht wurde diese Bewegung durch die in der Nacht vom 07. auf den 08.06.1995 stattfindende Entwässerung der Gletscherschliffmassen im Flachteil des Speichers.

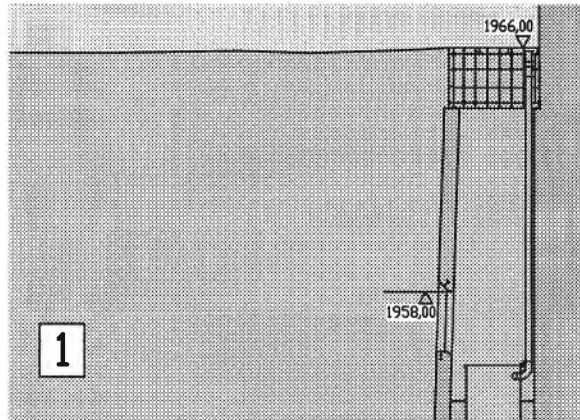
Im Verlauf des 08.06.1995 konnte der Einlaufrechen des GA I durch Einsatz von Feuerwehrspritzen und manueller Räumung der im Einlaufrechen verklemmten Steine zu ca. 3/4 befreit werden. Die Steine, die sich im Einlaufrechen (Stablichte 20 cm) verklemmt hatten, mußten händisch in einen Korb gelegt werden und wurden mit dem Helikopter abtransportiert. Der GA II saugte zwar das Möllwasser durch das vertikale Rechenfenster an, der Rechen selbst war jedoch zu keiner Zeit sichtbar.

Auf den Abbildungen 2, 3 und 4 sind die wichtigsten Vorgänge vom 07.06 und 08.06.1995 in der Form von Momentanbildern dargestellt. Im besonderen können diesen Abbildungen die verschiedenen Verlandungszustände vor den Grundablaßeinlaufbauwerken entnommen werden.

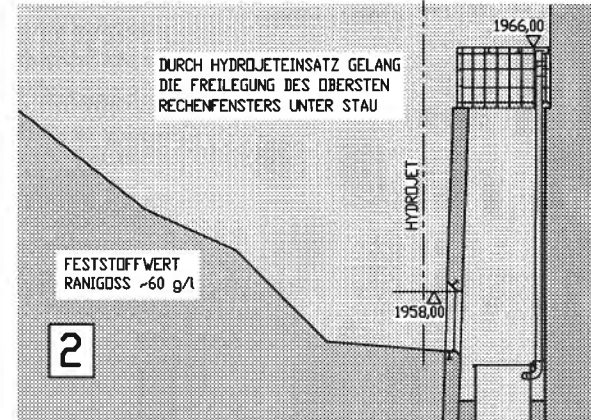


Photo 4: Speicher Margaritze, Beginn des Wiedereinstaues

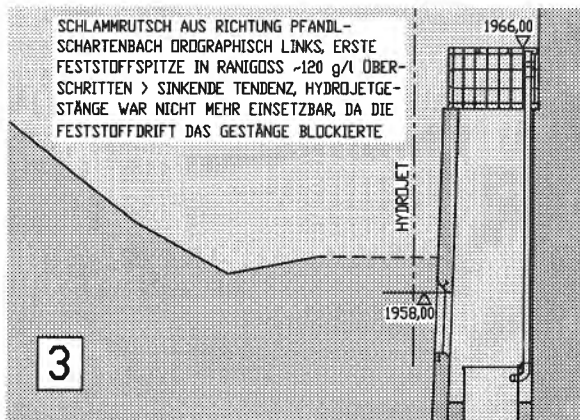
Abb. 3: Wichtigste Verlandungszustände beim Grundablaß II / Blatt 1



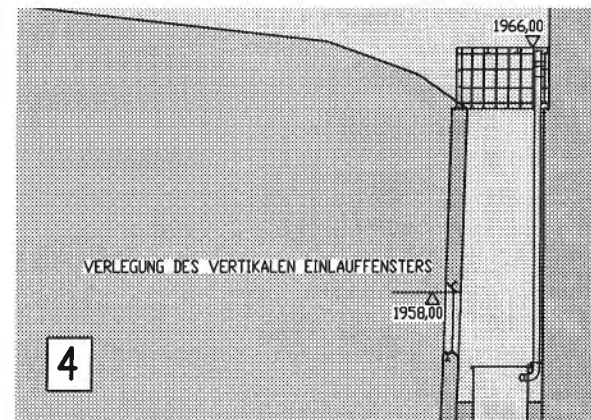
03.06.1995, 13.⁰⁰
Stau 1984.05, Durchfluß 0 m³/s



07.06.1995, 16.²⁵
Stau 1973.10, Durchfluß ~5 m³/s



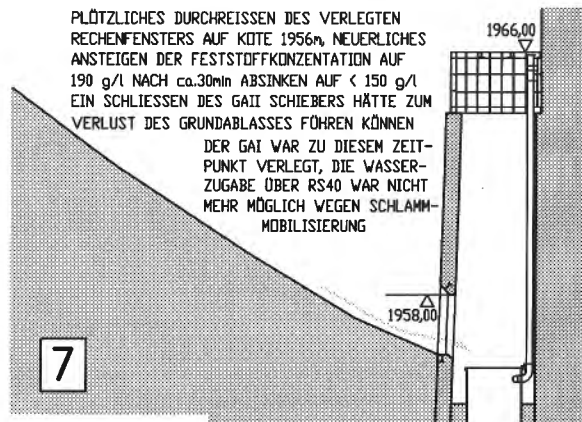
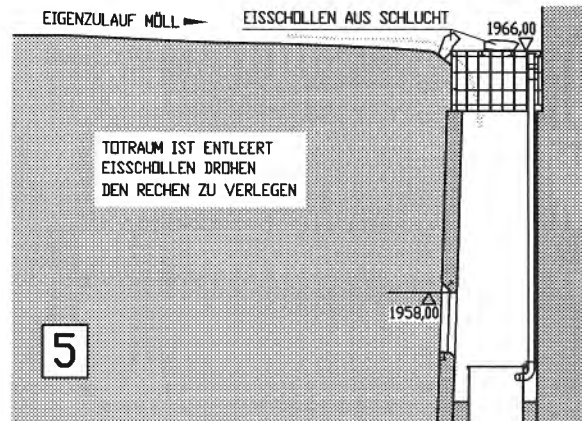
07.06.1995, 19.¹⁰
Stau 1971.20, Durchfluß ~5 m³/s



07.06.1995, 22.³⁰
Stau 1958.59, Durchfluß ~4.5 m³/s

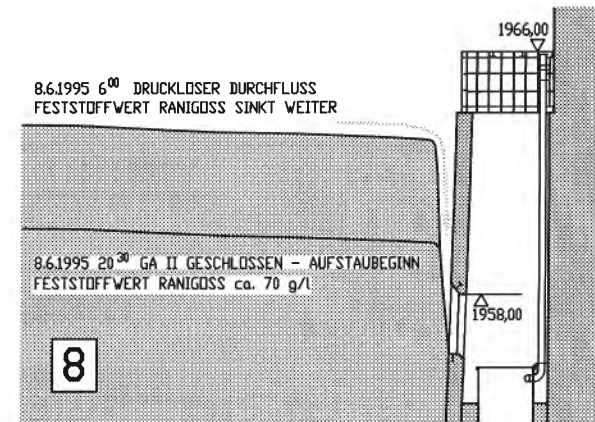
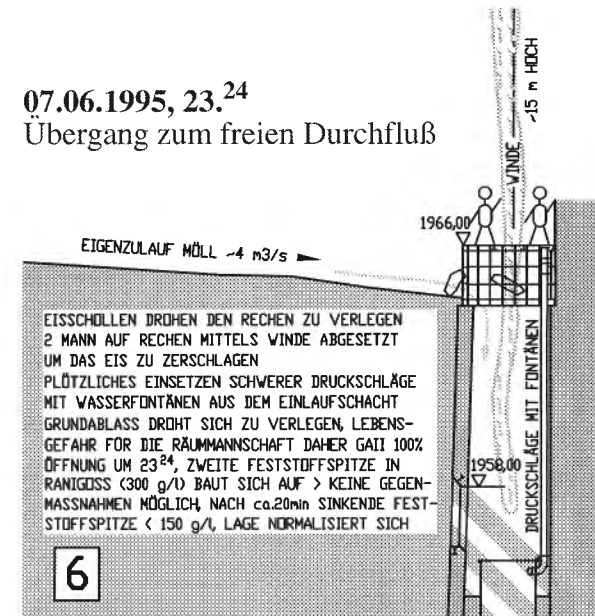
19.6.1995

07.06.1995, 23.⁰⁵
nahe dem freien Durchfluß



08.06.1995, 2.⁵⁴
freier Durchfluß

07.06.1995, 23.²⁴
Übergang zum freien Durchfluß



08.06.1995, 6.⁰⁰ - 20.³⁰
Stau 1958.59, Durchfluß ~4.5 m³/s

3.4 Nachspülung:

Die Spülung des Speichers Margaritze wurde am 08.06.1995 um 20.30 beendet. Bis zu diesem Zeitpunkt konnte der Einlaufrechen des GA I bis auf das unterste Viertel geräumt werden. Eine weitere Freilegung war aufgrund der nachdrängenden Gletscherschliffmassen und der damit bedingten Gefährdung der Mitarbeiter nicht mehr möglich. Die Einsatzbereitschaft dieses Grundablasses ist aber auch so uneingeschränkt gegeben. Vor dem GA II sank der Verlandungshorizont bis 20.30 etwa auf Kote 1960.00m ü.A. ab, der Eigenzulauf des Speichers Margaritze wurde den ganzen Tag über das vertikale Rechenfenster abgeführt. Da bis in die Abendstunden des 08.06.1995 ein stabiler Zustand im unmittelbaren Einlaufbereich geschaffen wurde, konnte die Spülung beendet werden, die Einsatzbereitschaft des GA II ist uneingeschränkt gegeben. Da nach Abschluß der Spülung bei Beginn des Wiedereinstaus noch starker Feststofftransport in Richtung der Grundablaßeinlaufbauwerke beobachtet werden konnte, wurden beide Grundablässe - wie bei einer normalen Funktionskontrolle um 23.00 hintereinander jeweils auf 30% auf- und sogleich wieder zu gesteuert.

Die Nachspülung mit Reinwasser aus Kaprun endete am 09.06.1995 um 7.15. Der Leiterbach blieb zur Verbesserung der ökologischen Regeneration bis 13.06.1995 um 21.45 ausgeleitet. Der Wiedereinstau des Speichers Margaritze war am 10.06.1995 mit dem Erreichen des Absenkzieles abgeschlossen. Gleich anschließend wurde eine von einem Floß aus betriebene Baggerpumpe in Betrieb genommen, um ein erneutes Verlegen der Einlaufbauwerke der Grundablässe hintanzuhalten.

4. Beweissicherung

Das umfangreiche Beweissicherungsprogramm für die Spülung des Speichers Margaritze wurde in Zusammenarbeit mit der Abt. 15 der Kärntner Landesregierung-Gewässeraufsicht durchgeführt und erstreckt sich bis in den Spätherbst 1995, der Abschlußbericht der limnologischen und fischereilichen Beweissicherung befindet sich noch in Ausarbeitung. Während der Spülung wurden bei der Umweltabteilung der Kärntner Landesregierung ca. 150 Funde von toten Fischen gemeldet, eine verlässliche Quantifizierung der Ausfälle ist aber nicht möglich, weil der Umfang dieser Ausfälle auf die gesamte Möll im Bereich der Meßgenauigkeit der Beweissicherungsbefischung liegt. Darüberhinaus wurde auch eine Abwanderungsbewegung der Fische von der oberen Möll in den Unterlauf beobachtet.

In der Abbildung 5 ist der Abfluß und beispielhaft die aufgetretene Schwebstoffkonzentration an den Pegeln Ranigoß und Winklern (4.5 km und 27.5 km vom Speicher) dargestellt. Bei der Schwebstoffkonzentration am Pegel Ranigoß trat kurzfristig eine maximale Schwebstoffkonzentration von 300 g/l auf. Der Wert ergab sich beim Übergang von der Totraumentleerung zum freien Durchfluß im Speicher. Die in diesem Ausmaß nicht vorhersehbare und daher unerwartete Konzentrationsspitze ist auf das, wie im Abschnitt 3 beschriebene, plötzliche Entleeren des Grundablaßstollens II (aus Sicherheitsgründen) zurückzuführen. Eine besondere Sauerstoffzehrung konnte bei diesem anorganischen Material nicht festgestellt werden.

Laut den vorliegenden Ergebnissen der Schwebstoffmessung am Pegel Ranigoß ergibt sich ein Austrag von rd. 115.000 m³. Vor den Einlaufbauwerken ist die Verlandungsoberkante derzeit rd. auf Kote 1960.00. Bei einer Begehung der Möll kurz nach der Spülung wurden weder Schäden am Flußbett festgestellt, noch gab es nennenswerte Sedimentablagerungen an den Randbereichen, die längere Nachspülungen erforderlich machten.

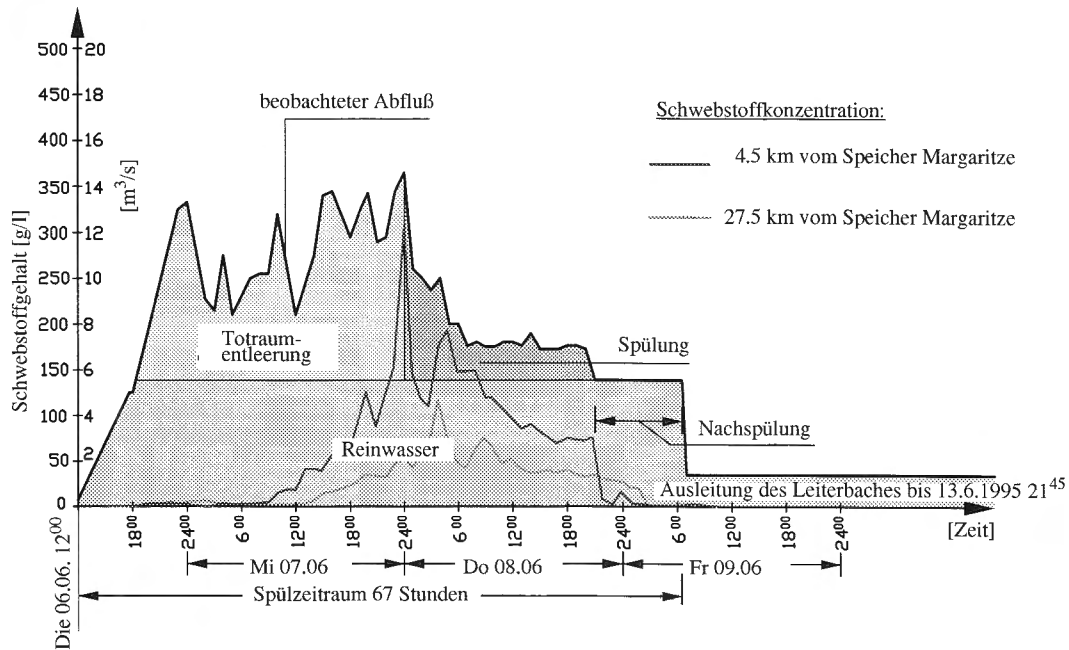


Abb. 5: Abflußdiagramm mit Schwebstoffmessung

Das Ziel der Spülung, nämlich die Freilegung der Einlaufbauwerke der beiden Grundablässe des Speichers Margaritze und damit die Gewährleistung der Funktionsfähigkeit wurde erreicht!

5. Schlußfolgerungen

Aus den Erfahrungen der Spülung des Speichers Margaritze können folgende Empfehlungen abgeleitet werden:

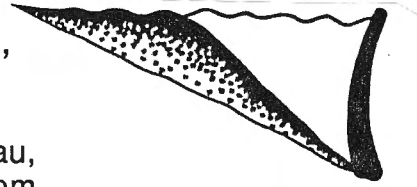
- der Speicherspiegel soll in stark verlandeten Stauräumen möglichst langsam abgesenkt werden
- alle Bauteile der Grundablässe müssen vor der Spülung auf ihre Eignung für diesen besonderen Lastfall untersucht und bei Bedarf angepaßt werden
- wenn technisch möglich soll eine Reinwasserzugabe möglichst nahe des Sperrenbauwerkes vorgesehen werden, um die Schwebstoffkonzentration zu vermindern
- alle Öffnungsvorgänge der Verschlußorgane sollen stufenweise über einige Stunden erstreckt werden, um ein natürliches Hochwasserereignis zu simulieren
- zeitlich soll die Spülung in eine Phase geringen bis mittleren Eigenzulaufes gelegt werden, um ein kontrolliertes Entleeren des Totraumes zu ermöglichen
- nach der Spülung soll eine Nachspülung mit Reinwasser erfolgen, um das Bachbett von Sedimentresten zu reinigen
- eine umfangreiche limnologische und fischereiliche Beweissicherung vor und nach der Spülung ist erforderlich, Basis für jede Bewertung ist eine detaillierte Aufnahme der Schwebstoffkonzentration im Verlauf des Vorfluters.

Literatur

- [1] Ed. H. Simmler: Large Dams in Austria;, Nr.24 der Serie
'Die Talsperren Österreichs', Vienna 1977, p.62-67
- [2] Sametz,L.; Karlsböck,N.; Niedermühlbichler,H.: Feststoffeintrag in den Speicher
Margaritze, Proc. Flußmündungen in Seen und Stauseen anlässlich 100 Jahren interna-
tionale Rheinregulierung, ed. Schweizer Wasserwirtschaftsverband, Bregenz 1992, p.97-
118
- [3] Wagner, E.K.; Karlsböck, N.: Möll arch dam - reconstruction of bottom outlet;
Proc. Uprating and refurbishing hydro powerplants-IV, ed. WP & DC, p.512-522 Firenze
1993

Adresse der Verfasser:

E.K. Wagner, N. Karlsböck, N. Niedermühlbichler
Tauernkraftwerke AG
Verbundplan Engineering und Consulting Group
A-5020 Salzburg



Ablagerungen im Stausee Gebidem und einige ihrer Folgen

G. Rechsteiner

S.A. l'Energie de l'Ouest-Suisse, Lausanne

Zusammenfassung

Im Stausee Gebidem ist das Phänomen der Verlandung besonders ausgeprägt. Die vom Betreiber zur Behebung des Problems ergriffenen Massnahmen werden in der Folge beschrieben. Im besonderen wird erläutert, wie die jährlichen Spülvorgänge durchgeführt werden, was unternommen wird, um der Versandung der Spülrinne vorzubeugen, und welche Auswirkungen die Spülungen auf die Entleervorrichtungen haben. Ebenfalls behandelt werden die Abrasion der Turbinen in der Zentrale Bitsch durch das stark mit Schwebematerial beladene Wasser sowie die Errichtung einer erhöhten Wasserfassung, die gegenwärtig im Gange ist, um diese Abrasion zu verringern.

Sedimentation in the Gebidem hydroelectric reservoir and some of its consequences

Summary

The sedimentation is particularly high in the Gebidem hydroelectric reservoir. The following lines are meant to describe the measures taken by the operators in order to face this problem. They are especially related to the annual flushing operations and their repercussions on the bottom outlets of the dam. They also deal with the intensive abrasion of the turbines in the Bitsch power station, due to water highly loaded with suspended sediments. The end of the text gives a description of the heightened water intake in the process of being built with the aim of catching water containing less sediments, this in order to reduce abrasion.

1. Einleitung

Alle Bergflusstauseen weisen das Problem der Verlandung auf, das je nach Konzentration der Materialien in den Speicherseezuflüssen mehr oder weniger stark zutage tritt. Besonders ausgeprägt ist dieses Phänomen im Stausee Gebidem, wo die vom Aletschgletscher herabgetragene Feststoffmenge so gewaltig ist, dass sie zur Aufrechterhaltung des Betriebes entfernt werden muss.

Die vom Betreiber zur Behebung des Problems ergriffenen Massnahmen werden in der Folge beschrieben. Im besonderen wird erläutert, wie die jährlichen Spülvorgänge durchgeführt werden, was unternommen wird, um der Versandung der Spülrinne vorzubeugen, und welche Auswirkungen die Spülungen auf die Entleervorrichtungen haben. Ebenfalls behandelt werden die Abrasion der Turbinen in der Zentrale Bitsch durch das stark mit Schwebematerial beladene Wasser sowie die Arbeiten, die gegenwärtig im Gange sind, um dieses Problem zu beheben.

2. Beschreibung der Anlage

Der Stausee Gebidem befindet sich am linken Rhoneufer. In ihm staut sich das Wasser der Massa, einem Ausläufer des Aletschgletschers (siehe Abbildung 1). Die Krone des Dammes liegt auf 1439 m ü./M. Das Nutzvolumen des Rückhaltebeckens beträgt 8,7 Mio. m³. Ein Druckstollen und ein Druckschacht leiten das Wasser in die Zentrale, wo es Turbinen mit einer Fallhöhe von 743,5 m antreibt und anschliessend in die Rhone fliesst.



Abb. 1 Stausee Gebidem und Aletschgletscher

Die Abbildung 2 zeigt ein Längenprofil sowie eine Übersicht der Anlage.

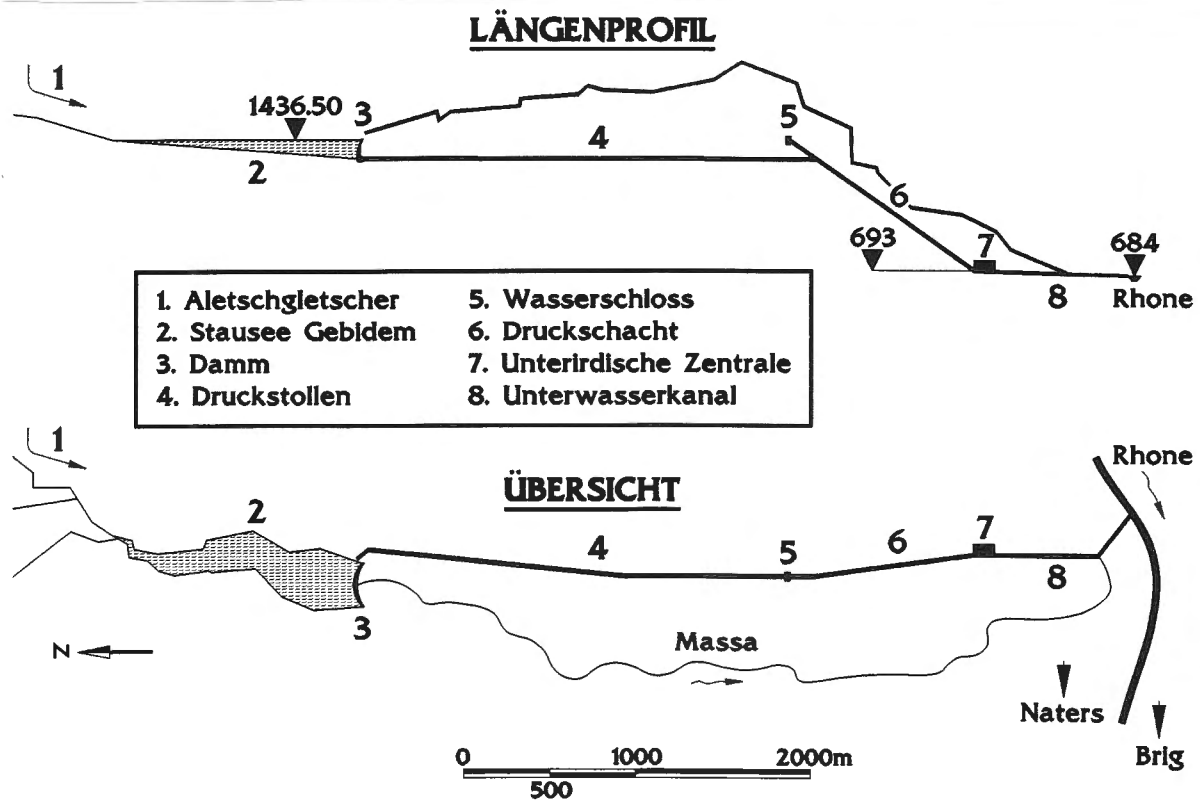


Abb. 2 Längenprofil und Übersicht der Anlage

Die grössere der drei Turbinen ist in Abbildung 3 dargestellt. Es handelt sich dabei um die grösste Peltonturbine, die zurzeit in der Schweiz in Betrieb ist. Wir werden auf die Wartungsarbeiten noch zurückkommen, die das ganze Jahr hindurch an den Turbinen durchgeführt werden.

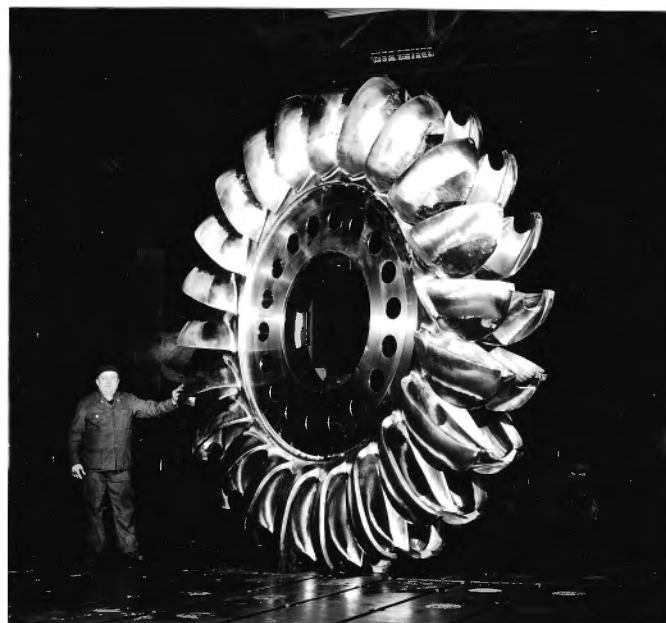


Abb. 3 Peltonturbine der Zentrale Bitsch

Die Hauptmerkmale der Anlage sind in folgender Tabelle zusammengefasst.

<i>Stausee</i>		<i>Vorrichtungen für die Wasserzufuhr in die Zentrale</i>		
Gesamtvolumen	$9,2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$	Druckstollen	Länge	2625 m
Nutzvolumen	$8,7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$	(Gefälle 5‰)	Durchmesser	3,4 m
Max. nutzbare Stauhöhe	1436,5 m ü./M.	Wasserschloss	Länge	210 m
Min. nutzbare Stauhöhe	1400,0 m ü./M.	(Gefälle 70‰)	Durchmesser	4,5 m
Betriebsvolumen	$5,8 \cdot 10^6 \text{ m}^3$	Druckschacht	Länge	1100 m
		(Gefälle 70‰)	Durchmesser	2,5 m
<i>Staumauer</i>		<i>Zentrale</i>		
Baujahr	1964-1969	Bruttofallhöhe	743,5 m	
Typ	Bogen	Nomineller Durchfluss	55 m ³ /s	(max. 60)
Maximale Höhe	120 m	Turbinen	3 Pelton	
Kronenlänge	320 m	Installierte Leistung	340 MW	
Kronenniveau	1439 m ü./M.	Jährliche Produktion	600 GWh	

3. Verlandung und Spülung des Stausees Gebidem

3.1. Spülvorgang

3.1.1. *Spülrinne und Zeitpunkt der Spülung*

Die Spülung des Stauraumes erfolgt mittels eines jährlichen Freispiegelabflusses durch zwei Grundablassschächte. Die Feststoffe folgen dem natürlichen Lauf der Massa bis zur Rhone.

Eine Besonderheit der Anlage besteht darin, dass die Massa zwischen dem Ende der Massaschlucht und der Stelle, an jener der Fluss in die Rhone mündet, ein ungefähr 700 Meter langes Teilstück mit geringem Gefälle zurücklegt. Um den Transport der Feststoffe in diesem Abschnitt zu erleichtern, wurde eine 10,7 m breite und 4,5 m hohe Rinne mit rechtwinkligen Seitenwänden gebaut. Trotzdem ist es schon mehrmals vorgekommen, dass die Rinne vollständig verstopft war (siehe Abbildungen 4 und 5), was eine Gefahr für die Ausseneinrichtungen darstellt: Sollte in einem solchen Fall der Stausee überlaufen oder sollte die Massa infolge heftiger Regenfälle stark anschwellen, käme es zu einer Überschwemmung der Schaltstelle der Anlage, sowie der Zentrale und der Schaltstelle einer anderen Anlage, die sich im gleichen Abschnitt befindet.

Eine 1994 im Wasserbaulaboratorium der ETH-Lausanne durchgeführte Studie hat gezeigt, dass die Neigung der Rinne zu gering ist, um den Materialtransport bei Abflüssen unter 10 m³/s bis zur Rhone zu gewährleisten. Die Modellversuche sind detailliert im Beitrag von Boillat, Dubois und Lazaro beschrieben [1].

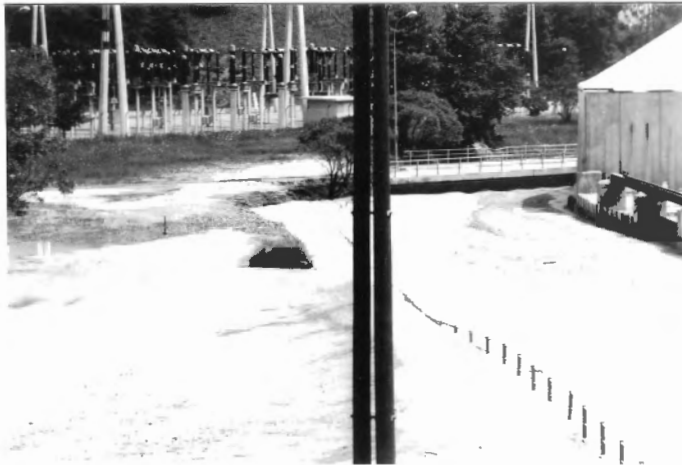


Abb. 4 Vollständig verstopfte Rinne ↑



Abb. 5 Aushubarbeiten in der Rinne →

Die Spülung muss also zeitlich so angesetzt werden, dass die Massa während den paar Tagen der Spülung einen genügend starken Wasserabfluss aufweist.

Gleichzeitig muss der Abfluss der Rhone genügend hoch sein, damit die gesetzlich vorgeschriebene Konzentration von 10 ml/l nicht überschritten wird.

Mehrjährige Beobachtungen der Rhone- und der Massaabflüsse zeigen, dass die ersten günstigen Spülungsperioden in der zweiten Hälfte des Monats Mai liegen. Vereinzelt kommen diese Perioden noch bis Mitte Juni vor. Der sicherste Zeitpunkt für eine Spülung ist aber die zweite Junihälfte, da die Abflüsse der Massa praktisch immer über 15 m³/s liegen und jene der Rhone nie unter 90 m³/s fallen.

Diese Abflusswerte wurden bereits 1981 von Giezendanner und Dawans [2] genannt.

3.1.2. *Spülvorgang*

Die Spülung erfolgt in drei Phasen.

Die erste dient der Vorbereitung und besteht darin, den Wasserspiegel mittels Turbinierung bis auf die Minimalhöhe der Wasserfassung, also auf 1354 m ü./M., zu senken (Phase 1).

Anschliessend werden zuerst eine, dann beide Grundablassöffnungen aufgemacht. Diese Phase leitet die eigentliche Spülung ein (Phase 2). Die Wucht des Wasserstrahls ist sehr stark und reisst eine beträchtliche Menge an Materialien mit, die bis zu 0,25 Kubikmeter gross sein können. Der Wasserabfluss erreicht 70 m³/s. Sobald der

Wasserspiegel den oberen Teil der Ablassöffnungen erreicht hat, nimmt der Abfluss abrupt ab und drückt den Schlamm, der sich hinter den Öffnungen angesammelt hat, wie eine Paste aus einer gepressten Tube heraus. Dieser Vorgang ist in den Abbildungen 6 und 7 dargestellt.



Abb. 6 Spülung Phase 2



Abb. 7 Spülung Ende Phase 2

Während die Phase 2 ungefähr zwei Stunden dauert, erstreckt sich die Phase 3 über mehrere Tage. In dieser Zeit fließt die Massa frei und transportiert die Materialschichten ab, die sich von den Wänden einer zunehmend breiter und tiefer werdenden Bergschlucht trennen.

3.2. Die Feststoffmengen

3.2.1. *Schätzung 1991*

Anlässlich der Beckenspülung 1991 wurde eine detaillierte Studie über die Feststoffmengen vorgenommen. Eine nach vollständiger Entleerung des Stausees (d.h. nach Abschluss der Phase 2) durchgeführte photogrammetrische Messung hat es ermöglicht, das Niveau der Festmaterialien vor dem langwierigen Reinigungsvorgang durch Wegrodierung der Schichten mittels Freispiegelabfluss (Phase 3) zu bestimmen. Durch den Vergleich dieser und einer nach Abschluss der Reinigungsarbeiten durchgeführten photogrammetrischen Messung konnte das Volumen der so entfernten Materialien geschätzt werden.

Es muss jedoch in Betracht gezogen werden, dass während der Phase 2 ein Grossteil der Feststoffe vom Wasser aus dem Stausee zwischen dem Niveau der Wasserfassung und jenem der Ablassöffnungen abtransportiert worden war und von den photogrammetrischen Messungen nicht wahrgenommen werden konnte.

Um diese Feststoffmenge schätzen zu können, wurde das Volumen der entfernten Wassermenge somit mit der in Phase 2 gemessenen Konzentration multipliziert. Letztere wurde an Wasserproben bestimmt, die direkt unterhalb der Grundablassöffnungen entnommen worden waren.

Die quantitativen Ergebnisse sehen wie folgt aus:

Volumen der Sedimente, die während der Senkung entfernt wurden 100'000 m³

Volumen der Sedimente, die mittels Freispiegelabfluss entfernt wurden 170'000 m³

Zu diesen Volumina kommt noch jenes der Schwebematerialien hinzu, die während des Betriebsjahres mittels Turbinierung entfernt werden und die für die starke Abnutzung der Turbinen verantwortlich sind. Die Schätzung dieses Materials beruht auf den Konzentrationsmessungen, die anhand von Wasserentnahmen im Abflusskanal der Zentrale regelmässig durchgeführt werden. Das Resultat ergibt ein Volumen von 70'000 m³.

Das Gesamtvolumen der 1991 ins Speicherbecken Gebidem eingedrungenen Materialien beträgt somit 340'000 m³: davon haben sich 270'000 m³ hinter der Staumauer angesammelt; 70'000 m³ wurden turbiniert.

Die Volumen, die sich vor der Spülung 1991 abgelagert haben, sind in Abbildung 8 dargestellt. Zone 3 stellt das Volumen der Materialien dar, die während des Freispiegelabflusses entfernt wurden. Die Zone liegt zwischen beiden mittels Photogrammetrie ermittelten Grenzen. Das Gefälle der oberen Grenze beträgt auf den 450 Metern oberhalb der Mauer ca. 2%. Weiter talaufwärts nimmt es stark zu, einerseits wegen der Neigung des natürlichen Flussbettes, andererseits wegen der Materialbrocken, die an dieser Stelle grösser sind. Es ist durchaus vorstellbar, dass die während der Entleerungsphase (Zone 2) entfernten 100'000 m³ ungefähr dem gleichen Gefälle folgen. Bei den Linien handelt es sich natürlich um die Durchschnittswerte der betreffenden Zonen.

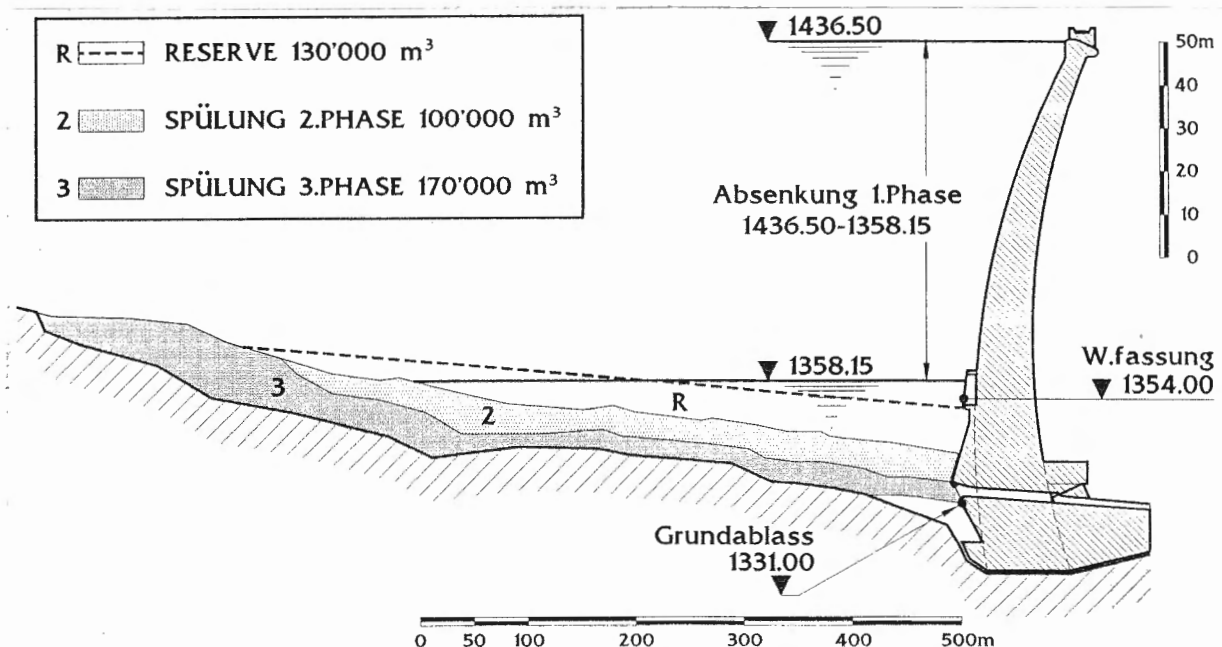


Abb. 8 In den verschiedenen Spülungsphasen einbezogene Feststoffvolumina (1991)

3.2.2. Notwendigkeit der jährlichen Spülung

Die Maximalgrenze der Ablagerungen darf das Niveau der Wasserfassung nie übersteigen. Die gestrichelte Linie mit einer Neigung von 2% stellt diese Grenze dar. Das Volumen zwischen dieser Grenze und der oberen Grenze der Zone 2 beträgt 130'000 m³. Da das zur Verfügung stehende Volumen nicht einmal die Hälfte der 1991 zugeführten Feststoffe ausmacht, wird klar, weshalb eine jährliche Spülung notwendig ist. Angenommen man riskiert es, nach einem aussergewöhnlich kalten Jahr - gekennzeichnet durch eine geringe Gletscherschmelze und durch geringe Wasser- und Feststoffzufuhr - eine Spülung auszulassen, ist nicht auszuschliessen, dass sich die Anfangsphase der Spülung des kommenden Jahres problematisch gestalten würde, da sich die Materialien an den Grundablassöffnungen angesetzt hätten. Deshalb ist auch in diesem Fall eine jährliche Spülung notwendig.

3.2.3. 1993 bis 1995 durchgeführte Studie über die Feststoffvolumina

1991 wurden wie bereits erwähnt die entfernten Volumina während der Senkung des Wasserspiegels zwischen der Wasserfassung und den Grundablassöffnungen anhand von Wasserproben geschätzt, die direkt unterhalb der Staumauer entnommen worden waren. Angesichts der Wucht des auslaufenden Wassers ist diese Methode jedoch wenig geeignet.

Ab 1993 konnte die Höchstgrenze der Ablagerungen dank den Freiburgischen Elektrizitätswerken, die ein speziell ausgerüstetes Boot zur Verfügung stellten, bei vollem See mittels Tiefseemessung bestimmt werden.

Die photogrammetrische Messung des Seegrundes nach der Spülung 1991 diente als Referenz für die Rechnung der entfernten Ablagerungsvolumen.

Zwischen 1993 und 1996 wurden folgende Ablagerungsvolumen errechnet:

	Ablagerungsvolumen (Phase 2 und 3)	Turbiniertes Volumen
1993	400'000 m ³	80'000 m ³
1994	320'000 m ³	110'000 m ³
1995	350'000 m ³	120'000 m ³
1996	325'000 m ³	Angaben noch nicht vorhanden

Das Durchschnittsvolumen (1991 und 1993-96) der Sedimente beträgt 335'000 m³ und das Durchschnittsvolumen (1991 und 1993-95) der turbinierten Sandmengen 95'000 m³.

Nach der Fertigstellung der erhöhten Wasserfassung, die im nächsten Kapitel behandelt wird, wird sich ein Grossteil der turbinierten Sandmengen auf dem Seegrund ablagern, was eine Zunahme der Sedimente auf gesamthaft 430'000 m³, also $\frac{1}{20}$ des Nutzvolumens des Sees, zur Folge haben wird.

Es ist noch verfrüht, Aussagen über die Feststoffeinträge der kommenden Jahre zu machen. Man kann jedoch davon ausgehen, dass sie zunehmen werden, da der Gletscher weiter schmilzt und eine bedeutende Endmoräne zurücklässt, deren kleinere Materialien in den See transportiert werden.

Eine Bestätigung dieser Hypothese liefert der Vergleich zwischen den obenerwähnten Durchschnittswerten und jenen, die zwischen 1970 und 1990 ermittelt wurden. Das Durchschnittsvolumen der Feststoffe (Phase 2 und 3) betrug 160'000 m³ und das Durchschnittsvolumen der turbinierten Sandmengen 70'000 m³. (Es muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass die Schätzungen der Volumen vor 1991 mit rudimentären Mitteln gemacht wurden und deshalb nicht so präzise sind wie jene nach 1991.)

3.2.4. *Auswirkungen der Spülungen auf die Verkleidung der Abflussöffnungen*

Die Grundablassöffnungen, die durch eine Klappe und eine Sektorschütze einzeln gesteuert werden, haben eine Stahlverkleidung mit einer anfänglichen Dicke von 2 cm. Nach einer Lebensdauer von 26 Jahren sind die Verkleidungen stark erodiert und messen an einigen Stellen nur noch 2 mm. Zurzeit werden an den Verkleidungen Erneuerungsarbeiten durchgeführt und am Schiebersystem Veränderungen vorgenommen. Diese Arbeiten werden hier nicht genauer beschrieben.

4. Erhöhte Wasserfassung

4.1. *Abnutzung der Turbinen*

Ungefähr ein Fünftel der Feststoffeinträge, die in den Stauraum gelangen, lagern sich nicht ab, sondern schweben im Wasser. Der See von Gebidem hat also die Funktion eines Entsanders mit beschränkter Wirkung.

Die Schwebeteilchen sind granitischen Ursprungs. Sie sind sehr hart und haben scharfe Kanten. Die Turbinierung des mit diesen Teilchen beladenen Wassers hat eine rasche Abnutzung der Turbinen zur Folge. Der Turbinenpark von Gebidem ist mit 9 Turbinen bestückt, 3 davon sind in Betrieb, 6 in Reparatur oder im Lager. Die Reparatur besteht im Auftragen von Schweissgut auf die abgenutzten Schaufeln. Eine spezielle Mannschaft ist das ganze Jahr über mit dieser Arbeit beschäftigt. Die zwei 4-Düsenturbinen laufen ungefähr 8'000 Stunden (4 Saisons), bevor die Schaufeln repariert werden müssen. Die 5-Düsenturbine hingegen läuft ungefähr 6'000 Stunden, d.h. 3 Saisons, bevor eine Reparatur nötig wird. Dazu kommt, dass die Schaufeln nicht

unendlich oft behandelt werden können: Nach einer gewissen Anzahl von Eingriffen, muss das Rad ersetzt werden, was hohe Fixkosten zur Folge hat.

Zurzeit wird ein Versuch durchgeführt, der zum Ziel hat, die Abnutzung der Räder zu vermindern. Er beruht auf der Abrasionsfestigkeit von Keramik. Der Einsatz einiger mit diesem Material ausgerüsteten Maschinenteilen zeigt nach einem Probejahr vielversprechende Resultate.

4.2. *Rechtfertigung einer erhöhten Wasserfassung*

Da man weiss, dass die Konzentration an Schwebematerialien mit der Höhe rasch abnimmt, stellt sich die berechtigte Frage, ob sich die Abnutzung der Räder mit einer weiter oben liegenden Wasserfassung verringern lässt.

Eine erhöhte Wasserfassung erweist sich im speziellen Fall der Gebidemanlage als gerechtfertigt und sehr sinnvoll.

Eine quantitative Rechtfertigung liefert eine Studie, die sich auf Messungen der Konzentration in verschiedenen Tiefen zwischen Juli und August 1992 und 1993 stützt. Diese Messungen wurden mittels Fläschchen durchgeführt, die wasserseitig auf dem Damm zwischen 1355 und 1410 m ü./M. aufgehängt wurden.

Dank dieser Studie konnte der Abnutzungsgrad der Räder bezüglich der Höhe bestimmt werden, auf der das turbinierte Wasser entnommen wird. Die gewonnenen Erkenntnisse sind auf dem Diagramm in Abbildung 9 dargestellt.

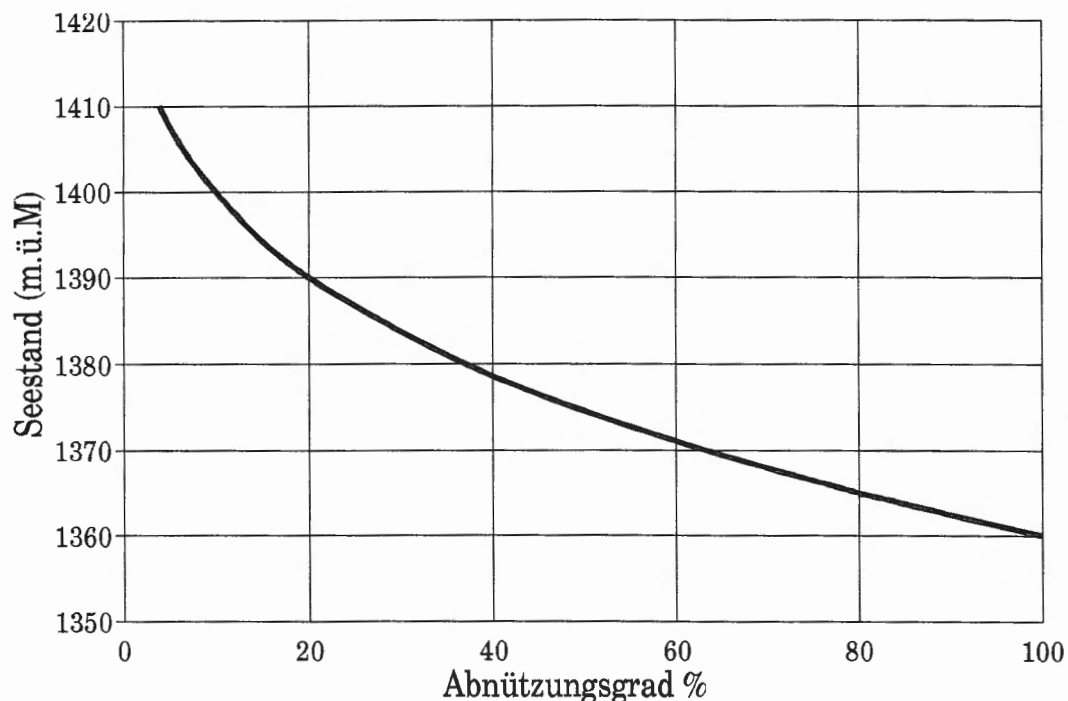


Abb. 9 Abnutzungsgrad der Räder bezüglich der Höhe der Wasserfassung

In diesem Diagramm wurde auf der Abszissenachse der Abnutzungsgrad in Prozenten des jetzigen Abnutzungsgrades dargestellt. Das Niveau der Wasserentnahme ist auf der Ordinatenachse angegeben. Der (aktuelle) Abnutzungsgrad von 100% entspricht der Höhe der Decke der jetzigen Wasserfassung (1360 m ü./M.). Die Kurve zeigt auf, wie stark der Abnutzungsgrad von der Höhe der Wasserfassung abhängt. Auf einer Höhe von 1400 m beträgt er nur noch 10%.

Die Vorteile einer erhöhten Wasserfassung bezüglich der Abnutzung der Räder sind somit klar ersichtlich. Nach einer Wirtschaftlichkeitsstudie wurde beschlossen, sie zu bauen.

4.3. Kurze Beschreibung der erhöhten Wasserfassung

Aufgrund des weiter oben Gesagten sollte die Wasserfassung so weit oben wie möglich angelegt werden, ohne dass sich dabei Nachteile für den Betrieb ergeben.

In Anbetracht der Tatsache, dass die minimale nutzbare Stauhöhe auf 1400,00 m ü./M. liegt, schien es sinnvoll, den Eingang der Wasserfassung einige Meter weiter unten anzulegen, damit eine regelmässige Wasserzufuhr gewährleistet ist.

Die Wasserfassung besteht aus einem runden, 42 m hohen Metallturm, in dessen obere Öffnung das Wasser einfließt. Die Öffnung hat einen Durchmesser von 5,5 m.



Ihr Rand ist mit einem 3,65 m hohen Gitter versehen, dessen Höchstpunkt auf 1396,65 m ü./M. liegt.

Der Turm besteht aus 17 aufeinander geschweissten Teilen und hat einen inneren Durchmesser von 3,3 m. Alle Teile sind aus rostfreiem Stahl. Der Turm ist auf dem Druckstollen im Abschnitt zwischen der jetzigen Wasserfassung und dem Punkt, wo der Stollen in den Felsen eindringt, fundiert. Die jetzige Wasserfassung wird mit einer Schliesswand versehen, die während dem Leerungsvorgang mit einem Schieber geöffnet werden kann.

Das Foto in Abbildung 10 zeigt die sich im Bau befindende Wasserfassung. Die Arbeiten werden Ende April 1996 fertiggestellt.

Abb. 10 Teilweise fertiggestellte erhöhte Wasserfassung (obere 20 m).
Die Skala wird von der Leiter gegeben

5. Schlussbemerkungen

Durch den Eintrag der Feststoffe aus der Moräne des Aletschgletschers, ist der Stausee Gebidem einer starken Verlandung ausgesetzt. Um den Betrieb nicht zu beeinträchtigen, muss das Becken jährlich gespült werden. Die Spülung wird zwischen Mitte Mai und Ende Juni durchgeführt, wenn der Wasserabfluss der Massa genügend stark ist, um das Geschiebe durch den Druckstollen in die Rhone zu transportieren. Der Wasserabfluss der Rhone muss stark genug sein, damit die Konzentration die gesetzlich festgelegten Grenzen nicht überschreitet. Nach 25 Spülungen nutzte sich die Verkleidung der Grundablassöffnungen beträchtlich ab, so dass sie zum Teil erneuert werden muss. Die hohe Schwebeteilchenkonzentration im See führt zu einer starken Abnützung der Pelton-turbinen in der Zentrale Bitsch, was Reparaturarbeiten an den Schaufeln erfordert. Um dieses Phänomen zu entschärfen, wird zurzeit eine Wasserfassung montiert, die sich 40 m oberhalb der jetzigen befindet. Dank dieser erhöhten Wasserfassung wird sich ein Grossteil der Schwebeteilchen, die zurzeit noch turbinieren, ablagern. Das Volumen der wegzuspülenden Materialien wird demnach zunehmen.

Dadurch, dass der Aletschgletscher schmilzt, wird sich das Phänomen der Verlandung im Stausee Gebidem weiter verschärfen.

Dank der Massnahmen, die ergriffen wurden, um dem Problem entgegenzuwirken, sollte der Betrieb unter den bestmöglichen Voraussetzungen weitergeführt werden können.

Bibliographie

[1] Boillat J.-L., Dubois J., Lazaro Ph., "Eintrag und Austrag von Feststoffen im Spülkanal von Gebidem - Modellversuche und numerische Simulation", Internationales Symposium Verlandung von Stauseen und Stauhaltungen, Sedimentprobleme in Leitungen und Kanälen, Zürich, 28. und 29. Januar 1996.

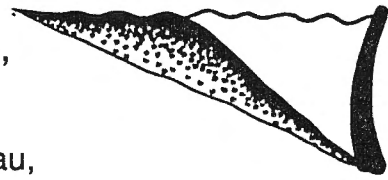
[2] Walter Giezendanner, Philippe Dawans, "Die Freihaltung des Stauraumes von Gebidem", Internationales Symposium über Verlandung von Flusstauhaltungen und Speicherseen im Alpenraum, Zürich, 22. und 23. Oktober 1981.

Gian Rechsteiner
dipl. Ing. EPFL, Leiter der Bauabteilung
S.A. L'Energie de l'Ouest-Suisse
CH - 1001 Lausanne

Session 3

Spülung von Stauseen (2)

Sessionsleiter: Prof. Dr.-Ing. E. Minor, Zürich



Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und dem
Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband

Eintrag und Austrag von Feststoffen im Spülkanal von Gebidem Modellversuche und numerische Simulation

J.-L. Boillat, J. Dubois, P. Lazaro

Laboratoire de Constructions Hydraulique, Ecole Polytechnique Fédérale, Lausanne

Kurzfassung

Der Speicher Gebidem im Oberwallis (Schweiz) wird jährlich mit einer Freispiegelspülung entleert. Die gespülten Sedimente durchqueren zwischen dem Speicher Gebidem und der Rhone die enge Massaschlucht und danach den 700 Meter langen Spülkanal. Während der letzten Jahre wurde mehrmals eine starke Auflandungstendenz im Spülkanal festgestellt.

Zur besseren Kenntnis des Eintrages und Austrages von Lockermaterial im Spülkanal von Gebidem wurden im Wasserbaulaboratorium der ETH Lausanne physikalische und numerische Modellversuche durchgeführt.

Input and output of sediments in the flushing channel of Gebidem Model tests and numerical simulation

Summary

The reservoir of Gebidem in Switzerland is flushed annually with a free surface flow. Between the reservoir and the river Rhone, the flushed sediments pass the narrow canyon of the Massa river and then through the 700 meter-long flushing channel. During the last few years a trend for silting in the channel was observed.

In order to improve knowledge on input and output of sediments in the flushing channel of Gebidem, the Laboratory of Hydraulic Constructions of the Swiss Federal Institute of Technology performed tests on physical and numerical models.

1 Einleitung

Das Einzugsgebiet der Massa oberhalb der Staumauer Gebidem im Oberwallis hat eine Oberfläche von ungefähr 200 km^2 , davon sind 65 % vergletschert. Die Hydrologie der Massa wird daher stark von grossen Abflüssen in den Sommermonaten geprägt. Im Juli und August kann der Abfluss $100 \text{ m}^3/\text{s}$ übersteigen. Die Wassermenge im Winter beträgt nur circa 6% der gesamten Wasserzufuhr.

Zur Zeit werden jährlich zwischen $350'000$ und $400'000 \text{ m}^3$ Sedimente in den Stausee Gebidem eingetragen. Diese Sedimente, die vor allem Kies- und Sandfraktionen aufweisen, werden im Sommer von der Massa herbeigeführt. Der Stausee muss deshalb einmal im Jahr gespült werden. Diese Spülung wird nach einer schnellen Seeabsenkung im Freispiegelabfluss durchgeführt und dauert drei bis vier Tage.

Die günstigsten Bedingungen für die Spülung werden von der Electra-Massa gesucht. Es werden dabei die Abflüsse der Rhone und der Massa, sowie die meteorologische Situation der letzten Tage berücksichtigt.

Grundsätzlich verläuft der Transportweg der Fesstoffe von der Staumauer Gebidem bis zur Rhone (Bild 1a) wie folgt:

- Die Sedimente passieren zuerst die Massaschlucht, wo sie zum Teil abgelagert werden.
- Im unteren Ende der Schlucht befindet sich eine Staumauer, deren Stauraum als Entkieser dient.
- Der Stollen, der diesen Stauraum mit dem tieferliegenden Kieswerk verbindet, nimmt ein zusätzliches Sedimentvolumen auf.
- Die verbleibenden Sedimente, in der Grössenordnung von $200'000 \text{ m}^3$, werden durch einen Spülkanal von etwa 700 Metern Länge in die Rhone abgeführt.

Der aktuelle Rückzug des Aletschgletschers führt zu einer langsamen Erhöhung des jährlichen Feststoffeintrages in den Stausee. Seit einigen Jahren lässt sich daher bei der Spülung ein neues Phänomen im Spülkanal beobachten. Dieser füllt sich von oben nach unten mit Sedimenten.

Dieser Vorgang ist sowohl während der Spülungen zu beobachten, als auch während dem Hochwasserabfluss, welcher die Ablagerungen in der Massaschlucht wieder in Bewegung setzen und sie weiter flussabwärts transportiert. So wurde der Spülkanal im August 1990 zu zwei Dritteln gefüllt, was einem Sedimentvolumen von $15'000$ bis $20'000 \text{ m}^3$ entspricht. Im August 1992 hat eine noch prekärere Situation zum Überborden des Spülkanales beim Austritt der Schlucht geführt (Bild 2).

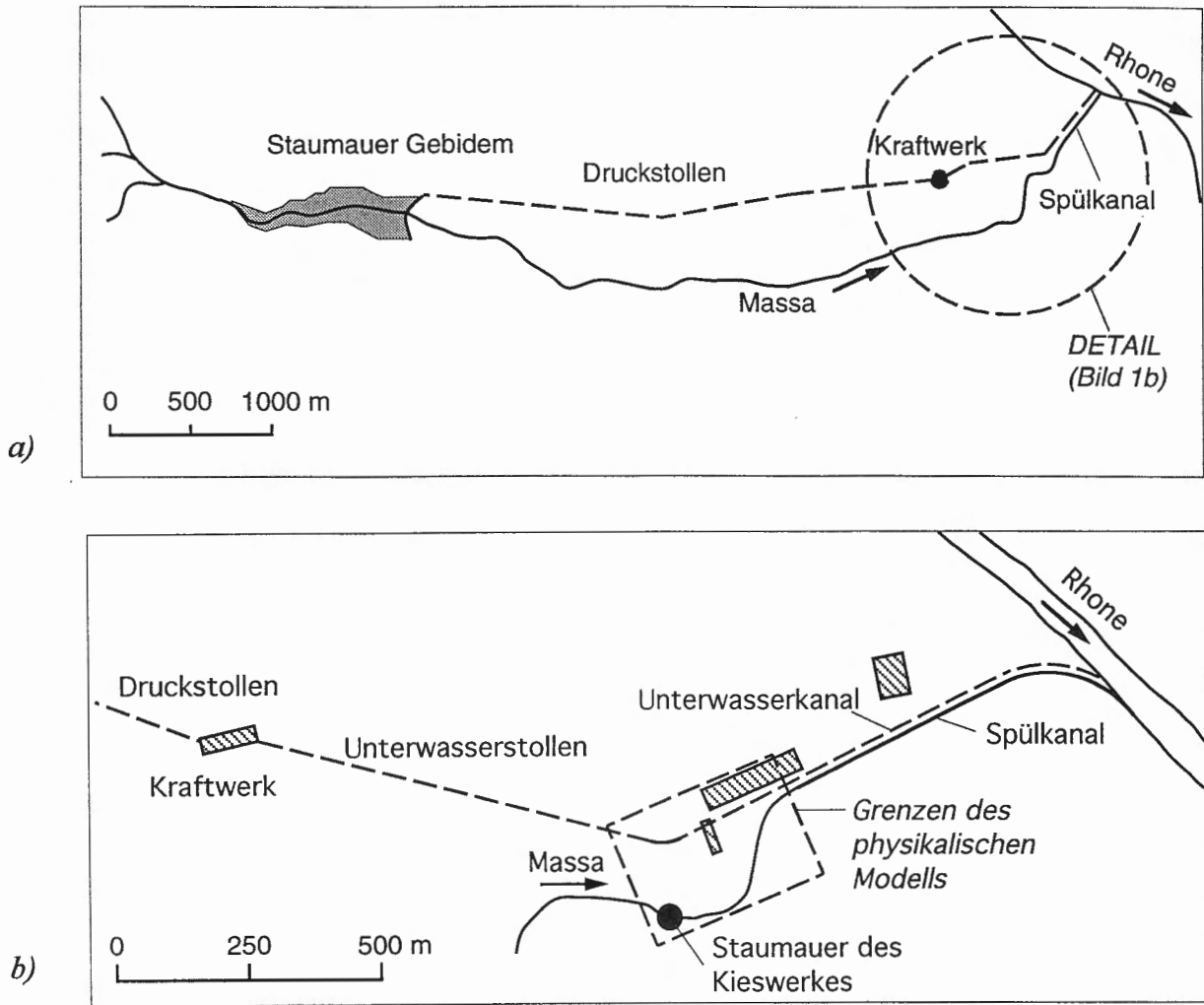


Bild 1: Anlage des Wasserkraftwerkes Bitsch.

a) Situation.

b) Unterer Teil mit den Grenzen des physikalischen Modells.

Aus Sicherheitsgründen muss eine Lösung gefunden werden, um eine Verlandung des Spülkanales des Stausees Gebidem zu verhindern oder zumindest zu reduzieren. Daher wurden verschiedene bauliche Lösungsvarianten, welche die obengenannten Probleme beheben könnten, in einem physikalischen Modell der problematischen Zone (Bild 1b) getestet. Diese experimentelle Untersuchung wurde durch eine theoretische Studie des gesamten Prozesses Erosion-Sedimenttransport-Ablagerung ergänzt. Die numerische Simulation der im Modell beobachteten Phänomene trägt so dazu bei, die Vorgänge während des Spülvorganges und die Gründe der Verlandung des Spülkanales besser zu erklären. Nur auf dieser Basis können konkrete Lösungen vorgeschlagen werden.



Bild 2: Ansicht der Ablagerungen im Spülkanal nach der Spülung von 1992.

2 Physikalische Modellierung

Das physikalische Modell im Massstab 1:15 stellt ein Teilstück der Massaschlucht und den Spülkanal im Unterwasser auf einer Länge von ungefähr 200 Metern dar. Im Oberwasser ist es durch die Staumauer des Kieswerkes begrenzt.

Das Modell wird aus einem metallenen Becken gespeist, dessen eine Wand die Staumauer des Kieswerkes und deren Überfallkante darstellt. Die Schlucht wurde mit Hilfe einer negativen Styroporform aus Zementmörtel gegossen und der Spülkanal aus PVC nachgebaut. Ein Absetzbecken im Unterwasser des Modells erlaubt, die Feststofffracht aufzufangen. Das Funktionsschema des Modells und des Wasserkreislaufes sind auf Bild 3 dargestellt. Eine Ansicht der Versuchshalle mit dem Model ist auf Bild 4 zu sehen.

Verglichen mit einem rein hydraulischen Modell weisen Modelle mit beweglicher Sohle zwei zusätzliche Schwierigkeiten auf. Die Rauigkeit ist variabel und hängt einerseits von den sich in Bewegung befindenden Feststoffen und andererseits vom sich verändernden Bett ab. Das Modell muss folglich nicht nur die Wasserströmungen gemäss der Froude'schen Ähnlichkeit (Sinniger & Hager [1]), sondern auch den Sedimenttransport korrekt reproduzieren.

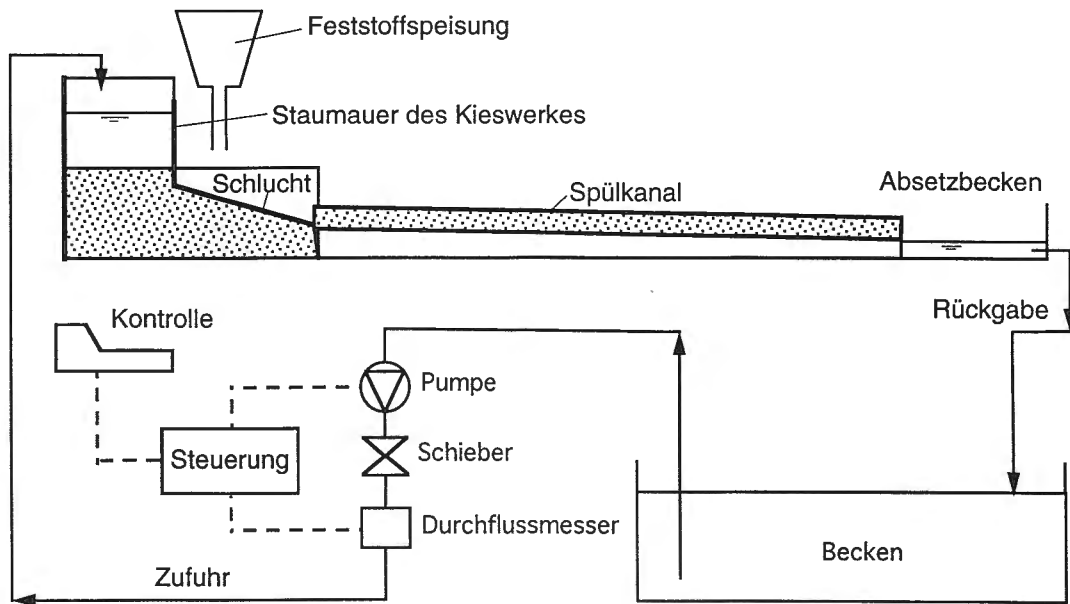


Bild 3: Funktionsschema des Modells und des Wasserkreislaufes.

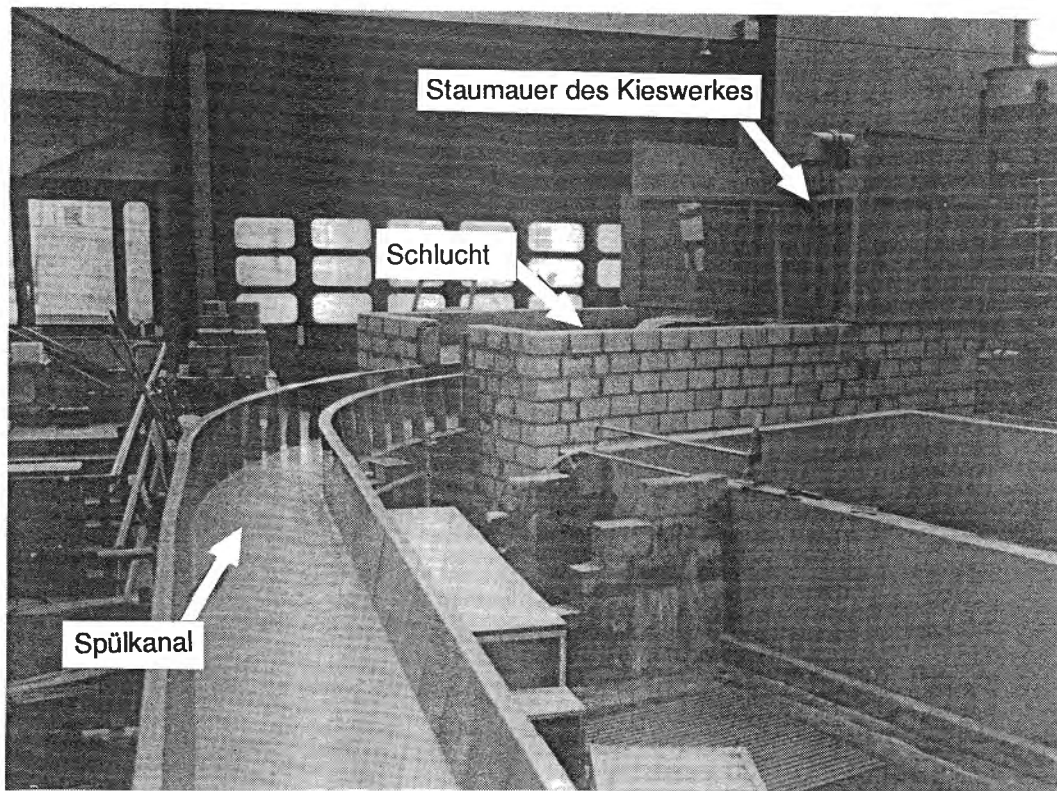


Bild 4: Physikalisches Modell. Unterwasseransicht des Spülkanales.

Die Wahl des Sandes wurde gemäss den allgemeinen Ähnlichkeitsbedingungen des Sedimenttransportes bestimmt (Yalin [2]).

Ein Quarzsand mit einer engen Kornverteilung, charakterisiert durch $d_{50}=0.7\text{mm}$ und $d_{90}=0.95\text{mm}$, erfüllt die erforderlichen Bedingungen am besten.

Um die Ähnlichkeit zwischen Modell und Realität zu überprüfen, wurden Spülungen des Stausees Gebidem mit der heutigen Form des Spülkanales und den gewöhnlichen Strömungs- und Sedimentfrachtbedingungen simuliert (LHYDREP [3], [4], [5]). Für einen Abfluss von $6\text{m}^3/\text{s}$ wurden so Feststoffkonzentrationen zwischen 40 und 90g/l eingeführt. Die Auflandung im Modell ist vergleichbar mit den Phänomenen, die während den Spülungen im Spülkanal beobachtet wurden. Die ersten Ablagerungen tauchen im obersten Bogen des Kanales auf und breiten sich von dort nach dem Unterwasser weiter aus. Die Sedimenthöhe beim Austritt der Massaschlucht steigt um mehrere Meter an und der Kanal schafft sich ein neues Gefälle. Die Bildung von Anti-Dünen, ein beeindruckender Vorgang, der im Prototyp beobachtet werden kann, wird im Modell auch reproduziert (Bild 5).

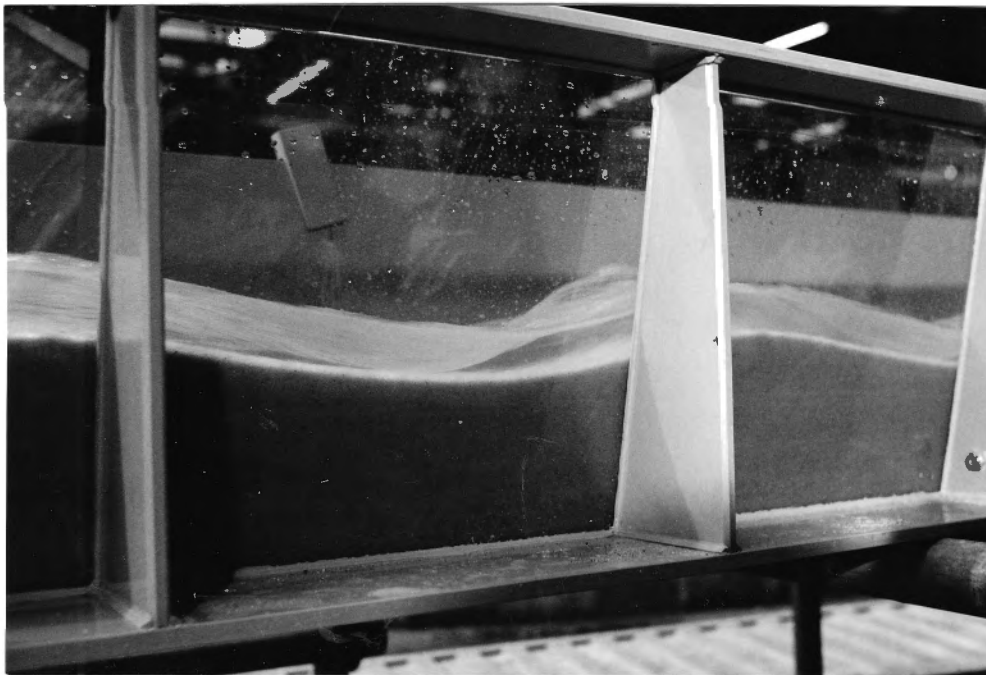


Bild 5: Bildung von Anti-Dünen im Modell des Spülkanales.



2.1 Verlandungsversuche

Um den Verlandungsprozess des Kanales zu vermeiden, wurden verschiedene Lösungsvorschläge ausgearbeitet und im Modell überprüft:

- Eine Verengung des Kanales, die höhere Wasserhöhen und somit höhere Schleppkräfte zur Folge hätte;
- Ein Verbau mit schrägen Buhnen auf der Sohle, die ebenfalls die wirksame Fliessbreite vermindern würden;
- Ein Überfall beim Austritt der Schlucht, durch den die Fliessgeschwindigkeiten im Kanal erhöht würden;
- Eine Überhöhung der Sohle des Kanales in den Kurveninnenseiten, um Totwasserzonen zu vermeiden und eine gleichmässige Geschwindigkeitsverteilung zu erreichen.

Für jede Variante wurden mehrere Versuche mit verschiedenen Feststoffkonzentrationen und Abflüssen durchgeführt. Ein Längenprofil des Gleichgewichtszustandes wurde für jeden Versuch aufgenommen. Die Ergebnisse zeigen, dass die Unterschiede der Ablagerungen zwischen der heutigen Situation und den verschiedenen Lösungsvorschlägen gering sind. Keine der Varianten erlaubt eine bemerkenswerte Verbesserung der Situation, so dass sich bauliche Investitionen nicht rechtfertigen lassen.

Die Versuche haben jedoch gezeigt, dass die Feststoffkonzentration der am meisten beeinflussende Parameter ist. Einer gegebenen Feststoffkonzentration entspricht ein Gleichgewichts-Sohlgefälle, das praktisch für alle getesteten Varianten gleich ist (Bild 6).

Durch die Form des Kanales der Massa entstehen zwei Strecken mit unterschiedlichem Gefälle. Die erste erstreckt sich vom Austritt der Schlucht bis an das Ende der ersten Kurve, wo sich der Kanal progressiv von 7 auf 10 Meter verbreitet, und die zweite Strecke mit dem verbleibenden Teil des Kanales, der eine konstante Breite von 10 Metern aufweist.

Für eine gegebene Konzentration verändert sich das Sohlgefälle solange, bis sich eine stabile Situation einstellt. Danach kann die gesamte eingeführte Feststoffmenge durch den Kanal transportiert werden.

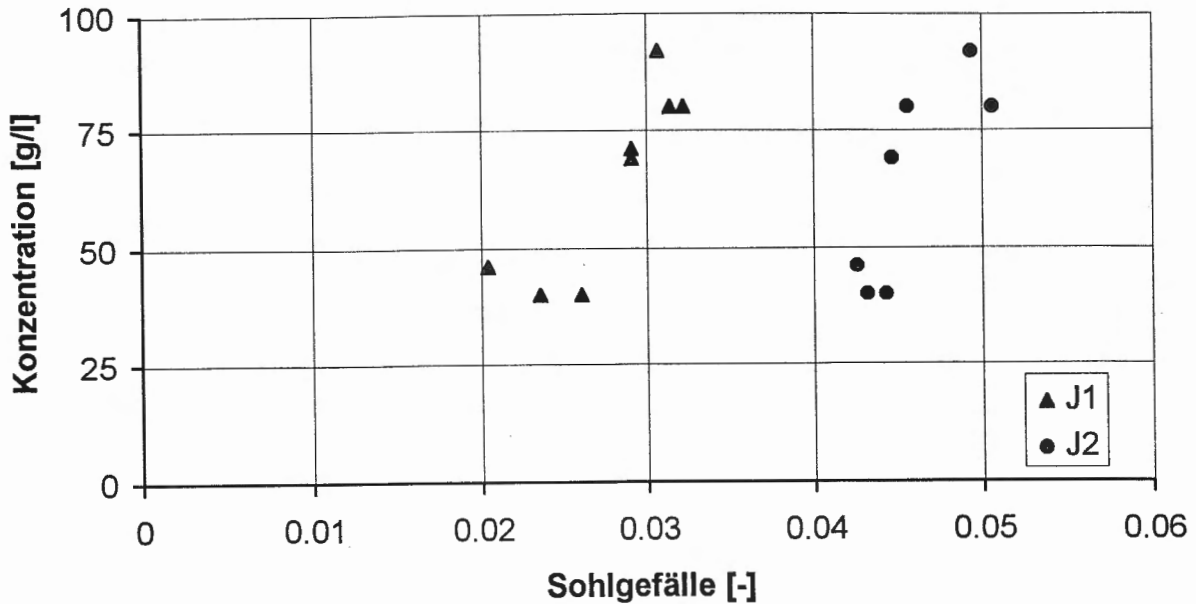


Bild 6: Gleichgewichts-Sohlgefälle für die verschiedenen Varianten in Abhängigkeit der Feststoffkonzentration.

J₁: Gleichgewichts-Sohlgefälle in der ersten Kurve;

J₂: Gleichgewichts-Sohlgefälle im Kanal im Unterwasser der Kurve.

Die Verlandungsversuche mit verschiedenen baulichen Lösungen haben folgendes gezeigt,

- Für jede Variante ist die Feststoffkonzentration, für welche die Verlandung beginnt, verschieden. Der Beginn der Verlandung entspricht der Situation in der die ganze Breite des Kanales in irgendeinem Querschnitt voll mit Sand bedeckt ist. Dies kam systematisch in der ersten Kurve vor.
- Die grösste Feststoffkonzentration, die den Kanal ohne Ablagerung durchquert, nimmt mit ansteigendem Abflusses ab.
- Die Varianten mit einer Verengung des Kanales haben eine kleinere Transportkapazität als das heutige Bauwerk.
- Die Sedimentmenge die im Kanal abgelagert wird, ist viel kleiner in den verengten Varianten als bei der aktuellen Breite von 10 Metern. Dieser Umstand ist für eine mechanische Reinigung des Massakanals von Bedeutung.
- Die Lösung mit einer seitlichen Neigung des Kanales in der Kurve hat vor dem Beginn der Verlandung die grösste Transportkapazität. Wenn aber die Feststoffkonzentration die Grenzkapazität übersteigt, bilden sich Ablagerungen und die seitliche Neigung

verschwindet. Die Sedimente sammeln sich dann an, bis der Kanal das Gleichgewichts-Sohlgefälle erreicht, die dem Wasser-Feststoffgemisch entspricht.

2.2 Erosionsversuche

Das Ziel der Erosionsversuche ist es, qualitativ und quantitativ die Abtragsmechanismen der Ablagerungen während einer Spülung des verlandeten Massakanals mit sauberem Wasser zu beschreiben. Diese Versuche haben auch erlaubt, ein Erosionsmodell für die Spülung des Stausees Gebidem aufzustellen und zu eichen (Kapitel 3.2).

Das Modell des Spülkanals der Massa wurde auf der ganzen Länge gleichmässig mit einer 20 cm dicken Sandschicht gefüllt. Mit Hilfe eines Imhof-Trichters wurde die Feststoffkonzentration im Austritt des Modells in regelmässigen Zeitabständen gemessen.

Die auf Bild 7 dargestellten Ergebnisse zeigen, dass die Feststoffkonzentration für grössere Spülwassermengen schneller abnimmt als für kleinere. Zu einem gegebenen Zeitpunkt nach Versuchsbeginn ist jedoch der abgetragene Sedimentabfluss, und somit das Längenprofil des Kanals, nicht für alle Spülwassermengen gleich.

Bild 8 zeigt aber, dass für gleiche Abtragsvolumen, und somit für ähnliche Längenprofile, der Unterschied der Feststoffkonzentration im Austritt zwischen verschiedenen Spülwassermengen nicht bedeutsam ist. Das heisst, dass einer Feststoffkonzentration ein Sohlgefälle entspricht, wie die Verlandungsversuche schon gezeigt haben.

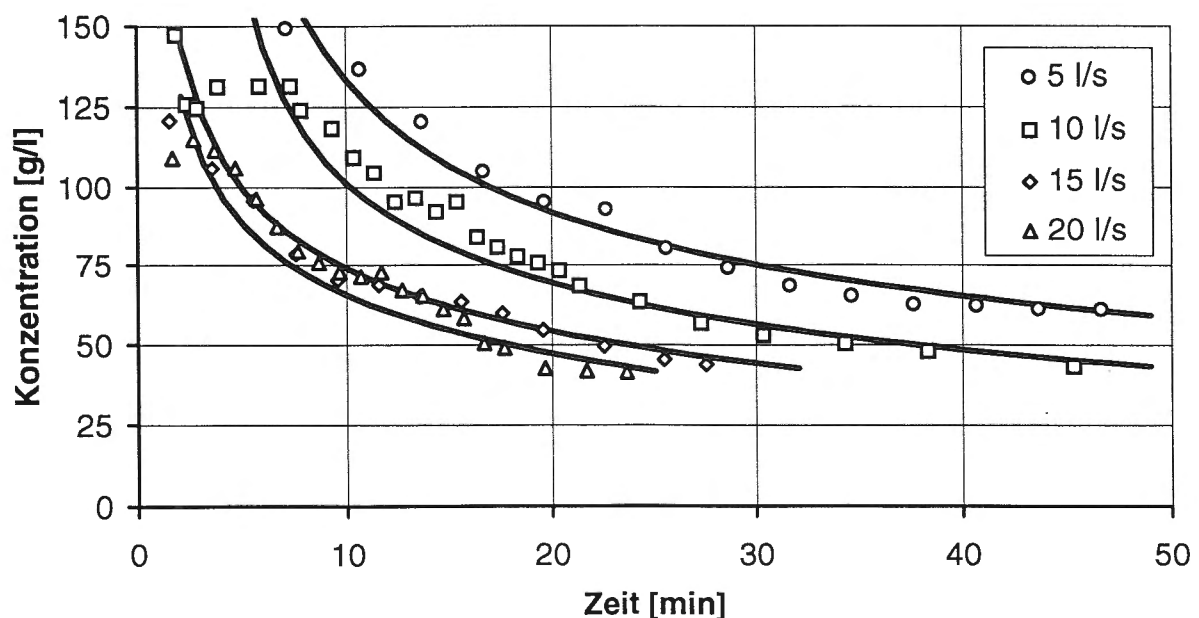


Bild 7 : Ganglinie der Feststoffkonzentration.

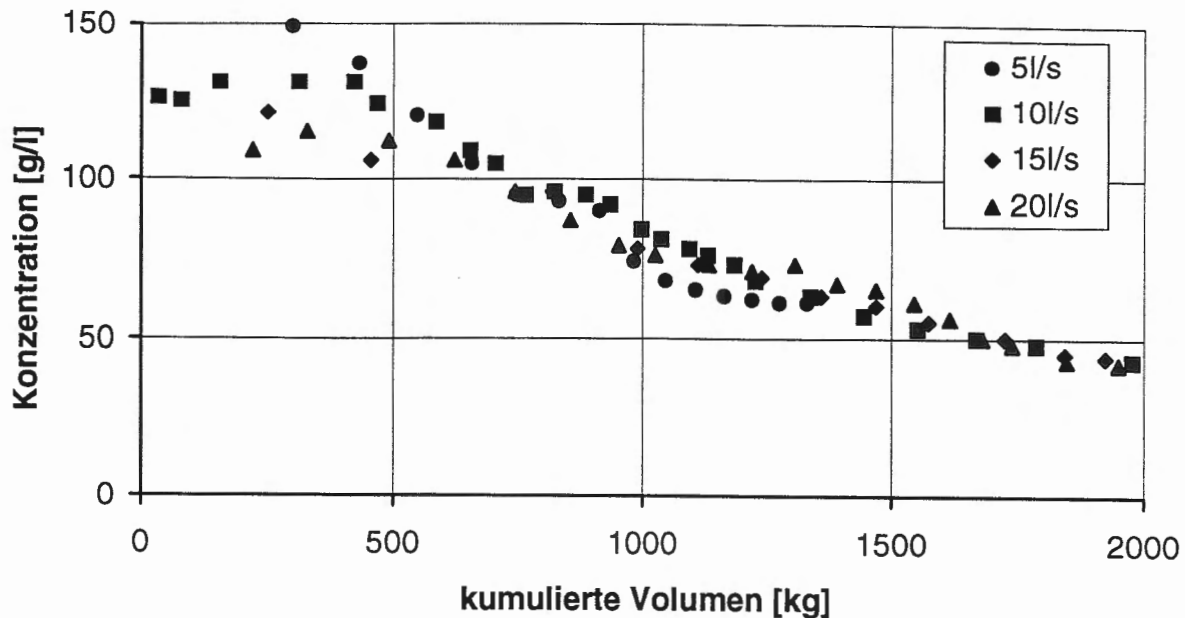


Bild 8 : Verlauf der Feststoffkonzentration in Abhängigkeit des Feststoffaustrages.

3 Numerische Modellierung

3.1 Stationäres Modell

Das physikalische Modell der Verlandung des Spülkanales der Massa hat Phänomene gezeigt, deren Vergleich mit den Ergebnissen einer numerischen Simulation interessant erschienen. Erste Rechnungen wurden mit einem stationären und uniformen Modell gemacht. Das verwendete wissenschaftliche Programm (Zech [6]) simuliert eindimensionale stationäre Strömungen mit Normalabfluss. Es bietet eine grosse Auswahl an Sedimenttransport-Gleichungen. Für den Kanal der Massa wurde ein einziger Rauigkeitsbeiwert von $77 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ nach Strickler angenommen und die Sedimenttransportformel der VAW [7] gewählt. Der Einfluss der Breite des Kanals und der Feststoffkonzentration wurden besonders untersucht. Die wichtigsten Ergebnisse dieser Simulation können wie folgt zusammengefasst werden :

- Die für den Sedimenttransport optimale Breite des Kanales ist die heutige Breite von 10 Metern (Bild 9);
- In den Varianten mit verringerter Fliessbreite können kleinere Abflüsse höhere Feststoffkonzentrationen transportieren, aber dieses Phänomen verschwindet für eine Kanalbreite von 10 Metern (Bild 9);

- Die höhere Transportkapazität der Varianten mit verringerter Fließbreite kann nur für kleinere Abflüsse beobachtet werden. Die Vorteile dieser Varianten verschwinden also für höhere Abflüsse (Bild 10).

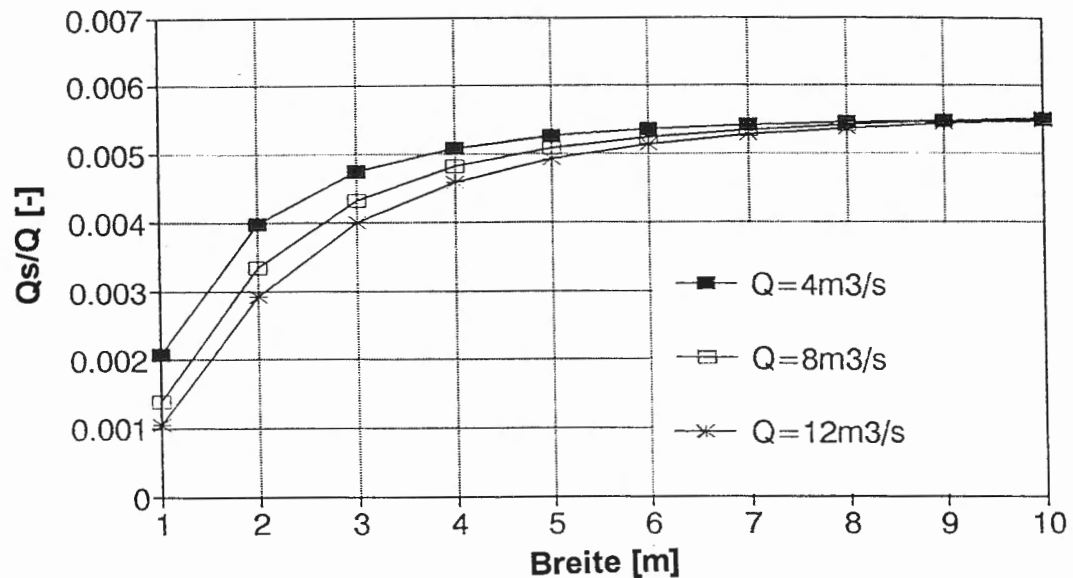


Bild 9 : Einfluss der Kanalbreite auf die Feststoffkonzentration für verschiedene Abflüsse.

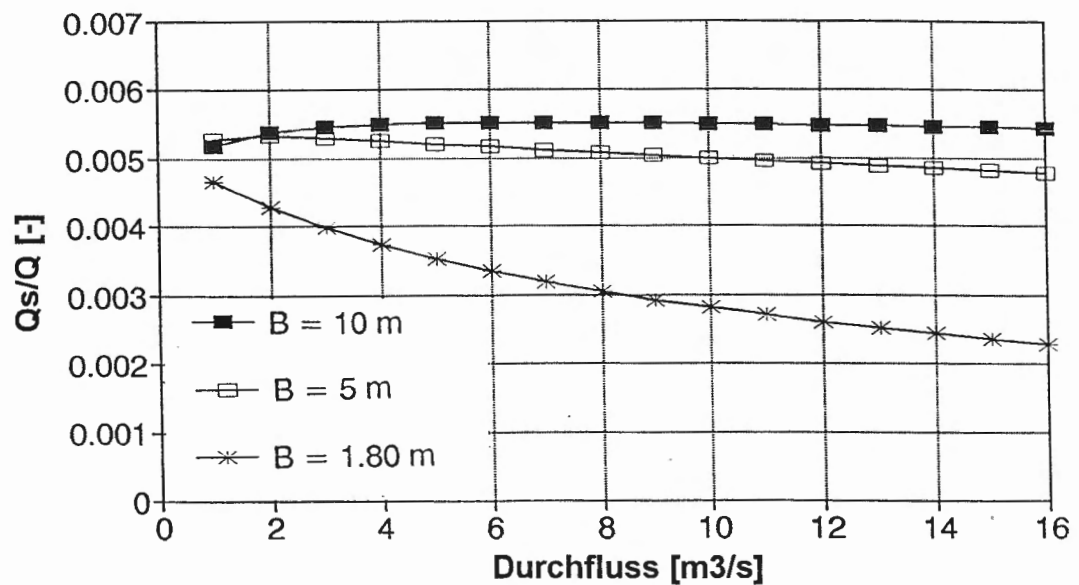


Bild 10 : Einfluss des Abflusses auf die Feststoffkonzentration für verschiedene Kanalbreiten.

Schliesslich wurde die Beziehung zwischen Feststoffkonzentration und Gleichgewichts-Sohlgefälle für eine Spülwassermenge von $6 \text{ m}^3/\text{s}$ erstellt (Bild 11). Mit seinem Sohlgefälle von 1.5 % hat der Spülkanal der Massa eine Kapazität von 12 g/l. Dieser Wert liegt leicht unter dem im Modell gemessenen. Ein konstantes Sohlgefälle von 2.2 % auf der ganzen Länge des Kanales führt zu einem Überborden des Kanales beim Austritt der Schlucht. Die Feststoffkonzentration beträgt in diesem Fall 20 g/l.

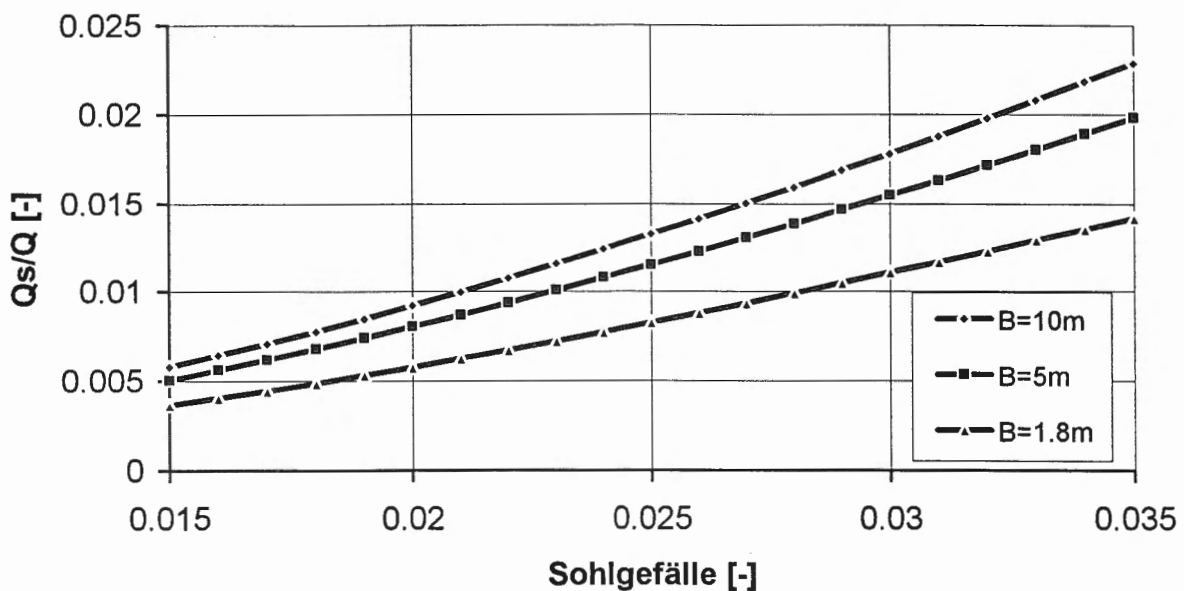


Bild 11: Einfluss des Gleichgewichts-Sohlgefälle auf die Feststoffkonzentration für verschiedene Kanalbreiten und eine Spülwassermenge von $6 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.2 Nicht-stationäres Modell

Die bis anhin durchgeführten Versuche und numerischen Simulationen zeigen die Bedeutung der Feststoffkonzentration für die Verlandung des Kanales. Um den Einfluss der Spülwassermenge auf diesen Schlüsselparameter zu bestimmen, ist es notwendig den ganzen Prozess von der Erosion im Stausee Gebidem über den Sedimenttransport und schliesslich die Ablagerung im Spülkanal zu untersuchen. Dafür sind die folgenden Etappen zu modellieren:

- Erosion im Stausee Gebidem;
- Transport und Ablagerung der Sedimente in der Schlucht und im Kanal.

Erosionsmodell

Die Versuche mit dem physikalischen Modell des Spülkanales der Massa erlaubten ein einfaches numerisches Modell zu erstellen und zu eichen, das die Erosionsvorgänge der Sedimente wiedergibt. Dieses Modell basiert auf folgenden Annahmen :

- Prismatischer Kanal mit rechteckigem Querschnitt;
- Sohle des Kanals nicht erodierbar;
- Konstante Wassermenge;
- Kein Feststoffeintrag;
- Normalabfluss;
- Mächtigkeit der Sedimentschicht am Anfang konstant;
- Abtrag der Sedimente gemäss einer dreieckigen Form.

Der letzte Punkt entspricht den Beobachtungen die bei den physikalischen Versuchen gemacht wurden. Dieser Erosionsvorgang, wie er für die Simulation der Spülung des Stausees Gebidem angenommen wurde, ist auf Bild 12 dargestellt.

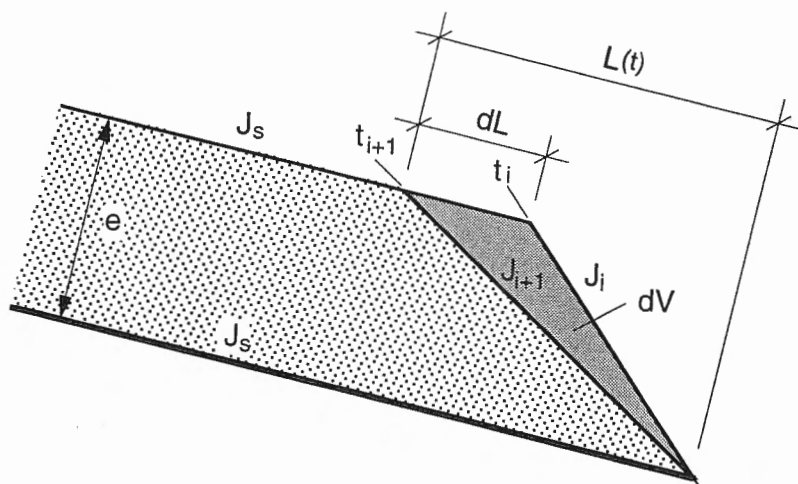


Bild 12 : Erosionsmodell.

J_s : Sohlgefälle des Kanals;

J_i : Sohlgefälle zum Zeitpunkt t_i ;

e : Ursprüngliche Mächtigkeit der Sedimentschicht.

Die numerische Simulation der Spülung basiert auf folgenden zwei Gleichungen :

- Abfluss : Manning-Strickler

$$Q = K \cdot S \cdot R_h^{2/3} \sqrt{J_e} \quad (1)$$

- mit
- Q : Wassermenge [m^3/s]
 - K : Rauigkeitsbeiwert nach Strickler [$m^{1/3}/s$]
 - S : benetzter Querschnitt [m^2]
 - R_h : hydraulischer Radius [m]
 - J_e : Gefälle der Energielinie [-]

- Sedimenttransport : VAW-Formel 1983 [7]

$$q_s = 2.5 \cdot q \cdot J^{0.6} \left(J - \frac{d_{50}}{12.1 \cdot h_m} \right) \quad (2)$$

- mit
- q_s : spezifische Feststoffmenge [m^2/s]
 - q : spezifische Wassermenge [m^2/s]
 - J : Sohlgefälle [-]
 - d_{50} : mittlere Korngrösse [m]
 - h_m : Wassertiefe [m]

Die beiden Grundgleichungen (1) und (2) können folgendermassen ergänzt werden : Der Rauigkeitsbeiwert kann in Abhängigkeit von der Korngrössenverteilung ausgedrückt werden (3). Im Falle eines breiten Kanals kann der hydraulische Radius mit (4) angenähert werden.

$$K = \frac{21}{d_{50}^{1/6}} \quad (3)$$

$$R_h = h_m \quad (4)$$

Um das mathematische Modell auf das physikalische Modell eichen zu können (Bild 7), wurde in der Gleichung (2) ein Multiplikationsfaktor c eingeführt. Aus den vier obigen Gleichungen und mit der Hypothese eines Normalabflusses ($J_e=J$) ergibt sich :

$$q_s = c \cdot 2.5 \cdot q \cdot J^{0.9} \left(J^{0.7} - 0.51 \cdot \frac{d_{50}^{0.9}}{q^{0.6}} \right) \quad (5)$$

Die Anwendung des Prinzips der Erhaltung der Masse auf den Erosionsprozess, wie er in Bild 12 beschrieben wird, ergibt ausserdem folgende Gleichung :

$$\frac{dL}{dt} = 2 \cdot q_s \cdot \frac{1}{e} \quad (6)$$

Diese erlaubt zusammen mit der Gleichung (5) den Verlauf des Erosionsprozesses zu beschreiben.

Das oben beschriebene numerische Modell wurde anhand der physikalischen Modellversuche des Spülkanals der Massa geeicht. Ein Multiplikationsfaktor c von 1.7 ergibt durchaus zufriedenstellende Resultate, wie auf der Darstellung von Bild 7 zu sehen ist.

Sedimenttransport- und Ablagerungsmodell

Dieses Modell ist dem Erosionsmodell insofern ähnlich, als es auf den gleichen Grundgleichungen basiert und auch die Ablagerungen eine Dreiecksform haben. Diese Darstellungsweise erlaubt folgende Annahmen :

- Prismatischer Kanal mit rechteckigem Querschnitt;
- Sohle des Kanals nicht erodierbar;
- Wassermenge konstant;
- Feststoffeintrag veränderlich;
- Normalabfluss;
- Ablagerung der Sedimente gemäss einer dreieckigen Form.

Das Bild 13 stellt das Sedimenttransport- und Ablagerungsmodell dar, das für die Simulation der Spülung in der Massaschlucht und im Spülkanal benutzt wurde.

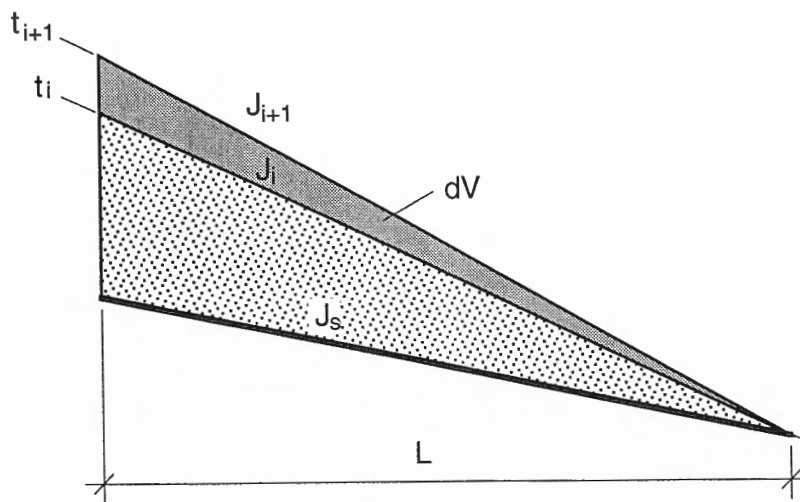


Bild 13 : *Sedimenttransport- und Ablagerungs-Modell.*

J_s : *Sohlgefälle des Kanals;*

J_i : *Sohlgefälle zum Zeitpunkt t_i .*

Die allgemeine Gleichung der Feststoffbilanz kann dann wie folgt geschrieben werden:

$$\frac{dV}{dt} = Q_{se} - Q_{ss} \quad (7)$$

mit V : abgelagertes Sedimentvolumen [m^3]

Q_{se} : Feststoffeintrag [m^3/s]

Q_{ss} : Feststoffaustrag [m^3/s]

Die Ablagerung in Dreiecksform, wie sie auf Bild 13 dargestellt ist, erlaubt zu schreiben :

$$\frac{L^2(J_{i+1} - J_i)}{2 \cdot dt} \cdot B = \bar{Q}_{se} - \bar{Q}_{ss} \quad (8)$$

mit B : Breite des Kanals [m]

Die Berechnungen, die mit dem oben beschriebenen nicht stationären Modell gemacht wurden, sollen das Verhalten des Spülkanals während der jährlichen Spülung des Stausees Gebidem beschreiben.

Das Modell wurde unter Beachtung folgender Randbedingungen geeicht :

- Transportiertes Feststoffvolumen;
- Dauer der Spülung des Stausees;
- Maximale Mächtigkeit der Sedimentablagerungen im Kanal.

Das Ziel dieser Studie ist ein Vergleich der Mächtigkeit der Ablagerungen im Kanal für verschiedene Spülwassermengen. Die Resultate sind adimensional dargestellt, um das Gewicht der Werte aus der numerischen Simulation zu relativieren.

Die Verflachung der Feststoffganglinie ist im Bild 14 dargestellt. Die Grössen sind mit $(t_{10}^*; Q_{se10}^*)$ dimensionslos gemacht. Q_{se10}^* ist der maximale Feststoffeintrag in den Kanal der Massa bei einem Abfluss von $10 m^3/s$ und t_{10}^* die Dauer, bis diese maximale Feststoffmenge erreicht wird.

Der zeitliche Verlauf der Ablagerungen im Kanal ist im Bild 15 dargestellt. Die Grössen wurden mit $(t_{20}^*; h_{20}^*)$ dimensionslos gemacht. h_{20}^* ist die maximale Mächtigkeit der Ablagerungen im Kanal bei einem Abfluss von $20 m^3/s$ und t_{20}^* die Dauer, bis dieser Zustand erreicht wird.

Diese durchgeführten Berechnungen erlauben folgende Bemerkungen :

Schlucht

- Die Schlucht bewirkt dank ihrer Länge eine beträchtliche Verflachung der Feststoffmengenganglinie verglichen mit dem Austrag aus dem Stausee. Die Modellierung der Spülung zeigt, dass die maximale Feststoffmenge im Eintritt des Kanales für eine Spülwassermenge von $20 \text{ m}^3/\text{s}$ frühestens vier Tage nach dem Öffnen der Schützen erreicht wird. Bei einer Spülwassermenge von $6 \text{ m}^3/\text{s}$ wird dieses Maximum sogar erst nach 14 Tagen erreicht. Bei einer zwei Tage dauernden Spülung mit einer Spülwassermenge von $6 \text{ m}^3/\text{s}$ gelangen nur 4 bis 8 % des Gesamtsedimentvolumens in den Kanal. Mit einer Spülwassermenge von $20 \text{ m}^3/\text{s}$ sind es 25 bis 30 %. Das heisst, dass beim Schliessen der Schützen nach einer zweitägigen Spülung die maximale Mächtigkeit der Ablagerungen noch nicht erreicht ist. Eine Verlängerung des Spülvorganges würde zu höheren Ablagerungen im Kanal führen. Die hier genannten Werte stammen aus der Simulation und zeigen die Tendenzen auf und sind nicht als absolut zu betrachten.

Kanal

- Der Kanal bewirkt dank seiner Länge eine beträchtliche Verflachung der Feststoffmengenganglinie verglichen mit dem Austrag aus dem Stausee (Bild 14).
- Die maximale Mächtigkeit der Ablagerungen im Kanal hängt nicht von der Spülwassermenge ab (Bild 15).
- Die maximale Mächtigkeit der Ablagerungen wird umso schneller erreicht, je grösser der Abfluss ist (Bild 15).
- Das Beifügen einer zusätzlichen Wassermenge in den Kanal zur Verdünnung des Wasser-Feststoffgemisches erlaubt die maximale Mächtigkeit der Ablagerungen zu reduzieren. Eine Erhöhung der Wassermenge um 50 % hat ungefähr die gleiche Reduktion der Ablagerungen zur Folge.
- Für eine Totalspülung, nach der in der Massaschlucht keine Ablagerungen zurückbleiben, müssen mindestens vier Tage vorgesehen werden. Ein frühzeitiges Abbrechen des Spülvorganges lässt Sedimentablagerungen zurück, die bei einem Hochwasserdurchgang oder bei einer nächsten Spülung wieder in Bewegung gesetzt werden können.
- Ein frühzeitiges Abbrechen des Spülvorganges kann den Eindruck hinterlassen, dass der Kanal funktioniert, da die grösstmögliche Mächtigkeit der Ablagerungen noch nicht erreicht worden ist.

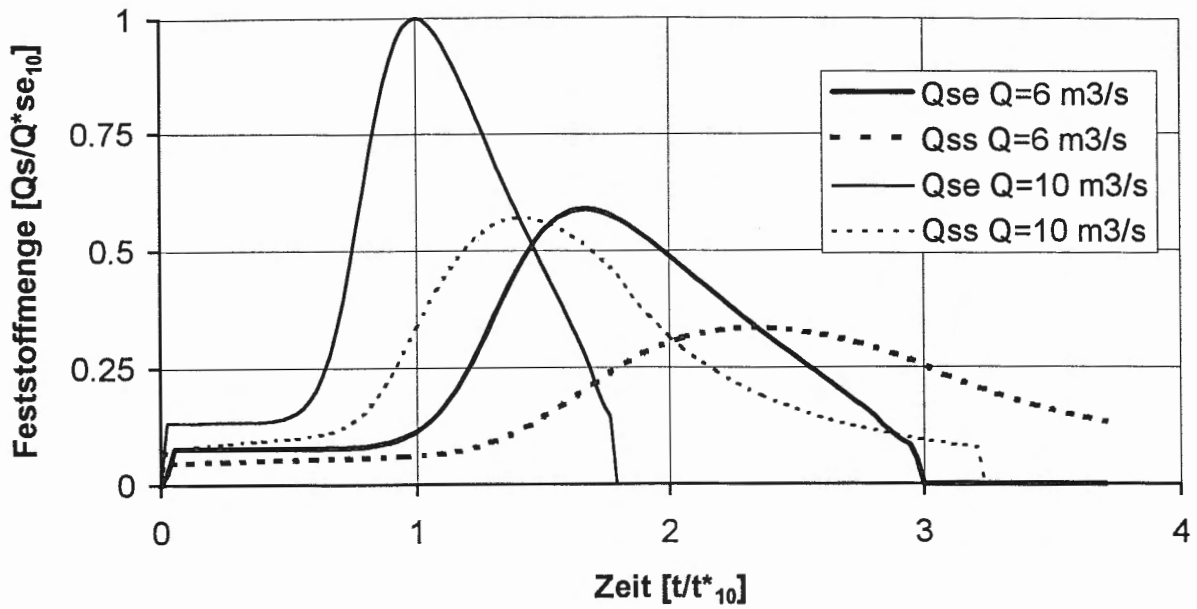


Bild 14 : Verflachung der dimensionslosen Feststoffmengenganglinie im Spülkanal für zwei Spülwassermengen, 6 und 10 m³/s (Q_{se} : Feststoffeintrag, Q_{ss} : Feststoffaustrag).

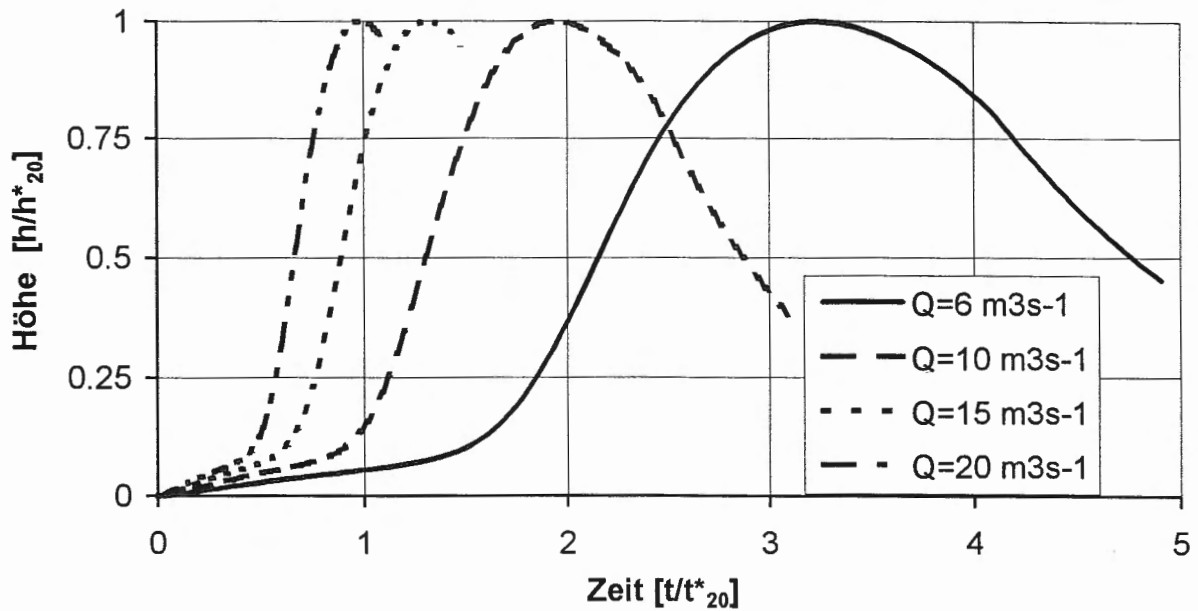


Bild 15 : Dimensionslose Mächtigkeit der Ablagerungen im Kanal in Abhängigkeit der Spülwassermenge.

4 Schlussfolgerungen

Der Stausee Gebidem wird jährlich nach einer schnellen Absenkung im Freispiegelabfluss gespült. Der Spülvorgang wurde vom Speicher bis zum Austritt in die Rhone untersucht. Ein physikalisches Modell des Spülkanales erlaubte, Lösungen zu suchen, um die Verlandung des letzteren zu reduzieren. Verschiedenen bauliche Lösungsvarianten wurden geprüft. Zusätzlich wurde eine theoretische Studie des gesamten Prozesses Erosion-Sedimenttransport-Ablagerungen durchgeführt.

Aus den Modellversuchen und den numerischen Simulationen des Spülkanales von Gebidem können konvergierende Schlüsse gezogen werden, was die Erosionsmechanismen, den Sedimenttransport und die Ablagerungsvorgänge während der Spülung betrifft.

Es wird klar, dass eine bauliche Änderung des Kanales seine Funktion, insbesondere was die maximale Ablagerungsmenge betrifft, nicht bedeutsam verbessern kann.

Eine wirksame Lösung ist die Zufuhr einer Wassermenge zur Verdünnung am Anfang des Kanales. Die Wirkung dieser Wassermenge ist umso deutlicher je grösser dieser gegenüber der Spülwassermenge ist.

Der Zusammenfluss mit der Rhone am unteren Ende des Spülkanales muss von Ablagerungen freigehalten werden. Das Gleichgewichts-Sohlgefälle wird sich im Kanal von diesem Punkt aus aufbauen und jede Änderung wirkt sich bis an den Kanalanfang aus.

Es darf nicht alleiniges Ziel der Spülungen sein, den Speicher Gebidem von Sedimente zu leeren. Gleichzeitig muss die Massaschlucht von Ablagerungen frei gehalten werden. Die Dauer des Spülvorganges muss dementsprechend angepasst werden. Diese Betrachtungen führen dazu, alle Möglichkeiten zu untersuchen, zusätzliches sauberes Wasser zur Verdünnung in den Kanal zuführen und die Spülbedingungen Letzterem anzupassen. Eine Lösung wäre eine etappenweise Spülung mit mehreren Folgen von Öffnen und Schliessen der Spülorgane.

Danksagungen

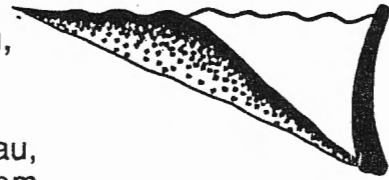
Die Autoren danken der Electra-Massa für diesen interessanten Auftrag, den Herren Professoren Sinniger des EPFL-LCH und Zech der Universität Leuven für die wissenschaftliche Unterstützung und Frau Beyer, Ingenieurin des EPFL-LCH, für die Übersetzung.

Literatur

- [1] Sinniger, R. O., Hager, W. H. : *Constructions hydrauliques*, TGC 15, EPF-Lausanne (1989).
- [2] Yalin, M. S. : *Mechanics of Sediment Transport*, Pergamon Press 2nd ed. (1977).
- [3], [4], [5] LHYDREP, Laboratoire d'hydraulique de l'EPF-Lausanne: *Barrage de Gebidem - Transports solides dans la Massa et le Rhône, lors des chasses*, Rapports N°238 (1968), 251 (1969), 260 (1970).
- [6] Zech, Y.: *TRASOL - Calcul du transport solide en écoulement uniforme*, Université catholique de Louvain, (1994).
- [7] Jäggi, M. : *Der Geschiebetransport in Flüssen nach der VAW-Formel 1983*, Schweizer Ingenieur und Architekt (47/1984).

Adresse der Verfasser:

Jean-Louis Boillat, Dr.Sc.Techn.
Jérôme Duboit, Dipl.-Ing.
Philippe Lazaro, Dipl.-Ing.
Laboratoire de Constructions Hydrauliques, LCH
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL
CH-1015 Lausanne



Spülung des Stausees Ova Spin

R. Hälg

Engadiner Kraftwerke AG, Zernez

ZUSAMMENFASSUNG

Ablagerungen im Nahbereich der Staumauer Ova Spin machten eine Spülung unumgänglich. Dank günstigen Schmelzwasserverhältnissen mit hohem Wasserzufluss und der gegebenen Möglichkeit, Verdünnungswasser in grosser Menge über die vorhandenen Stollen unmittelbar vor der Staumauer einzuleiten, konnten die engen vorgegebenen Feststoffgehaltslimiten während der Spülung weitestgehend eingehalten werden. Die ökologischen Auswirkungen der Spülung liessen sich mit jenen von natürlichen Hochwasserereignissen vergleichen.

Flushing of the Ova Spin reservoir

SUMMARY

Deposits near the Ova Spin dam required the release and depletion of the reservoir. Favourable conditions due to excessive snow-melt and the possibility to discharge sufficient dilution water through the existing galleries very close to the dam, allowed to keep the solidcontent in the irrigation water within the set limitations throughout the operation. The ecological consequences of the irrigation process were comparable to those of a natural flood.

DAS STAUBECKEN OVA SPIN

Das Staubecken Ova Spin, mit einem Fassungsvermögen von 6 Mio m³, ist in eine enge Gebirgsschlucht eingebettet und liegt auf einer Höhe von 1600 müM. Gespiesen wird das Becken hauptsächlich durch den Inn, dessen Wasser in S-chanf gefasst und über einen 15 km langen Freispiegelstollen nach Ova Spin geleitet wird. Das Wasser der Seitentäler Vallember und Varusch wird ebenfalls gefasst und dem Freispiegestollen zugeführt, dessen Nutzwassermenge 45 m³/s beträgt.

Weiter strömen dem Becken die frei fliessenden Gewässer aus dem Ofenpass und dem gleichnamigen Seitental Ova Spin zu. Das Wasser aus dem oberliegenden Stausee Livigno wird über Turbinen genutzt und dem Becken Ova Spin zugeleitet. Im natürlichen Lauf des Spöl fliesst das geregelte Dotierwasser.

Bild 1

WAS GAB ANLASS FÜR DIE SPÜLUNG?

Eine mit einfachstem Echolotmessgerät durchgeführte Situationsaufnahme zeigte wider Erwarten hohe Ablagerungen im Nahbereich der Staumauer. Folgemessungen bestätigten die Information, dass Ablagerungen mit einer Mächtigkeit von 12 bis 15 m, die sich bereits über den Einlauf von Grund- und Mauerdurchlass aufbauten, vorlagen und sich über 600 m seeinwärts ausdehnten. Die periodisch durchgeführten Nasskontrollen der Ablassorgane verliefen immer korrekt, ohne dass Unregelmässigkeiten beobachtet wurden. Durch den kurzzeitigen Betrieb der Ablässe musste jeweils ein Einlaufrichter freigelegt worden sein.

Bild 2 und 3

WOHER STAMMTEN DIE ABLAGERUNGEN?

WELCHE MATERIALSTRUKTUR UND -ZUSAMMENSETZUNG WAR ZU ERWARTEN?

Das Becken Ova Spin hat eine Drehscheibenfunktion, einerseits, um das nachts und wochenendes zufließende Innwasser zwischenspeichern und später in der unterliegenden Zentrale Pradella wertvolle Tagesenergie zu erzeugen, andererseits, um durch Turbinen- bzw. Pumpbetrieb eine optimale Bewirtschaftung des oberliegenden Stausees Livigno zu gewährleisten. Tiefabsenkungen des Speichers Ova Spin sind somit äusserst selten.

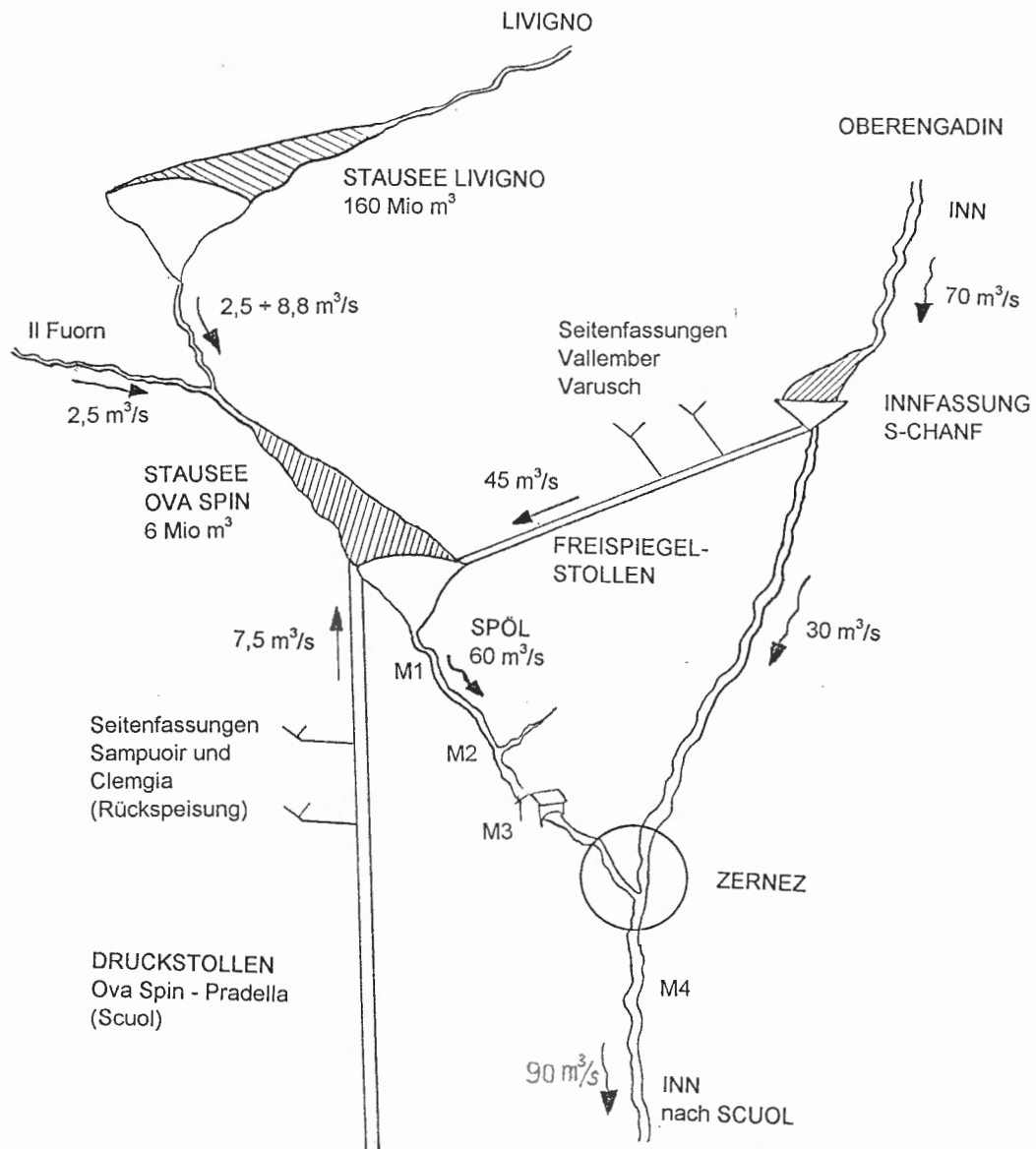


BILD 1 ÜBERSICHTSSKIZZE

mit den wichtigsten Orts- und Flussbezeichnungen und den während der Spülung fließenden Wassermengen

Messstellen:

- M1 Laschadura, Absetzmessung, Sauerstoffmessung
- M2 Cluozza, wissenschaftliche Begleitung durch HYDRA-Konstanz
Absetzmessungen, chemische Analysen, Sauerstoffmessung
- M3 Holzbrücke Zernez, Absetzmessung, Überwachung Pegelstand
- M4 Inn, Zernez, Absetzmessung

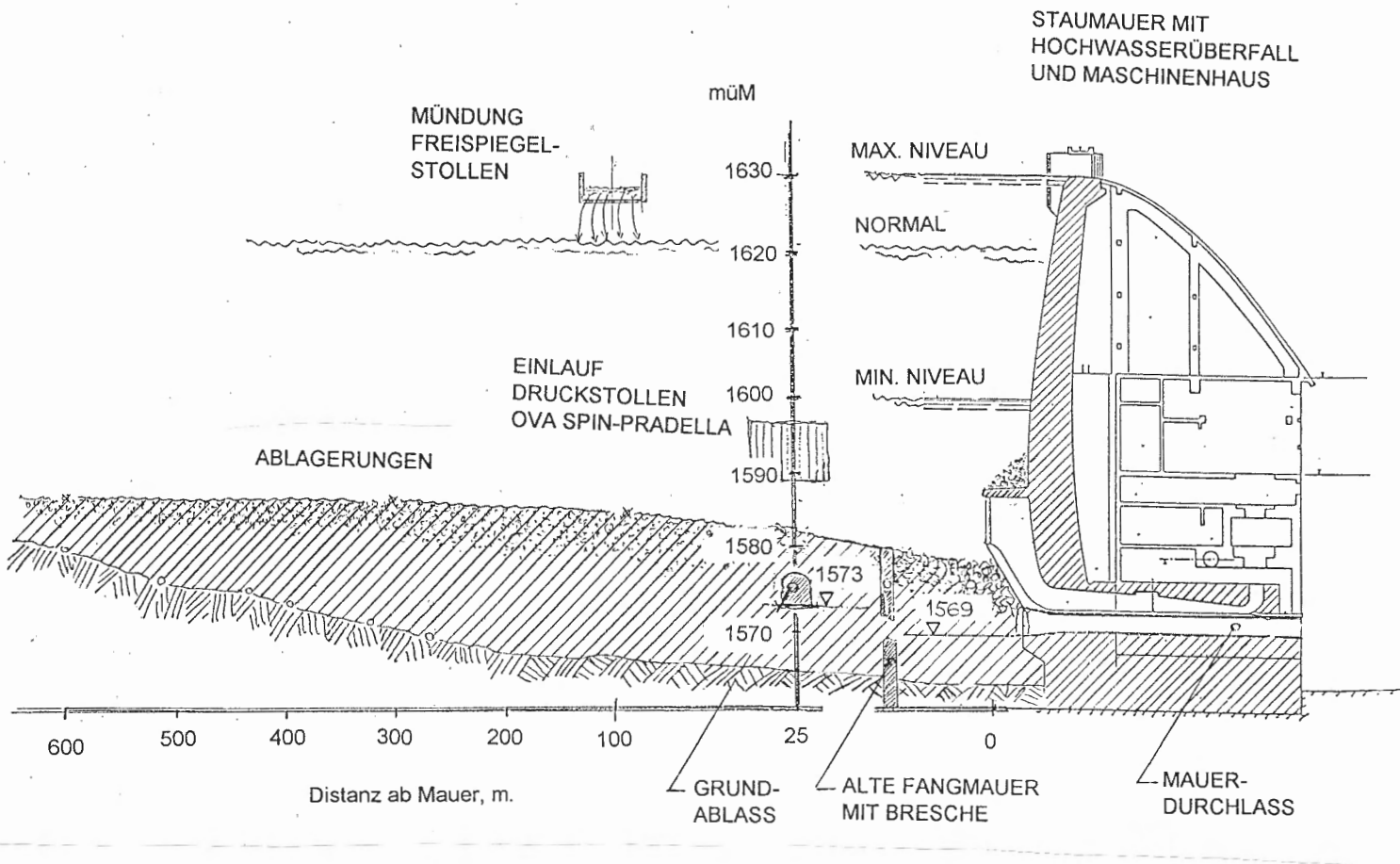
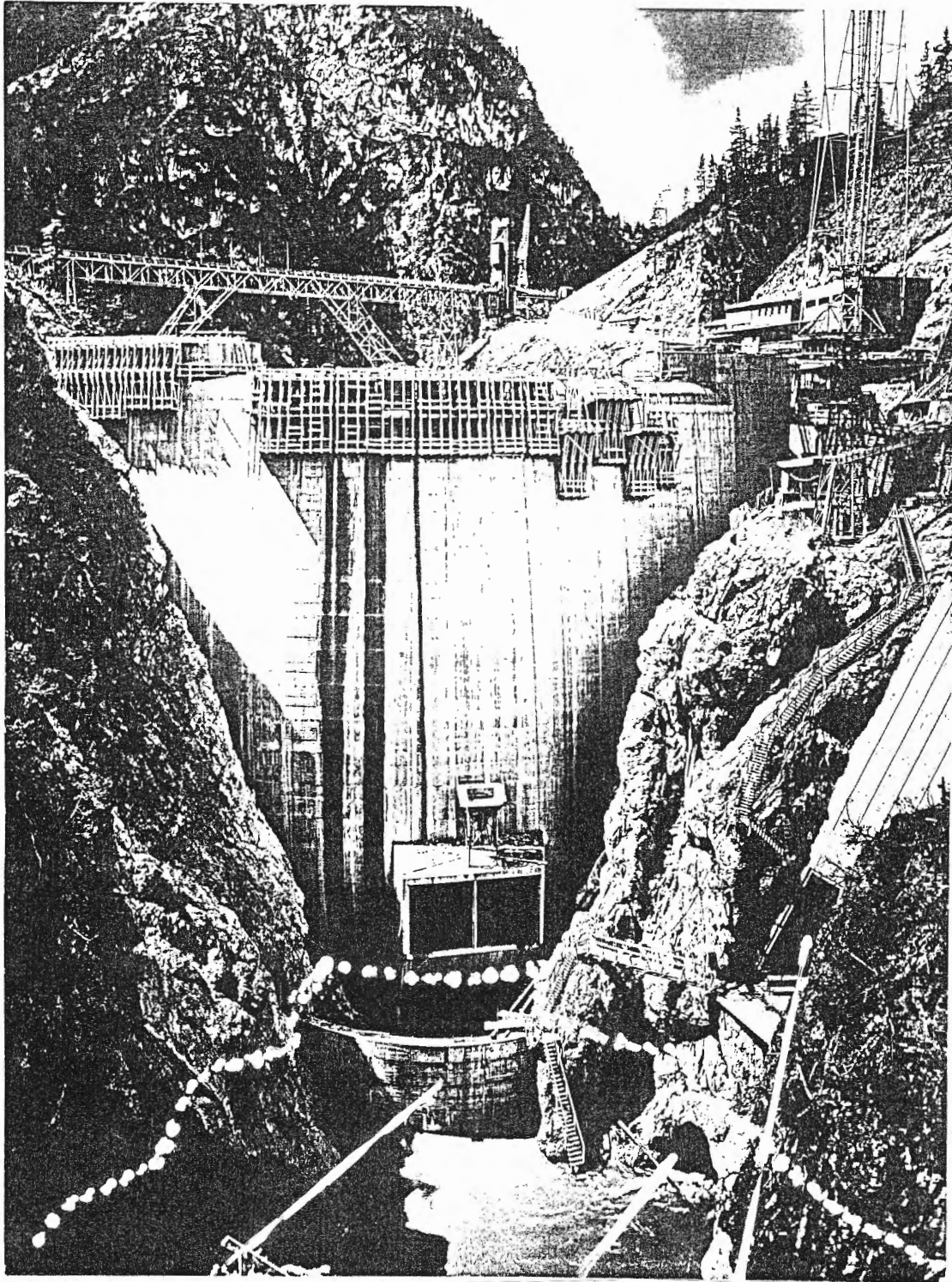


BILD 2 SITUATION STAUSEE OVA SPIN
mit gemessenen Ablagerungshöhen

Die günstige Konstellation für die Zufuhr von Verdünnungswasser ist aufgezeigt durch die Mündungsplattform des Freispiegelstollens (Einleitung $45 \text{ m}^3/\text{s}$) und den Einlauf des Druckstollens der nach Pradella führt, über dem Wasser aus den Seitenfassungen nach Ova Spin zurück geleitet wurde. (Rücklauf $7,5 \text{ m}^3/\text{s}$)



FANGMAUER MIT
DAHINTERLIEGENDEM
MAUERDURCHLASS

GRUND-
ABLASS

EINLAUF
DRUCKSTOLLEN
OVA SPIN-PRADELLA

BILD 3 OVA SPIN, PHOTO AUS DER BAUZEIT
mit eingetragener Höhenlinie der Ablagerungen

Ein möglicher Materialtransport aus der Seewurzel durch Schichtströmung hat untergeordnete Bedeutung. Der Haupteintrag erfolgte mit Sicherheit über den nah der Staumauer mündenden Freispiegelstollen und ist auf Materialschlupf durch die Wasserfassungen im Normalbetrieb oder bei gestörtem Fassungsbetrieb zurückzuführen.

Der Speicherbetrieb, durch Wiederaufstau in Nacht- und Wochenendzeiten, führte zur Seeinwärtsströmung und begünstigte den Transport von feinkörnigem Material über eine weitere Distanz.

Aufgrund der Materialherkunft musste eher mit Material feinkörniger Art, durchsetzt mit geringen organischen Anteilen, zu rechnen sein.

Sedimentsproben, die vorgängig der Spülung aus dem Seegrund entnommen wurden, bestätigten das Erwartungsbild und zeigten, dass der organische Anteil sich auf ca. 10% begrenzte.

WELCHE ZIELSETZUNGEN WURDEN FÜR DIE SPÜLUNG GESETZT?

WELCHE AUFLAGEN WAREN EINZUHALTEN?

Nach dem Erkennen der gegebenen Situation war die primäre Zielsetzung, die Ablagerungen nicht weiter anwachsen zu lassen und durch einen Spülvorgang auszutragen gleich auch gegeben. Zu den Überlegungen der Betriebssicherheit der Ablassorgane paarten sich auch Bestrebungen zum schonungsvollen Betrieb, d.h. Vermeiden von Feststoffeintrag in die Betriebssysteme von Ova Spin und Pradella.

Im Flusslauf unterhalb Ova Spin, der seit der Betriebsaufnahme im Jahr 1970 nur noch mit der Dotierwassermenge beaufschlagt war, lagerte sich, durch Seitenbäche eingetragenes Material zu erheblichen Kiesfächern ab und belegte die Flusssohle in der flacher fliessenden Strecke im Raum Zernez. Das Austragen dieses Materials, um die ursprüngliche Hochwassersicherheit und die natürliche Form des Flussbettes wieder zu erlangen, wurde als sekundäre Zielsetzung formuliert.

Der Austrag von grobkörnigem Material aus der Seewurzel, das betrieblich noch in keiner Weise störend ist, wurde wohl als wünschenswert, nicht aber als dringlich angesehen.

Für die Spülung wurde uns durch die kantonale Aufsichtsbehörde – um die Fischweide höchstmöglichst zu schonen – ein zulässiger Richtwert von 20 ml/l Feststoffgehalt, gemessen im Oberflächenwasser mittels Imhofftrichter, vorgegeben. In Anbetracht des organischen Sedimentanteiles, der — sobald mobilisiert — zur Sauerstoffzehrung führen könnte, wurde uns ein Minimalwert für den Sauerstoffgehalt von 8,5 mg/l genannt.

WAS WAR DIE PRIMÄRE BEDINGUNG FÜR EINE ERFOLGVERSPRECHENDE SPÜLUNG?

Um eine 3 bis 4 Tage dauernde Spülung mit dieser vorgegebenen Feststoffgehaltslimite von 20 mg/l erfolgreich durchführen zu können, war eine hohe Verdünnungswassermenge unumgänglich. Anvisiert wurde somit eine anhaltende Niederschlagsperiode mit hoher Innwasserführung oder eine Warmwetterperiode im Frühsommer mit ausreichend hohem Schmelzwasserabfluss.

Dies wiederum setzte ein von der kantonalen Regierung genehmigtes Spülkonzept mit sehr kurzer Freigabefrist sowie ein vorbereiteter Personaleinsatz mit klaren Aufträgen, Verantwortlichkeiten und Kommunikationsverbindungen voraus.

DER REIFEPROZESS DES SPÜLVORHABENS

Die von der kantonalen Behörde verlangte lange Vorankündigung einer Spülung birgt neben den Vorteilen, wie Verzicht auf weiteren Jungfischbesatz, ökologische Bestandesaufnahmen, zusätzliche Abklärungen, auch den Vorteil, dass dem Spülkonzept ausreichend Zeit für einen ausgedehnten Reifeprozess verbleibt.

Das Vorhaben mit dem zugehörigen Überwachungsprogramm wurde mit den Vertretern der verschiedenen zuständigen kantonalen Instanzen, der lokalen Fischereiaufsicht und mit Vertretern der Nationalparkdirektion in verschiedenen Sitzungen und Gesprächen analysiert, diskutiert, optimiert und verfeinert.

DER SPÜLABLAUF UND DAS ÜBERWACHUNGSPROGRAMM

Die drei Phasen der Vor-, Haupt- und Nachspülung sind wohl für jedes Spülvorhaben gegeben, jede Konstellation hat ihrerseits aber auch wieder ihre speziellen Eigenheiten. Nachfolgend werden sie für Ova Spin kurz umrissen:

Seeabsenkung und Vorspülung

Die Seeabsenkung wurde durch forcierten Turbinenbetrieb in Pradella, durch Pumpbetrieb Ova Spin - Livigno, durch Ausleiten des Innwassers in der Fassung S-chanf und durch langsames, graduelles Erhöhen des Vorspülwassers vorgenommen.

Das Ausleiten des Innwassers wurde genutzt, um im gleichen Zuge die jährliche Spülung des Stauraumes der Fassung S-chanf durchzuführen.

Durch das graduell ansteigende Vorspülwasser ab Ova Spin wurde das Spölbett kontinuierlich immer stärker mit noch sauberem Seewasser beaufschlagt. Sedimente, Kiesfächer und Sohlenablagerungen im oberen Flusslauf des Spöl wurden vor der Hauptspülung mobilisiert und ausgetragen. Eine Überlagerung zum Feststoffaustrag aus dem See wurde damit vermieden.

Gegen Ende der Vorspülphase wurde die Wassermenge auf den Maximalwert von $70 \text{ m}^3/\text{s}$ erhöht, um die Schluckreserven des verlandeten Flussbettes im Bereich Zernez — erfolgreich — abzutasten.

Die kritische Phase des freien Durchlaufes

Mit Sicherheit war auf den Zeitpunkt des Erreichens des freien Durchlasses ein sehr starker Anstieg des Sedimentaustrages zu erwarten. Mit sinkendem Seesniveau werden immer mehr Sedimentbänke freigelegt und vom zufließenden Restwasser in Bewegung gesetzt. Das immer kleiner werdende Seevolumen vermag keine Abscheidung mehr sicherzustellen und wird zu klein, um ein effizientes Mittel zur Konzentrationsregulierung zu sein.

Ein Lösungsweg musste also gefunden werden, um diesen unkontrollierten Durchbruch mit erwarteten Feststoffgehalt-Spitzenwerten abzufedern.

Das einzige sinnvolle, wirksame Mittel, die maximale Verdünnung, wurde bereits in der Planungsphase gezielt einbezogen.

Diesem Zeitpunkt des freien Durchlasses voreilend, wurde das Innwasser über den Freispiegelstollen wieder zugeleitet, zusätzlich wurde Wasser der Seitenfassungen Clemgia und Sampuoir über den stillstehenden Druckstollen Ova Spin - Pradella rückwärts nach Ova Spin geleitet. Die sehr günstige Konstellation der maximal verfügbaren Verdünnungswassermenge, die durch die gegebenen Stollenmündungen unmittelbar vor der Staumauer eingeleitet wurde, wurde optimal genutzt.

Das aus der Seewurzel zufließende Spülwasser von gesamthaft ca. $6 \text{ m}^3/\text{s}$, das über die freigelegten Sedimentbänke floss und das feinkörnige Material mobilisierte, wurde mit dem aus dem Stollen zufließenden Wasser von ca. $50 \text{ m}^3/\text{s}$ effizient, vor der Entlastung über Grund- und Mauerdurchlass verdünnt.

(Bild 1 und 4)

Die Praxis zeigte denn auch zu diesem Zeitpunkt einen rasanten, kräftigen Konzentrationsanstieg. Entsprechend vorgängig festgelegten Entscheidungsszenarien wurde, um einen weiteren, unerwünschten Konzentrationsanstieg zu verhindern, die Abflussmenge unverzüglich gedrosselt, um einen Wiedereinstau zu erwirken. Das System reagierte den Erwartungen entsprechend, der Rückstau wirkte als Abscheider, die Konzentrationen fielen ebensoschnell wie sie angestiegen waren.

Abstürzendes
Innwasser, das
über den Freispiegel-
stollen
zugeleitet wurde
(45 m³/s)

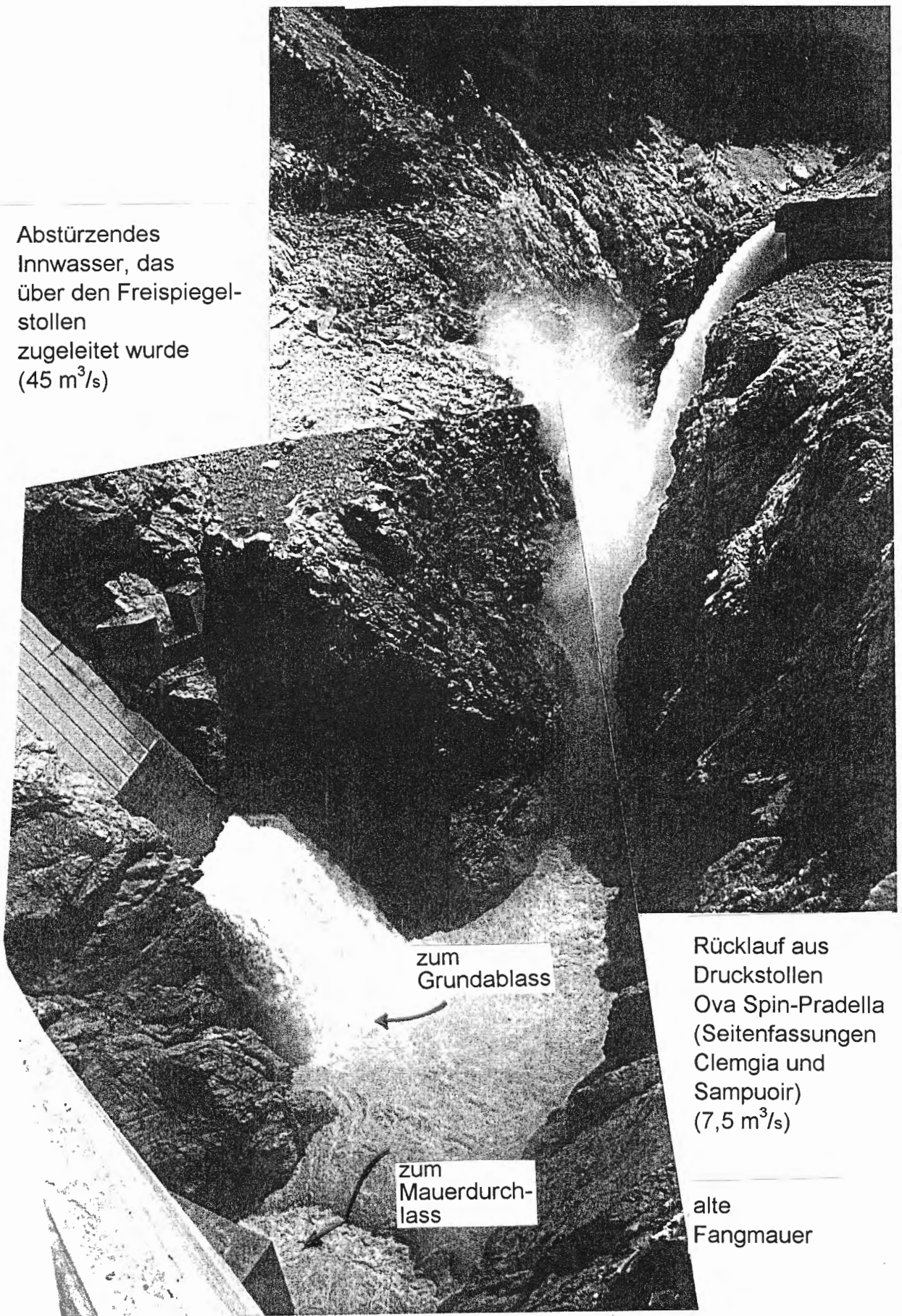


BILD 4 ENTLEERTES STAUBECKEN OVA SPIN
WÄHREND DER SPÜLUNG

Die gemachte Erfahrung nutzend, wurde erneut auf den freien Durchfluss zugesteuert, diesmal die sich entwickelnde Situation durch dicht nacheinander entnommene Absetzproben aufmerksam verfolgend.

Nach erfolgtem Ausstoss des Schlammsees, der sich vor der Mauer gebildet hatte, fielen die Konzentrationen absetzbarer Stoffe kontinuierlich und unterschritten nach ca. 3 Stunden den anvisierten Grenzwert von 20 ml/l.

Bild 5

Die Seespülung

Nachdem die kritische Phase durchschritten war, sanken die Konzentrationen der absetzbaren Stoffe kontinuierlich. Um den Austrag aus dem See zu verbessern, wurde aus dem überliegenden Stausee Livigno zusätzliches Spülwasser freigegeben, so dass gesamthaft 12 m³/s aus der Seewurzel zuflossen. Die angestrebte Wirkung widerspiegelte sich gleich auch im erhöhten Austrag. Unverändert wurde die Situation sich überlassen, die Absetzkonzentrationen pendelten sich vorerst bei 10 ml/l ein, sanken dann langsam auf tiefere Werte.

Bild 5

Abbruch der Spülung und Nachspülung

Die stetig abnehmenden Konzentrationen absetzbarer Stoffe, die visuelle Bewertung des Materialaustrags aus dem Nahbereich der Mauer sowie der trotz konstanter Abflussmenge erheblich gesunkene Flusspegel des Spöl im Bereich Zernez, der auf einen erfolgreichen Abtrag der Sedimente aus der Flussole hin deutete, veranlasste uns, die Spülung abubrechen und den Wiedereinstau durch langsames Schliessen der Ablassorgane einzuleiten.

Das Spülwasser wurde in Absprache mit der Fischereiaufsicht langsam reduziert, um Fischen, die sich in ruhigere Wasserzonen zurückgezogen hatten, die rechtzeitige Rückkehr ins strömende Wasser zu ermöglichen.

WIEVIEL MATERIAL WURDE AUS DEM SEEGRUND AUSGETRAGEN?

Alle Wasserproben wurden aus dem Oberflächenwasser entnommen, unbekannt bleibt damit die räumliche Verteilung der absetzbaren Stoffe über dem Abflussquerschnitt. Mit Sicherheit darf angenommen werden, dass grobkörnige Fraktionen aufgrund ihrer Schwere und Dichte in Bodennähe drifteten und durch die Wasserproben nicht erfasst wurden.

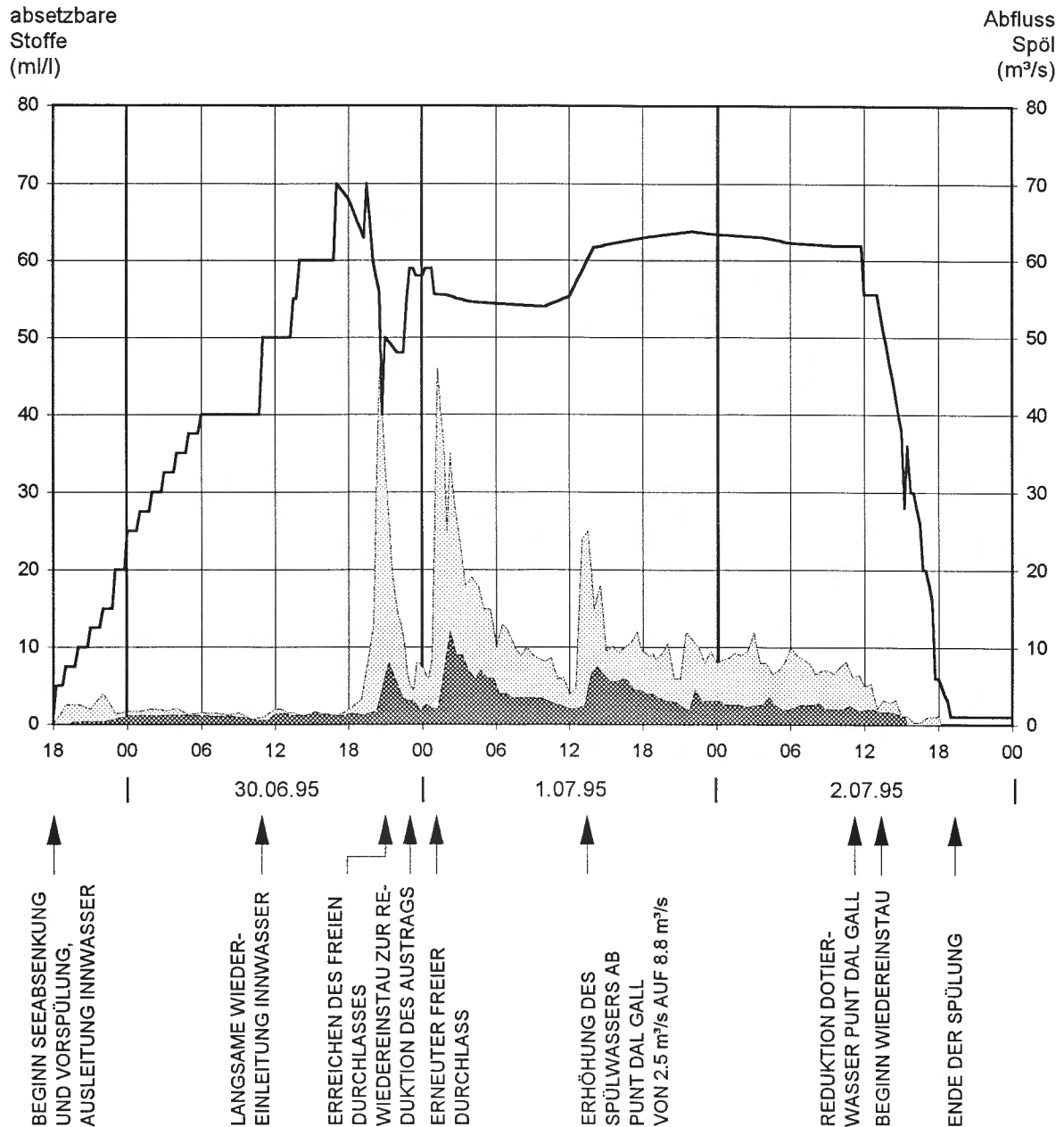


BILD 5 ABSETZBARE STOFFE IM SPÖL UND IM INN. (IMHOFF, 30min)

- Messwerte im Spöl bei Laschadura, ca. 1 km talwärts der Staumauer
- Messwerte im Inn, ca. 2 km nach der Spölmündung
- Spülwasserabfluss im Spöl

Der festgelegte Messintervall von 1h wurde bei zunehmenden Messwerten vorerst auf ½h, dann auf ¼h reduziert, bei abnehmenden Werten wieder verlängert.

Der Feststoffaustrag konnte durch Wiedereinstau nach dem ersten freien Durchlauf effizient reduziert werden.

Die Konzentrationen im Inn, im Hauptwasserstrang lagen, bedingt durch die zusätzliche Verdünnung und durch das ruhiger fließende Gewässer, mit Ausnahme eines Messwertes immer unter 10 ml/l.

Der effektive Materialaustrag liegt somit sicher über dem Zeitintegral des Produktes von Konzentration und Abfluss.

Aufgrund der angestellten Überschlagsrechnungen und der durchgeführten Echolotmessungen nach der Spülung ist von einem Materialaustrag zwischen 100'00 und 200'000 m³ auszugehen.

Bild 6

WIE VERHIELT SICH DER SAUERSTOFFGEHALT WÄHREND DER SPÜLUNG?

Der Absturz des über die Stollen zugeführten Verdünnungswassers, in Bild 4 deutlich erkennbar, riss ausreichend Luft mit, so dass für einen allfälligen Oxidationsprozess der organischen Stoffe ausreichend Sauerstoff zur Verfügung stand. Die durch Personal des Institutes HYDRA - Konstanz gemessenen Sauerstoffwerte lagen, mit sehr geringen Abweichungen, durchwegs im Bereich der Sättigung.

Der spezifische Sauerstoffgehalt, mg/l, änderte sich entsprechend der Bindungsfähigkeit in Abhängigkeit der Wassertemperatur.

Bild 7

WIE VERLIEF DER MATERIALAUSTRAG AUS DEM SPÖLBETT?

Unterschiedlich waren im Vorfeld der Spülung die Meinungen in bezug auf das Verhalten des Spölbettes im Raum Zerne. Ein erheblicher, grobkörniger Materialeintrag aus dem Oberlauf, vom ausgedehnten Kiesfächer bei der Cluozza-Mündung herstammend, war zu erwarten. Das Flussbett in der Flachstrecke war kohärent und kompakt sedimentiert. Offen stand somit die Frage, ob sich eine "Briger-Situation" entwickeln und die alte Holzbrücke am Anfang der Flachstrecke gefährden könnte.

Der Pegelstand des Spöl wurde laufen überwacht, um bei sich anbahnendem Pegelanstieg infolge zusätzlicher Ablagerungen, die Abflussmenge rechtzeitig reduzieren zu können.

Die Praxis zeigte einen günstigeren Verlauf, das bereits während der Vorspülphase mobilisierte Material aus dem Oberlauf wurde über die kompakte Flussole in der Flachstrecke weggetragen. Erst in der Spätphase der Spülung begann die Sohle vorerst langsam, dann immer schneller zu erodieren.

Sich immer stärker ausprägende Wellenleisten deuteten auf den Materialtransport und die Sohlenerosion hin.

Bild 8



BILD 6 ENTLEERTES STAUBECKEN

mit eingetragener Höhenlinie der ursprünglichen Ablagerungen.

Die gesamte ausgetragene Fracht liegt zwischen 100'000 und 200'000 m³.

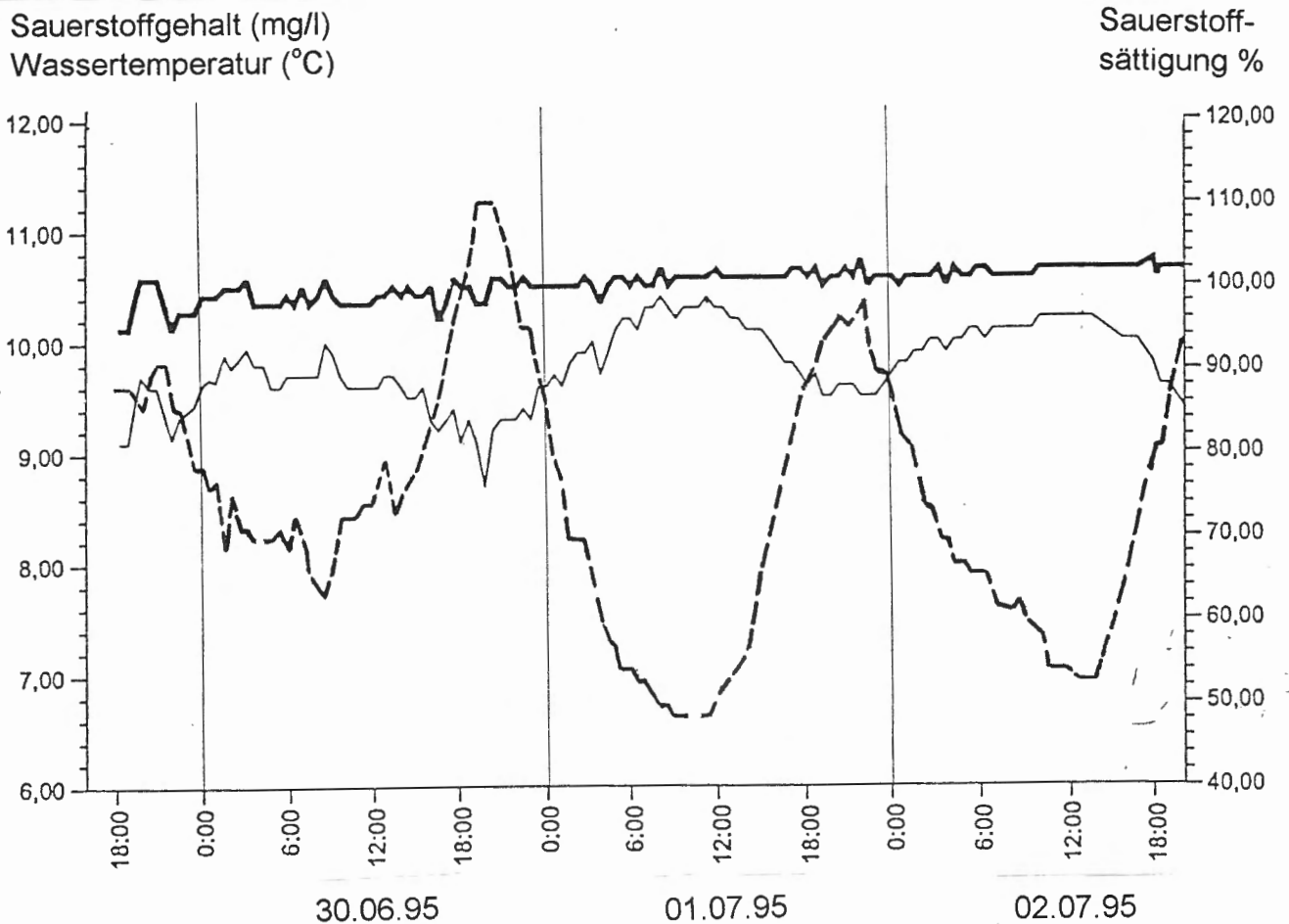


BILD 7 SAUERSTOFFÜBERWACHUNG

(Messwerte HYDRA-Konstanz)

- Sauerstoffsättigung (%)
- Sauerstoffgehalt (mg/l)
- - - Wassertemperatur (°C)

Die erwartete Reaktion anorganischer Sedimente widerspiegelte sich in der Sauerstoffüberwachung nicht. Der Absturz der zugeführten Verdünnungswassermengen riss ausreichend Luft mit und mag damit den durch die Reaktionen verursachten Sauerstoffverbrauch überdeckt haben. Der Sauerstoffgehalt (mg/l) folgte, entsprechend der Bindungsfähigkeit, dem Temperaturverlauf.

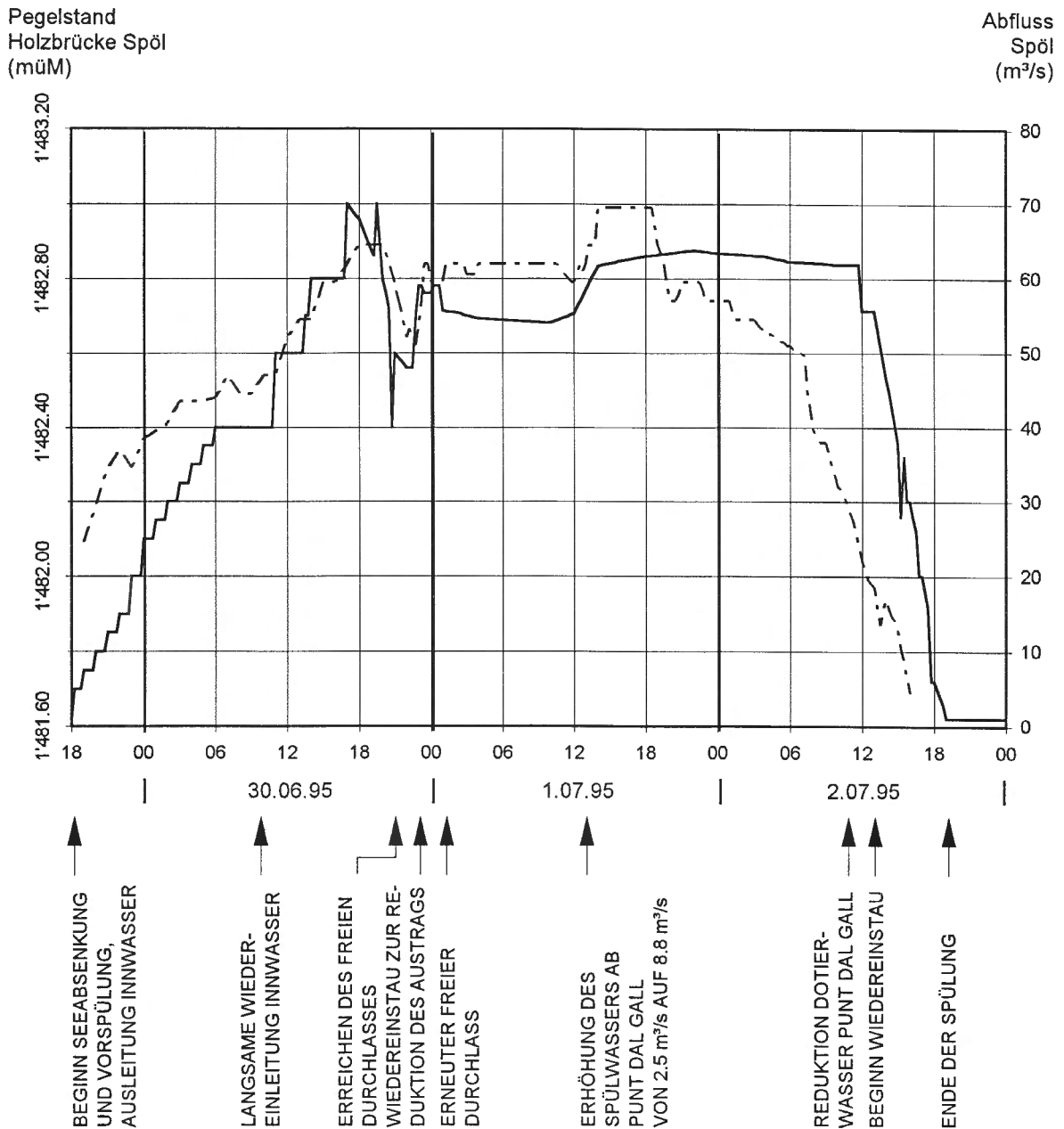


BILD 8 SPÜLWASSERABFLUSS UND PEGELSTAND

----- Pegelstand bei der Holzbrücke in Zernez
———— Spülwasserabfluss im Spöl

Um eine allfällige zusätzliche Verlandung auf der flacher fließenden Strecke im Bereich Zernez frühzeitig zu erkennen, wurde der Pegelstand laufend überwacht. Das aus dem Oberlauf mobilisierte Material wurde durch die Flachstrecke weitergetragen. Die erwünschte Sohlenerosion setzte in der Spätphase kräftig ein.

Das transportierte Material wurde in Zernez dem Inn zugeschoben, wo es mit weiterem, sauber fließenden Wasser verdünnt wurde. Im nachhinein wurden im ruhiger fließenden Innbett wohl erhebliche Kiesablagerungen festgestellt, die später mit den nachfolgenden Sommerhochwasser wieder abgetragen wurden.

WIE WAREN DIE AUSWIRKUNGEN AUF DEN FISCHBESTAND?

Das Institut HYDRA - Konstanz hat im Auftrag des Amtes für Umweltschutz Graubünden die Spülung mitverfolgt und die Resultate in ihrem Bericht "Begleitende Untersuchung und Abschätzung der ökologischen Folgen" sorgfältig und ausführlich dargestellt. Kurzgefasst werden aus dem Bericht folgende Informationen übernommen:

Bei den unmittelbar nach Abschluss der Spülung durchgeführten Kontrollen wurden 114 verendete Fische gefunden. Die meisten Fische seien verendet, weil sie bei dem rasch zurückweichenden Wasser am Ende der Spülung das Hauptgerinne nicht mehr erreichen konnten und auf dem Uferstreifen oder in Resttümpeln erstickt seien.

Bei der Kontrolle wurden 196 Forellen lebend aus Restwassertümpeln behändigt und ins Hauptgerinne zurückgesetzt. Keines dieser Tiere habe mechanische Verletzungen aufgewiesen. (z.B. Schädigung der Schleimhaut durch Sanddrift oder Verstopfung des Kiemenepithels)

Die ermittelten Verluste der Fischpopulation seien auf verschiedene Faktoren zurückzuführen, wie verändertes Flussgerinne, intensive Befischung nach erfolgter Spülung sowie auf Abdrift in andere Gewässer (Inn).

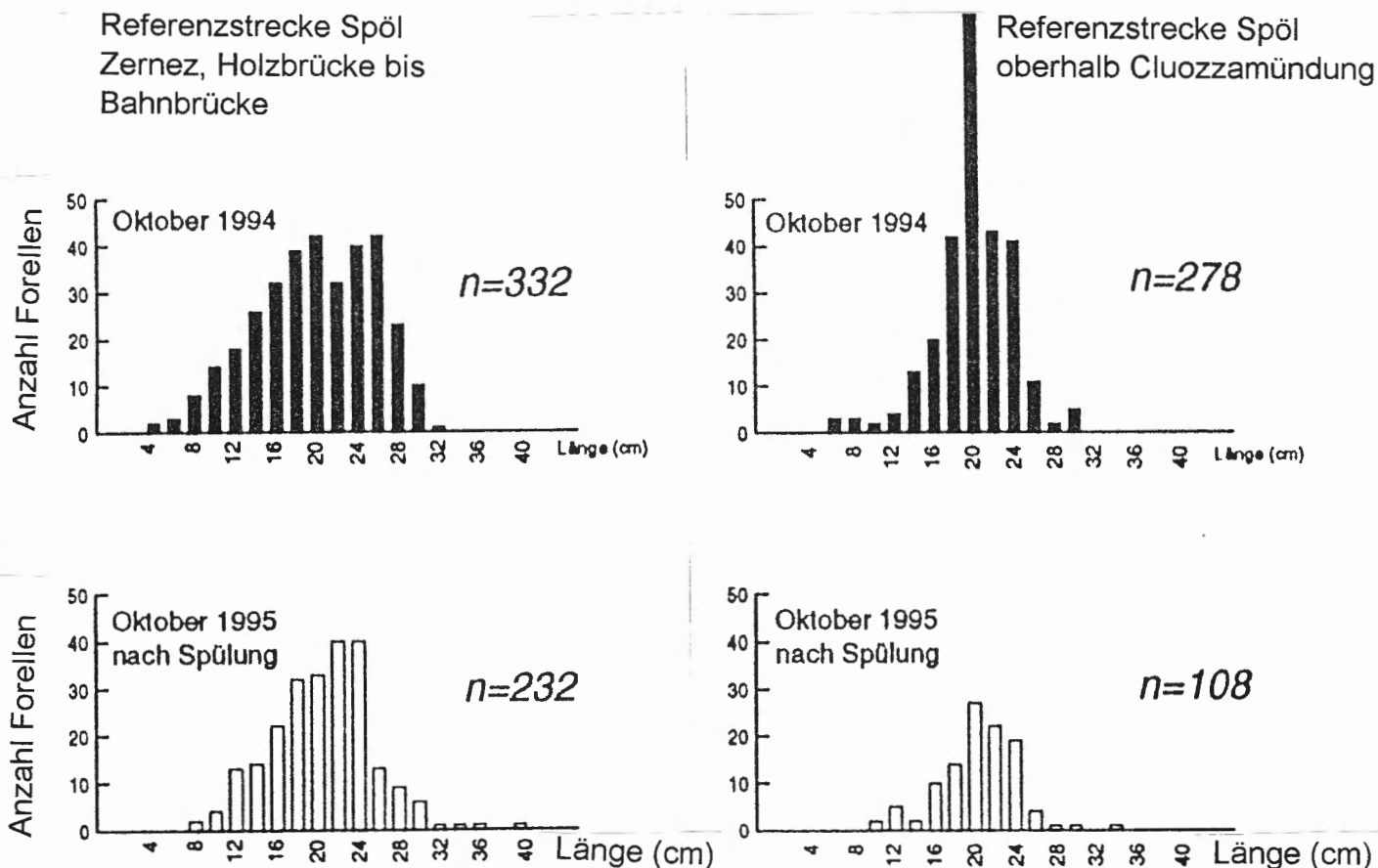
Der Verlust sei für eine Spülung des aufgezeigten Ausmasses relativ gering und wohl nicht grösser als bei natürlichen Hochwasserereignissen vergleichbarer Dimensionen. Der Fischbestand im Spöl sei durch die Spülung nicht nachhaltig gefährdet worden.

Bild 9

DIE POSITIVE BILANZ

Die sehr günstigen Bedingungen für die Spülung, gegeben durch den erhöhten Schmelzwasseranfall über die ganze Dauer der Spülung und die Möglichkeit, Verdünnungswasser in grosser Menge direkt vor die Staumauer einzuleiten, führten dazu, dass die gesetzten Ziele des Materialaustrages aus dem Nahbereich der Staumauer sowie aus dem stellenweise stark verlandeten Spölbett erfolgreich, unter weitgehender Einhaltung der gesetzten Grenzen für Schwebstoffe und Sauerstoff erreicht wurden.

Die Auswirkungen auf die Ökologie und auf den Fischbestand waren erkennbar, jedoch nicht grösser als bei natürlichen Hochwasserereignissen vergleichbarer Dimension.

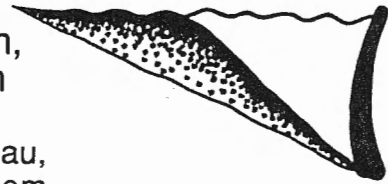


**BILD 9 EINFLUSS DER SPÜLUNG AUF
DIE FISCHPOPULATION**
(aus Bericht HYDRA-Konstanz)

Die Populationszählungen an verschiedenen Referenzorten zeigten, dass einerseits Verluste bis 61% zu verzeichnen waren, andererseits aber Tiere aller Jahrgangsklassen die Spülung überlebten. Die ökologischen Folgen lassen sich vom Umfang her mit denjenigen natürlicher Hochwasserereignisse vergleichen.

Adresse des Verfassers:

Robert Hälg, Dipl.Ing.ETH
Engadiner Kraftwerke AG
CH-7530 Zernez



Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und dem
Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband

10 Jahre ökologische Spülbegleitung am Luzzone-Stausee (Bleniotal/TI) Ein Rück- und Ausblick

M. Ammann und M. Kast
Holinger AG, Baden

Zusammenfassung

Verlandungsausräumungen von Speicherbecken haben grosse Auswirkungen auf die gewässerbewohnende Fauna des Vorfluters. Da vor allem die Gruppe der sogenannten «Makroinvertebraten» für die Selbstreinigungskraft eines Gewässers und als Fischnährtiere eine wichtige Rolle spielt, wurde deren Beeinflussung durch Spülungen und natürliche Hochwasser in einer langfristigen Studie untersucht.

Es konnten signifikante Unterschiede sowohl für den Ablauf als auch für die Auswirkungen zwischen Spülungen und Hochwassern festgestellt werden. Die gewonnenen Erkenntnisse wurden zur Formulierung von Empfehlungen für ein ökologisch schonendes Vorgehen bei der Durchführung von Kurzspülungen verwendet.

10 years of ecologic flushing at the Luzone reservoir (valley of Blenio / TI)

Summary

Sediment purging operations of hydroelectric basins have tremendous impacts on fauna populating the river flowing downstream. The group of so-called "macroinvertebrates" plays an important role for the self-purifying capability of waters as well as a source of food for the fish population. This is why a long-term study was carried out in order to examine the effects of basin purges and natural floodings on this specific animal group.

For both the sequence of events as well as the impacts mentioned above, differences could be found between purges and floodings. The insights gained were used to formulate a number of recommendations for environment-protecting procedures while carrying-out future purging operations.

Einleitung

Im Mai 1985 wurden aus dem Stausee von Luzzzone (Bleniotal, Kanton Tessin, siehe Übersichtkarte in Abbildung 1) in einer Totalspülung über 300 000 m³ Sediment entfernt, was im darunterliegenden Fluss Brenno zu einer riesigen Schlamm- und Sandlawine mit schlimmen Auswirkungen auf den Bestand der wasserlebenden Fauna führte. Daraufhin entschlossen sich die Officine Idroelettriche di Blenio S. A. (OFIBLE), Locarno, ein Monitoringprogramm durchzuführen, bei dem die Makroinvertebratenpopulation des Brenno über 10 Jahre alljährlich untersucht werden sollte. Diese Untersuchung hatte drei Ziele:

- Ermittlung der **Regenerationsfähigkeit** der das Flussbett des Brenno bewohnenden **Makroinvertebratenfauna** über eine längere Zeitdauer;
- Untersuchung der **Beeinflussung** der Makroinvertebratenpopulation durch **Faktoren** wie Temperatur, Jahreszeit, physikalisch-chemische Gewässercharakteristika sowie das hydrologische Gewässerregime;
- Vergleich der **Auswirkungen natürlicher**, wiederkehrender **Überflutungsereignisse** mit denen von **Grundablassspülungen**. Daraus sollten sich gegebenenfalls Verbesserungsvorschläge zur Durchführung von Kurzspülungen herleiten lassen, damit diese in Zukunft unter grösstmöglicher Schonung der aquatischen Fauna des Brenno durchgeführt werden können.

• Ökologische Problematik von Stauraumspülungen

Die Folgen von Stauraumspülungen können den Bestand von mindestens drei Gruppen wasserlebender Lebewesen beeinflussen: Fische, Makroinvertebraten und Algen (Mikroorganismen). Während die Interessen der Fische meist durch die an der Fischerei interessierten Vereinigungen vertreten werden, verfügen die Makroinvertebraten über keine so grosse «Lobby». Sie gelten zwar allgemein als Fischnährtiere, einen weitergehenden Nutzen spricht man ihnen jedoch häufig ab. Dabei übersieht man jedoch den grossen Beitrag, den diese Tiere z. B. für die Selbstreinigung der Gewässer zu leisten imstande sind.

Legende Probenahmestellen:

- 1 Loderio
- 2 Aquila
- 3 Olivone, Brenno della Greina
- 4 Olivone, Brenno del Lucomagno
- 5 Aquileasco

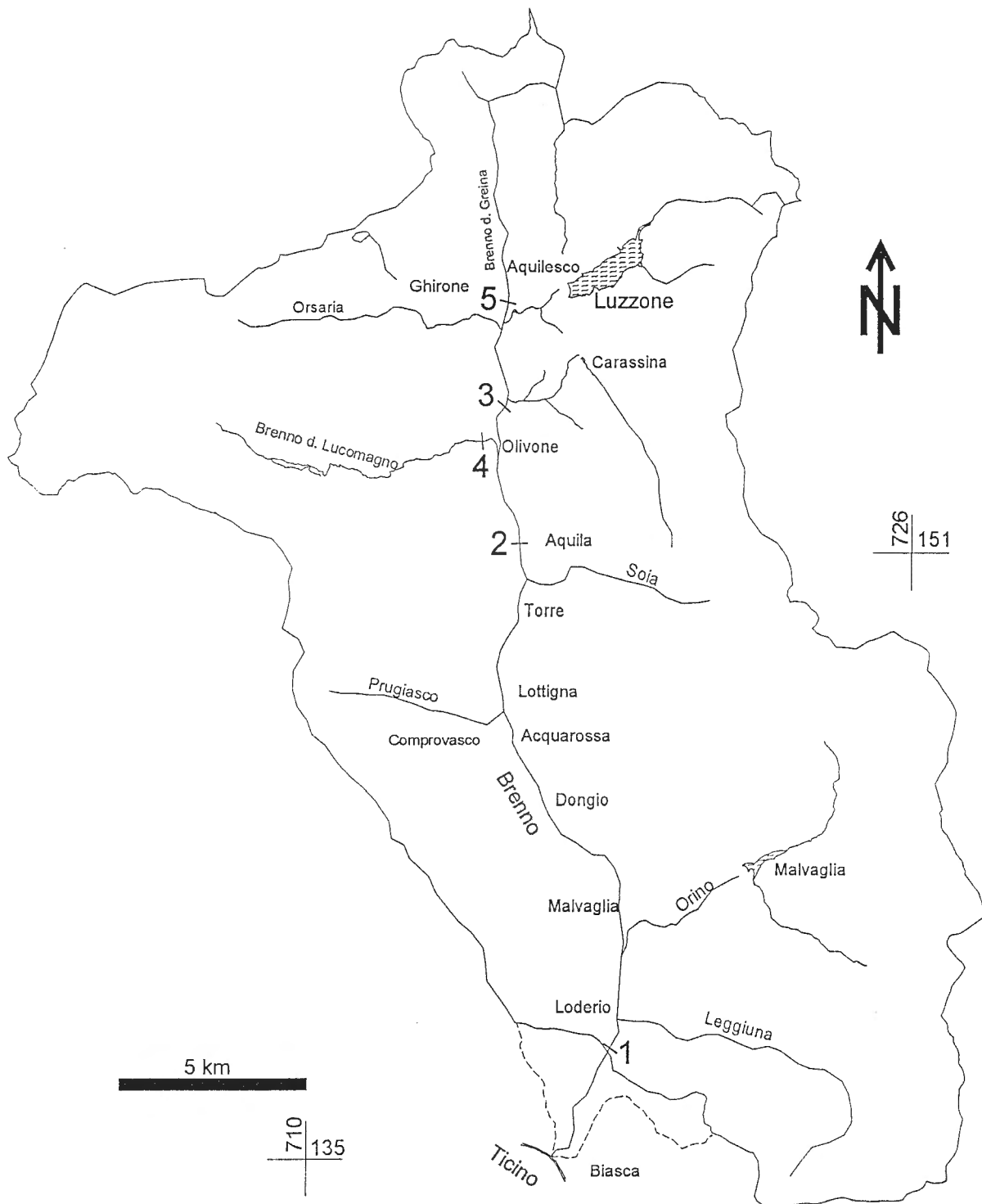


Abb. 1: Übersicht über die Probenahmestellen und das Einzugsgebiet des Brenno (Kanton Tessin)

Allgemeine Grundlagen über Makroinvertebraten

Unter Makroinvertebraten verstehen wir wasser- und bodenlebende Kleinorganismen, die eine Grösse von etwa einem Millimeter bis wenigen Zentimetern aufweisen, d. h. die noch von blossen Auge sichtbar sind. In Gebirgsflüssen und -bächen besteht der Hauptanteil dieser Makroinvertebraten aus Insektenlarven, die in der Regel ihr Jugendstadium (als Larven) im Wasser verbringen.

Im Fall des Brenno handelt es sich dabei vor allem um Stein-, Eintags- und Köcherfliegenlarven, Zweiflüglerlarven (Dipteren: Fliegen und Mücken), Würmer, Milben und Käfer. Die folgenden Beispiele sollen zeigen, wie stark sich wasserlebende Kleinlebewesen an ihre Umgebung angepasst haben. Viele dieser Organismen haben sich soweit adaptiert, dass sie unbedingt auf sauerstoffreiches und schnellfließendes Wasser angewiesen sind.

- **Beispiele (siehe Abbildungen auf der folgenden Seite)**

- ◆ **Perla sp.:** Steinfliegenlarve mit zwei Schwanzfäden (Cerci). Sie kommt nur in sauberen, sauerstoffreichen Fliessgewässern vor, weshalb ihre Kiemen sich z. T. zurückgebildet haben. Es handelt sich um kräftige, sich räuberisch ernährenden Tiere, die ihrer Beute unter Steinen versteckt auflauern. Sie besitzen einen mehrjährigen Lebenszyklus, die Larven entwickeln sich über 2 - 3 Jahre im Wasser und werden bis 25 mm lang.
- ◆ **Rhithrogena sp.:** Eintagsfliegenlarve mit drei Cerci. Die Tiere sind schlank und durch ihren Körperbau gut an starke Strömungen angepasst. Sie weiden den Algenbewuchs von Steinen ab, indem sie sich mit ihren zu Saugnäpfen umgebildeten Blattkiemen festhalten. Die Art hat einen einjährigen Lebenszyklus, die Larven werden 8 bis 20 mm lang.
- ◆ **Liponeura sp.:** Lidmückenlarve (Zweiflügler). Ihr Körperbau ist auf extreme Lebensbedingungen reissender Strömungen angepasst. Mit ihren Saugnäpfen können sie sich an glatten Steinen festhalten. Die Tiere benötigen sehr sauberes Wasser, ihre Nahrung besteht meist aus Algen.
- ◆ **Simulium sp.:** Kriebelmückenlarve (Zweiflügler). Mit einer Haftscheibe am Hinterende halten sich die Tiere an Steinen fest, während sie Algen, Bakterien und Plankton aus dem Wasser filtrieren. Auch sie sind auf sauberes, sauerstoffreiches und schnellfließendes Wasser angewiesen.

Abb. 2: (folgende Seite; Photos H. Bachmann/EAWAG)



Perla sp. (links oben)

Liponeura sp. (rechts oben)
(Ansicht von unten)

Rhithrogena sp. (links unten)

Simulium sp. (rechts unten)

- **Makroinvertebraten als Mass für Gewässerqualität**

Neben ihrem Wert für die Fischerei (als Nährtiere für die Fische) können viele Makroinvertebraten der Wissenschaft wertvolle Hinweise über die Qualität des Gewässers geben, das sie bewohnen. So gibt es z. B. bestimmte Zeiger- oder Indikatorarten, die auftreten oder verschwinden, wenn der Sauerstoffgehalt des Wassers oberhalb oder unterhalb bestimmter Werte liegt, die Strömungsgeschwindigkeit höher oder niedriger wird oder ganz allgemein der Verschmutzungsgrad des Gewässers zu- oder abnimmt.

Als anschauliches Beispiel soll nochmals die **Selbstreinigung** eines Fließgewässers dienen (siehe Abbildung 3): Beim Auftreten einer Verschmutzungsquelle (z. B. eines Abwasserzuflusses) verändert sich das Artenspektrum schlagartig. Es treten nun bestimmte Organismen (v.a. Mikroorganismen) auf, die in der Lage sind, die organischen Bestandteile unter Verbrauch von Sauerstoff als Nahrung aufzunehmen. Diese Organismen bilden die Nahrungsgrundlage für bestimmte Makroinvertebraten. Mit zunehmender «Sauberkeit» des Wassers (d. h. Bei weniger BSB bzw. organischem Material und zunehmendem Sauerstoffgehalt) verändert sich auch die Fauna des Gewässers, bis sie wieder die standorttypische Zusammensetzung hat.

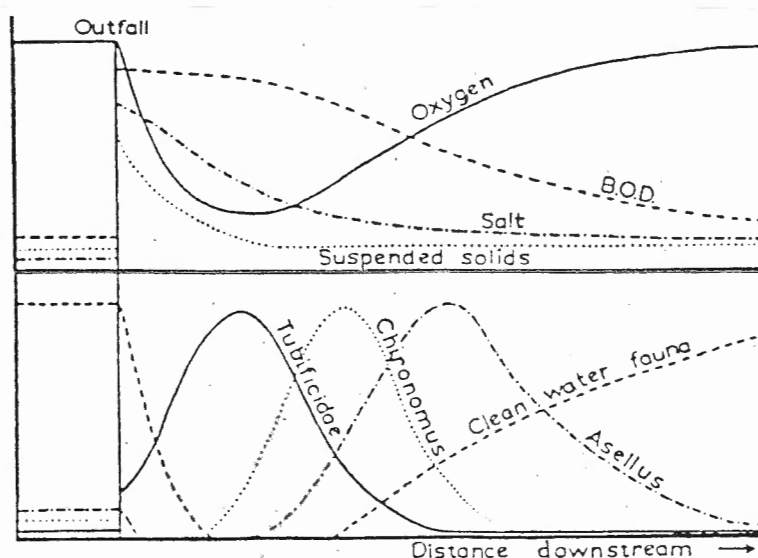


Abb. 3: Schematische Übersicht über die physikalisch-chemischen Reaktionen (oben) und die Entwicklung der Makrofauna (unten) auf eine organische Belastung von der Abwassereinleitung an abwärts

Eine weitere Möglichkeit zur Beurteilung des Gewässers unter Verwendung von Makroinvertebraten besteht darin, die Makroinvertebratenbiozönose verschiedener, ähnlicher oder gleichartiger Gewässer oder Gewässerabschnitte miteinander zu vergleichen. Hier geht man davon aus, dass bei gleichen Bedingungen (und unter gleichen zoogeografischen Rahmenbedingungen) sich eine gleiche oder

ähnliche Lebensgemeinschaft ausbilden wird. Bei der Feststellung von unterschiedlichen Entwicklungen der Biozönose lassen sich Rückschlüsse auf die anthropogenen Einflüsse an dieser Stelle ziehen.

Viele Makroinvertebratenarten, vor allem der sauberen Gebirgsbäche, sind bereits vom Aussterben bedroht und geniessen deshalb einen gesetzlichen Schutz (z. B. in Roten Listen).

Leerungen bzw. Spülungen

- **Ablauf**

Auf den technischen Ablauf von Verlandungsausräumungen wird in anderen Referaten dieses Symposiums detailliert eingegangen. In dieser Arbeit wird zwischen "Leerungen" und "Kurzspülungen" unterschieden, also zwischen Operationen, die Wochen und solchen, die nur wenige Stunden dauern. Hier soll lediglich eine Auswahl der Parameter beschrieben werden, die während eines solchen Prozederes die Kleinlebewesen beeinträchtigen könnten, indem diese entweder **direkt getötet**, ihnen ihre Lebens- und **Nahrungsgrundlage entzogen** oder aber indem sie **verdriftet** (= abgeschwemmt) werden:

- **Störfaktoren der Fauna**

- *Sediment (Schweb- und Sinkstoffe)*

Im Laufe der Spülung ausgestossene Schweb- und Sinkstoffe können mehrere Effekte haben: In Suspension sind sie vor allem für Fische gefährlich, deren Kiemen mechanisch beschädigt werden können. Es ist durchaus vorstellbar, dass auch verschiedene Makroinvertebraten (v. a. solche, die auf Steinen leben) durch die Trübstoffe beeinträchtigt werden (Sandstrahleffekt).

In Regionen mit niedriger Fliessgeschwindigkeit lagern sich die Sedimente als ausgedehnte Sand- und Schlammflächen ab, was zu Verstopfungen des Porenraumes im Flussuntergrund (hyporheisches Interstitial, siehe Abbildung 4) führt. Dadurch wird den Makroinvertebraten durch Kolmation (Verstopfung und Verdichtung des Flussuntergrundes mit Feinmaterial) ein wichtiger Lebensraum entzogen. Daneben konnte gezeigt werden, dass viele Makroinvertebraten die Tendenz zeigen, bei zunehmender Trübheit des Wassers abzuwandern.

◦ O_2

Die ausgespülten Schlammmassen verfügen je nach Gehalt an organischer Substanz über beträchtliche BSB-Werte (Mass für die Belastung eines Gewässers mit organischen Stoffen), die – einmal in den Vorfluter gelangt – massiv erniedrigte Konzentrationen an gelöstem Sauerstoff hervorrufen können. Gerade in Gewässern, die sich normalerweise durch einen hohen Sauerstoffgehalt auszeichnen, kann sich ein solcher Rückgang negativ auf die Kleinlebewesenpopulation auswirken. Mit der Messung des BSB an verschiedenen Stellen des Gewässers lassen sich Rückschlüsse auf die Selbstreinigung im Gewässer ziehen.

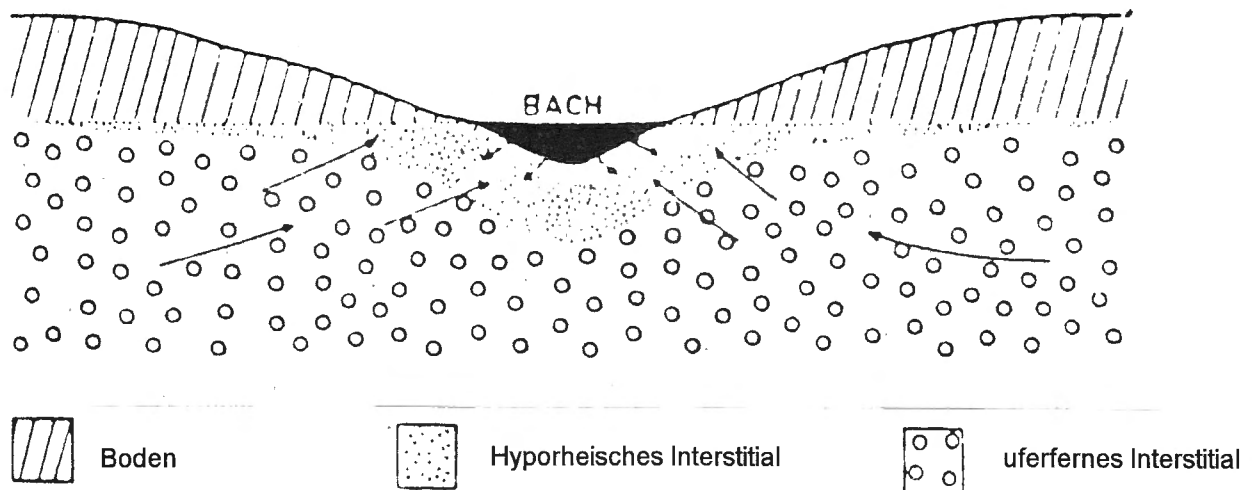


Abb. 4: Schematischer Querschnitt durch einen Geländeabschnitt mit einem Bach

◦ *Temperatur*

Je nach Herkunft des Spülwassers kommt es nach Spülungsbeginn im Vorfluter zu merklichen Temperaturunterschieden. Da die Makroinvertebraten bestimmte Umgebungstemperaturen bevorzugen, können sie solche Eingriffe zum Verdriften veranlassen. Beispielsweise hängt die Temperatur direkt mit der Sauerstoffkonzentration im Wasser und damit auch mit der Aufnahmefähigkeit von Sauerstoff über die Kiemen ins Tracheensystem des Tieres zusammen. Eine verringerte Sauerstoffaufnahme kann zu einer Fluchtreaktion führen.

Je nach Dauer einer Temperaturveränderung kann diese zu Verschiebungen im Wachstum der Makroinvertebraten führen. Im Extremfall kommt es zu

Verschiebungen des gesamten Generationszyklus und u. U. sogar zu einer nachhaltigen Veränderung der Lebensgemeinschaft.

- *Abflussregime*

Ein typisches Merkmal eines Fließgewässers ist sein Abflussregime. Der Brenno gehört zum nival méridionalen Regimetyp und weist häufig Hochwasser in den Monaten Juli, September und Oktober auf. Viele Makroinvertebraten haben ihre Generationszyklen diesem Regimetyp angepasst. Die auf Störungen besonders empfindliche Emergenz – die Umwandlung der Larve ins Fluginsekt bedeutet meist auch einen Wechsel des Mediums vom Wasser in die Luft – liegt in der bezüglich Hochwassern relativ ruhigen Frühjahresperiode. Anthropogene Hochwasser in dieser Zeit (z. B. durch Spülungen) könnten diese Organismen bzw. die gesamte Population, nachhaltig schädigen.

- **weitere potentielle (anthropogene) Stressfaktoren**

Selbstverständlich existieren neben Verlandungsräumungen noch andere natürliche und anthropogene Faktoren, die sich hemmend auf den Bestand an Makroinvertebraten auswirken können. Für den Brenno wären hier insbesondere der **Kiesabbau, Korrekturen und Verbauungen** des Brenno und seiner Zuflüsse und die Gewässerverschmutzung zu nennen.

Beurteilungskriterien für Makroinvertebratenpopulationen

Um sich ein Bild über den Zustand der Makroinvertebratenpopulation machen zu können, wurden an mehreren Stellen über die ganze Breite des Flusses Proben genommen. Dabei wurde die sogenannte «Kick-Sampling-Methode» angewandt, bei der mit dem Fuss von der Flusssohle Steine losgetreten und die abgeschwemmten Makroinvertebraten mit einem feinmaschigen Netz aufgefangen werden. Eine solche Probe wird als repräsentativer (halbquantitativer) Querschnitt durch die Lebensgemeinschaft an dieser Flussstelle angesehen.

- **Auswertung der Proben**

Bei der Beurteilung der «Qualität» einer Probe kann man mit den Kenntnissen der Lebensweise der einzelnen Arten und deren Zusammenleben Aussagen über deren Abhängigkeit von gewissen Umweltfaktoren machen. Für verschiedene **Kriterien** (z. B. Gewässergüte, Störungsempfindlichkeit, Strömungstypus, Ernäh-

rungstypus) werden Arten mit gleichen oder ähnlichen Präferenzen zu Gruppen zusammengefasst. Die jeweiligen Gruppenzusammensetzungen (relative Abundanz) können als "Fingerabdruck" einer Probenahmestelle zu einem bestimmten Zeitpunkt betrachtet und Vergleiche über verschiedene Stellen bzw. Zeitpunkte angestellt werden.

Ein weiteres wichtiges, mehr statistisches Qualitätskriterium von **Lebensgemeinschaften** ist ihre *allgemeine Diversität oder Heterogenität*. Damit ist der Artenreichtum und deren Dominanzverhältnisse innerhalb einer Gemeinschaft gemeint. Man geht dabei von der Vorstellung aus, dass sich eine natürliche, ungestörte Makroinvertebratenpopulation durch eine relativ grosse Anzahl von Arten auszeichnet, wobei alle Arten möglichst gleichförmig verteilt sind, d. h. keine dominiert. Es existieren verschiedene Indizes für die Diversität, wobei z. B. nur die Anzahl der Arten (Artenreichtum), oder aber das Verhältnis der Arten in der Gesamtpopulation (relative Abundanz) betrachtet werden.

Resultate

• Makroinvertebratenentwicklung 1986 - 1994

Für die Beantwortung dieser Fragestellung wurden Proben herangezogen, die alljährlich im Frühling vor der Kurzspülung gesammelt worden waren. Für jede Probenahmestelle konnten so für verschiedene Kriterien Entwicklungstendenzen aufgezeigt werden. So wurden z. B. für jede Probenahmestelle die Anteile (relative Häufigkeit) von fünf **Ernährungstypen** (siehe Abbildung 4), von fünf **Strömungstypen**, der acht **taxonomischen Ordnungen** und der vier **E.B.I.-Klassen** (*Extended Biotic Index*, Kennzahl für Gewässergüte) chronologisch aufgetragen.

Die Ergebnisse wurden unter Berücksichtigung der absoluten Häufigkeiten, aber auch aller bekannter Störgrößen wie Abflussmengen, Lufttemperaturen, Bauarbeiten etc. interpretiert und zusammen mit den visuellen Beobachtungen in ein Gesamtbild integriert.

◦ *Regenerationsfähigkeit*

Die am Brenno ermittelten Resultate lassen darauf schliessen, dass sich die Makroinvertebratenbestände nach erstaunlich kurzer Zeit wieder erholen:

Auswirkungen von Kurzspülungen waren in der Regel nach einem, die der Leerung nach zwei Jahren nicht mehr von der natürlichen Variabilität zu unterscheiden.

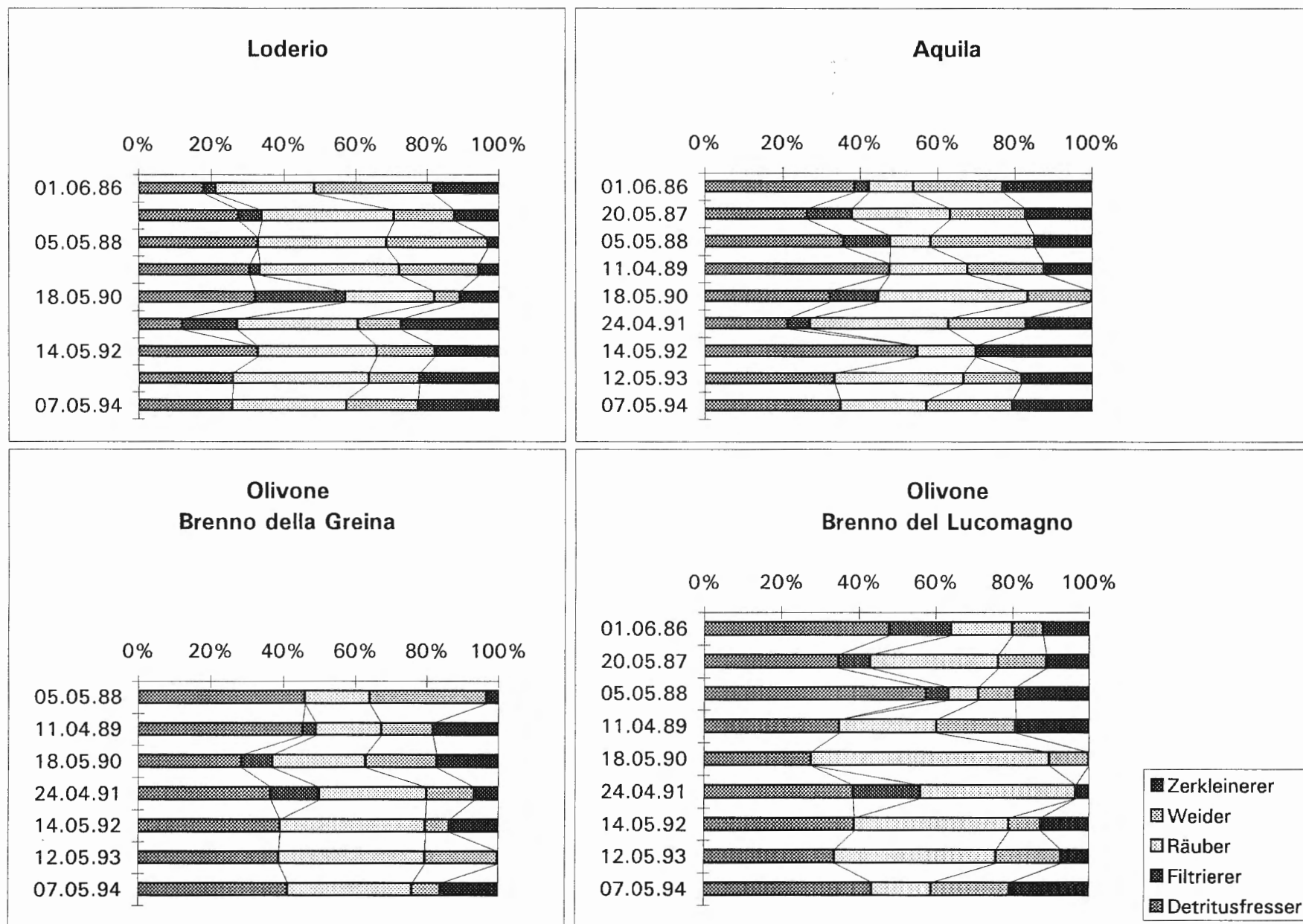


Abb. 5: Darstellung der Untersuchungsergebnisse am Beispiel der Zusammensetzung von Ernährungstypen

Ausreichende Abflussmengen und mindestens ein jährliches Hochwasser erwiesen sich allerdings als Bedingung für die oben gemachte Aussage. Es konnte festgestellt werden, dass geringe natürliche Abflussmengen sich negativ auf die Gemeinschaften auswirken, während Hochwasser eine regenerierende, positive Wirkung auf die Makroinvertebratenfauna ausüben (siehe unten).

• Einfluss von Spülungen und Hochwassern

Zur Klärung der Fragestellung nach dem Unterschied zwischen Leerungen und Spülungen auf der einen und natürlichen Hochwassern auf der anderen Seite, wurde 1993/94 eine spezielle Probenahmeserie durchgeführt: Im Frühjahr wurden *vor und nach* der alljährlichen Kurzspülung Probenahmen durchgeführt. Nachdem es im Herbst 1994 zu einer Reihe von fünf natürlichen Hochwasserereignissen gekommen war (das grösste mit einer Abflussmenge von 470 m³/s), entschloss man sich zu einer weiteren Probenahme im November zwecks Untersuchung des Hochwassereinflusses. Auch hier verglich man die Entwicklungstendenzen für die vier oben genannten Kriterien mit folgendem Resultat:

*Sowohl Hochwasser wie auch Stauraumspülungen haben **unmittelbar beeinträchtigende Auswirkungen** auf die Benthosfauna.*

Dabei muss man aber zwischen *unmittelbaren* und *verzögerten* Wirkungen unterscheiden. Der besseren Übersicht wegen werden diese unten tabellarisch dargestellt:

	Kurzspülung	Leerung	Hochwasser
direkt	erhöhte Abflussmenge erhöhte Abflussgeschwindigkeit erhöhter Schweb- und Sinkstoffanteil reduzierte Sauerstoffsättigung Abfall Wassertemperatur	<i>ähnlich Kurzspülung</i> , aber extremer: Abflussmenge, -geschwindigkeit geringer Schweb- und Sinkstoffanteil höher, in unregelmässigen Abständen Sauerstoffsättigung geringer, v. a. gegen Operationsende Dauer: länger	<i>ähnlich Kurzspülung</i> , Unterschiede: Abflussmengen, -geschwindigkeit steigern sich regelmässig; Schwebstofflast ungefähr proportional Abflussgeschwindigkeit
verzögert	Ablagerung von Feinmaterial auf Flusssohle (→ Kolmation)	Ablagerung <i>grosser Mengen</i> von Feinmaterial auf Flusssohle (→ Kolmation)	<i>ähnlich Kurzspülung</i> , Sanddepots werden wieder abgetragen, Sohlen aufgelockert

Die Fauna kann sich nach einem Hochwasser bedeutend schneller regenerieren als nach einer Kurzspülung. Während eine Kurzspülung die Benthosfauna völlig

zu überraschen scheint, kündigt sich ein Hochwasser durch allmählich zunehmende Fliessgeschwindigkeiten an und erlaubt es so den Organismen, sich ins Interstitial zurückzuziehen (grössere "Vorwarnzeit"). Da der Flussuntergrund nur beschränkt in Mitleidenschaft gezogen wird, kann sich die Lebensgemeinschaft aus der Tiefe des Interstitials relativ rasch regenerieren.

Während *Hochwasser* durch die erhöhte Abflussgeschwindigkeit und die damit verbundene Auflockerung der Flusssohle sowie die Abtragung der Sanddepots offenbar eine reinigende und regenerative Wirkung ausüben, haben *Niedrigwasserperioden* einen stark negativen Einfluss auf die Makroinvertebratenpopulation. In solchen Zeiten ist die Abflussmenge zu gering, um die in zunehmendem Masse anfallenden Siedlungsabwässer zu verdünnen. Gleichzeitig sinkt die Fliessgeschwindigkeit, was viele strömungs- und sauerstoffliebende Arten des Brenno zum Abdriften veranlasst.

Empfehlungen zur Durchführung von Kurzspülungen

Resultate früherer, aber auch dieser Untersuchung zeigen, dass neben dem richtigen Spülungszeitpunkt das Hauptproblem bei Spülungen dieser Art die immensen Sand- und Schlammassen sind, denen eine nicht ausreichende Quantität an – teurem – Spülwasser gegenübersteht. Es wurde andererseits festgestellt, dass die im Luzzone-Staubecken herrschenden Bedingungen den Einsatz von Saugbaggern äusserst schwierig durchführbar und wirtschaftlich unrentabel machen. Eine Problemlösung muss sich daher auf die Beschaffung von möglichst billigem Spülwasser konzentrieren.

Es konnte gezeigt werden, dass *natürliche Hochwasser*, bei denen Wasser in grossen Mengen anfällt, zudem die Eigenschaft haben, sich mittel- und langfristig auf die Makroinvertebratenpopulation eher günstig auszuwirken. Was liegt also näher, als zu versuchen, Spülungen einem Hochwasser nachzuempfinden oder – noch besser – die Spülung in einem natürlichen Hochwasser zu «verstecken»?

Aus unseren Untersuchungen liessen sich, unter Absprache mit der Gruppe um Herrn Prof. Sinniger an der ETH Lausanne folgende drei Empfehlungen für ein ökologisch schonendes Vorgehen bei zukünftigen Kurzspülungen formulieren:

- **Die Spülungen sollten zusammen mit natürlichen Hochwasserereignissen durchgeführt werden.**

Hochwasser geben den natürlichen Ablauf vor und stellen überdies zusätzliches Spülwasser zur Verfügung. Dadurch sinkt die Konzentration an Trübstoffen und die Gefahr von Kolmation des Flussuntergrundes verringert sich. Da Hochwasser

in der Regel in einer bestimmten Periode des Jahres vorkommen, haben sich die Organismen entsprechend angepasst. Ausserhalb dieser Periode würden sich (anthropogene) Hochwasser sehr nachteilig auf die Biozönose auswirken.

- **Die Abflussmenge des Luzzzone-Baches (Vorfluter) sollte nur langsam auf das Maximum angehoben werden.**

Dabei ist darauf zu achten, dass der Grundablass erst geöffnet wird, wenn das Hochwasser im Brenno bereits seinen Höchststand überschritten hat. So kann erreicht werden, dass das aus dem See ausgespülte Sediment nicht zur Erhöhung des Sediment-Spitzenwertes des natürlichen Hochwassers beiträgt.

Ein solches Vorgehen hat zwei Vorteile:

1. Für die Makroinvertebratenfauna entfällt der "Überraschungseffekt", die Tiere können sich durch das Hochwasser langsam auf höhere Abflussmengen und die Sedimentwolke vorbereiten;
2. Durch die ETH Lausanne konnte gezeigt werden, dass die Sediment-Spitzenwerte vor dem Pegelhöchststand erreicht werden. Ein Öffnen des Grundablasses erst bei rückläufigen Pegelwerten würde den natürlichen Spitzenwert des Schwebstoffanteils nicht noch weiter erhöhen.

- **Durch entsprechende technische und organisatorische Schritte sollte sichergestellt werden, dass bei Spülungsende noch genügend sauberes Verdünnungswasser zur Verfügung steht.**

Bei einem Hochwasser nimmt der Anteil mitgeführter Feststoffe gegen Ende wieder ab, was zu einer Ausräumung der zusedimentierten Flussabschnitte beiträgt. Gleichzeitig sinkt der Wasserpegel durch die abnehmende Abflussmenge wieder, wodurch Sedimente als «harmlose» Auflandungen auf beiden Seiten des Gewässers zurückbleiben (im Gegensatz zu den weniger harmlosen Sandbänken, die die Flusssohle verstopfen).

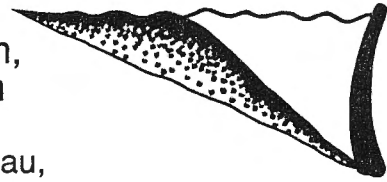
Sollte nun bei schnell sinkender Abflussmenge das Spülungsende wider Erwarten noch in weiter Ferne sein, müsste für den Notfall eine Quantität feststoffarmes, sauerstoffreiches Spülwasser zur Verfügung stehen. Im Falle einer Spülung des Luzzzone-Beckens wäre eine Möglichkeit hierfür das Schliessen der Wasserfassungen im Val di Campo, Val Camadra und Lucomagno, was bewirkt, dass Wasser unter Umgehung des Stausees direkt in den Brenno gelangt (denkbar wäre auch die Verwendung von Wasser aus den Carassina- und Malvaglia-Ausgleichsbecken am Schluss der Spülung). Diese Massnahme müsste aber nur in dem Fall angewandt werden, dass die Abflussmenge des Hochwassers nicht ausreicht, um die Spülung zu «schlucken».

Literatur

- Ammann, Markus (1993): Das durch Wasserkraftnutzung veränderte Abflussregime eines alpinen Fliessgewässers und dessen Auswirkungen auf das Makrobenthos. Diss. ETH Zürich. Nr. 10106
- Blohm, H.-P.; Borchardt, D. (1989). Stossartige Belastungen in Fliessgewässern - Auswirkungen auf ausgewählte Organismengruppen und deren Lebensräume. DVWK-Schriften 88, 211 - 271.
- BUWAL (1994). Ökologische Folgen von Stauraumspülungen. Schriftenreihe Umwelt Nr. 219. Bern.
- EPFL (1993). Barrage de Luzzzone. Etude de la formation des dépôts et du dégrèvement de la retenue. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Laboratoire de constructions hydrauliques.
- HYNES H.B.N. (1970). The Ecology of Running Waters, Liverpool University Press.
- HOLINGER AG (1995). Zusammenfassender Bericht über die Entwicklung der Makroinvertebratenfauna des Brenno in den Jahren 1985 - 1994. Baden.

Adresse der Verfasser:

Dr. Markus Ammann
Martin Kast, Dipl. Biologe
Holinger AG
Haselstrasse 1
CH 5401 Baden



Sanierung des Staubeckens Palü

S. Kanne, R. Baumann

Straub AG, Chur; Kraftwerke Brusio AG, Poschiavo

Zusammenfassung

Das Ausgleichsbecken Palü im oberen Puschlav war durch das eingetragene Moränenmaterial des sich zurückziehenden Palügletschers verlandet. Um in Zukunft die durch den Palübach eingetragenen Feststoffe die Sperrenstelle passieren zu lassen, wurde 1993 eine Kiesschleuse durch Abtrennung eines Beckenteils und Erstellung eines leistungsfähigen Grundablasses erstellt. Danach wurde das ursprüngliche Nutzvolumen wiederhergestellt und ca. 100'000 m³ abgelagerte Sedimente aus dem Becken geräumt. Der grösste Teil wurde in den Palübach gegeben und durch die Schleppkraft des Wassers Richtung Lago di Poschiavo transportiert, der vor dem Kraftwerksbau die natürliche Deponie für dieses Material darstellte.

Restoration of Palü compensation basin

Summary

The Palü compensation basin in the upper Puschlav valley has been filled by moraine material from the shrinking glacier Palü. In future this material will pass the basin through a gravel sluice, which was built by separating a part of the reservoir and the construction of an efficient bottom outlet. Later approx. 100'000 m³ of sediments were removed from the reservoir to reestablish the initial compensation volume. Most of the material was given into the creek and has been transported by dragging force to the Lake of Poschiavo, the natural deposit.

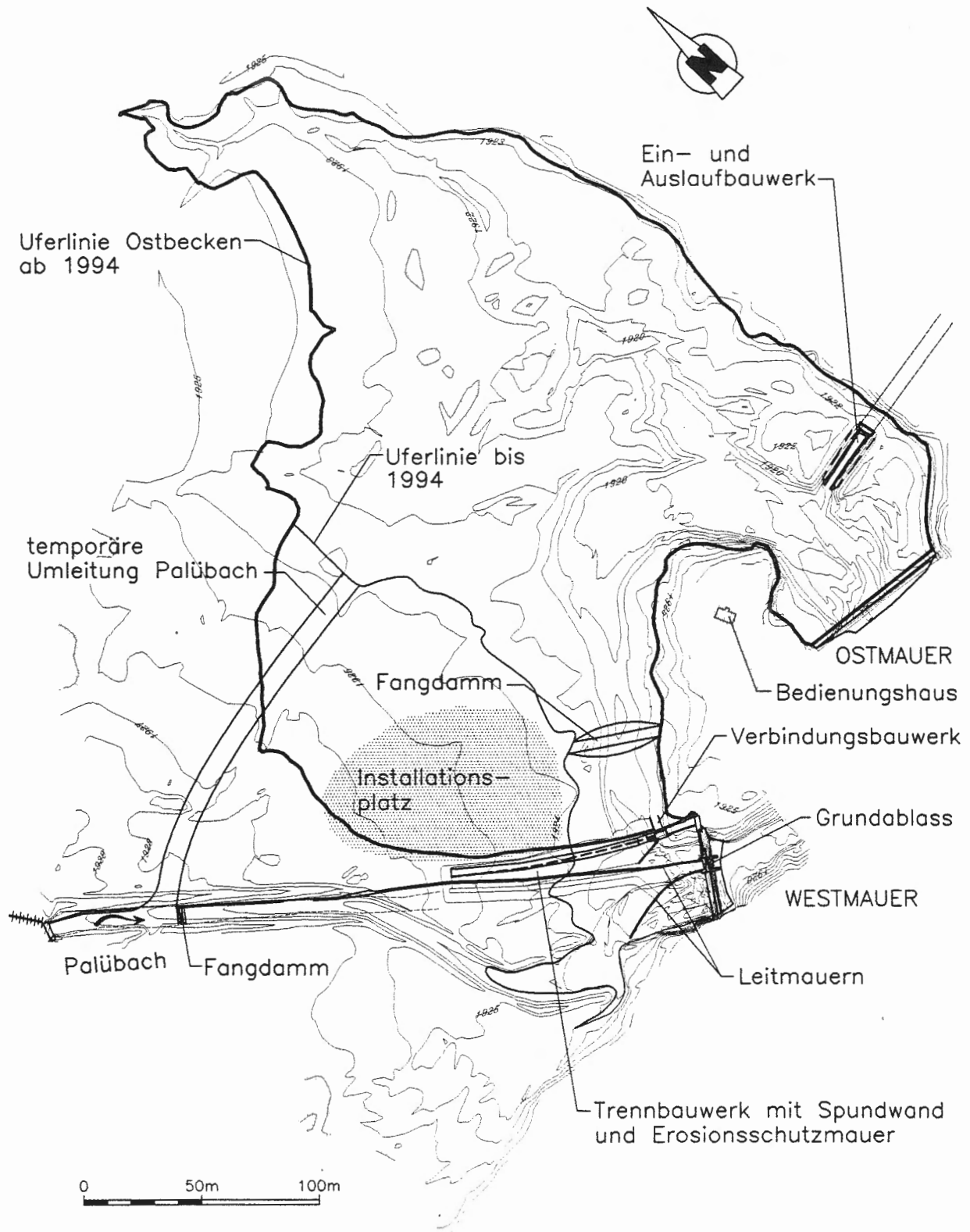
Assainissement du bassin de compensation Palü

Résumé

Le bassin de compensation Palü dans la vallée de Poschiavo était envasé avec matériau de la moraine du glacier Palü. Pour laisser passer en future ce matériau, en 1993 une écluse pour le gravier était construite au moyen de la separation d'une partie du bassin et d'une effective vidange de fond. Depuis env. 100'000 m³ de sédiments sont enlevés du bassin pour restaurer le volume original. La plus grande part du matériau était transportée au moyen de la force tractrice jusque au lac du Poschiavo, le dépôt naturel.

Abb.1: Situation Palübecken mit Kiesschleuse

ca. 1:3000



1. Situation

Das Ausgleichsbecken Palü im oberen Puschlav wurde 1926/27, zusammen mit den beiden Kraftwerken Palü und Cavaglia, von den Kraftwerken Brusio AG (KWB) gebaut. Die beiden Kraftwerke nutzen das Gefälle zwischen dem Stausee Lago Bianco und der Cavaglia-Ebene. Das Palübecken wird durch zwei Gewichtsstaumauern von rund 10m Höhe gebildet und dient als Wasserfassung für den Abfluss des Palügletschers (Palübach) und als Ausgleichsbecken zwischen den erwähnten Kraftwerksstufen.

2. Verlandung 1927 bis 1992

Der Palügletscher, der im letzten Jahrhundert noch bis zum Talboden der Palüebene reichte, befindet sich seit der Jahrhundertwende auf dem Rückzug. In der Folge führte die Erosion der freigelegten Grund- und Seitenmoränen zu einer enormen Zunahme des Geschiebetransports im Palübach und infolgedessen zu einer raschen Verlandung des Staubeckens. Das ursprüngliche Nutzvolumen von 165'000 m³ war bereits 1936 auf 76'000 m³ reduziert. Durch den Bau eines Kiesfangdamms oberhalb des Palübeckens und durch periodische Spülungen des Stauraums gelang es, das Stauvolumen bis in die 80er Jahre auf ca. 75'000 m³ konstant zu halten. Das Katastrophen-Hochwasser von 1987 führte zu einer weiteren Verlandung von rund 10'000 m³, so dass das Nutzvolumen schliesslich nur noch 64'000 m³ betragen hat. Die Straub AG wurde 1989 von der KWB beauftragt, die Wiederherstellung des ursprünglichen Nutzvolumens und dessen zukünftige Erhaltung zu projektieren.

3. Kiesschleuse Palü

3.1 Lösungskonzept

Die Abbildung 1 enthält die heutige Situation des Palübeckens mit der im Sommer 1993 erstellten Kiesschleuse, sowie die Topographie vor der 1994 erfolgten Ausräumung des Beckens. Das Ausgleichsbecken Palü war vor dem Bau der Kiesschleuse topographisch in einen westlichen und einen östlichen Abschnitt unterteilt. Die beiden Beckenteile, von denen

Abb.2: Situation Kiesschleuse

ca. 1:1000

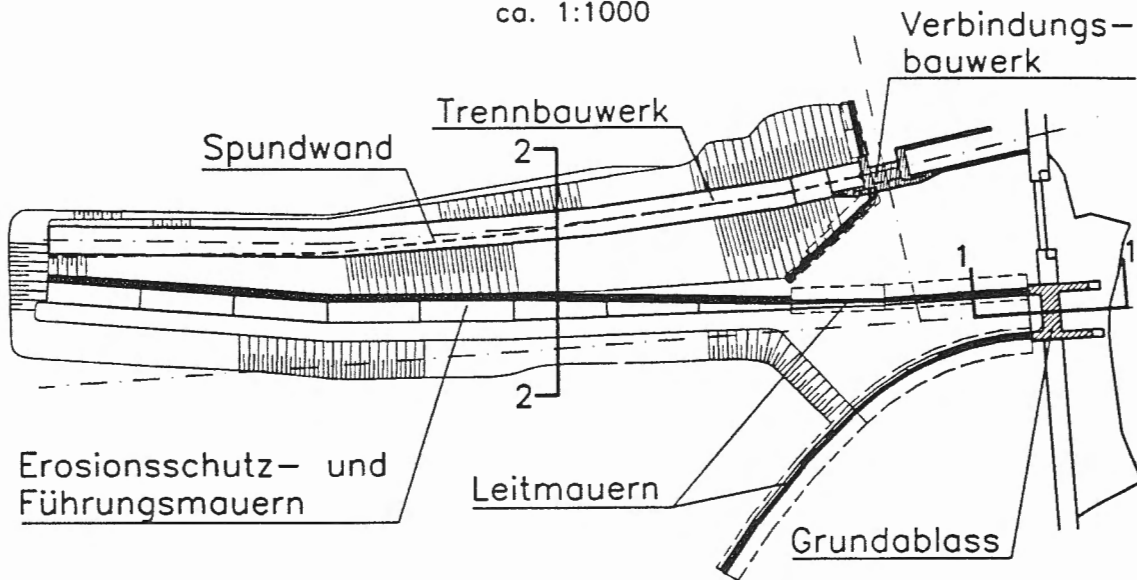


Abb.3: Schnitt 1-1, Spülschütze

ca. 1:300

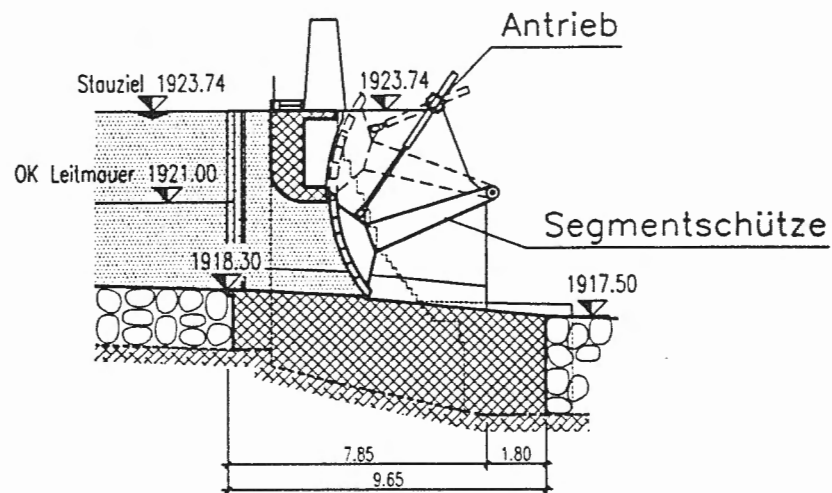
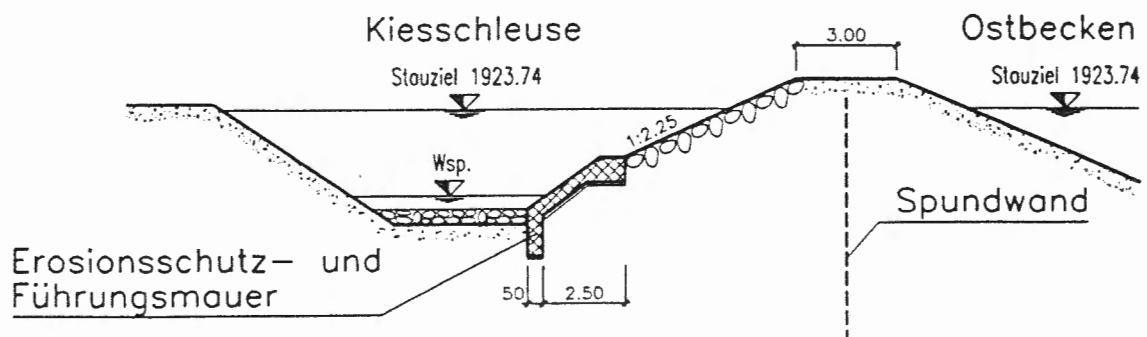


Abb.4: Schnitt 2-2, Trennbauwerk und Spülkanal

ca. 1:300



der östliche den grössten Teil des Nutzvolumens (90%) enthielt, waren durch einen schmalen Kanal miteinander verbunden. Beide Beckenteile sind je durch eine Gewichtsstaumauer (Ostmauer und Westmauer) abgeschlossen. Der Hauptzufluss, der Palübach, der auch der einzige ganzjährig wasserführende Zufluss und für die Verlandung verantwortlich ist, mündet in das Westbecken.

Das Konzept der Kiesschleuse (Abb.2) besteht darin, bei Hochwasser den direkten Eintritt des sedimentbeladenen Wassers in den Ostteil des Beckens zu verhindern und dieses direkt durch den Grundablass in der Westmauer hindurchzuführen. Zu diesem Zweck musste in der Westmauer, als Ersatz für den bestehenden (1m^2), ein leistungsfähiger, tiefliegender Grundablass eingebaut werden. Diese Öffnung ($4\text{m} \times 3\text{m}$) wird durch eine Segmentschütze abgeschlossen. Bei Hochwasser wird diese geöffnet, so dass der Wasserspiegel im Westbecken abgesenkt und eine starke Strömung im Schleusenkanal hervorgerufen wird. Dadurch werden die Sedimente durch das Hochwasser talseits der Sperre verfrachtet. Durch ein Trennbauwerk wird verhindert, dass bei abgesenktem Wasserspiegel im westlichen Beckenteil Wasser vom Ost- ins Westbecken zurückfliesst. Die Verbindungsöffnung im Trennbauwerk wird dabei durch eine Klappe geschlossen.

Der Westbeckenteil wird auf diese Weise zu einem entleerbaren Geschiebesammler umfunktioniert, während der östliche Beckenteil seine Funktion als Ausgleichsbecken beibehält. Bei einem unerwarteten Hochwasserereignis wird dadurch sowohl der Verlust bei der Energieproduktion minimiert, als auch die Erhöhung des Hochwasserabflusses durch das Ablassen des unter Umständen gefüllten Palübeckens vermieden. Das Konzept nutzt zudem die Tatsache, dass der weitaus grösste Teil der Feststoffe bei grösseren Abflüssen zur Sperrenstelle transportiert wird, d.h. mit dem Fassungsunterbruch an nur wenigen Tagen im Jahr kann die Weiterleitung der Feststoffe mit hohem Wirkungsgrad bewerkstelligt werden. Das bei geschlossener Segmentschütze sich in der Kiesschleuse ablagernde Geschiebe wird bei Bedarf und bei ausreichender Wasserführung im Palübach durch eine Spülung entfernt.

Die Berechnung der Geschiebetransportkapazität zeigte, dass der Weitertransport der zu erwartenden mittleren jährlichen Geschiebefracht von ca. $2'000\text{ m}^3$ auf der Gerinnestrecke vom Palübecken bis zum Lago di Poschiavo ohne zusätzliche Abgabe von Fassungswasser

erfolgt. Die Ergebnisse der Rechnung wurden anhand von Messungen während einer grösseren Spülung und durch die Abschätzung des Geschiebetransports zwischen 1928 und 1989 überprüft.

3.2 Beschreibung der Anlageteile

In die bestehende Gewichtsstaumauer wurde eine Bresche gebrochen, in welcher der neue Grundablass erstellt wurde. Dieser wird durch eine 4 m breite und 2.9 m hohe Segment-schütze abgeschlossen. Eine Verbundwirkung der Staumauer mit dem neuen Bauwerk wird durch eine Verdübelung erreicht. Die beiden 1 m dicken Seitenpfeiler sind oberhalb der Schütze durch einen Riegel verbunden, der als Steg und als Staubalken dient. Der Antrieb der Schütze erfolgt durch eine hydraulische Presse, die sich auf einen auf den Seitenpfeilern verankerten Balken stützt (Abb.3). Die Antriebsaggregate befinden sich im bestehenden, zum Bedienungshaus umfunktionierten Alpgebäude zwischen den beiden Sperren. Die Oeldruck- und Steuerleitungen sind in Kabelkanälen verlegt. Um die gegenüber Abrieb besonders empfindliche Struktur des Grundablasses zu schützen, wurde dessen Sohle sowie beide Längswände bis auf eine Höhe von 70 cm mit abriebresistenten Schmelzbasaltplatten verkleidet. Aus dem gleichen Grund wurden deren Einfassungswinkel wie auch die Führungsnischen für die Dammbalken aus abriebfestem Material erstellt.

Das Trennbauwerk (Abb. 2 und 4) bildet die Fortsetzung einer bestehenden, linksseitigen Böschungssicherung des Zuflussgerinnes. Talwärts schliesst es mit einem rund 18 m langen Verbindungsbauwerk aus Beton an das Widerlager der bestehenden Westmauer an. Es besteht aus einer Spundwand aus Larssen-22 Profilen, gerammt bis zur Felsoberfläche oder maximal bis zu einer Tiefe von 10 m. Diese Wand dient als Dichtungswand und ist mit einer kraftschlüssigen und dichten Verbindung an das Verbindungsbauwerk angeschlossen. Das im Bereich der Spundwand vorgefundene Material des Kiesdeltas bildet den Damm. Bei der Böschungsneigung von 1:2.5, dem vorhandenen Material und der Rammtiefe der Spundwand bleiben, auch bei raschen Spiegelabsenkungen, sowohl die Böschungen als auch die Gerinnesohle in der Kiesschleuse stabil. Eine Erosionsschutzmauer schützt den westlichen Böschungsfuss des Trennbauwerks vor den (Hochwasser-) Zuflüssen des Palübachs. Die Betonmauer ist auf einem Niveau von 1.50 m unterhalb der Bachsohle fundiert, welche mit

einem ca. 50 cm starken Blockwurf geschützt ist. Die Böschung oberhalb der Erosionsschutzmauer ist ebenfalls mit einem Blockwurf geschützt.

Das Verbindungsbauwerk aus Beton besteht aus zwei Leitmauern sowie aus dem daran anschliessenden rahmenförmigen Bauwerk, in welchem die Verbindungsschütze integriert ist. Die Verbindungsschütze besteht aus einer einfachen Klappenkonstruktion mit einer lichten Öffnung von 3 m Weite und 1.5 m Höhe und ist ganz auf Fels fundiert.

Auf der westlichen Seite des Trennbauwerks wurde mittels eines trapezförmigen Aushubs der sogenannte Spülkanal ausgebildet, dessen Sohle eine Längsneigung von 4% aufweist. Während das Ostufer des Spülkanals durch die Erosionsschutzmauer abgegrenzt wird, ist die Westseite ungeschützt. Dadurch wird ein Ausweichen des Bachs in diese Richtung ermöglicht, wobei der Palübach mit der Zeit das auf dieser Seite vorhandene Material erodieren und abtransportieren kann.

Die oberwasserseitig des Grundablasses angeordneten Leitmauern gewährleisten eine hydraulisch optimale Anströmung der Spülöffnung. Sie wurden in armiertem Beton erstellt. Die maximale Kronenhöhe der Leitmauern liegt unter dem Senkziel. Die Leitmauern wie auch die Erosionsschutzmauern sind, ausser bei Spülungen, nicht sichtbar.

3.3 Besondere Aspekte der Bauausführung

Der Palüsee liegt auf einer Höhe von rund 1900 m ü.M. Auf dieser Höhe kann witterungsbedingt nur von Mitte Mai bis Ende Oktober gearbeitet werden. Um Störungen durch die Baustelle in der touristisch bedeutsamen Region so gering wie möglich zu halten, sollte das Bauwerk während eines Sommers, d.h. in fünfeinhalb Monaten fertiggestellt werden. Aus diesem Grund wurden die Arbeiter bei der Baustelle untergebracht. Dadurch konnte bei Bedarf abends länger gearbeitet werden und es entfiel die zusätzliche Belastung der An- und Abfahrt von über einer Stunde pro Tag.

Die Baustelle liegt in einem unzugänglichen Talkessel ohne Strassenanschluss. Drei schwere Baufahrzeuge wurden mit der Rhätischen Bahn bis zu einer Verladeplattform oberhalb des

Palübeckens und von dort auf einem kleinen Weg mit 35 % Steigung zur Baustelle gebracht. Personen und Kleinmaterial konnten mit der Standseilbahn im Rohrstollen zwischen den Zentralen Palü und Cavaglia befördert werden. Alles übrige Baugerät und -material musste per Helikopter von der Cavagliaebene (ca. 1700 m ü.M.) zur Baustelle geschafft werden. Das maximale Gewicht der einzelnen Bauteile und der zum Teil zerlegten Baugeräte war dadurch auf ca. 3 to begrenzt.

Für das Rammen der Spundwand und die Betonarbeiten wurde ein Hochbaukran mit einem 50-m-Ausleger zur Baustelle geflogen und mit Hilfe des Helikopters montiert. Die Betonherstellung sollte zunächst in einer vorhandenen Beton-Anlage in der Cavaglia-Ebene erfolgen. Um jedoch die Anzahl der dafür notwendigen Transportflüge von ca. 2500 auf ca. 400 Flüge für den Zementtransport zu reduzieren, wurde der Beton vor Ort hergestellt. Ausserdem konnten die Betonarbeiten dadurch unabhängig vom (Flug-) Wetter durchgeführt werden, was sich als gewichtiger Vorteil erwies. Das vorhandene Kiesmaterial des Deltas (Abb.5) wurde in der installierten Aufbereitungsanlage in die Fraktionen 0/4 mm, 4/16 mm und 16/32 mm aufgeteilt. Die Fraktionen 0/4 mm und 4/16 mm liessen sich nur schwer trennen, da das Material bei der Aufbereitung nicht gewaschen wurde. Der Beton wurde schliesslich aus den beiden Komponenten 0/16 mm und 16/32 mm, mit einem Freifallmischer mit 500 l Fassungsvermögen, hergestellt. Die Begleitung der Betonherstellung durch ein Betonlabor stellte sicher, dass die geforderte Betonqualität (B35/25, frostsicher) erreicht wurde.

Beim Rammen der Spundwand (ca. 600 m²) mit einer am Kran angehängten Vibrationsramme traten keine besonderen Probleme auf. Zur Ausrichtung der Spundwandbohlen wurde eine horizontale Führung aus Spundbohlen hergestellt. In der Vertikalen wurden die Bohlen ausgerichtet, indem die benachbarten, zur Hälfte eingerammten Bohlen mit Seilzügen nach der Seite abgespannt wurden.

Der Abbruch von ca. 180 m³ kompaktem Beton der Westmauer erwies sich wegen der hohen Betondruckfestigkeit (ca. 70 N/mm²) als schwieriger und zeitaufwendiger als geplant. Um eine Schädigung der Struktur des verbeliebenden Betons zu vermeiden, war der Abbruch durch Sprengung ausgeschlossen. Der Abbruch erfolgte durch einen am Bagger montierten

Abbauhammer und benötigte insgesamt 6 Wochen, da der Bagger zwischendurch zu anderen Arbeiten herangezogen wurde.

Die Grundablassschütze wurde in drei einzelnen Elementen montiert, ausgerichtet und einbetoniert: Dichtungsrahmen, Schützenkörper und Traverse des Hydraulikzylinders. Für die kleinere Verbindungsschütze wurde ein Dichtungsrahmen mit den Befestigungspunkten der Schützenlager und des Hydraulikzylinders einbetoniert. Die Dichtheit der Schütze war in hierbei ohne weiteres Justieren sichergestellt.

Während der Bauzeit wurde der Palübach oberhalb der Baustelle direkt in das durch einen Fangdamm von der Baustelle abgetrennte Ostbecken eingeleitet (Abb.1). Hochwasser wurden über die Krone der Ostmauer entlastet.

3.4 Betrieb der Kiesschleuse

Die Steuerung der Grundablassschütze wurde mit Hilfe hydraulischer Berechnungen so festgelegt, dass durch die Entleerung der Kiesschleuse keine Abflüsse erzeugt werden, die höher als die Spitzen der jeweiligen Hochwasserabflüsse sind (Ausnahme kleinere Hochwasser). Andererseits soll diese Entleerung jedoch schnell genug erfolgen, um den Durchgang eines Hochwassers ohne Rückstau und damit den Transport des Geschiebes durch die Kiesschleuse hindurch zu gewährleisten. Die Kriterien für die Öffnung der Schütze sind das Erreichen des Abflusses im Palübach von $6 \text{ m}^3/\text{s}$. Dieser Abfluss wird im Tagesmittel an etwa zwei Tagen pro Jahr erreicht. Gleichzeitig mit dem Schliessen der Verbindungsschütze wird die Segmentschütze des Grundablasses zunächst langsam geöffnet. Der Wasserspiegel in der Kiesschleuse bleibt in dieser Zeit etwa auf gleichem Niveau wie im Ostbecken. Danach wird die Segmentschütze mit grösserer Geschwindigkeit vollständig geöffnet.

Abbildung 5 zeigt die Zufluss- und Abflussganglinien in der Kiesschleuse für drei verschiedene Hochwasserfälle. Zur Berechnung der Zuflussspitzen wurden die Regenintensitäten mehrerer in der Nähe liegender Messstationen herangezogen. Die Zuflusshydrographen wurden mit der Isochronenmethode bestimmt.

Abbildung 5: Steuerung der Kiesschleuse und Durchgang von Hochwässern

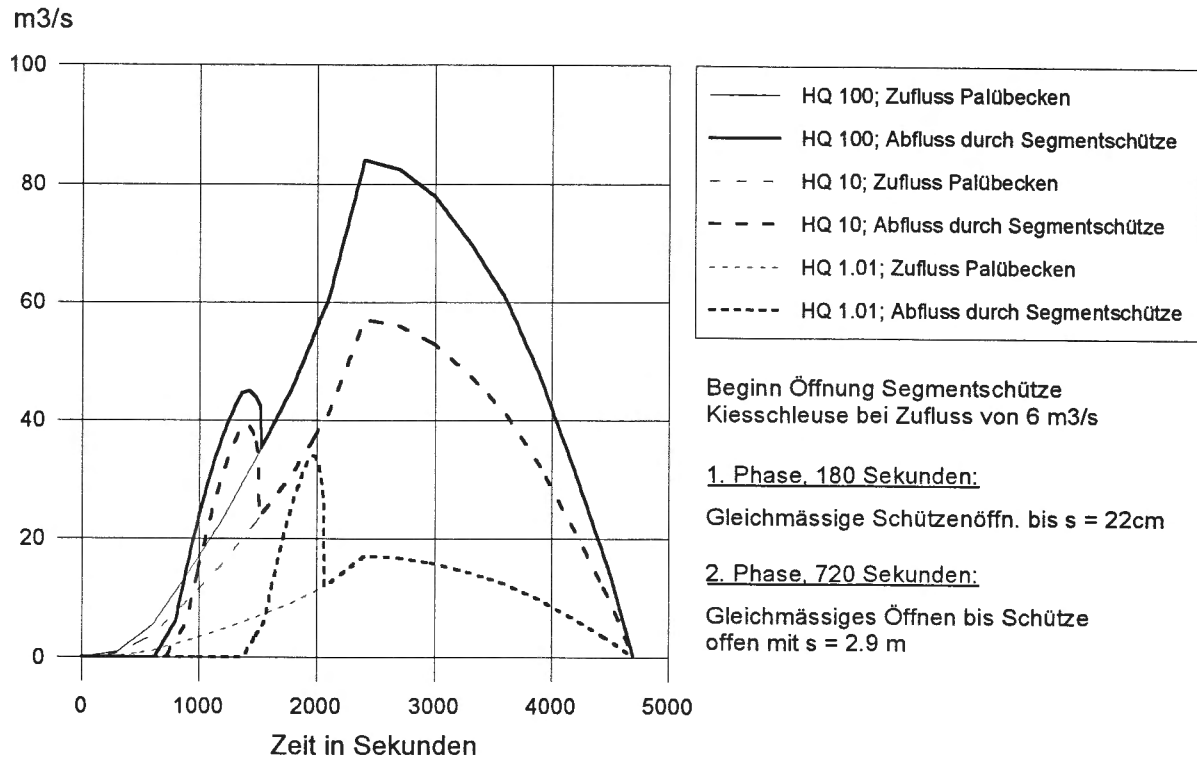
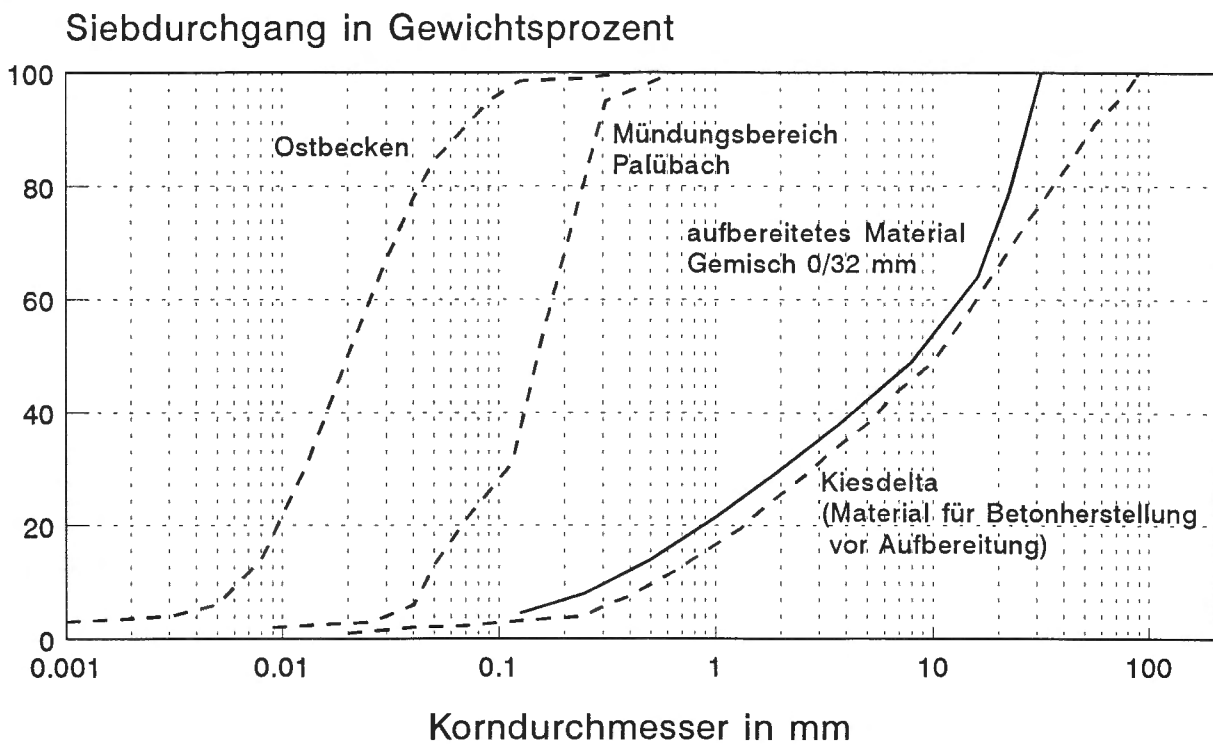


Abbildung 6: Siebkurven der Verlandungssedimente im Becken und des Materials aus dem Kiesdelta



4. Spülung Palübecken

4.1 Konzept der Ausräumung

Nachdem im Sommer '93 die Kiesschleuse erstellt worden war, konnte 1994 die Wiederherstellung des ursprünglichen Nutzvolumens an die Hand genommen werden. Hierfür standen die Sommermonate Juni bis Ende August zur Verfügung. Das zu entfernende Materialvolumen wurde auf ca. 140'000 m³ geschätzt. Man ging davon aus, dass ein Befahren des Feinmaterials im Ostbecken mit Baumaschinen nicht möglich wäre. Ein Abbau der abgelagerten Schwebstoffe mit konventionellen Mitteln schien von vornherein zum Scheitern verurteilt. Mit dem Einsatz von Saugbaggern zur Räumung dieses Materials und dem Abbau der Geschiebeablagerungen im Deltabereich mit einem Bagger glaubte man, die richtige Lösung gefunden zu haben. Der Abtransport des Materials erfolgte durch den Palübach, den Cavagliasco und den Poschiavino bis zum Lago di Poschiavo, der als Deponie diente. Ein wesentlicher Vorteil der Räumung des Feinmaterials mit Saugbaggern war, dass die Einhaltung von Grenzwerten für die Schwebstoffkonzentrationen in den obengenannten Gewässern garantiert werden konnte. Ein weiterer Vorteil war, dass Saugbagger sehr leise arbeiten.

Für die erforderlichen Bewilligungen (Ausbaggerung, BAB-Verfahren für die Erstellung einer Geschiebeauffangvorrichtung, Rodungsbewilligung, Bewilligung für eine temporäre Materialdeponie, Bewilligung einer "Tankstelle" auf Palü) waren umfangreiche Vorarbeiten notwendig.

Es war vorgesehen, die Schwebstoffablagerungen mittels Saugbagger bei eingestautem Becken abzusaugen, über eine schwimmende Rohrleitung in den Vorfluter zu pumpen und anschliessend mit Hilfe des Palübaches talabwärts zu transportieren (Abbildung 7).

Die Geschiebeablagerungen im Deltabereich wurden mittels Kleinbagger gebaggert, mit einem Pneulader und einer Förderbandanlage transportiert und schliesslich an geeigneter Stelle in den Palübach gekippt (Abbildung 8).

Bevor mit den Räumungsarbeiten begonnen wurde, mussten die betroffenen Gewässer zwischen Robbia und Le Prese ausgefischt sowie in der Cavagliaebene und im Poschiavino

Abbildung 7: Räumung Ausgleichsbecken Palü, Arbeitsvorgang Saugbaggerung

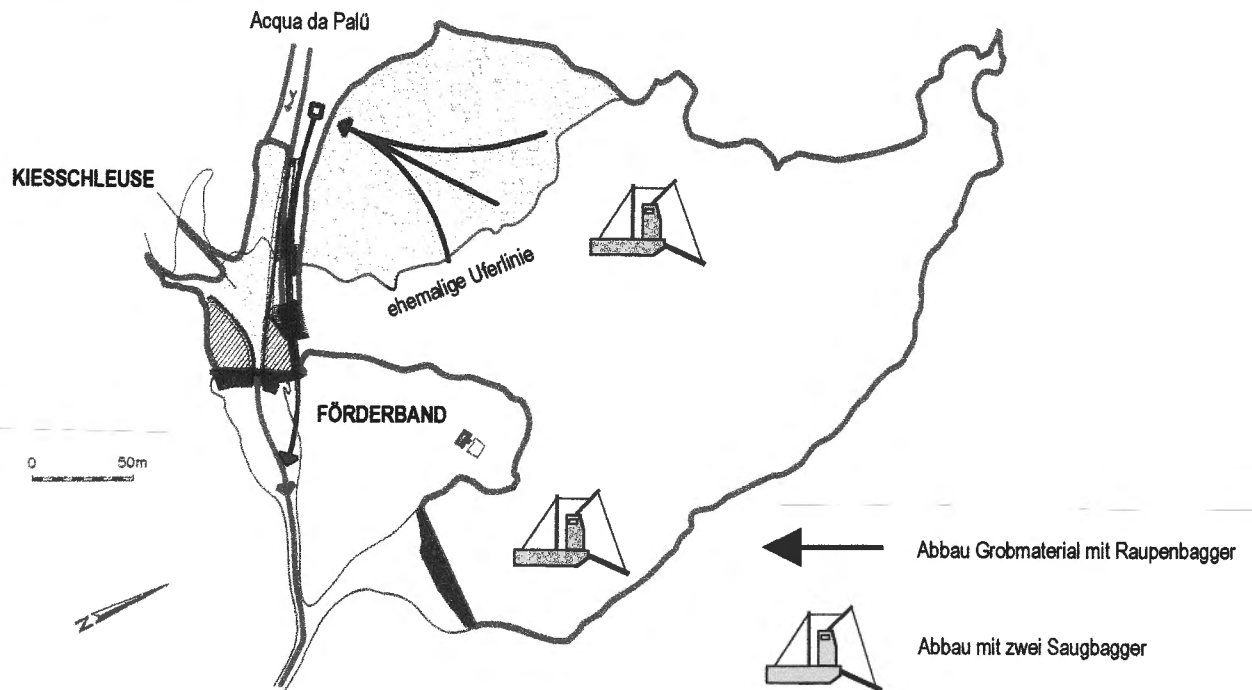
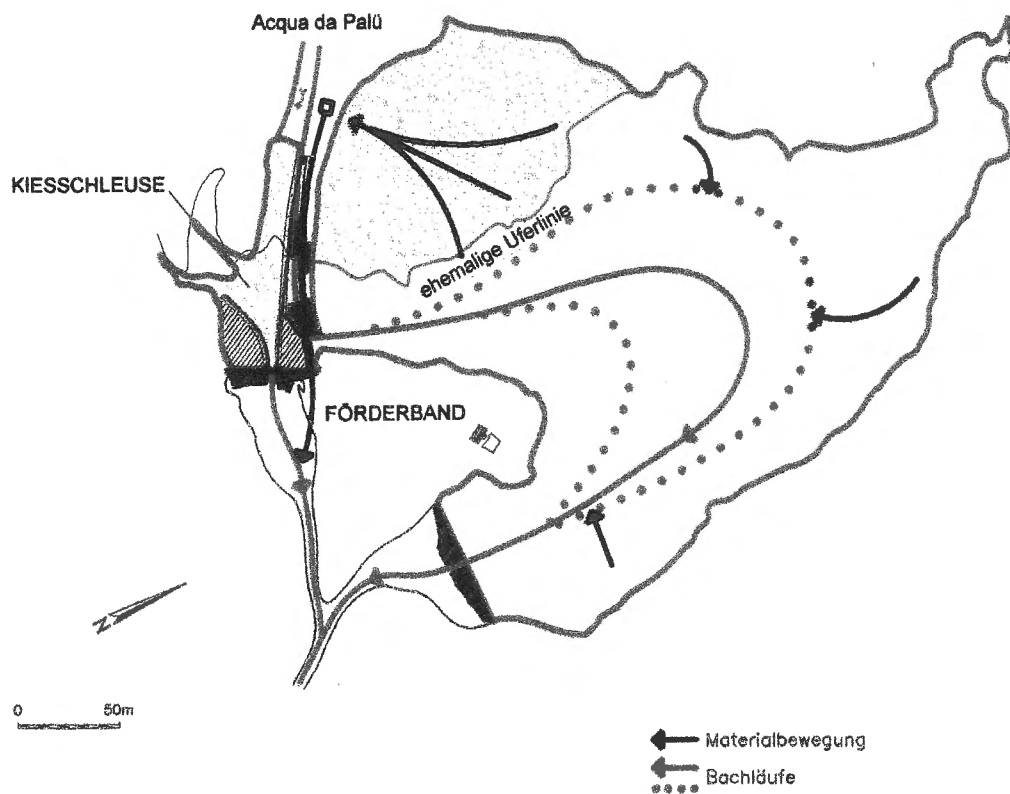


Abbildung 8: Räumung Ausgleichsbecken Palü, Arbeitsvorgang Baggerung und Spülung



Querprofile aufgenommen werden. Zudem wurden fischereibiologische Untersuchungen sowie Gewässeruntersuchungen (Sedimentation usw.) veranlasst. Diese liefen zum Teil bis Ende Sommer '95, also bis 1 Jahr nach der Spülung.

4.2 Baggerung des Geschiebematerials

Die Baggerung des Geschiebematerials aus dem Deltabereich erfolgte mit einem Raupenbagger und einem Pneulader, welche auf gleichem Weg wie die Baufahrzeuge ein Jahr zuvor zum Palübecken gebracht wurden. Der Raupenbagger schaufelte vom trockenen Uferbereich aus die Geschiebeablagerungen bis 3 m unter der Staukote aus dem gefüllten Palübecken. Das gebaggerte Material wurde laufend durch einen Pneulader aufgenommen, zur elektrisch angetriebenen Förderbandanlage transportiert und in den Eingabebunker gekippt. Letzterer war mit einem Gitterrost mit einem Stababstand von 25 cm versehen, da grössere Steine wegen der beschränkten Transportkapazität des Cavagliasco in der Cavagliaebene nicht auf diese Art abtransportiert werden konnten. Mit dieser Förderbandanlage war es möglich, im Durchschnitt rund 50 m³ Geschiebe pro Stunde dem Palübach beizugeben.

4.3 Ausräumung der Schwebstoffe

Die für die Räumung der Schwebstoffe vorgesehenen Saugbagger mussten mit Helikoptern zum Palübecken transportiert werden. Die dadurch vorgegebene Beschränkung des Gewichts der einzelnen Saugbaggerteile machte den Einsatz von zwei kleineren Saugbaggern notwendig, anstatt eines einzigen mit grösserer Leistung. Die Montage der beiden Saugbagger und die Installation der Rohrleitung, durch welche das Baggergut über die Ostmauer in den Palübach gepumpt werden sollte, dauerte ca. 1.5 Wochen.

Bei voller Leistung der Saugbagger musste mit einem Dieserverbrauch von fast 1'000 l pro Tag gerechnet werden. Zur Sicherung der Treibstoffversorgung wurde folglich ein provisorisches Tanklager auf der Krone der Ostmauer erstellt. Von hier wurde der Treibstoff mit einer Handpumpe in 20 l Kanister abgefüllt, und mit einem Boot zu den Saugbaggern transportiert. Die für die Durchführung der Arbeiten vorgesehene Mannschaft wurde in den bestehenden

Räumlichkeiten der Zentrale Palü sowie in einer Baubaracke untergebracht. Es wurde im 24-Stundenbetrieb gearbeitet.

Die Arbeitsweise eines Saugbaggers erlaubte die Entfernung von Ablagerungen, ohne dass dabei der Wasserspiegel im See abgesenkt werden musste. Die Ablagerungen wurden mit einem an einem schwenkbaren Arm des Baggerbootes befestigten Schneidkopf vom Seegrund gelöst, aufgelockert und durch den Saugmund im Innern des Schneidkopfes in das Saugrohr gesaugt. Der Anteil Material zu Wasser lag zwischen 1 : 3 bis 1 : 6. Anschliessend wurde das Gemisch durch eine schwimmende Rohrleitung vom Baggerboot aus über die Ostmauer in den Palübach gepumpt, dessen Schwebstoffkonzentration durch diese Arbeitsweise konstant dosiert werden konnte.

Schon bald nach Arbeitsbeginn der zwei Saugbagger musste man feststellen, dass sie nicht in der Lage waren, die vorgesehene Förderleistung zu erbringen. Vor allem zwei Faktoren trugen dazu bei: einerseits erschwerte die scheinbare Kohäsion der sandigen Silte das Baggern des Feinmaterials, andererseits ergaben sich durch das Verklemmen von grösseren Steinen häufige Unterbrechungen. Da die Baggerfirma nicht in der Lage war, diese Probleme zu beheben, und da die Zeit für die Ausführung der Ausräumung sehr beschränkt war, musste die Arbeit mit den Saugbaggern rasch abgebrochen und auf eine alternative, nachfolgend beschriebene Abbaumethode ausgewichen werden.

Das Wasser aus dem Palübecken wurde entleert und der Palübach wurde durch das leere Becken geleitet. Mit dem Raupenbagger wurde er kanalartig so umgeleitet, dass er zu Beginn mehr oder weniger das ganze Palübecken im Uferstreifenbereich umfloss. Dann wurde mit Hilfe eines Trax und dem Bagger das Material vom Ufer aus in den Kanal befördert. Das so beigegebene Material wurde sofort erodiert und abtransportiert. Auf diese Art wurde der Kanal laufend gegen die tieferliegende Beckenmitte gedrängt, wobei das Material auf der inneren Seite des Kanals praktisch "gratis" abgebaut wurde. Bei diesem Vorgehen wurden selbstverständlich nicht nur Schwebstoffe, sondern auch eine beträchtliche Menge Kiessande abgebaut, welche ebenfalls problemlos abgeführt wurde. Mit dieser Methode konnte das Ziel, die Wiederherstellung des ursprünglichen Nutzvolumens, praktisch in der vorgegebenen Zeitspanne erreicht werden.

4.4 Schwebstoff- und Geschiebetransport

Die Schwebstoffe wurden mit Hilfe des Cavagliasco und des Poschiavino in den Lago di Poschiavo transportiert. Die Schwebstoffkonzentration im Cavagliasco sollte nicht mehr als 8 g/l betragen. Bei der Mündung des Poschiavino in den Lago di Poschiavo durfte die Schwebstoffkonzentration 2 g/l nicht überschreiten.

Die Einhaltung dieser Grenzwerte hätte man mit den konstant 24h pro Tag arbeitenden Saugbaggern garantieren können. Mit der später angewendeten Abbaumethode des Feinmaterials waren erfolgte dessen Eintrag in den Palübach nicht konstant, sondern schubweise auf ca 12h pro Tag beschränkt. An drei Stellen zwischen dem Palübecken und dem Lago di Poschiavo wurden zweimal täglich Schwebstoffmessungen (Imhofftrichter) durchgeführt. Aus diesen Messwerten und den entsprechenden Abflüssen im Cavagliasco bzw. Poschiavino konnte die im Laufe des Sommers transportierte Menge an Schwebstoffen berechnet werden. Die Rechnung zeigt, dass rund 50'000 m³ Schwebstoffe aus dem Palübecken abtransportiert wurden. Die Abschätzung des Schwebstoffvolumens aufgrund von Analysen des Materials im Palübecken im Zusammenhang mit der Vermessung des Beckens sowie die limnologischen Untersuchungen des Lago di Poschiavo bestätigen diese Zahl.

Rund 35'000 m³ Geschiebe wurden im Palübach und im Cavagliasco bis nach Robbia transportiert. Hier wurden davon rund 20'000 m³ dem Bachlauf mit einem Raupenbagger entnommen und deponiert. Das Material erwies sich erwartungsgemäss als hochwertiger Betonzuschlagsstoff. Den Abtransport des im Bach verbliebenen Geschiebes (15'000 m³) bis zum Lago di Poschiavo erfolgte durch den Poschiavino.

Die Verlandungen im Poschiavino sind unbedeutend klein. In der Cavagliaebene hingegen lagerten sich trotz intensiver Unterstützung der Transportkapazität des Cavagliasco rund 12'000 m³ Geschiebe ab. Diese Erhöhung der Transportkapazität wurde durch die laufende Kanalisierung des Bachbetts mittels Schreitbagger erreicht. Dabei wurde das Material aus dem Bachlauf seitlich, quasi als Uferböschung deponiert.

Ab Mitte Juli wurde das Palübecken jeden Samstag nach Arbeitsschluss voll eingestaut und am folgenden Tag jeweils eine konzentrierte Entleerung desselben durchgeführt. So erreichte man, dass während 3 - 4 Stunden im Schnitt $10 \text{ m}^3/\text{s}$ Wasser durch die Cavagliaebene flossen. Mit diesem Spülstoss konnten die während der Woche erfolgten Ablagerungen entfernt werden.

4.5 Fischereibiologische und limnologische Untersuchungen

Vorgänglich auf die in den Monaten Juni, Juli und August '94 geplante Ausräumung des Palübeckens musste das Fischgewässer von der Einmündung des Cavagliasco in den Poschiavino bis zur Mündung desselben in den Lago di Poschiavo abgefischt werden. Die sogenannte "Notabfischung zur Bestandesrettung" erfolgte Anfang April '94. Das Ziel dieser Aktion war es, eine wesentliche Bestandesausdünnung zu erreichen. Die im Gewässer verbleibenden Fische konnten durch Abwanderung dem Schadeinfluss grösstenteils entgehen.

Das Jagd- und Fischereiinspektorat des Kantons Graubünden beauftragte das Büro BGF, Marrer, Solothurn, die Abfischung wissenschaftlich zu begleiten und das fischereiliche Ertragsvermögen im Poschiavino vor und nach der Aktion festzustellen und im Lago di Poschiavo einzuschätzen. Nach Aussagen des örtlichen Fischereiaufsehers und gemäss vorerst mündlichem Bescheid des Büros BGF war die Beeinträchtigung der im Poschiavino verbliebenen Fische durch die Ausbaggerung des Pälubeckens viel geringer, als man vermutete. Sie zeigte sich einzig darin, dass die kontrollierten Fische im Laufe des Sommers nicht ganz soviel an Gewicht zunahmen wie ihre "Kollegen" in anderen Fliessgewässern im Tal.

Die Firma Limnex, Zürich, wurde beauftragt, kurz vor, während und ca. ein Jahr lang nach der Spülung den Zustand des Lago di Poschiavo zu überwachen. Das Ueberwachungsprogramm sah Probenahmen im Laufe des Jahres '94 vier vor. Eine weitere Serie von drei Probenahmen folgte im Spätsommer '95. Hierbei wurden jeweils an der tiefsten Stelle des Sees über die gesamte Wassertiefe je ein Vertikalprofil der folgenden Parameter aufgenommen: Temperatur und Leitfähigkeit, Sauerstoffkonzentration und -sättigung, Trockengewicht, pH-Wert sowie Phosphorkonzentration. In der oberen Wasserschicht wurden ausserdem die

photosynthetisch aktive Strahlung, die Chlorophyllkonzentration und die Menge an Plankton erfasst.

Die Ueberwachung der Einwirkungen der Ausbaggerung des Ausgleichsbeckens Palü auf den Zustand des Lago di Poschiavo zeigten, dass der Geschiebe- und Feststoffeintrag die Sauerstoffzehrung zumindest temporär stark beschränkte, da das sedimentierte organische Material auf dem Seegrund von dem vorwiegend anorganischem Material zugedeckt wurde. In Zukunft ist eine regelmässige und möglichst vollständige Weitergabe der Feststoffe aus dem Palübecken vor allem im Hinblick auf die Sauerstoffverhältnisse im Tiefwasser des Lago di Poschiavo erwünscht.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die Sanierung des Ausgleichbeckens Palü erfolgreich und termingerecht im Herbst '94 abgeschlossen werden konnte. In Zusammenarbeit mit der Firma Straub AG, Chur, wurde ein umfänglicher Bericht über die gesamten Sanierungsarbeiten erstellt. Er kann bei KWB, 7742 Poschiavo, bezogen werden.

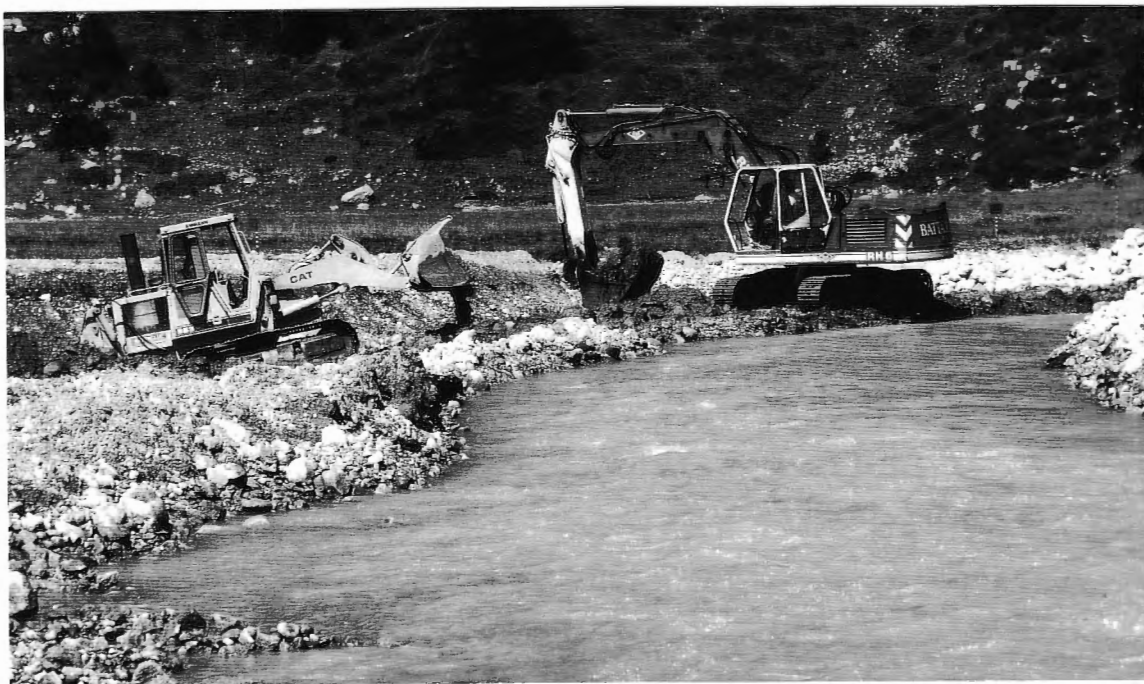
Abbildung 9: Saugbagger mit schwimmender Rohrleitung zum Abtransport des Baggerguts



Abbildung 10: Der Palübach wurde durch das abgesenkte Becken umgeleitet



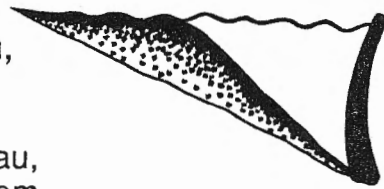
Abbildung 11: Das abzubauen Material wird zunächst von einem Raupentrax in die Nähe des umgeleiteten Palübachs gestossen, von wo es der Bagger in den Bach wirft.



Adresse der Verfasser:

Stefan Kanne, dipl. Ing.
Straub AG
Wesentalstrasse 83
CH-7000 Chur

Remo Baumann, dipl. Ing.ETH
Krafterke Brusio AG
Via da Clalt
CH-7742 Poschiavo



Speicher Bolgenach - Feststoffbewirtschaftungskonzept und erforderliche Massnahmen

L. Vigl, E. Pürer

Vorarlberger Illwerke AG, Schruns

Kurzfassung

Die Entleerung des Speichers Bolgenach im April 1995 hat zur Verklausung des Grundablasses und durch unkontrollierten Feststoffaustrag zu erheblichen Beeinträchtigungen des Unterwassers geführt und mußte abgebrochen werden. Um solches für alle Zukunft auszuschließen, wird ein "Feststoffbewirtschaftungskonzept" realisiert, bei dem die eingetrifteten Feststoffe, weitgehend dem natürlichen Aufkommen folgend, durch Baggerung über das Triebwasser an das Unterwasser abgegeben werden. Zur Schaffung eines bewirtschaftbaren Absetzraumes ist es erforderlich, sowohl den Grundablaß wie auch den Triebwassereinlauf höher anzuordnen.

Bolgenach reservoir - concept of sedimentation management and required measures

Abstract

During emptying the Bolgenach reservoir the deep sluice was blocked by wood, sediments and stones after an uncontrolled high load of suspended material was spilled downstreams and caused a number of problems. To avoid a similar scenario in future a concept for controlled sediment output due to the natural drift into the reservoir was developed. To realize this concept it is necessary to build a sediment-pool at the bottom of the reservoir by lifting the deep sluice as well as the water intake. Furthermore it is necessary to install an excavator (airlift) to pump the incoming sediments into the intake and downstreams to the tailwater.

"Bolgenach" - und ein Jahr danach

Im Rahmen der Abwicklung des Kollaudierungsverfahrens für das Kraftwerk Langenegg der Vorarlberger Kraftwerke AG (VKW) sollte der Speicher Bolgenach (Bild 1) im April 1995 entleert werden.

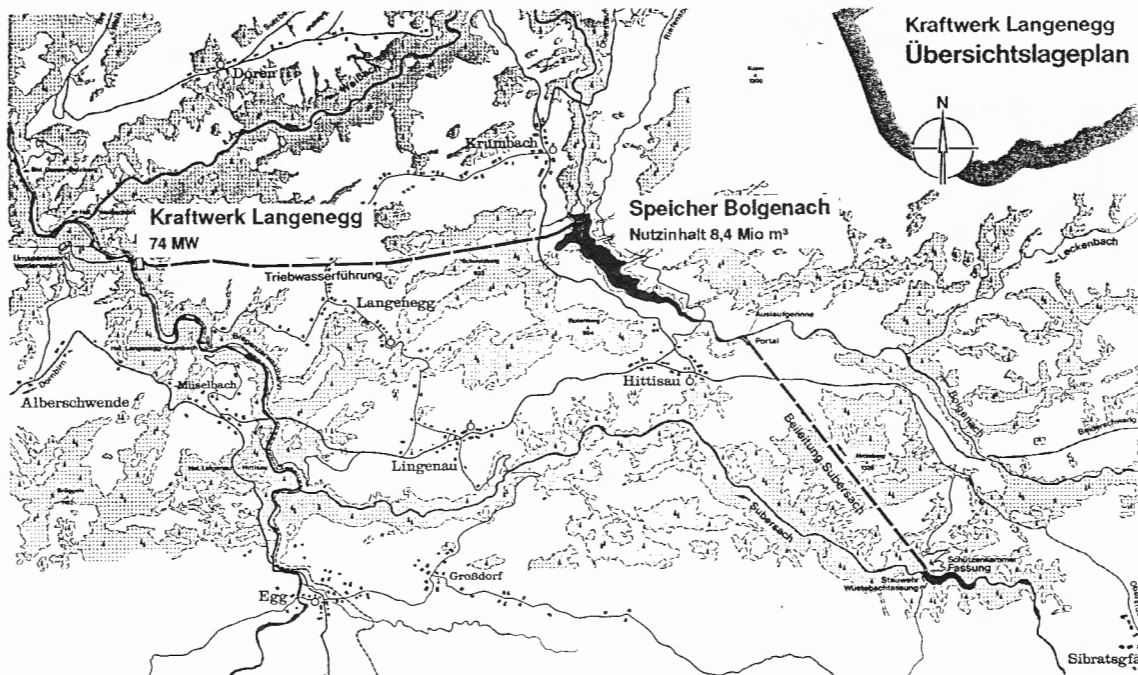


Bild 1: Kraftwerk Langenegg - Übersichtslageplan

Trotz großer Anstrengungen und einer beträchtlichen Austragung von Feinsedimenten ist es nicht gelungen, die Begehung der üblicherweise eingestauten Anlagenteile möglich zu machen. Vielmehr verursachte die versuchte Entleerung, die schließlich wegen einer Verlegung des Grundablaßeinlaufes durch Holz und Steine abgebrochen werden mußte, ökologische und limnologische Beeinträchtigungen im anschließenden Flußsystem, die auf breite Kritik gestoßen sind.

"Nie wieder Bolgenach" war von Presse und Interessensgemeinschaften lautstark und nachhaltig zu vernehmen. "Nie wieder Bolgenach" lautete schließlich der politische Auftrag an die Betreiber der Anlage. "Nie wieder Bolgenach" lautet die Herausforderung an die Techniker.

Vor kurzem jährte sich das Ereignis und die Natur hat wieder einmal ihre Regenerationsfähigkeit bewiesen. Begünstigt durch kräftiges Nachspülen kurz nach den Ereignissen ist heute -"ein Jahr danach"- die ehemalige Besiedlung im Flußsystem durch benthische Organismen weitgehend wiederhergestellt.

Beschreibung der Anlage

KW-Langenegg:	in Betrieb seit 1979 / Jahresarbeitsvermögen 211 GWh / Leistung 74 MW / Nutzfallhöhe 275 m / 2 Francisturbinen je 16,2 m ³ /s
Speicher Bolgenach:	Wochenspeicher / J _N =8,4 Mio m ³ zukünftig 6,8 Mio m ³ / Jahreseinzugswassermenge 338 Mio. m ³ / Grundablaß Q _A 100 m ³ /s
Einzugsgebiet:	natürlich Bolgenach-91 km ² / beigeleitet Subersach-96 km ² / Meereshöhe 700-1600 müA

Der Speicher Bolgenach ist zentraler Bestandteil des Kraftwerkes Langenegg der Vorarlberger Kraftwerke AG (Bild 1), das im Frühjahr 1979 in Betrieb genommen wurde.

Neben dem Triebwassereinlauf ist im Speicher ein Grundablaß angeordnet. Der eigentliche Einlauf dieses Grundablasses liegt an der tiefsten Stelle des Speichers, während der zweite Einlauf, die Zwischenentlastung 25 m höher angeordnet ist.

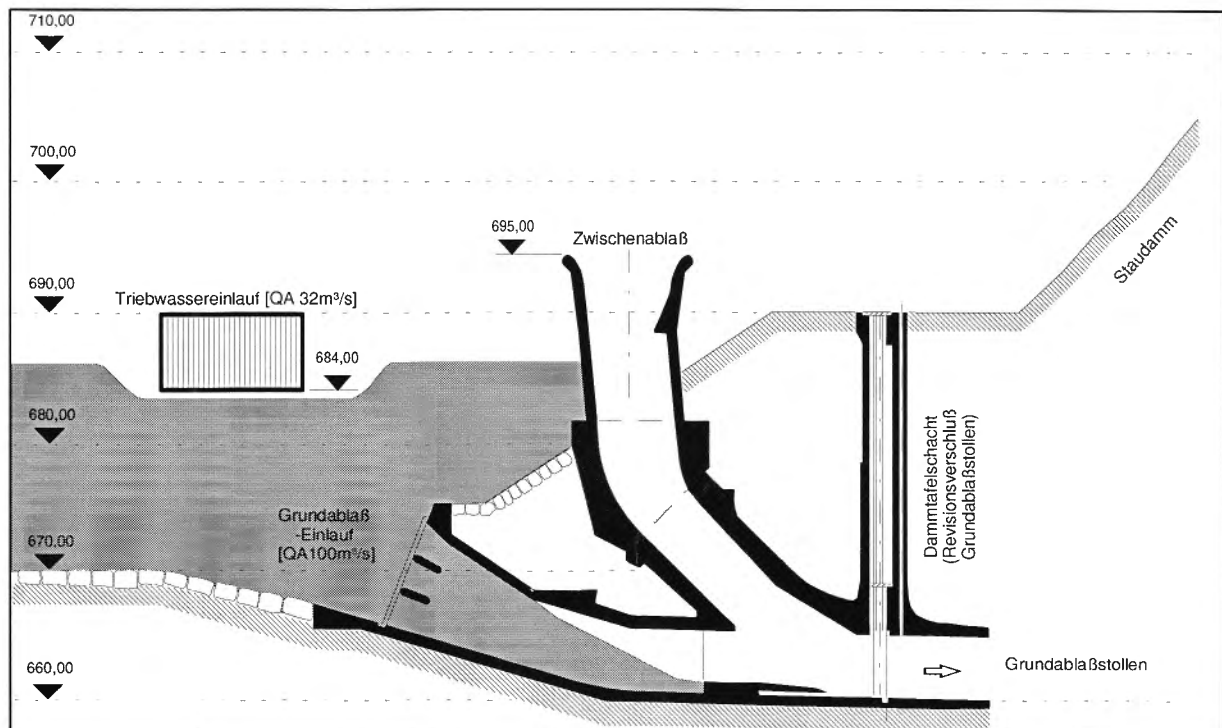


Bild 2: Grundablaß und Zwischenentlastung - schematisch eingetragen der Triebwassereinlauf und die Verlandung 1992 vor Freilegung und Entleerung

Der zweite Einlauf war ursprünglich knapp unterhalb des Triebwassereinlaufes geplant, wurde dann aber, um während des Dammbaues schon Teilbetrieb zu ermöglichen, nach oben verlängert und so belassen.

Einzugsgebiet und Feststoffdargebot

Sowohl der natürliche Zubringer Bolgenach ($E = 91 \text{ km}^2$) als auch die beigeleitete Subersach ($E = 96 \text{ km}^2$) sind in mächtige postglaziale Seetonlager eingeschnitten. Praktisch bei jedem Starkregen bzw. bei höheren Abflüssen wird dort Feststoffpotential aktiviert und in den Speicher eingetragen. Dabei handelt es sich überwiegend um Schluff- und Tonfraktionen.

Wie ein mittlerweile eingeleitetes Meß- und Beobachtungsprogramm zeigt, liegen natürliche Schwebstoffkonzentrationen in den beiden Flüssen bei HQ₁ durchaus bei bis zu 6 - 8 [g/l]. Aber auch bei Abflüssen mit einer Überschreitungsdauer von einigen Tagen liegen die natürlichen Konzentrationen noch bei bis zu 3 [g/l].

Der Stauraum Bolgenach wurde regelmäßig vermessen. Die jährlichen Verlandungszuwachsraten betrugen in den ersten Betriebsjahren nur etwa 10.000 [m³/a]. In den Jahren 1990, 1991 und 1992 hingegen wurde ein Zuwachs von insgesamt 370.000 [m³] verzeichnet. **Bild 3** zeigt eindrucksvoll die Varianz der Zuwachsraten bei einem Mittel von 45.000 [m³/a].

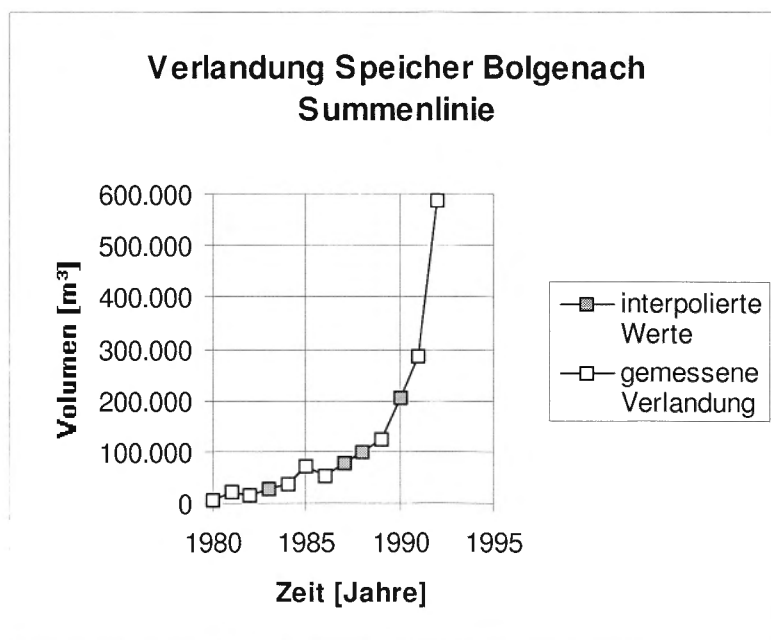


Bild 3: Verlandungssummenlinie für den Speicher Bolgenach

Entleerung des Speichers

Das anstehende Kollaudierungsverfahren für das KW-Langenegg machte eine Speicherentleerung erforderlich. Gleichzeitig bedrohte der akute Verlandungszuwachs die Funktion und Sicherheit von Triebwassereinlauf und Grundablaß. Aus diesem Grund wurde vor Beginn der Entleerung durch aufwendiges Umbaggern mittels Saugbaggeranlage (airlift) der Grundablaß freigelegt.

Ein erster Versuch, den Speicher zu entleeren schlug fehl, nachdem unkontrolliert zufließende Sedimente fast schlagartig den freigelegten Grundablaß verlegten. Nach abermaliger Freilegung des Grundablasses durch Taucheinsatz und Saugbaggerung verklebte der Grundablaßeinlauf wiederum mit Sedimenten, Steinen und Wurzelsstöcken. Aus diesem Grund wurde der zweite Entleerungsversuch abgebrochen.

Der unkontrollierte Feststoffaustrag führte zu einer außerordentlichen Belastung des angeschlossenen Flußsystems. Insgesamt wurden bei den zwei Entleerungsversuchen ca. 300.000 m³ Feststoffe ausgetragen.

Feststoffbewirtschaftungskonzept

Die Erkenntnisse aus den Entleerversuchen haben die VKW, in enger Zusammenarbeit mit den Behörden, Landesstellen und Expertengremien, veranlaßt, ein "Feststoffbewirtschaftungskonzept" mit folgender Zielsetzung zu verwirklichen:

- Höherlegen von Grundablaß und Triebwassereinlauf mit dem Ziel, einen genügend großen Absetzraum zu schaffen, der den vorhandenen Ablagerungen Platz läßt und die Bewirtschaftung der eingetrifteten Feinsedimente möglich macht;
- Aufrechterhaltung des natürlichen Feststoffhaushaltes durch Ausbaggern der eingetrifteten Feinsedimente und Weiterleitung über das Triebwasser in das angeschlossene Flußsystem;
- Verbesserung der Maßnahmen zur Vermeidung von Feststoffeinzug in den Speicher durch effizientere Geschiebeentnahme und verbesserte Steuerung der Beileitung

Als Alternative zu obigem Konzept kommen Stauraumspülungen nicht in Frage. Andere Alternativen wie: Verwendung der Sedimente in der Landwirtschaft zur

Bodenverbesserung, Verwendung in der Baustoffindustrie oder Deponierung des Materials, haben sich aus heutiger Sicht nicht als zielführend erwiesen.

Umsetzung des Konzeptes

Da der Speicher zur Nutzung der Fallhöhe ohnedies vorwiegend im oberen Stau-bereich betrieben wird, ist eine Anhebung des Absenkzieles um 22 m ohne nachhal-tige Betriebseinschränkung möglich.

Auf diese Weise kann im Speicherraum ein Absetzraum (Totraum) von ca. 700.000 m³ zur Bewirtschaftung der eingetrifteten Feststoffe geschaffen werden.

Damit dieser Absetzraum bei künftigen Entleerungen nicht gespült wird, muß der Grundablaß um 33 m und der Triebwassereinlauf um 21 m höher angeordnet wer-den. Bedingt durch den Absetzraum und die verbesserte Anströmung sind die Be-triebseinrichtungen auf dieser Höhe auch verklausungssicher.

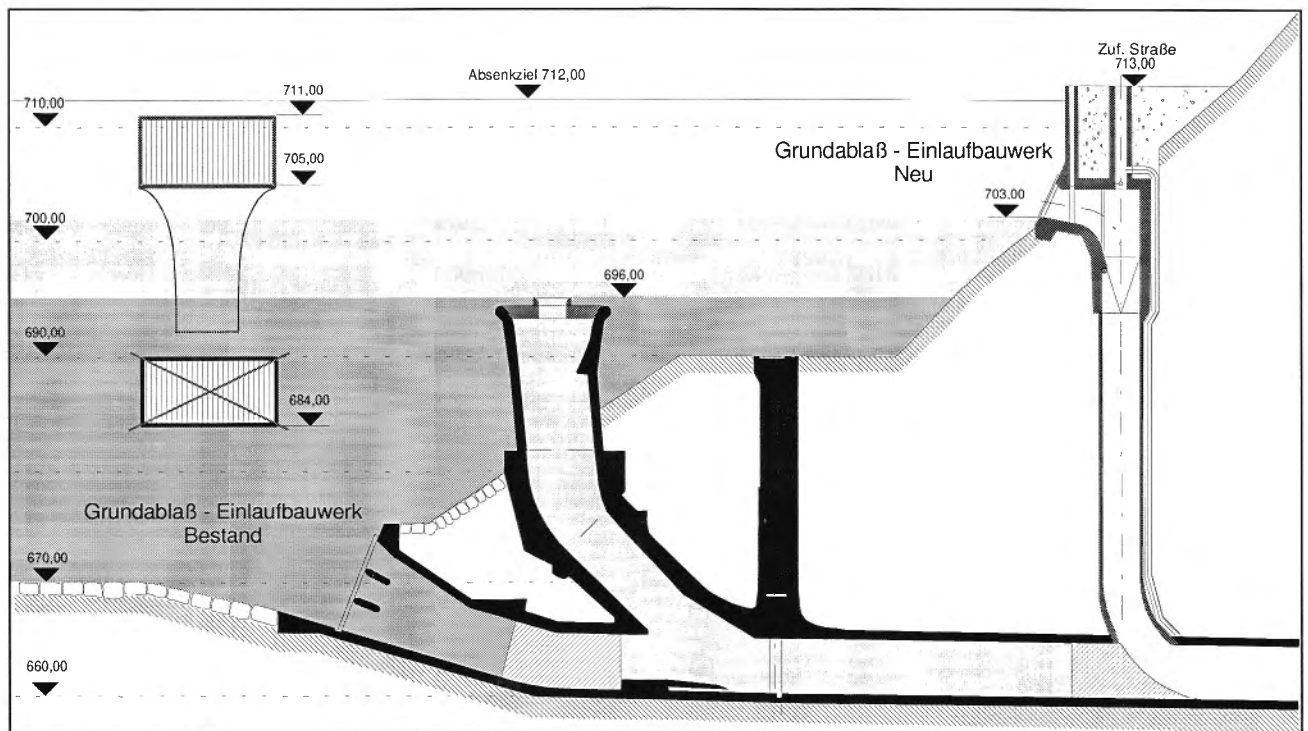


Bild 4: Der neue Grundablaß wird höher angeordnet - das alte Grundablaßsystem wird abgekoppelt und geflutet

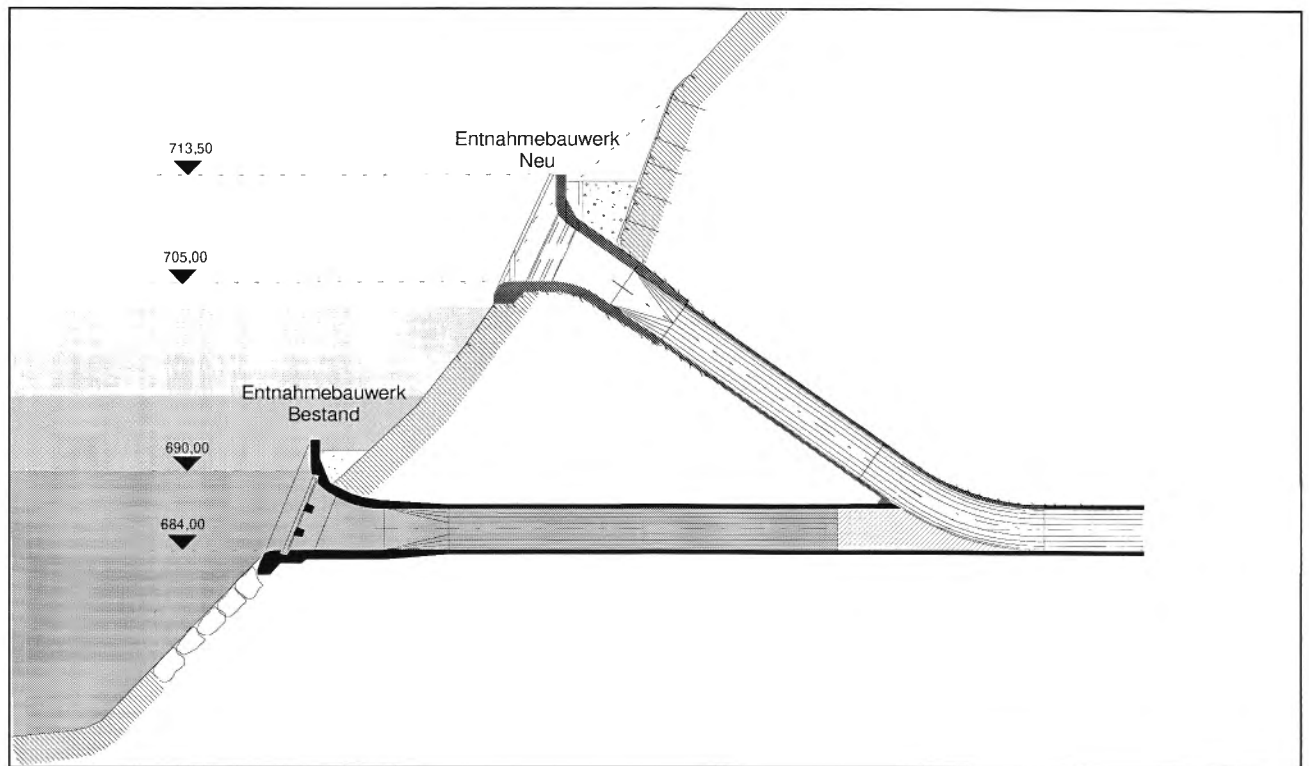
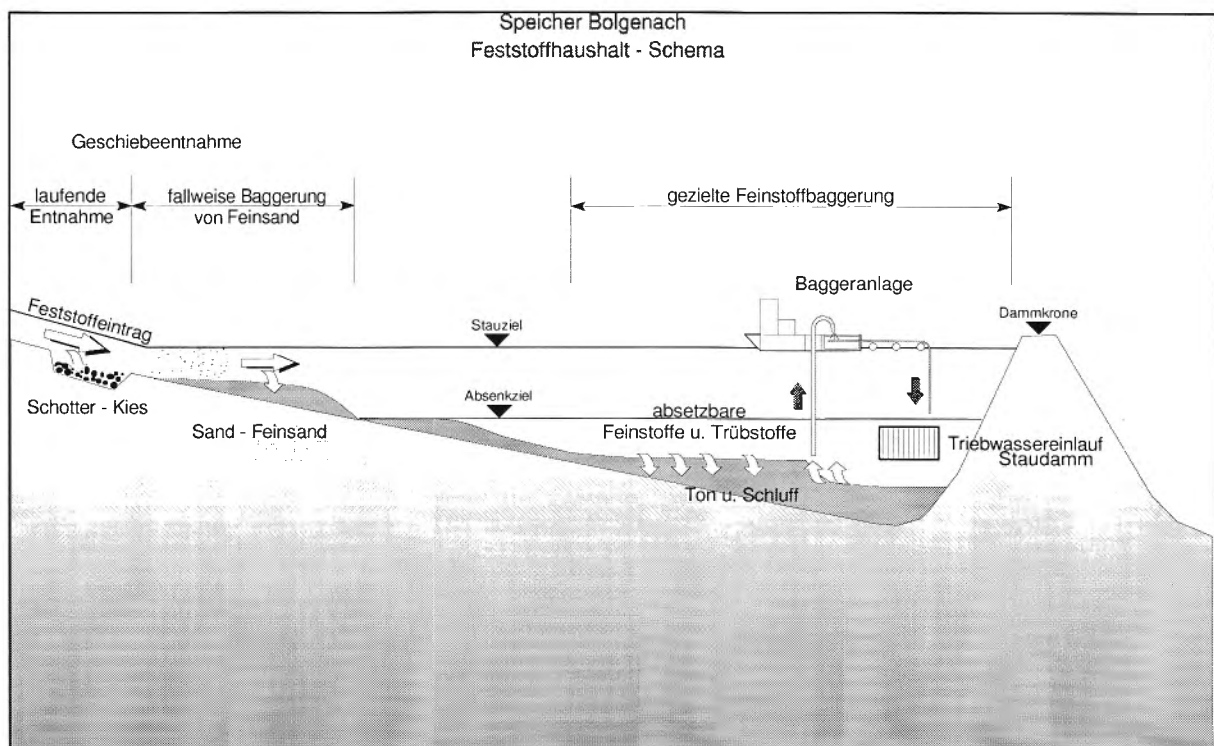


Bild 5: Das neue Entnahmebauwerk wird höhergelegt - das alte System wird abgekoppelt und geflutet

Bild 6: Feststoffbewirtschaftung im Speicherraum



Die Baggeranlage vom System "airlift" wird so dimensioniert, daß jährlich eine Feststoffmenge von ca. 50.000 m³ innerhalb von ca. 280 Pumpstunden ausgebracht werden kann.

Mit dieser Kapazität ist gewährleistet, daß, gestaffelt nach Wasserführung und natürlicher Schwebstoffkonzentration, der Austrag der Feststoffe im Flußsystem nicht zu unnatürlich hohen Schwebstoffkonzentrationen führt. Zur Steuerung der Anlage werden Meßstellen für kontinuierliche Durchfluß- und Schwebstoffmessungen installiert.

Da bereits bisher das Triebwasser sehr oft schwebstoffbelastet war, liegen hinsichtlich Verschleiß an den Hydraulischen Maschinen gewisse Erfahrungen vor. Die günstige Petrographie der Sedimente (geringer Anteil abrasionsaggressiver Komponenten) läßt die Hoffnung zu, daß die Steigerung des Verschleißes in vertretbaren Grenzen bleibt. Die Feststoffkonzentration im Triebwasser wird 2.500 [mg/l] betragen.

Die ersten Baumaßnahmen, die umfangreichen Tauchereinsatz erfordern werden, beginnen im Herbst 1996. Im Herbst/Winter 1997/98 werden die eigentlichen Bauarbeiten ausgeführt, sodaß voraussichtlich im Frühjahr 1998 die neue Anlage in Betrieb genommen werden kann.

Danksagung

Die Autoren möchten sich bei den Herren Vorstandsdirektor Dipl.-Ing. Dr. Wagner und Dipl.-Ing. Dr. Nigsch der Vorarlberger Kraftwerke AG, für die Überlassung ihrer internen Schriftstücke und für ihre Zustimmung zum Abdruck dieses Aufsatzes herzlich bedanken.

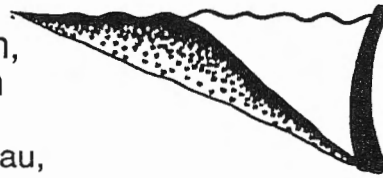
Adresse der Verfasser:

Dipl.-Ing. Dr. Luis Vigl
Dipl.-Ing. Dr. Ernst Pürer
Vorarlberger Illwerke AG
A-6780 Schruns

Session 4

Verlandungsprobleme bei Flußstauhaltungen

Sessionsleiter: Prof. Dr.-Ing. H.-J. Vollmers, Neubiberg



Die Verlandung des Stauraumes Oberilzmühle

Th. Strobl, F. Zunic

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Zusammenfassung:

Der Stausee Oberilzmühle weist im Gegensatz zu den vorhergehenden und nachfolgenden Flußabschnitte der bayerischen Ilz starke Sedimentablagerungen auf. Bis heute haben sich im Stauraum etwa 1 Mio. m³ Sedimente abgesetzt. Die Prognosen lassen eine vollständige Verlandung bis zum winterlichen Absenkniveau in den nächsten 30 bis 60 Jahren erwarten. Um die mit der Verlandung einhergehenden Probleme zu lösen werden für das Kraftwerk Oberilzmühle alternative Lösungsmöglichkeiten vorgestellt, wobei selbst die radikale Variante eines Abbruchs der Anlage untersucht wird. Die verschiedenen Lösungskonzepte werden ökonomisch, ökologisch und auf ihre gesellschaftliche Auswirkung hin bewertet.

The sedimentation of the Oberilzmühle power plant

Abstract:

Since the construction of the Oberilzmühle power plant in 1954 its reservoir has lost about 1 million m³ of the original capacity as a result of sedimentation. Within the next 30 to 60 years the total storage volume up to the minimum operating level will be lost through sedimentation.

The following article presents an overview about several possibilities to solve the problems which arise from sedimentation. The options will be valued at their economic, ecologic and social impacts. Even the possibility of a total demolition of the power plant will be discussed.

Einleitung:

Bis zur Errichtung von zwei Wasserkraftanlagen im Unterlauf der Ilz anfang und Mitte dieses Jahrhunderts präsentierte sich das Ilztal als typisches Landschaftselement im Naturraum Bayerischer Wald. Die Ilz besaß durchgehend einen Wildflußcharakter, der sich mit Ausnahme lokal begrenzter wasserbaulicher Anlagen ungestört und frei entwickeln konnte. Die Durchgängigkeit des Flusses war für Fische und andere Flußlebewesen gewährleistet.

Die neuere der beiden an der Ilz gebauten Wasserkraftanlagen, die Oberilzmühle, hat seit ihrer Errichtung im Jahre 1954 bisher etwa 1 Mio. m³ ihres ursprünglichen Stauraumes durch Verlandung eingebüßt. Die fortschreitende Verlandung des Stausees bereitet dem Betreiber manche Probleme und hat ihn bewogen, über Lösungskonzepte nachzudenken, wobei selbst die radikale Alternative eines möglichen Abrisses der Stauanlage untersucht wurde.

Zum besseren Verständnis der Gesamtsituation sei die Entstehungsgeschichte der Oberilzmühle kurz umrissen.

Entstehungsgeschichte der Oberilzmühle:

Die Ilz ist ein linker Nebenfluß der Donau, der in Passau unmittelbar nach dem mächtigen Inn in die Donau mündet (Anlage 1). Die energiewirtschaftliche Nutzung der Ilz begann im Jahre 1920 mit dem Bau des Kraftwerkes Hals bei Fluß-km 2,35 und des damit gekoppelten Wehres bei Fluß-km 4,53. Zuvor hatten sich die Eingriffe in das Abflußgeschehen der Ilz auf örtlich begrenzte Maßnahmen wie Mühlenanlagen und Triftsperrn beschränkt.

Im Jahre 1954 wurde oberstrom von Hals bei Fluß-km 7,56 die Staustufe Oberilzmühle errichtet. Der hydrostatische Stau reichte bis etwa Fluß-km 11,5. Schon zehn Jahre nach dem Neubau wurde das Kraftwerk umgebaut und eine Stauerhöhung um weitere 5,55 m erreicht, womit die nutzbare Fallhöhe auf insgesamt etwa 10 m anstieg. Der hydrostatische Stau reicht heute etwa bis zur Straßenbrücke Fischhaus bei km 13,9.

Der maximale Wasserdurchsatz der beiden Kaplan-turbinen und der Hausturbine liegt bei ca. 28 m³/s. Das Kraftwerk wird im Schwellbetrieb gefahren, wobei das Stauziel bis zu vorgegebenen genehmigten Koten abgesenkt werden darf (s. Anlage 2, Istzustand). Eine ans

Unterwasser abzugebende Restwassermenge von 1,2 m³/s darf nicht unterschritten werden. Infolge dieser hydraulischen Gegebenheiten erreicht das Kraftwerk eine Leistung von rund 3,6 MW und liefert durchschnittlich 18 GWh elektrischen Strom pro Jahr.

Energiewirtschaftliche und soziale Bedeutung der Oberilzmühle:

Für den Betreiber der Anlage hat das Kraftwerk Oberilzmühle eine hohe energiewirtschaftliche Bedeutung. Das Wasserkraftwerk Oberilzmühle liefert etwa 50% der gesamten Eigenstromerzeugung der Stadtwerke Passau. Zusammen mit dem unterstromigen Ausleitungskraftwerk Hals liegt der Anteil an der Stromproduktion bei 75%. Der Restbedarf wird aus der Verbrennung fossiler Brennstoffe gewonnen. Mit dem Strom aus der Wasserkraftanlage Oberilzmühle kann der Strombedarf der Stadt Passau zu rund 5% umweltfreundlich CO₂-frei gedeckt werden, wobei dank dem zulässigen Schwellbetrieb insbesondere wertvoller Spitzenstrom erzeugt wird.

Der Stausee der Oberilzmühle ist jedoch auch für die Freizeitaktivitäten der Passauer Bevölkerung von besonderem Wert. Zwar ist das Ilztal insgesamt ein beliebtes Ausflugsziel, das auch von Feriengästen gern besucht wird - es eignet sich aufgrund seiner landschaftlichen Reize besonders für kontemplative Aktivitäten wie Wandern, Angeln und andere ruhige Freizeiterholung - der Stausee liefert jedoch darüberhinaus Varianten der Erholung, die insbesondere an einem See praktiziert werden können, wie z.B. Baden im Sommer und Schlittschuhlaufen oder Eisstockschießen in den Wintermonaten.

Entwicklung der Verlandung:

In Anlage 3 ist ein Längsschnitt durch den Staubereich der Stufe Oberilzmühle dargestellt. Darin ist die Entwicklung der Sohle in den letzten 80 Jahren wiedergegeben. Die neueste Sohlpeilung wurde im Jahre 1994 vorgenommen, um die Auswirkungen des extremen Hochwassers vom 21.12.1993 auf die Flußsohle zu analysieren. Diese Sohlpeilung unterscheidet sich jedoch unbedeutend von der zuvor durchgeführten im Jahre 1990.

Bereits die kurz nach Einstau erfolgte Sohlpeilung (1958) zeigt eine erste Verlandungstendenz, die sich nach der 1964 durchgeführten Stauerhöhung merklich steigerte. Deutlich erkennbar sind auch die Auswirkungen des Schwellbetriebes, d.h. der zeitweisen Absenkung des Wasserspiegels im Winter.

Die sich bis heute abgelagerten Geschiebe- und Schwebfrachten im Stauraum der Oberilzmühle beziffern sich wie folgt:

1954 bis 1972:	110.000 m ³	=	110.000 m ³ /s
1972 bis 1986:	540.000 m ³	=	39.000 m ³ /a
1986 bis 1990:	260.000 m ³	=	65.000 m ³ /a
1990 bis 1994:	11.000 m ³	=	3.000 m ³ /a

Mithin haben sich bis heute etwa 1 Mio. m³ Sedimente im Stauraum abgelagert. Der Verlandungsfortschritt seit der Inbetriebnahme des Kraftwerks ist in Anlage 4 angegeben. Die Anlage enthält auch die prognostizierte weitere Entwicklung der Verlandung, wobei die Prognosen sehr vage gehalten werden müssen. Dies bestätigt die neueste Sohlpeilung aus dem Jahre 1994, die den bisher progressiven Verlandungsfortschritt unerwartet gebremst hat. Ob es sich um einen abflachenden Trend handelt oder lediglich auf die hohen Abflüsse der letzten Jahre zurückzuführen ist müssen die nächsten Jahre zeigen.

Flußmorphologische Beurteilung der Ilz oberhalb und unterhalb der Staustufe

Um den morphologischen Zustand der Ilz wirklichkeitsnahe einschätzen zu können, ist die Kenntnis der Beschaffenheit des Flußbettes nötig. Aus diesem Grunde wurden Sedimentproben aus der Flußsohle entnommen und hinsichtlich der Kornverteilung analysiert.

Die Ergebnisse der Untersuchung sind in Anlage 5 zusammengefaßt. Die im Stauraum gezogenen Bodenproben zeigen in Fließrichtung abnehmende Korndurchmesser, was zu erwarten ist.

Aus den Untersuchungen ergibt sich folgendes Bild der Ilz:

Oberhalb der Eisenbahnbrücke Fischhaus besitzt die Ilz eine freie Fließstrecke, da dieser Flußabschnitt nicht durch Rückstaueffekte aus der Staustufe beeinflusst wird. Aufgrund dieser Situation kann dieser Abschnitt als Referenzstrecke für den Zustand der Ilz ohne energiewirtschaftliche Nutzung betrachtet werden. Der Vergleich der Sohlaufnahmen zeigt keine bestimmte Tendenz zur Anlandung oder Eintiefung. Die Fließstrecke ist damit stabil und befindet sich in einem flußmorphologischen Gleichgewichtszustand.

Der *hydrostatische Staubereich der Stufe Oberilzmühle* ist im Laufe der energiewirtschaftlichen Nutzung in seinen Abflußbedingungen stark beeinflusst worden und dies zeigt sich naturgemäß auch in der Veränderung der Sohle innerhalb der letzten vierzig Jahre. Aus der bisherigen Tendenz der Ablagerungen kann geschlossen werden, daß ein Gleichgewichtszustand (=Endzustand der Verlandung) noch nicht erreicht ist. Vor allem im unteren Berich des Stauraumes ab etwa Fluß-km 12,0 ist mit einer weiteren Verlandung zu rechnen. Ein Gleichgewichtszustand wird voraussichtlich zwischen den Jahren 2030 und 2060 erreicht sein.

Die *Flußbereiche unterhalb der Staustufe Oberilzmühle* sind gekennzeichnet durch

- a) eine freie Fließstrecke bis zur Stauwurzel des Ausleitungskraftwerkes Hals mit einer im Gleichgewicht befindlichen Sohle,
- b) den Staubereich des Wehres Hals mit leichten Anladungen der Flußsohle, die sich aber mittlerweile ebenfalls im Gleichgewicht befindet,
- c) der Ausleitungsstrecke des Kraftwerkes Hals mit ebenfalls leichten Anladungen, die sich stabilisiert haben und
- d) dem Bereich nach der Wasserrückgabe aus dem Kraftwerk Hals bis zur Einmündung in die Donau, mit ebenfalls stabilen Geschiebeverhältnissen.

Zusammenfassend läßt sich das Flußregime der Ilz wie folgt beschreiben:

Flußmorphologisch befindet sich die Ilz mit Ausnahme des Stauraumes Oberilzmühle im Geschiebegleichgewicht. Dies ist insofern bemerkenswert, als im Grunde eigentlich nur der Flußabschnitt oberhalb des Staueinflusses von Oberilzmühle als objektiv unabhängig vom energiewirtschaftlichen Ausbau der Ilz angesehen werden kann. Offensichtlich hat sich der Fluß den veränderten Abflußbedingungen zwischenzeitlich angepaßt, so daß die Ilz unterhalb von Oberilzmühle ein an die vorhandenen Abflußbedingungen angepaßtes, stabiles Gleichgewicht gefunden hat.

Varianten der Stauraumbehandlung:

Der gegenwärtige Zustand des Stauraumes der Oberilzmühle in Verbindung mit der fortschreitenden Verlandung des Stausees bereitet dem Betreiber etliche Probleme:

Infolge der Verlandung vor allem der Uferbereiche verschlechtert sich die Situation für die Fischerei zunehmend. Durch zunehmende Algenbildung sinkt die Wasserqualität und wirkt sich negativ auf den Artenreichtum aus. Die im Wasserrechtsbescheid geforderte Mindestwassertiefe von 50 cm auch in den Uferbereichen kann beim Betrieb mit winterlichem Absenksziel nicht mehr eingehalten werden und die Verlandung führt zu Ertragseinbußen der Fischereiwirtschaft.

Durch Nährstoffeintrag aus der Landwirtschaft verringert sich aber auch der Freizeitwert des Stausees. Durch fehlende Sichttiefe mußte mehrfach ein Badeverbot ausgesprochen werden.

Es wurden daher verschiedene Maßnahmen untersucht, wie die gegenwärtig unbefriedigende Situation zu verbessern ist.

1) Verzicht auf jegliche Eingriffe

Gegenwärtig ist allein der Staubereich der Stufe Oberilzmühle flußmorphologisch aktiv, d.h. nicht im Gleichgewicht. Verzichtet man auf jegliche Eingriffe und behält die gegenwärtige Bewirtschaftungsform bei, würde sich dies folglich lediglich auf diesen Bereich auswirken. In den nächsten Jahrzehnten würde die Verlandung der Staustufe weiter voranschreiten und einem Endzustand entgegenstreben. Dieser End- bzw. Gleichgewichtszustand wäre erreicht, wenn der Sedimenteintrag in den Stauraum gleich dem Sedimentaustrag aus dem Stauraum wäre. Von diesem Zeitpunkt an würden die Sedimentfrachten der Ilz nicht mehr im Stauraum abgelagert werden, sondern nach unterstrom transportiert werden. Die zur Zeit im Gleichgewicht befindliche Fließstrecke unterhalb der Oberilzmühle müßte diese Sedimentfrachten aufnehmen, bis sich erneut ein Gleichgewichtszustand einstellt.

Selbstverständlich wären durch diese Variante keine Probleme gelöst. Den Fischereiberechtigten müßten alternative Fischereirechte an anderen Gewässerabschnitten im Tausch angeboten werden. Ebenfalls nicht behoben wäre der Schwund des Freizeitwertes der Anlage.

2) Beseitigung der Ablagerungen

Für die Beseitigung der Ablagerungen aus Stauräumen gibt es eine ganze Reihe von potentiell möglichen Konzepten. Im Rahmen dieser Abhandlung sollen die zur Verfügung stehenden Methoden nur kurz erwähnt werden, da sie hinlänglich bekannt sind. Diese Methoden lassen sich in drei Gruppen einteilen, nämlich Trockenbaggerung, Naßbaggerung und Stauraumspülung.

Zur Durchführung der *Trockenbaggerung* müßte der Wasserspiegel im Stauraum ganz oder teilweise abgesenkt werden. Das bedeutet einen drastischen Einschnitt, wenn nicht eine völlige Einstellung des Kraftwerksbetriebes. Darüberhinaus kann es zur Umlagerung von Sedimenten im Stauraum kommen, da die Ilz sich in den vorhandenen Ablagerungen ein neues Bett graben würde. Der Sedimentgehalt des an das Unterwasser weitergegebenen Abflusses könnte sich dabei deutlich erhöhen.

Bei der *Naßbaggerung* könnte der Wasserspiegel im Stauraum beibehalten werden und der Kraftwerksbetrieb in gewohnter Weise weitergeführt werden. Als Geräte stehen Saugbagger, Eimerkettenbagger, Schalengreifer und Tieflöffelbagger zur Verfügung, wobei die Greifgeräte auf Pontons montiert werden.

Neben der überwiegend maschinellen Räumung des Stauraumes gibt es die Möglichkeit der *Stauraumspülung*, wobei im Grunde nur mit der Methode des "Syphoning" gezielt ausgewählte Bereiche des Stauraumes entlandet werden können und erfolgversprechend sind. Der Grundablass des Wehres hat eine Abmessung von 2,3 x 7,0 m und erfüllt damit die Bedingung eines leistungsfähigen Grundablasses. Vorteilhaft beim Syphoning ist der aufrechtzuerhaltende Wasserspiegel, jedoch würde das Unterwasser des Stauraumes erheblich mit Sedimenten belastet werden.

Besondere Probleme bietet der Uferbereich des Stauraumes Oberilzmühle. Der besonders empfindliche Wasser-Land Grenzbereich, der sich in über 40 Jahren gebildet hat, würde mit Sicherheit Schaden nehmen und nur schwer reparierbar bleiben.

3) Beseitigung der Stauanlage:

Als radikalste Maßnahme wurde ein möglicher Abriß der Anlage untersucht. Der Hauptvorteil einer solchen Aktion wäre das Verschwinden der Barrierewirkung der

Stauanlage. Mit dem Abbau des ebenfalls aufzulassenden Kraftwerkes Hals wäre die Ilz wieder ein durchgängiges Gewässer.

Allerdings hätte eine Beseitigung der Stauanlage Oberilzmühle *ohne weitere begleitende Maßnahmen* für die Unterlieger verheerende Folgen. Der dann jeglicher Einflußnahme entzogene Ilzabfluß würde sich unkontrolliert in die vorhandenen Ablagerungen einschneiden und durch rückschreitende Erosion große Mengen von Sediment aufnehmen und in der zur Zeit im Gleichgewicht befindlichen Ilzstrecke unterstrom ablagern. Der Unterschied dieses Falles von der beschriebenen Staumspülung mit abgesenktem Stau liegt in der dort möglichen Steuerung des Spülvorgangs und damit in der Dosierung des Sedimentgehalts des ans Unterwasser weitergereichten Abflusses. Bei geschleifter Stauanlage bestimmt allein der natürliche (unkontrollierte) Zufluß die Intensität der Erosionsvorgänge im Bereich der Staumablagerungen und damit den Sedimentgehalt in der Ilz unterstrom. Die unterhalb der geschleiften Stauanlage anschließende Flußstrecke würde sich völlig umgestalten, Auflandungen wären unvermeidbar, ein zunehmendes Mäandrieren des Flusses wahrscheinlich und eine vorübergehende Sterilisierung der ökologisch so wertvollen Wasser-Land Grenzzone ist nicht auszuschließen.

Im Bereich des Staumraums selbst würde zunächst ein großer Anteil der Ablagerungen auf beiden Seiten des vom Fluß selbst begrabenen Gerinnes bestehen bleiben. Die Ufer wären hochgradig instabil und Ufereinbrüche und Flußlaufänderungen über Jahre hinaus normale Erscheinungen (zwangsläufig immer verbunden mit erheblichen, ohne Vorwarnung auftretenden Konsequenzen für die Unterlieger). Eine Stabilisierung des sich in den Ablagerungen selbsttätig entwickelnden Flußgerinnes ist wegen der Feinkörnigkeit des abgelagerten Materials in absehbarer Zeit nicht zu erwarten. An der Oberfläche der seitlichen, über längere Zeit nicht benetzten Ablagerungen würden sich für das Überleben in feinkörnigem, gleichförmigem, sterilem Boden konditionierte Pflanzengesellschaften ansiedeln und ein eigenes Biotop erzeugen, das sich erheblich von der natürlichen Umgebung unterscheiden würde.

Aufgrund dieser Gefahren und Probleme ist ein Abriß der Anlage daher nur in Verbindung mit den bereits erwähnten kontrollierten Entlandungsmaßnahmen durchzuführen. Betrachtet man den Extremfall einer völligen Beseitigung der Ablagerungen, dann bedeutet dies die Aufnahme, den Transport und die Deponie von bis dann mittlerweile nahezu 1.5 Mio. m³ Sedimentmaterial. Daß eine derartige Aktion, die sich über eine Fläche von immerhin 1 Quadratkilometer erstreckt, nicht ohne erhebliche Beeinträchtigung der Umgebung durchgeführt werden kann, liegt auf der Hand. Leicht auszurechnen ist, daß für die Durchführung der Aktion bei einer Förderleistung von 500 m³/h mit 8 Arbeitsstunden pro

Tag und 200 Arbeitstagen im Jahr insgesamt 2 Jahre benötigt würden, wobei stündlich 50 Lastwagen mit je 10 m³ Fassungsvermögen unterwegs wären. Auch müßte eine geeignete Deponie für 1,5 Mio. m³ Aushubmaterial in vertretbarer Entfernung gefunden werden.

Auch die Rekultivierung des von den Ablagerungen befreiten Stauraums sollte man sich nicht als allzu einfach vorstellen. Man muß sich darüber im klaren sein, daß der leere Stauraum zunächst wohl eher eine aufgelassenen Kiesgrube oder einem ausgebeuteten Tagebau gleicht als einem niederbayerischen Flußtal. Und dieser Zustand würde etwa 20 bis 50 Jahre andauern, bis sich wieder ein naturnaher Fließgewässerabschnitt entwickelt.

Selbstverständlich ist eine Neugestaltung der freien Flächen möglich. Es ist allerdings die Frage, ob es dann noch legitim wäre, von einer "Renaturierung" zu sprechen.

Die vorstehenden Ausführungen beschränken sich bewußt ausschließlich auf die flußmorphologischen Konsequenzen einer Beseitigung der Stauanlage Oberilzmühle. Eine umfassende Beurteilung einer derart drastischen Maßnahme muß selbstverständlich auch, wenn nicht gar in erster Linie, volks- und betriebswirtschaftliche sowie sozio-ökonomische und umweltorientierte Aspekte untersuchen.

Dabei muß immer wieder auf den hohen ökologischen Stellenwert der Wasserkraft als regenerativer und sauberer Energie hingewiesen werden. In einer Zeit, in der die Welt zu begreifen beginnt, daß nicht regenerierbare Ressourcen geschont und jegliche Art von Abfall vermieden werden muß, ist schon der hartknäckige Widerstand gegen eine weitere Optimierung der Wasserkraftnutzung schwer verständlich; die absichtliche Vernichtung bereits bestehender Einrichtungen ist schlechthin nicht zu verantworten.

4) Änderungen beim Kraftwerksbetrieb

Ausgehend vom gültigen Wasserrechtsbescheid wurde dem Betreiber folgende Änderung des Kraftwerksbetriebes vorgeschlagen (s. Anlage 2, vorgeschlagene Betriebsweise):

Von etwa Mitte März (Beginn der Schneeschmelze) bis Mitte September (Ende der Schulferien in Bayern) sollten die Wasserstandsschwankungen auf 30 cm begrenzt bleiben. Zur Deckung des Spitzenstrombedarfes darf dieser Wert auf 70 cm erhöht werden. Durch diese Festlegung wäre sowohl der Laichzeit der Fische als auch den Bedürfnissen der Naherholung Rechnung getragen. Die Lebensraumfunktion der Wasserwechselzone könnte sich durch diese Maßnahme wesentlich verbessern.

Eine Einschränkung des Schwellbetriebes auch in den Wintermonaten wäre aus ökologischer und fischereiwirtschaftlicher Sicht ebenfalls positiv, wird aber wegen der geringeren Bedeutung für die Flora und Fauna in und unter Berücksichtigung der ökonomischen Folgen für den Betreiber nicht empfohlen.

Zusammenfassung:

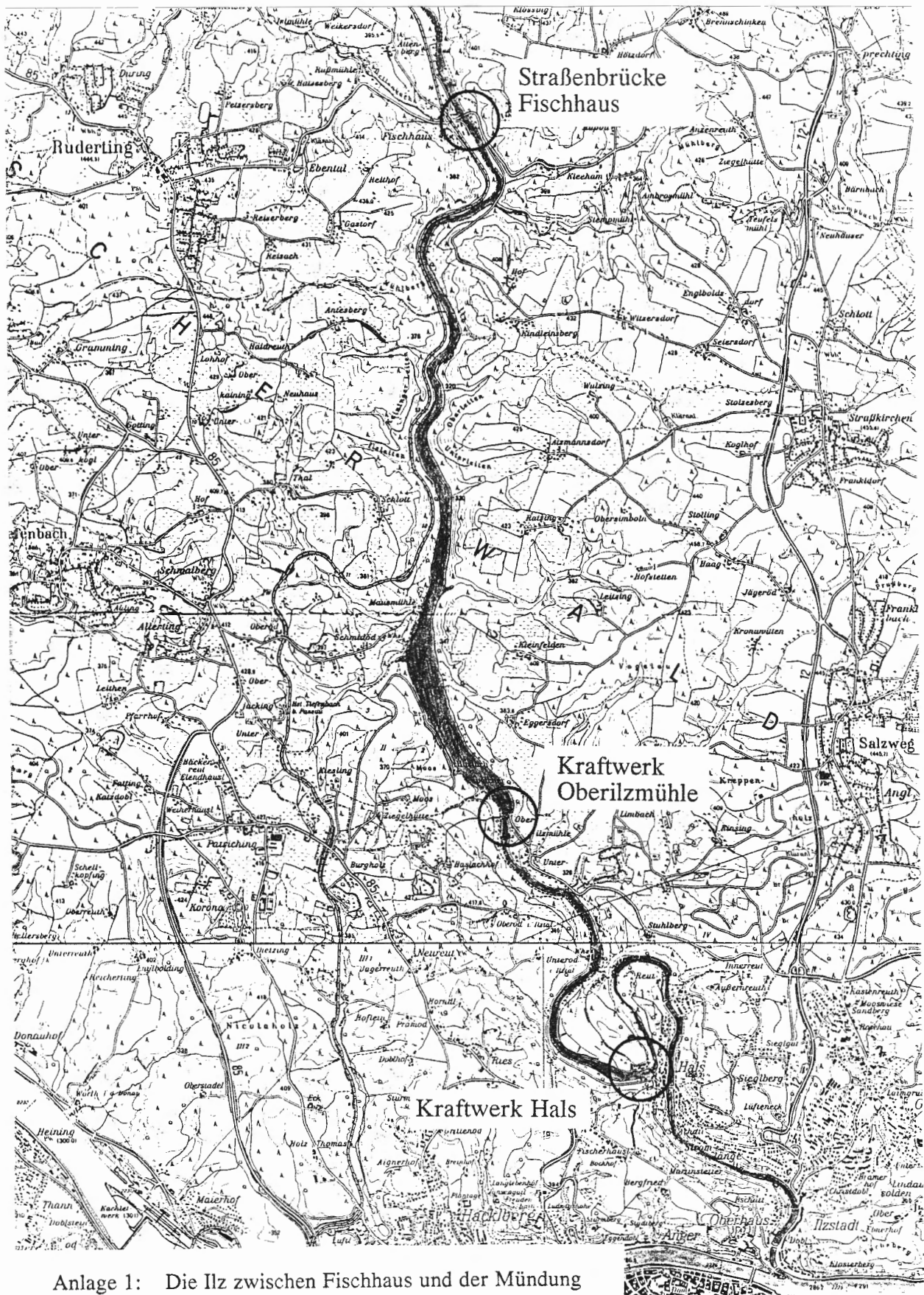
Aus gesamtökologischer Sicht ist die Beseitigung der Wasserkraftanlage Oberilzmühle schwer akzeptabel, da dann die regenerative und CO₂-freie Energiequelle Wasser durch Strom aus fossilen Brennstoffen, die wesentlichen Anteil am CO₂-Ausstoß und damit der Erwärmung der Atmosphäre haben, ersetzt werden müßte. Zudem kommen (bei Nichträumung der Staustufe) die beschriebenen Probleme, die sich im Unterwasser aufgrund erhöhter Sedimentablagerungen ergeben.

Der Bereich des Stausees Oberilzmühle sollte als Sekundärnatur akzeptiert und durch begleitende Maßnahmen (Änderung des Schwellbetriebes) eine Situationsverbesserung, d.h. eine Aufwertung der Flachwasser- und Gewässerrandbereiche im Stausee erreicht werden. Der fischereiwirtschaftliche Wert wird auf längere Sicht abnehmen und einen Zustand entsprechend der fortschreitenden Verlandung erreichen.

Es sollte nicht übersehen werden, daß ein Stausee, der seit über 30 bzw. 40 Jahren besteht, ein integraler Teil der Landschaft geworden ist, ein Freizeitgebiet, das von der Bevölkerung der Region längst angenommen und zur Naherholung genutzt wird. Für die ältere Generation mag es Natur aus zweiter Hand sein, für die jüngere Generation ist es die Natur, die sie kennen. Eine gravierende Umgestaltung eines solchen Freizeitobjektes bzw. eine drastische Einschränkung der gewohnten Nutzungsmöglichkeiten würde kaum verstanden werden.

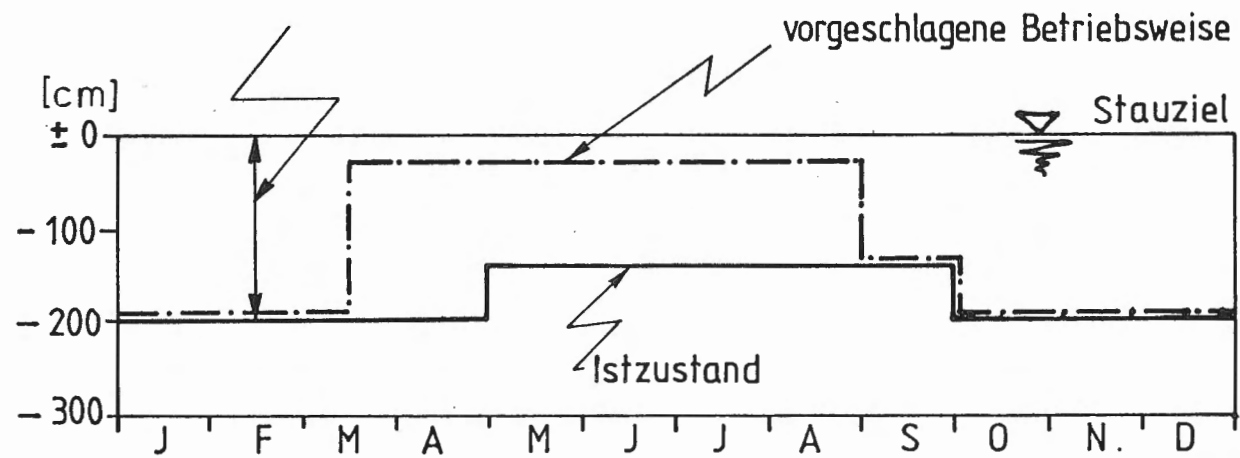
Adresse der Verfasser:

Theodor Strobl, Univ.-Prof. Dr.-Ing.
Franz Zunic, Dr.-Ing.
Lehrstuhl für Wasserbau und
Wasserwirtschaft
Arcisstrasse 21
D-80290 München

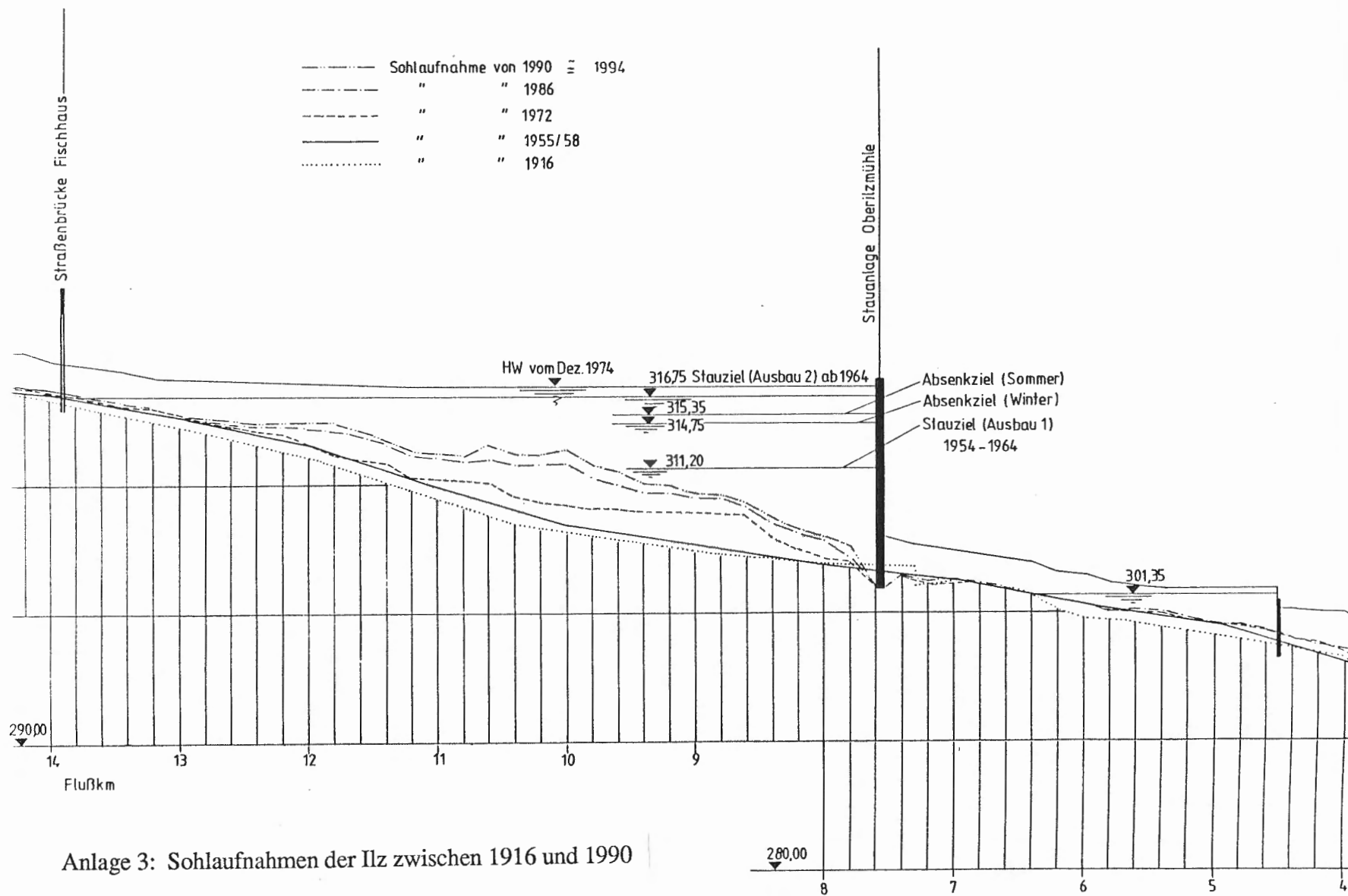


Anlage 1: Die Ilz zwischen Fischhaus und der Mündung

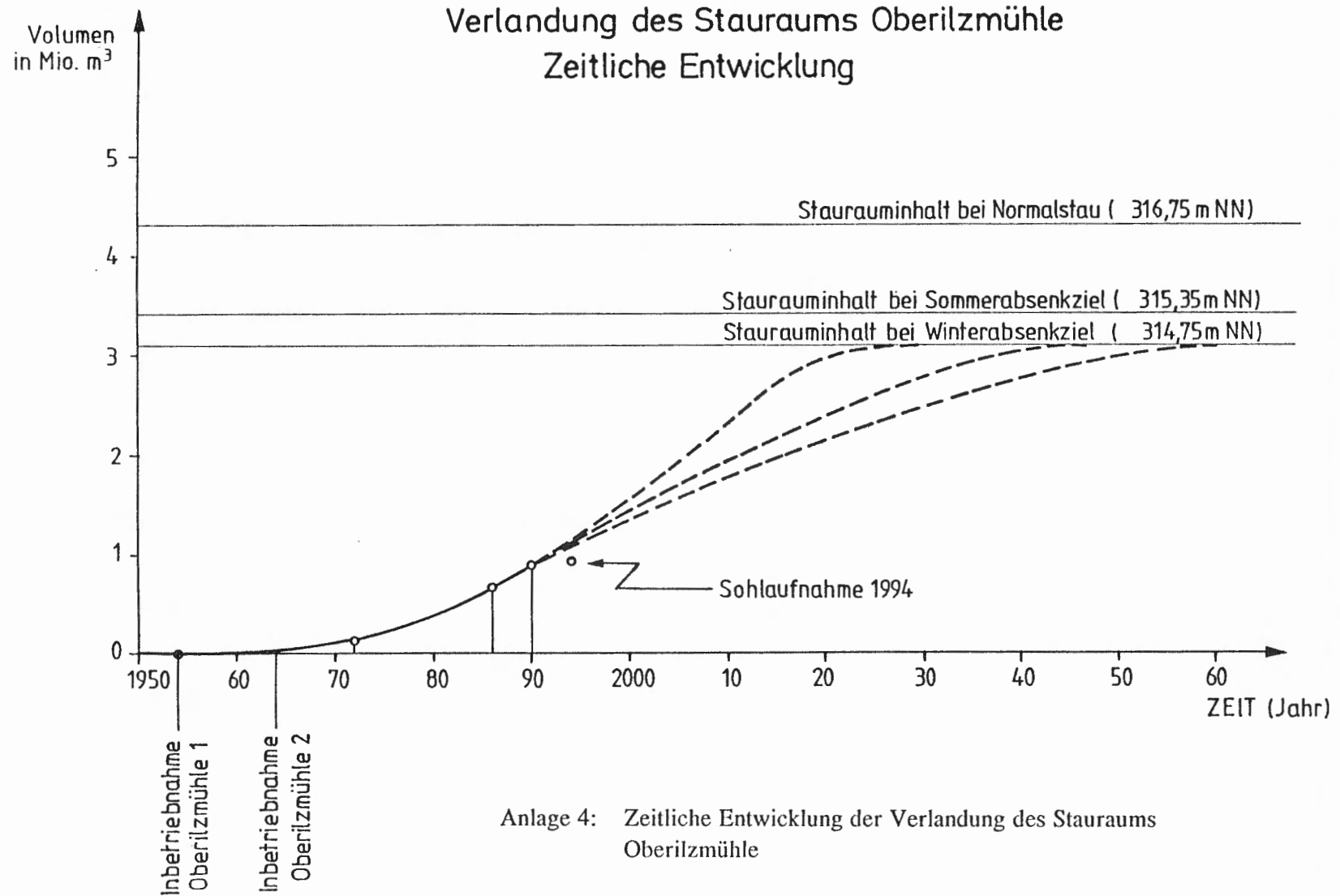
zulässige Absenkung im Schwellbetrieb



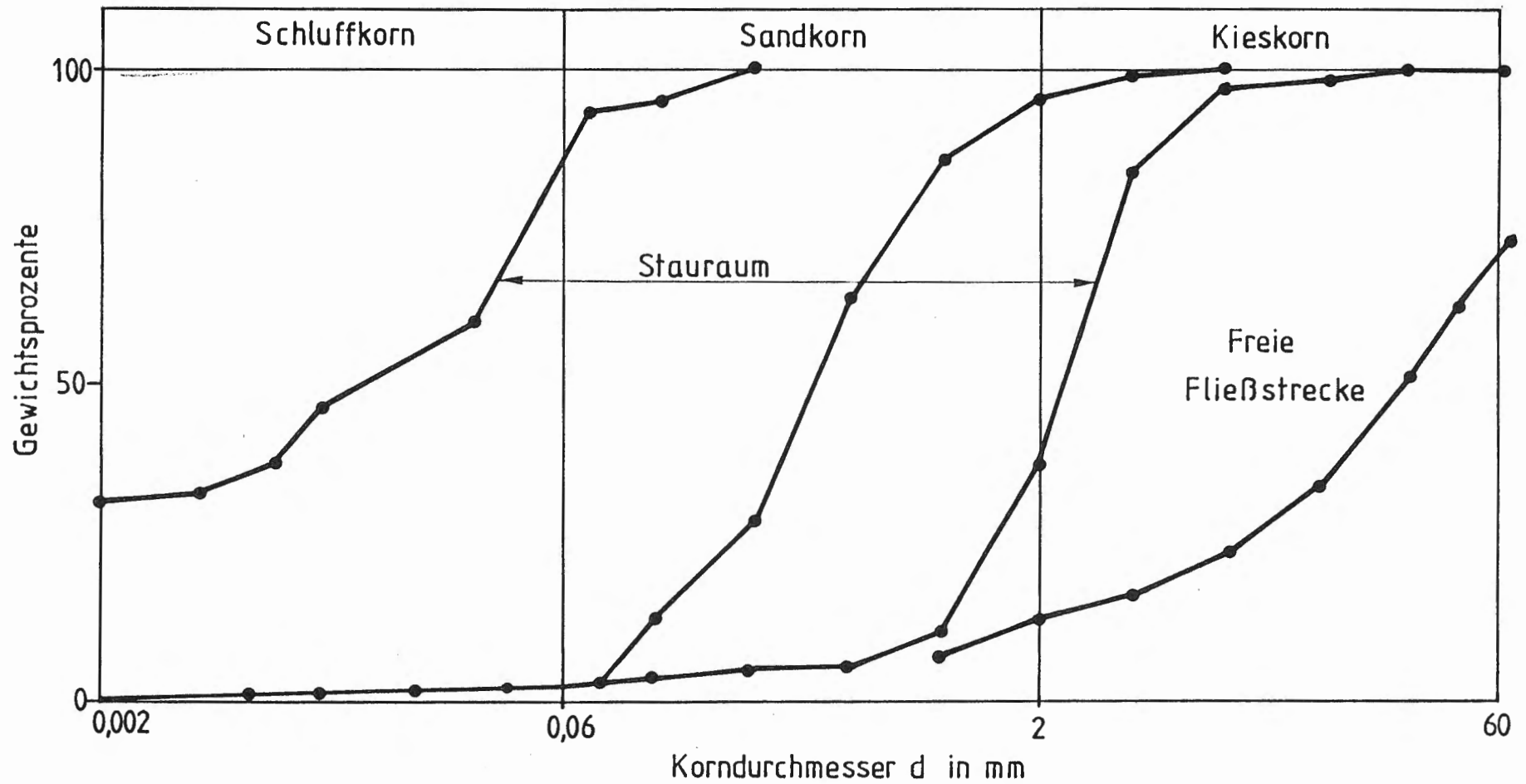
Anlage 2: Bisherige und vorgeschlagene Betriebsweise des Kraftwerks Oberilzmühle



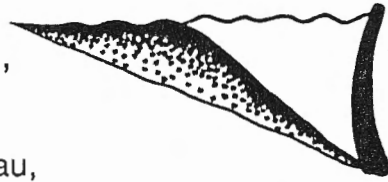
Anlage 3: Sohlaufnahmen der Ilz zwischen 1916 und 1990



Körnungskurve



Anlage 5: Körnungskurven der Proben aus der Flußsohle



Analyse der Stauraumverlandung sowie der Verbesserungsmöglichkeiten der Sedimentabspülung beim Lechkraftwerk Kniepass

F. Schöberl

Institut für Wasserbau, Universität Innsbruck

Zusammenfassung

Der Stauraum Kniepaß liegt in einem schon von Natur aus tendenziell akkumulierenden Flußabschnitt des Lechs. Der derzeitige Betrieb erfordert intensive und während der sommerlichen Abflußperiode auch lang andauernde Spülungen, wobei im mehrjährigen Rhythmus auf Hilfsbaggerungen nicht ganz verzichtet werden kann. Zur Verbesserung der Spülmöglichkeiten wurde eine sedimenthydraulische Modellierung der Verlandungssituation des Stauraumes durchgeführt. Für die derzeit nicht ganz befriedigenden Verhältnisse sind hauptsächlich drei Faktoren verantwortlich zu machen. Einerseits ist das Gerinne im Stauwurzelbereich für die Abtrift der Geschiebemassen noch nicht ausreichend konzentriert, zweitens verursacht eine Engstelle im Übergangsbereich zur Schluchtstrecke einen störenden Zwischenaufstau und drittens befindet sich die Wasserspiegellage beim Wehr für eine intensive Abspülung auf zu hohem Niveau. Mit der Kombination aller drei Komponenten sind spürbare Verbesserungen erreichbar.

Investigation of the reservoir sedimentation and improvements for the sediment sluicing at the Hydropower Plant Kniepaß

abstract

The reservoir Kniepaß is located in an accumulating reach of the Lech river and its operation depends on intensive and long lasting sluicing actions during the summer period, in some years also supplementary dredging becomes necessary. To assess improvements, the situation was analysed by a sediment hydraulic model. According to the results 3 factors mainly could be made responsible for the unsatisfactory conditions. First of all, for proper sluicing, the head reach of the stored basin has to be more concentrated, beyond that, a narrow passage further downstream causing a disturbing back up should be removed and also the water level at the weir site has to be lowered for ensuring more effective material transport. By these adjustments considerable improvements are achievable.

1. Zur Situation

Alpine Gewässer sind wichtige Transportkomponenten im universell wirkenden Abtragsprozeß der Gebirge. Dementsprechend muß auch die Sedimentverfrachtung als ein im wesentlichen naturräumliches und nur begrenzt beeinflussbares Faktum akzeptiert werden. Für die Wasserkraftnutzung bedeutet dieser Umstand das Einkalkulieren von unvermeidlichen Nutzungseinbußen einschließlich temporärer Betriebsbeeinträchtigungen. Die Intensität potentieller Störeinträge ist zwangsläufig gebiets- wie anlagenspezifisch unterschiedlich. Als Musterbeispiel für erschwerte Bedingungen kann der Tiroler Lech und die errichtete Stauanlage Kniepaß gelten.

Der Lech zählt zu den wenigen Flüssen der nördlichen Kalkalpen, an dem sich noch Abschnitte mit ausgeprägten Gerinneverzweigungen erhalten konnten. Dieser Umstand steht zum Teil auch mit seinem hohen Feststoffumsatz im Zusammenhang. Vor dem Überwechseln in das Alpenvorland durchmißt der Lech eine Reihe glazialer Becken, die durch die Barrierewirkung von Engstellen entstanden sind. Das größte dieser Becken ist jenes von Reutte, das gleichzeitig das Hauptsiedlungsgebiet des Tiroler Lechtales beherbergt. Charakteristisch für diesen Flußabschnitt ist die bis heute anhaltende Tendenz zur Auflandung und die dadurch drohende Verschärfung der Hochwassersituation.

Die Stauanlage Kniepaß ist am Ausgang des Reuttener Beckens, vor dem Eintritt in einen kurzen Schluchtabschnitt situiert und steht seit 1951 in Betrieb. Der Rückstau reicht bei Mittelwasser ca. 2,3 km flußaufwärts. Der Wasserspiegel wird durch eine zweifeldrige Wehranlage bis zu 9 m angehoben und kann mittels beweglichen Schützen geregelt werden. Das Krafthaus ist seitlich zum Wehr angeordnet und verarbeitet einen Ausbaudurchfluß von $30 \text{ m}^3/\text{s}$. Das Flußkraftwerk wurde 1966 durch eine weitere Kraftstufe ergänzt, welche nunmehr den Hauptteil der Erzeugung übernimmt und bis zu $50 \text{ m}^3/\text{s}$ über einen Stollen 3,7 km ausleitet.

Einen wesentlichen Aspekt der Betriebsführung bildet die Beherrschung des Geschiebeanfalls in der Größe von durchschnittlich 80000 - 90000 t pro Jahr, der

bei Aufstau des Wassers für entsprechend massive Sohlreaktionen verantwortlich zeichnet. Die Situation wird durch die von Natur aus vorhandene Akkumulierungstendenz der Strecke nicht gerade erleichtert. Der derzeitige Betrieb erfordert daher intensive und während der sommerlichen Abflußperiode auch lang andauernde Spülungen unter Teil- und Totalabsenkungen des Staus. Durch periodische Aufmessung der Sohlhöhe in vordefinierten Querprofilen wird die Sohlentwicklung ständig kontrolliert. Die Beobachtungen bilden die Grundlage für das in der Praxis empirisch optimierte Spülreglement unter Festlegung der Dauer und Häufigkeit der Spülungen. Zur Hintanhaltung unerwünschter Anlandungen konnte in der Vergangenheit auf vereinzelte, ergänzende Hilfsbaggerungen aber nicht ganz verzichtet werden. Auch eine im Mittelteil der Strecke angeordnete neue Längsverbauung trug zur Verbesserung der Situation nur beschränkt bei. Von der Betriebsseite wurde daher der Wunsch geäußert, prinzipielle Möglichkeiten zur Steigerung der Spülwirkung zu untersuchen.

2. Analyse der Verlandung

Die Strömungsbildung und die Art der Verlandung werden nicht nur durch die Geometrie des Staupraumes, sondern auch durch die Betriebsweise der Kraftwerksanlage entscheidend mitbestimmt. Als Besonderheit der Flußstrecke kann die ungewöhnliche, innerhalb kurzer Distanz zustandekommende Abfolge unterschiedlicher flußmorphologischer Zustandsformen betrachtet werden. In dem noch vom Stau unbeeinflussten Zulaufteil herrschen zunächst noch Aufweitungen mit schwacher Verzweigungstendenz vor. Obwohl der Fluß durch Traversen im Abstand von 300 - 400 m querrippenartig fixiert ist, bleibt ihm in den Zwischenstrecken noch genügend freier Raum zur Umlagerung. Im Gegensatz dazu ist der Mittelteil bereits durch niedere Leitwerke und Querbauten konzentriert und in seiner lateralen Dynamik eingeschränkt. Mit Annäherung zum Wehr geht das Gerinne schließlich in eine geomorphologisch erzwungene, gewundene Form über.

Infolge der häufigen Spülungen, die zu einer durchgängigen Verlagerung des Geschiebes im Staupraum führen, ist im Längenprofil kein ausgesprochenes Ablagerungsdelta sichtbar, siehe Bild 1. Daher fehlen auch nennenswerte

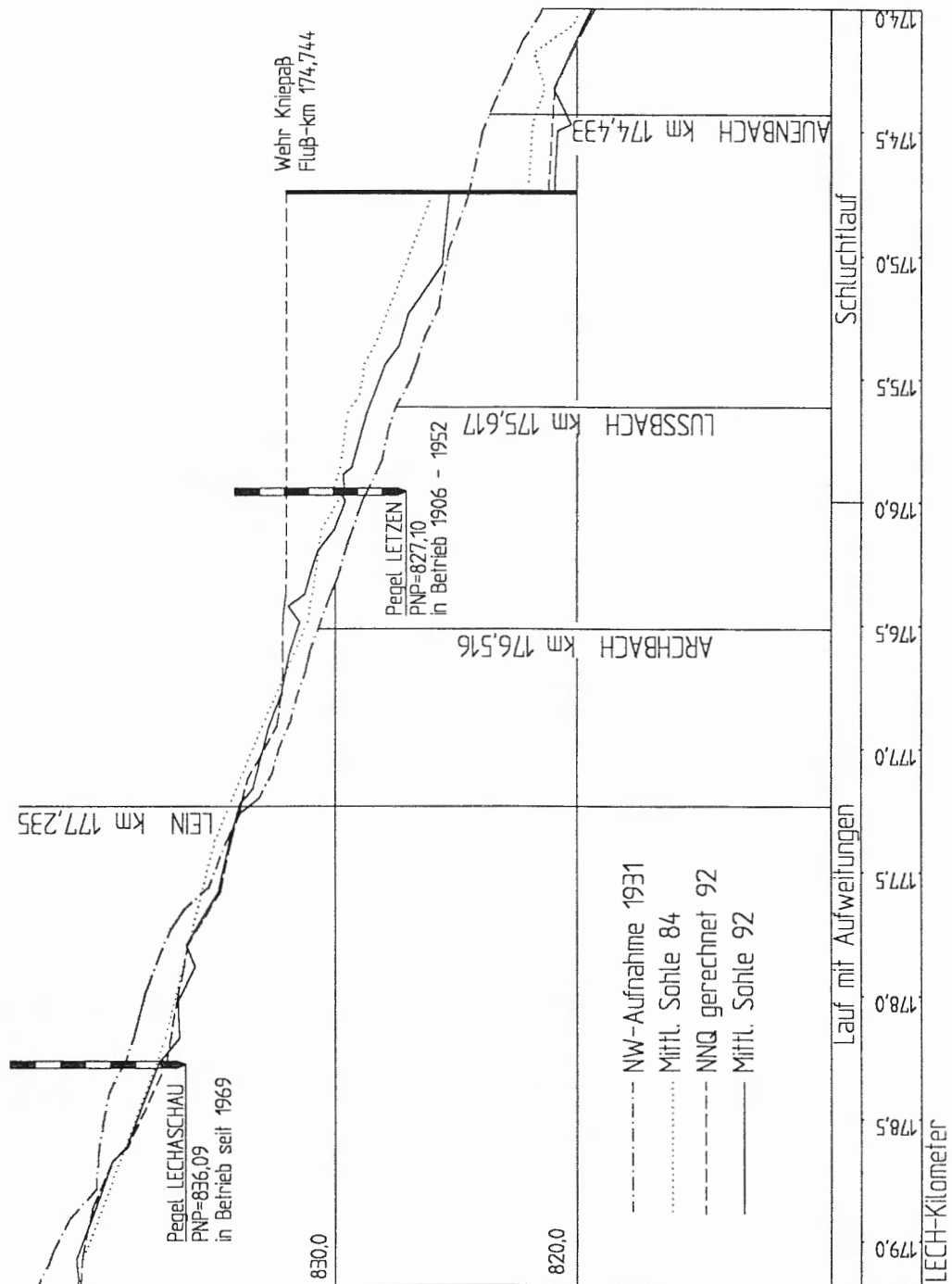


Bild 1

Längenprofil

Staustrecke Kniepaß

Schwebstoffablagerungen und dies obwohl die Schwebstoffzulieferung mengenmäßig bei weitem überwiegt und etwa das 3- fache der Grobmaterialzufuhr erreicht.

Die Auswertungen der systematischen Sohlaufmessungen belegen unterschiedliche Entwicklungstendenzen in den einzelnen Fließabschnitten. Während die Umlagerungsstrecke flußaufwärts der Stauwurzel seit der Errichtung der Anlage eine mittlere Aufhöhungsrate von ca. 1 cm/a verzeichnet ist die Tendenz im Stauwurzelbereich mit 1,8 - 2 cm/a merklich erhöht. Dies hat langfristig unangenehme Folgen für die Hochwasserspiegelausbildung, da der Trend im Stauwurzelbereich, trotz im Jahre 1980 durchgeführter mechanischer Räumungen und trotz des verbesserten Spülmanagements nicht vollkommen abgefangen werden konnte. Die Kernzone der Aufhöhungen konzentriert sich auf den Abschnitt zwischen Flkm 177,2 bis Flkm 176,5 . Mit Annäherung an die schluchtartig gewundene Fließstrecke schwächt sich der Anlandungstrend deutlich ab, was auf die hier zunehmende Wirksamkeit der Spülung hinweist. Im unmittelbaren Nahbereich des Wehres bestehen jedoch infolge geometrischer Einschnürungen gewisse Abfuhrprobleme. Das Wehr selbst reduziert die Nettoabflußbreite auf nur 23 m und erzeugt damit bei größeren Abflüssen Rückstaueffekte. Ähnliche Beobachtungen können auch an einer Engstelle ca. 200 m vor dem Stauwehr gemacht werden. Die Spülung stößt unter den gegebenen hydraulischen Bedingungen somit an ihre Grenzen. Zur Verbesserung der Spülleistung erscheint es damit angezeigt, verschiedene Ausbauüberlegungen sedimenthydraulisch näher zu analysieren.

3. sedimenthydraulische Abschätzung - Wirkungsanalyse

Für die Detailuntersuchung der Transportverhältnisse wurde das numerische Simulationsprogramm HEC 6, Version 1993 herangezogen, mit dem grundsätzlich gemeinsam Geschiebe- und Schwebstoffumlagerungen und die sich daraus ergebenden Sohlveränderungen quasi-stationär beschrieben werden können. Dem Einfluß von Höhen- und Gerinnebreitenvariabilitäten auf die wirkenden Sohl Schubspannungen wird über Mittelwertbildung approximativ Rechnung getragen. Voraussetzung für die Anwendung bilden detaillierte Kenntnisse der

LECH

STAURAUMBereich KW Kniepass

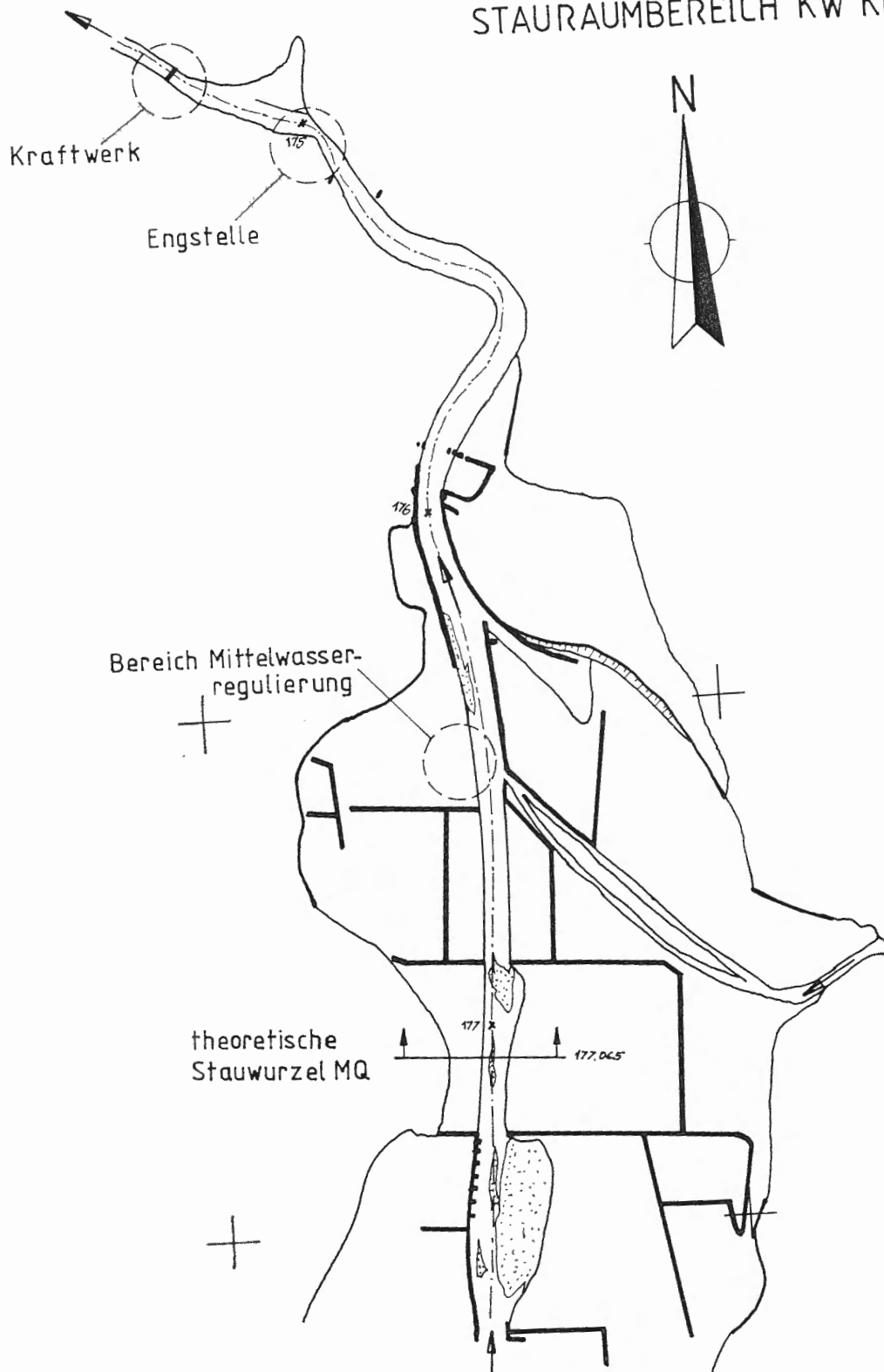


Bild 2

Lageplan

Staustrecke Kniepaß

sedimentologischen Kenngrößen wie Kornverteilung, Geschiebezulieferung sowie umfangreiche Informationen über geometrisch-topographische und hydrologische Randbedingungen. Hinsichtlich der hydraulischen sowie geschiebetechnischen Grundlagen konnte direkt auf die Basisergebnisse der Pilotstudie Lech-Außerfern zurückgegriffen werden, Schöberl (1995). Als Geschiebefunktion fand die Formel von Meyer-Peter Verwendung. Die Modellierung erstreckte sich auf eine Gesamtstrecke von 4,3 km, damit entfielen 2 km davon noch auf den ungestauten Zulaufteil. Da bezüglich der Spülungen keine mit dem Abfluß fest verknüpften Reglementierungen bestanden, mußte die Betriebscharakteristik erst erhoben und auf Tagesmittelbasis aufbereitet werden. Als Bezugsperiode diente der Zeitraum 3.1992 bis 2.1993, für den parallele Aufzeichnungen von Abfluß und Spiegellagen vorlagen. Die Kontrollrechnungen für die Sohlentwicklung des Istzustandes waren folglich auf diese Periode beschränkt. Sohlaufmessungen zu Beginn und am Ende des Zeitraumes standen an 7 von insgesamt 20 Querprofilen zur Verfügung, Bild 3.

3.1 Istzustand

Die Rechnungen bei Berücksichtigung des Schwebstoffeintrages ergaben fast idente Resultate im Vergleich zu jenen mit reinem Geschiebetrieb, was eindeutig mit den häufigen Spülungen unter Absenkung des Staus in Zusammenhang zu bringen ist. Dies gab auch den Ausschlag im weiteren nur mehr das Verhalten des Geschiebes näher zu verfolgen. Grundsätzliche Auswertungen und erste Berechnungen dazu wurden bereits im Rahmen einer Diplomarbeit durchgeführt, Nessler (1994). Die mittels der Eingangsdaten erzielte Übereinstimmung von Messung und Nachrechnung wurde als geeignete Basis für die weiter folgenden Untersuchungen angesehen, Bild 3.

3.2 untersuchte Beeinflussungsmöglichkeiten

Zur Vermeidung einer im Raum stehenden Verschärfung der Hochwassersituation kommt der verbesserten Abtrift der Geschiebemassen im Stauwurzelbereich eine eindeutige Schlüsselrolle zu. Die nach Punkt 2 zu beobachtenden verstärkten Verlandungstendenzen betreffen eine Zone flußabwärts von Flkm 177.2 , Bild 1

Lech Stauraum Kniepaß Periode 3-1992/2-1993

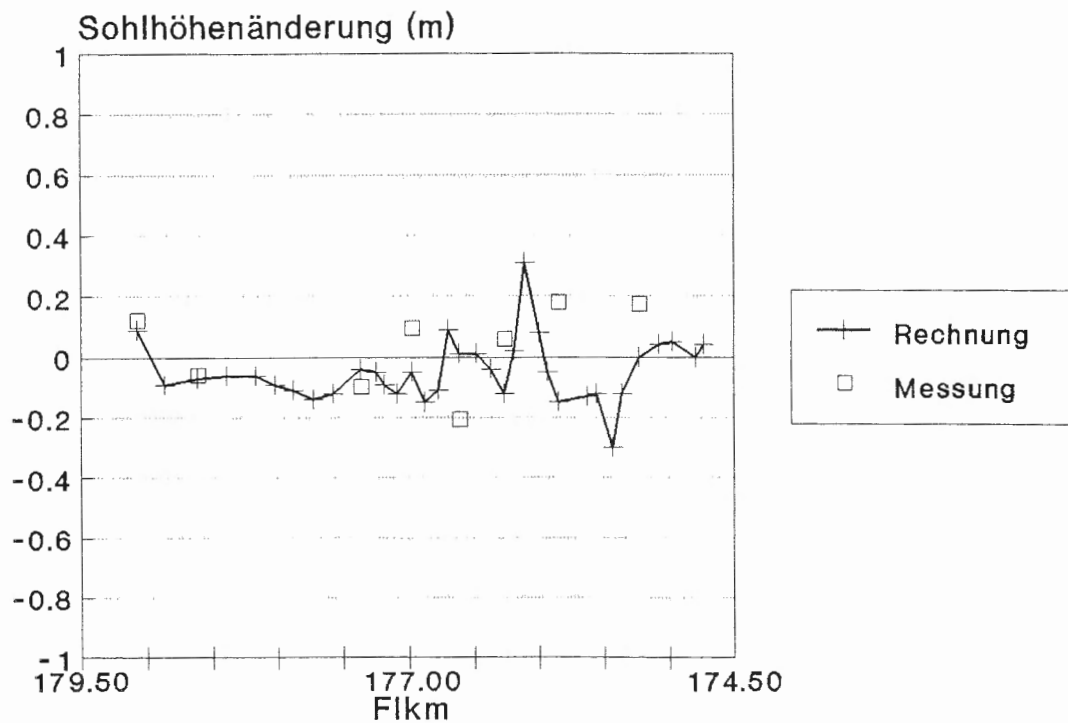


Bild 3 Sohländerungen - Vergleich Messung -Rechnung

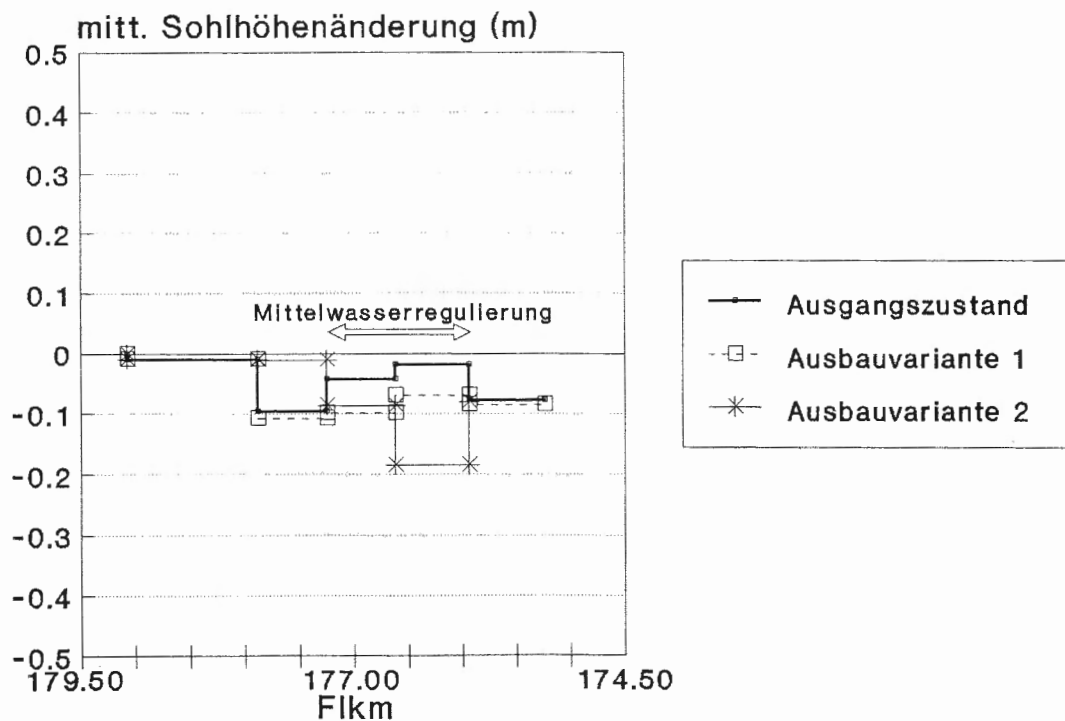


Bild 4 Wirkung der Ausbauvarianten auf die Sohlhöhenentwicklung

und Bild 2. Infolge des ungenügenden Transportvermögens bietet sich als Lösung zwangsläufig eine systematisch verstärkte Konzentration des Gerinnes an. Im Rahmen der durchgeführten, primär auf die grundsätzliche Wirksamkeit der Maßnahmen ausgerichteten Voranalyse, kam als Startvariante eine mit Leitwerken auf Mittelwasserniveau herbeigeführte Verschmälerung des Gerinnebettes auf 45 m Breite auf eine Länge von 1,2 km zum Einsatz. Darüber hinaus wurde noch eine Variation bezüglich eines um 0,5 m erhöhten Kontraktionsniveaus vorgenommen. Bild 4 belegt die grundsätzliche Wirksamkeit derartiger Maßnahmen. Die zusätzlich erreichte, mittlere Eintiefung in der Kontraktionsstrecke bezogen auf die Vergleichsperiode beträgt 2 cm/a, im Falle der erhöhten Leitwerksvariante 5 cm/a. Die positive Beeinflussung der Sohlentwicklung ist auch bei Hochwasser gegeben. Berechnungen mit Hochwasserwellen zwischen 1, 10 und 100 Wiederkehr, die als Szenario der Bezugsperiode nachgeschaltet wurden, zeigen auch unter diesen Bedingungen eine klare Persistenz zur Sohleintiefung auf. Allerdings ist infolge der kurzen, einjährigen Bezugsperiode noch keine gleichzeitige Entlastung des Wasserspiegelniveaus nachweisbar, da in der Anfangsphase der Eintiefung die Energieverluste infolge der Profileinengung, die Effekte der Sohlveränderungen kompensieren. Eine Absenkung der Wasserspiegellagen ist erst als längerfristige Reaktion zu erwarten.

Weitere Untersuchungen betrafen die Aufweitung der Engstelle im Zulaufbereich des Wehres, Bild 2. Bei Aufweitung der Verengung auf eine Weite von 50 m kann sowohl der Wasserspiegelverlauf, als auch der Sohlverlauf in zufriedenstellender Weise vergleichmäßigt werden. Die Einflußnahmen auf den Wasserspiegel gehen mit einem Sohlabtrag flußaufwärts der ursprünglichen Einengung und einer anfänglich verstärkten Sohlanhhebung im Bereich der Engstelle selbst einher. Damit kann der bei Hochwasser heute störende Zwischenaufstau vermieden werden.

Eine weitere Eingriffsmöglichkeit betrifft die Verbreiterung der Wehranlage selbst, die derzeit bei Freigabe beider Öffnungen nur eine maximale Profilbreite von 23 m erreicht. Durch das Hinzufügen eines weiteren Wehrfeldes von 11,5 m Breite wird beim HQ_1 eine Absenkung des Wasserspiegels um 59 cm, bei HQ_{10} um 86 cm erreicht, was das Spülvermögen im Nahbereich des Wehres zusätzlich erhöht.

Dieser Sachverhalt wird auch durch die bisherigen Erfahrungen bei Stauhaltungen hinsichtlich der Steigerung der Spülwirkung mit der Freigabe weiterer Wehroöffnungen gestützt, z.B. Seeber - Schöberl, 1986.

4. Schlußfolgerungen

Im Vordergrund der Untersuchung stand die Überprüfung flußkorrektiver Eingriffe zur Reduktion der Sohlauflandungen und zur Verbesserung der Spülbedingungen im Stauraum Kniepaß. Der Entwicklungsstand sedimenthydraulischer Simulationen ließ es zielführend erscheinen, ein entsprechendes Modell zur Überprüfung der Effektivität verschiedener Baumaßnahmen einzusetzen.

Für die derzeit nicht ganz befriedigenden Strömungsverhältnisse bei Spülung des Stauraumes Kniepaß konnten hauptsächlich drei Faktoren als maßgeblich erkannt werden. Einerseits erweist sich das Gerinne im Stauwurzelbereich für die Abtrift der Geschiebemassen noch nicht ausreichend konzentriert, zweitens verursacht eine Engstelle im Übergangsbereich zur Schluchtstrecke einen Zwischenaufstau, der die Materialbewegung zusätzlich hemmt und drittens befindet sich die Wasserspiegellage beim Wehr für eine intensive Abspülung auf zu hohem Niveau. Wie die hydraulischen Nachweise belegen, kann bezüglich des besonders heiklen Stauwurzelbereiches mit einer konsequenten Strömungskonzentration auf Mittelwasserniveau auf 1,2 km Länge der gegenwärtige Anlandungstrend deutlich abgefangen und damit die unerwünschten Sohlhebungen zukünftig vermieden werden.

Literatur

Hydrologic Engineering Center: HEC 6 - Scour and Deposition in Rivers and Reservoirs, Users Manual, U.S. Corps of Engineers, Davis, U.S.A., 1993

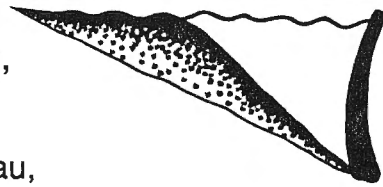
Nessler P. Feststoffumlagerungen in Flußstauhaltungen, Analyse der
Staurationverlandung des Kraftwerkes Kniepaß am Lech, Diplomarbeit
am Institut für Wasserbau der Universität Innsbruck, 1994

Seeber G., Schöberl F.: Kraftwerk St. Johann, Versuchsgutachten WL 21-84, im
Auftrag der Tauernkraftwerke AG, 1986

Schöberl F.: Pilotstudie Lech-Außerfern Sachbereich 2.15 "Feststoffhaushalt -
Geschieberegime", Schlußbericht, Institut für Wasserbau der Universität
Innsbruck, 1995

Adresse des Verfassers:

Ass.Prof. Doz. Dr. F. Schöberl
Institut für Wasserbau
Universität Innsbruck
Technikerstrasse 13
A-6020 Innsbruck



Sedimentdynamik in der Stauhaltung Lauffen am Neckar

U. Kern, S. Al Zoubi, Y Xu, B. Westrich

Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart

Zusammenfassung

Der Haushalt und die Dynamik von Feinsedimenten werden für den 11 *km* langen gestauten Neckarabschnitt bei Lauffen experimentell und numerisch untersucht. Sohlauf-landungen und -eintiefungen finden vor allem im Stauration statt und betragen max. 0,5 *m*. Dort haben extreme Hochwasserereignisse seit 1978 den Ablagerungsschlamm zum Teil ausgeräumt. Für zwei Hochwasser im Dez. 1993 und Apr. 1994 wurde eine Nettoero-sion von 36.000 *t* bzw. 24.000 *t* über die Bilanzierung von Schwebstofffrachten ermittelt. Eine Langzeitsimulation mit einem 1d-Strömungs- und Transportmodell zeigt, daß die Sedimentdynamik nicht nur von der Strömung, sondern auch vom Konsolidierungsgrad der Schlammlagerungen abhängt. Im Vergleich zu einem Stromröhren- und 2d-Modell liefert die 1d-Berechnung ähnliche Ergebnisse, solange kein großer Gradient der Fließge-schwindigkeit oder der Schwebstoffkonzentration in den Fließquerschnitten auftritt.

Sediment dynamics in the Lauffen reservoir on the Neckar river

Abstract

Budget and dynamics of fine-grained sediment are investigated for a 11 *km* long lock-regulated section of Neckar River near Lauffen using experimental and numerical methods. Sedimentation and erosion predominantly takes place in the lower part of the reservoir at a maximum height of 0.5 *m*. Since 1978, major floods have eroded a part of the deposited sediments. At flood events in Dec. 1993 and Apr. 1994 net erosion of 36,000 *t* and 24,000 *t*, respectively, is calculated from sediment load balance. Using a 1d-flow and transport model, long-term simulation shows that sediment dynamics is not only dependent on flow, but also on the degree of sediment consolidation. Comparing with the stream tube and 2d-approach, the 1d-model shows similar results as long as lateral gradient in flow velocity or concentration of suspended solids is insignificant in the channel sections.

1 Einleitung

Die Stauregelung des Neckars, die im Zeitraum von 1935 bis 1970 erfolgte, hatte eine mehr oder weniger rasche Verlandung der einzelnen Stauhaltungen zur Folge. Aufgrund der Nutzung des Neckars als Bundeswasserstraße bestand die Notwendigkeit der Entfernung der schluffig-tonigen Schlammablagerungen. Alleine im Bereich des Wasser- und Schiffsamtes Stuttgart betrug die Jahresbaggermenge ca. 90.000 m^3 (BfG, 1984a). Die zu Beginn übliche landwirtschaftliche Nutzung des bei der Unterhaltung der Wasserstraße anfallenden Baggergutes wurde 1978 untersagt, als hohe Schwermetallgehalte in den Nutzpflanzen der mit Neckarschlamm beaufschlagten Ackerflächen nachgewiesen wurden. Aufgrund der hohen Kosten einer Baggergutdeponierung wurden Alternativen gesucht und z.T. praktiziert, wie das Anlegen von Spülrinnen oder das Verklappen von Baggergut im Oberwasser der Staustufen (BfG, 1981, 1984a 1987 und 1990). Zwischenzeitlich war sogar die industrielle Aufbereitung des Ablagerungsschlammes zu Blähton in der Diskussion (BfG, 1984b). Gegenüber früheren Jahren wird heute auf sog. Vorratsbaggerungen verzichtet. Dies hat zu einem deutlichen Rückgang des Baggeraufkommens geführt. Im Jahr 1989 betrug es am gesamten schiffbaren Neckar noch ca. 60.000 t (TIPPNER, mündl. Mitteilung). Die zu Beginn dieses Jahrzehnts begonnene Vertiefung der Schiffahrtsrinne von 2,6 m auf 2,8 m Wassertiefe stellt eine weitere Beeinflussung des Feststoffhaushaltes am Neckar dar. Eingehende Kenntnisse über die Dynamik des Schwebstofftransportes des Neckars sind jedoch vor allem wegen der starken Schwermetallgehalte der Altsedimente im Neckar, insbesondere in der Stauhaltung Lauffen (vgl. KERN & WESTRICH, 1995; RP STUTTGART, 1993), erforderlich.

Diese Untersuchung zielt darauf ab, die Dynamik der feinkörnigen Sedimente in der Neckarstauhaltung bei Lauffen mittels experimenteller und numerischer Methoden zu quantifizieren. Experimentell erfolgt eine Sedimentbilanzierung auf der Grundlage des Kontinuitätsprinzips auf zwei Wegen, wobei die Stauhaltung Lauffen als Kontrollraum betrachtet wird. Einerseits werden für die Stauhaltung Lauffen Frachtbilanzen aus der Differenz zwischen zu- und abströmenden Schwebstofffrachten für signifikante Hochwasserereignisse ermittelt. Andererseits werden gewässerkundliche Peilungen der Flußsohle herangezogen, um morphologische Veränderungen der Flußsohle zu lokalisieren und daraus die Volumenänderungen des Ablagerungsschlammes in der Stauhaltung in den letzten zwei Dekaden zu ermitteln. Mit Hilfe dieser Naturdaten wird ein numerisches 1d-Strömungs- und Transportmodell kalibriert und für Langzeitsimulationen eingesetzt. Für ein Hochwasserereignis werden die Simulationsergebnisse verschiedener numerischer Berechnungsmethoden (1d-, Stromröhren- und 2d-Modell) miteinander verglichen und ihre Anwendungsgrenzen aufgezeigt.

2 Experimentelle Untersuchungen

2.1 Untersuchungsgebiet

Die Stauhaltung Lauffen liegt am mittleren Neckar zwischen Stuttgart und Heilbronn (Abb. 2.1). Sie wird von zwei Staubauwerken eingegrenzt, oberstrom bei Besigheim (km 136,8) und unterstrom bei Lauffen (km 125,2). Der Abfluß des Neckars am Pegel Lauffen schwankt zwischen $14,1 \text{ m}^3/\text{s}$ und $1650 \text{ m}^3/\text{s}$, der mittlere Abfluß (MQ) beträgt $88,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Der jährliche Schwebstoffabtrag aus dem 7916 km^2 großen Einzugsgebiet variiert zwischen $7,4 \text{ t}/\text{km}^2$ und $70,9 \text{ t}/\text{km}^2$. Der Nebenfluß Enz, der im Unterwasser der Staustufe Besigheim in den Neckar mündet, entwässert eine Fläche von 2230 km^2 , MQ beträgt $20,8 \text{ m}^3/\text{s}$.

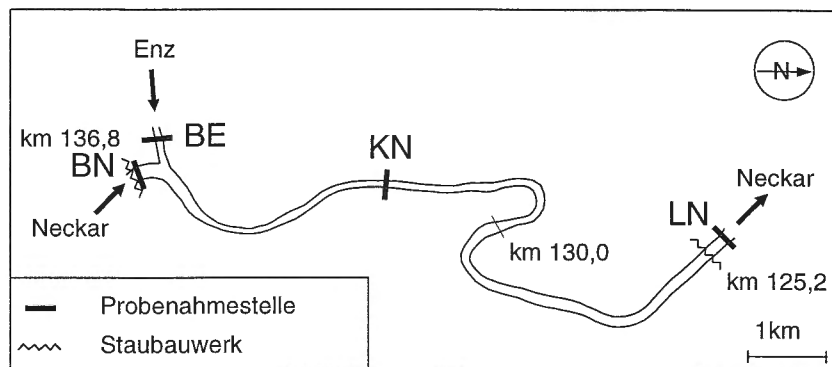


Abb. 2.1: Lage der Probenahmestellen in der Stauhaltung Lauffen

2.2 Untersuchungsprogramm

2.2.1 Schwebfrachtbilanzierung

Schwebstoffmessungen erfolgten während der Hochwasserperioden im Dez. 1993 (HQ 12/93) und im Apr. 1994 (HQ 04/94) im Abstand von ein bis acht Stunden. Der Neckar wurde im Unterwasser der beiden Staubauwerke beprobt (Meßstellen BN und LN), die Enz nahe ihrer Mündung (BE, vgl. Abb. 2.1). Schöpfproben wurden der Hauptströmung von Brückenbauwerken aus entnommen und in Plastikflaschen verwahrt. Der Schwebstoffgehalt wurde gravimetrisch nach Filtration des gesamten Probenvolumens von 1 l

bestimmt. Die verwendeten Celluloseacetat-Membranfilter (Porenweite $0,45\ \mu\text{m}$, Fa. Sartorius, Göttingen) wurden vor und nach der Filtration jeweils doppelt mit einer Analysen-Feinwaage gewogen, wobei zwischen den beiden Wägungen jeweils mindestens eine Nacht lag. Die Ungenauigkeit der gravimetrischen Schwebstoffanalyse wurde für jede Probe bestimmt. Sie betrug i.d.R. $< 1\ \%$ des Konzentrationsmeßwertes. Zur Blindwertkorrektur der Filter wurde jedes 10-te Filter mit $1\ \text{l}$ aqua dest. filtriert. Die Repräsentativität der Entnahmestellen in dem entsprechenden Querprofil wurde durch Mehrfachentnahme über den jeweiligen Fließquerschnitt abgesichert (KERN, 1995).

Die Schwebstofffrachten wurden für die beiden Hochwasser folgendermaßen ermittelt: Aus Pegelaufzeichnungen lagen Abflußganglinien für BE und LN vor, der Abfluß des Neckars vor Einmündung der Enz wurde durch Differenzbildung berechnet. Die Schwebstoffmeßwerte wurden mit Hilfe der Abflüsse interpoliert. Aus der Multiplikation der gemessenen und interpolierten Schwebstoffkonzentrationen mit den entsprechenden Abflüssen resultierten Schwebstofftransportraten, aus deren zeitlicher Integration die Schwebstofffrachten für die Dauer der Hochwasserereignisse berechnet wurden.

2.2.2 Sedimentvolumenbilanzierung

Flußquerprofile wurden im Rahmen der gewässerkundlichen Sohlpeilungen von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung im mehrjährigen Turnus aufgenommen. Der Profilabstand betrug im allgemeinen 100m und im Oberwasser des Kontrollbauwerkes 10m.

In den 70er Jahren wurde die Gewässersohle per Stangenpeilung vermessen, später mit Hilfe eines Peilschiffes. Die Ortung erfolgte dabei über Laserentfernungsmessung (Lara 10, Fa. Krupp Atlas Elektronik) vom Peilschiff aus zu einem Uferhektometer. Für die Lotung wurde ein 2-Frequenz-Echolot (Meßfrequenzen 33/210 kHz, Deso 20, Fa. Krupp Atlas Elektronik) eingesetzt. Über festem Untergrund (Beton) war die Lotung auf 1cm genau, unter Feldbedingungen muß mit einer größeren Ungenauigkeit gerechnet werden (DVWK, 1993).

Aus den echographischen Meßwerten wurde nach Integration über die Wasserspiegelbreite eine mittlere Sohlhöhe im Querprofil berechnet. Das Produkt aus mittlerer Sohlhöhe und Wasserspiegelbreite in den einzelnen Fließquerschnitten wurde über den Flußabschnitt zur Berechnung eines Sedimentvolumens integriert.

2.3 Ergebnisse der Naturmessungen

2.3.1 Schwebstoff-Abfluß-Beziehung

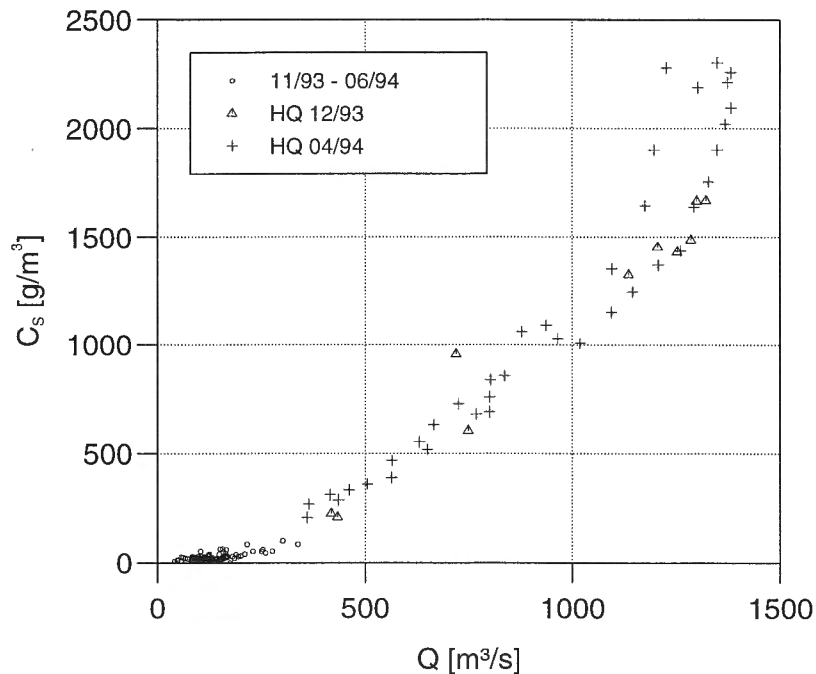


Abb. 2.2: Schwebstoffgehalt als Funktion des Abflusses (01.11.93 bis 10.06.94)

Für den Zeitraum vom November 1993 bis Juni 1994 ist in Abb. 2.2 die Schwebstoffkonzentration C_s als Funktion des Abflusses Q für die Meßstelle LN aufgetragen. Mittels nicht-linearer Regression wurde der Zusammenhang zwischen beiden Parametern ermittelt:

$$C_s = a \cdot Q^b$$

Konstante $a = 0,00522606 \pm 0,002385$

Exponent $b = 1,78024 \pm 0,06099$

Korrelationskoeffizient $r = 0,9876$

Zahl der Meßpunkte $n = 160$

Der Exponent b liegt deutlich über den Werten von ungestauten Flußabschnitten (in BfG,1987 von $b=0,064$ für Elbe/Hitzacker bis $b=1,28$ für Rhein/Maxau). Ursache für den starken Anstieg der Schwebstoffkonzentration mit dem Abfluß am Neckar sind zum einen die lößreichen Böden im Einzugsgebiet und zum anderen die Stauregelung, die zu einer Akkumulation von Feinsedimenten in den Stauräumen und deren Resuspension bei Hochwasser führt.

2.3.2 Schwebfrachtbilanzierung

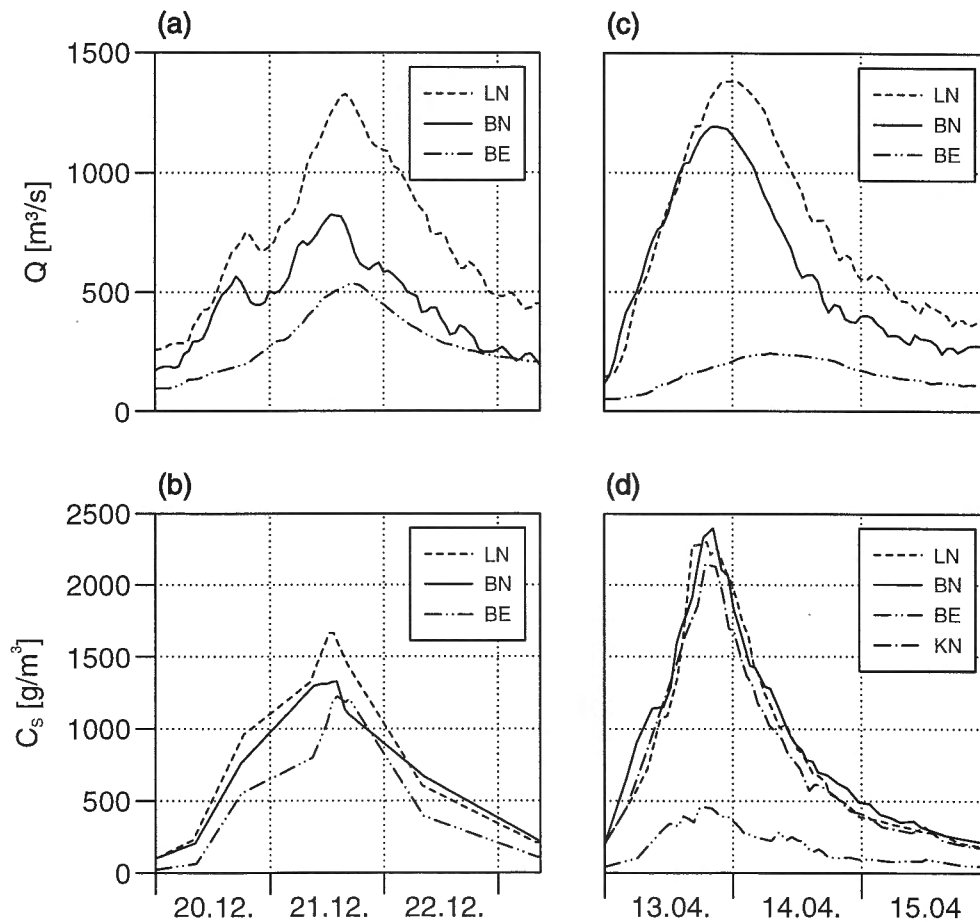


Abb. 2.3: Abfluß- und Schwebstoffganglinien für HQ 12/93 (a,b) und HQ 04/94 (c,d)

Im Dezember 1993 (HQ 12/93) und im April 1994 (HQ 04/94) ereigneten sich zwei bedeutende Hochwasser am Neckar, deren Scheitelabflüsse am Pegel Lauffen mit $Q_{max} = 1326 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ bzw. $Q_{max} = 1384 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ähnlich hoch waren. Die Abfluß- und Schwebstoffganglinien sind in Abb. 2.3 dargestellt. Die beiden Ereignisse wurden jedoch aus unterschiedlichen Teilen des Einzugsgebietes verursacht: Beim Weihnachtshochwasser 1993 wurde der Neckar in beträchtlichem Maße durch die Enz gespeist, deren Scheitelabfluß am Pegel Pforzheim mit $559 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ eine Jährlichkeit von >100 erreichte (LfU, 1994). Beim Hochwasser im darauffolgenden April lieferte die Enz nur einen kleinen Beitrag zum Neckarabfluß. Dies hatte deutliche Unterschiede in den Schwebstoffkonzentrationen am Neckar zur Folge. Die Erosion von feinkörnigem Sohlmaterial aus dem Neckar verursachte die beim HQ 04/94 gegenüber dem HQ 12/93 erhöhten Schwebstoffkonzentrationen an den Neckarmessstellen. Im Einzugsgebiet der Enz wurden die erodierbaren Feststoffe bereits durch das Extremereignis im Dezember weggespült, so daß sich die Konzentrationen beim darauffolgenden Ereignis weniger stark erhöhten.

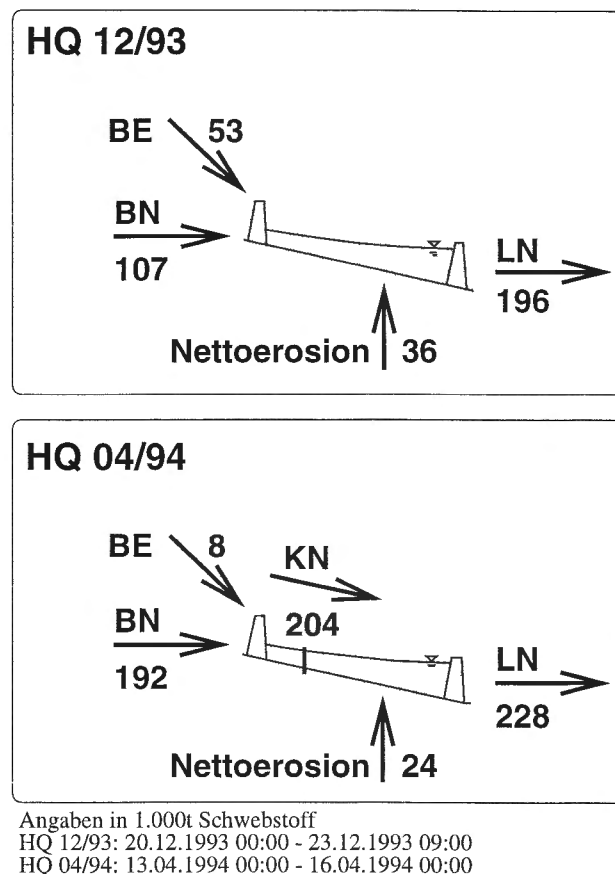


Abb. 2.4: Bilanzierung der Schwebstofffrachten für HQ 12/93 und HQ 04/94

Die berechneten Schwebstofffrachten sind in Abb. 2.4 dargestellt. Beim Hochwasser im Dezember 1993 strömte über den Neckar (107.000 t) etwa die doppelte Menge an Schwebstoffen in die Stauhaltung Lauffen als über die Enz (53.000 t), 196.000 t verließen in gleicher Zeit die Stauhaltung. Die Massendifferenz zwischen Abstrom und Zustrom in Höhe von 36.000 t wird als Nettoerosion interpretiert, da keine weiteren relevanten Schwebstoffzu- oder -abflüsse innerhalb des Neckarabschnitts liegen.

Während des HQ 04/94 lieferten die Enz mit 8.150 t und der Neckar mit 192.000 t zusammen nahezu die Sedimentfracht, die nach Zusammenfluß an der Meßstelle KN (204.000 t) gemessen wurde. An der Ortsbrücke Lauffen beläuft sich die Schwebstofffracht auf 228.000 t. Die erodierte Masse berechnet sich zu 28.000 t (Differenz LN-BN-BE) bzw. 24.000 t (Differenz LN-KN).

2.4 Sedimentvolumenbilanzierung

Abb. 2.5 zeigt die Veränderung der mittleren Sohlhöhen zwischen aufeinanderfolgenden Echolotungen für die Stauhaltung Lauffen. Markante Veränderungen der Sohlhöhen beschränken sich auf den staubeeinflußten Teil des Flußabschnitts unterstrom von km 130. Die größten Veränderungen der Sohlgeometrie treten zwischen km 126 und dem Staubauwerk Lauffen (km 125,2) auf. Dort erreichen die Sohlschubspannungen bei Hochwasser Spitzenwerte von 40 N m^{-2} (KERN & WESTRICH, 1994). Eine deutliche Sohlaufhöhung der Sedimentsohle wurde lediglich zwischen März 1984 und August 1989 verzeichnet, eine signifikante Sohlvertiefung ist für die Zeitintervalle 72+74 bis 03/81, 03/81 bis 03/84 und 08/89 bis 06/91 erkennbar. Zwischen den vier jüngsten Meßkampagnen wurden nur geringfügige morphologische Veränderungen der Flußsohle verzeichnet.

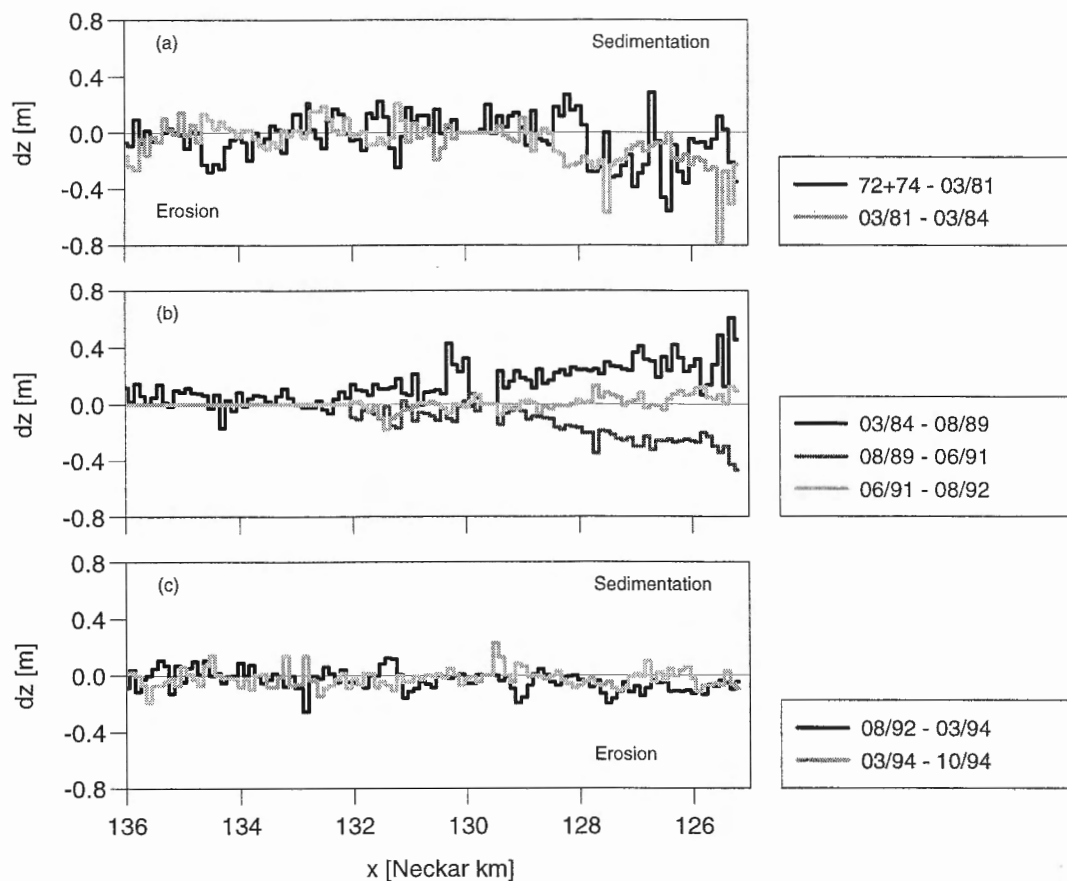


Abb. 2.5: Änderung der mittleren Sohlhöhe in der Stauhaltung Lauffen

Die in Abb. 2.7 dargestellte zeitliche Veränderung des Volumens der Schlammablagerungen im Stauraum Lauffen (km 125,2 - km 130) wird nachfolgend in Zusammenhang mit den Extremhochwässern im Untersuchungszeitraum interpretiert, da diese für die Sedimentdynamik von entscheidender Bedeutung sind.

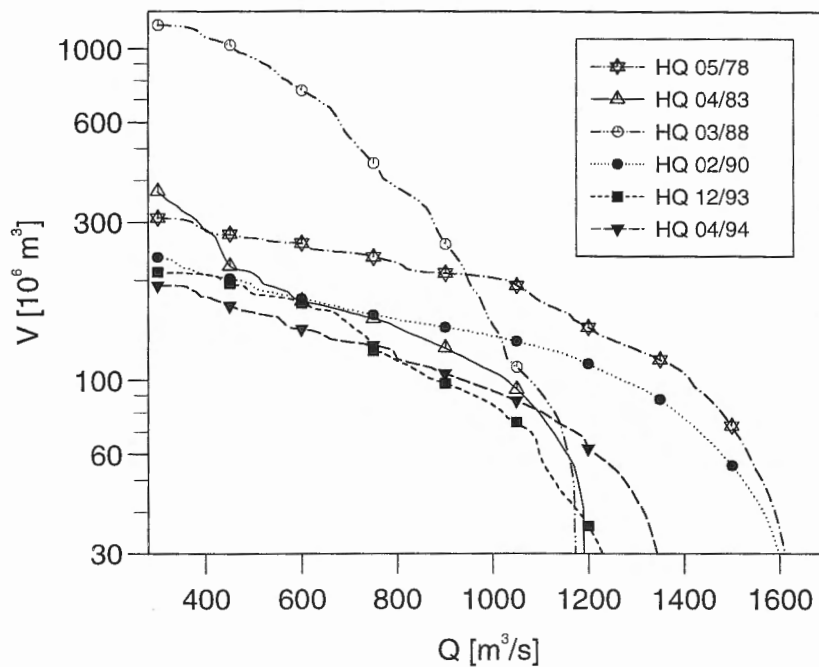


Abb. 2.6: Abflußfüllendiagramm für signifikante Hochwasser am Pegel Lauffen

Am Neckar sind die Extremhochwässer in der Regel von kurzer Dauer (etwa 3 Tage), was an der geringen Neigungen der Kurven in Abb. 2.6 deutlich wird. Eine Ausnahme dabei stellt das Hochwasser vom März 1988 dar, bei dem die Schifffahrt am Neckar nahezu 4 Wochen lang eingestellt wurde. In dem Zeitraum, in dem der Abfluß $300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ überstieg, passierte ein Wasservolumen von $1181 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ den Neckarpegel bei Lauffen. Die beiden höchsten Hochwasser wurden in den Jahren 1978 und 1990 registriert. Bei annähernd gleichem Scheitelabfluß von $1650 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ erreichte das HQ 05/78 mit $V(Q > 300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}) = 320 \text{ m}^3$ eine größere Abflußfülle als das HQ 02/90 mit $V(Q > 300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}) = 235 \text{ m}^3$. Die beiden jüngsten Hochwasserereignisse in den Jahren 1993 und 1994 zeigen eine ähnliche Charakteristik in ihrem Abflußfüllenverlauf mit nahezu gleich hohen Scheitelabflüssen und Abflußfüllen.

In den Jahren 1972 (km 127,4 bis km 125,2) und 1974 (136,1 bis 127,5) wurde die erste Sohlvermessung in der Stauhaltung Lauffen vorgenommen. Im langen Zeitraum bis zur nächsten Sohlaufnahme 1981 konnte eine große Menge an Feststoffen in der Stauhaltung sedimentieren. Das vom Maximalhochwasser vom Mai 1978 ausgeräumte Erosionsvolumen überstieg jedoch die in diesem Zeitraum abgelagerten Sedimente um ca. 50.000 m^3 . Erstaunlich hoch verläuft die Sohlintiefung im darauffolgenden dreijährigen Zeitraum. Zwar besitzt das Hochwasser vom April 1983 eine vergleichsweise große Abflußfülle von $371 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Es war aber von deutlich geringerer Höhe als das vorangegangene Extremhochwasser und die Volumenkurven der beiden Ereignisse schneiden sich in Abb. 2.6 erst bei ca. $350 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Möglicherweise spielen hier andere Faktoren, wie z.B. die Schwebstoff-

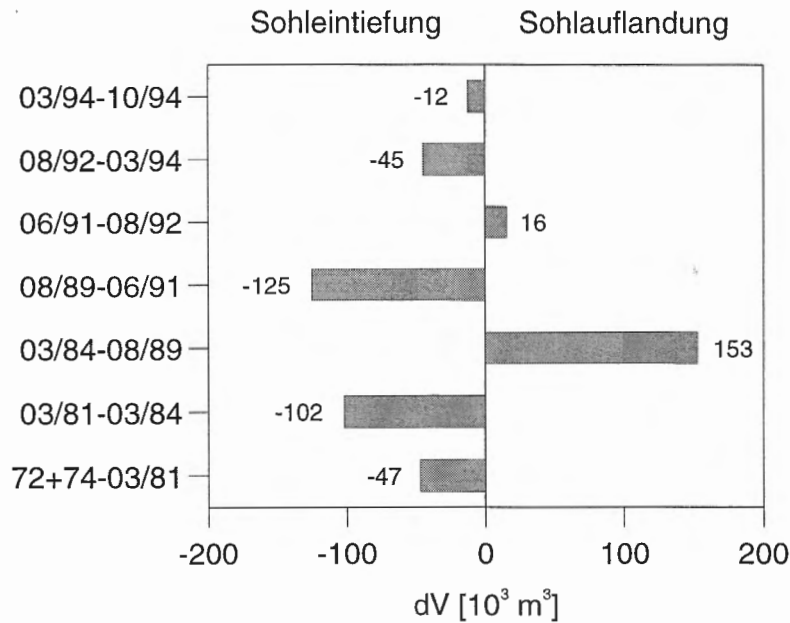


Abb. 2.7: Änderung des Sedimentvolumens im Stauraum Lauffen (km 125,2 - 130) zwischen 1972 und 1994

zufuhr, eine entscheidende Rolle. Beim HQ 03/88 lagen die Schwebstoffkonzentrationen gemäß Daten der Bundesanstalt für Gewässerkunde um das dreifache niedriger als beim HQ 05/78. Dennoch ist das große Erosionsvolumen zwischen 03/81 und 03/84 ein deutlicher Hinweis dafür, daß das kurze Extremhochwasser von 1978 nicht alle remobilisierbaren Sedimente ausräumen konnte. Daß die Dauer eines Hochwassers von entscheidender Rolle ist, belegt die signifikante Sohlauflandung zwischen 1984 und 1989. Während des lang anhaltenden, nur allmählich abfallenden HQ 03/88 sedimentierten offenbar große Mengen an Schwebstoffen in der Stauhaltung aufgrund des schwachen Einstaus bei leicht erhöhten Abflüssen. Das Katastrophenhochwasser vom Februar 1990 räumte den größten Teil dieser Sedimentbildungen wieder aus, was durch die Echolotung vom Jun. 1991 belegt wird. Im darauffolgenden Zeitraum bis zum Aug. 1992 ereignete sich kein größeres Hochwasser ($Q_{max} = 450 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ am 22.12.91). Eine geringfügige Sedimentation von 16.000 m^3 wurde für den Stauraum in diesem Zeit berechnet. In den beiden jüngsten Perioden ereignete sich jeweils ein Hochwasser von ähnlicher Höhe und ähnlicher Abflußcharakteristik (vgl. Abb. 2.6, Abb. 2.3). Das Weihnachtshochwasser 1993 erodierte die seit dem Extremhochwasser von 1990 abgelagerten Sedimente vollständig und tiefte sich in Schichten ein, die vor dem HQ 02/90 gebildet wurden. Das darauffolgende Hochwasser vom April 1994 hatte eine deutlich geringere Sohleintiefung zufolge als das vorangegangene. Offensichtlich hat das vorausgehende Ereignis relativ gut konsolidierte Ablagerungsschichten freigelegt. Diese Hypothese wird bestätigt, wenn man rückwirkend die seit 1984 erodierten und sedimentierten Sedimentvolumina aufsummiert und einander gegenüberstellt. In dieser Zeit überstieg im Stauraum die Sohleintiefung (-182.000 m^3) die Sohlauflandung ($+169.000 \text{ m}^3$) um 14.000 m^3 .

2.5 Vergleich und Bewertung der Sedimentbilanzen

Für die beiden Hochwasserereignisse im Dez. 1993 und Apr. 1994 zeigt Tab. 2.1 den Vergleich der beiden Bilanzierungsmethoden. Hierfür wurden die Sedimentvolumina mit Hilfe des von MAYER (1988) an $n=85$ Proben ermittelten Medianwertes für die Sedimentlagerungsdichte von $\rho=1400\pm 10 \text{ kg m}^{-3}$ in Sedimentmassen umgerechnet.

Sohlmassen- und Schwebfrachtbilanz erbrachten für beide Ereignisse übereinstimmend eine Nettoerosion von Sedimenten innerhalb des Staauraums (negative Werte in Tab. 2.1), wobei die Zahlenwerte im einzelnen deutlich voneinander abweichen. Diese Abweichungen müssen vor dem Hintergrund der Genauigkeit der Untersuchungsmethoden bewertet werden.

Die Genauigkeit der Schwebfrachtbilanzen wird in erster Linie durch die zeitliche Interpolation der diskontinuierlichen Meßwerte und weniger durch die Repräsentativität der Probenahme oder durch Analysenfehler bestimmt. Der Interpolationsfehler, abgeschätzt durch Bilanzierung mit dem halbierten bzw. komplementär halbierten Datensatz, beträgt 6.000 t für das HQ 12/93 bzw. 3.000 t für das HQ 04/94.

Die Aussagekraft der Sohlmassenbilanzen wird vor allem durch die Ungenauigkeit der Sohlpeilung bestimmt. Bei einer Fläche von ca. 500.000 m^2 im Staauraum Lauffen resultiert aus einem Lotungsfehler von 1cm eine Ungenauigkeit der Sedimentmasse von 7.000 t . Realistisch dürfte allerdings das Drei- bis Fünffache dieses Wertes sein, zumal die Sohlmorphologie im Untersuchungsabschnitt auch durch die Umlagerung von Geschiebe geringfügig beeinflußt wird.

Die Sedimentmassenbilanz über Schwebstoffmessungen erweist sich somit als erheblich genauer als die über echographische Sohlpeilungen gewonnene.

Tab. 2.1: Schwebfracht- und Sohlmassenbilanzen für HQ 12/93 und HQ 04/94

Hochwasser	Schwebfrachtbilanz dm_s [1.000 t]	Sohlmassenbilanz dm_s [1.000 t]
HQ 12/93	-36	-63
HQ 04/94	-28 (LN-BN-BE) -24 (LN-KN)	-17

3 Numerische Untersuchungen

3.1 Methodik

Für die numerischen Berechnungen werden drei verschiedene Rechenmodelle (1d, Stromröhrenmethode, 2d) verwendet, die jeweils aus einem Strömungsmodell und einem Sedimenttransportmodell bestehen.

Die *Strömung* wird im 1d-Modell durch die Saint-Venant-Gleichungen beschrieben. Im Stromröhrenmodell wird der Fluß in 12 Längsstreifen eingeteilt, die miteinander über die Kontinuitätsgleichung derart gekoppelt sind, daß zwischen den Stromstreifen kein Massenaustausch erfolgt. Der laterale Austausch von Längsimpuls zwischen benachbarten Stromstreifen wird im Stromröhrenmodell nicht berücksichtigt. Das 2d-Strömungsmodell löst die 2d-tiefengemittelten Reynoldsgleichungen unter Verwendung eines algebraischen Turbulenzmodells.

Der *Schwebstofftransport* wird für einen charakteristischen Korndurchmesser in allen drei Modellen mit Hilfe der 1d- bzw. 2d-Konvektions-Dispersionsgleichung simuliert.

Der Aufbau und die Evolution des *geschichteten Flußsedimentes* wird nur im 1d-Modell simuliert. Dabei wird angenommen, daß Alterungsprozesse und eine Sedimentüberdeckung eine Konsolidierung der einzelnen Sedimentablagerungsschichten verursachen.

Eine detailliertere Beschreibung der Rechenmodelle ist in WESTRICH & DREHER (1996) und WESTRICH et al. (1994) zu finden.

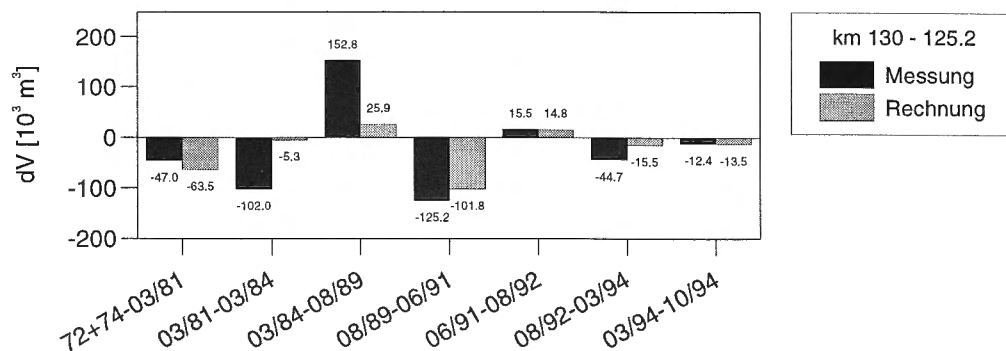


Abb. 3.1: Vergleich der gemessenen und mit dem 1d-Modell berechneten Sedimentvolumenänderungen im Stauraum Lauffen

3.2 1d-Langzeitsimulation

Die Simulation des Zeitraumes zwischen Jan. 1950 und Apr. 1994 basiert auf folgenden Daten:

- Fließquerschnitte im Profilabstand von $dx=100\text{ m}$
- Abflutagesmittelwerte im Simulationszeitraum
- Abflußstundenwerte für Hochwasser nach 1970 mit Scheitelabflüssen $> 1000\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$
- Schwebstoff-Abfluß-Beziehung (Abb. 2.2)

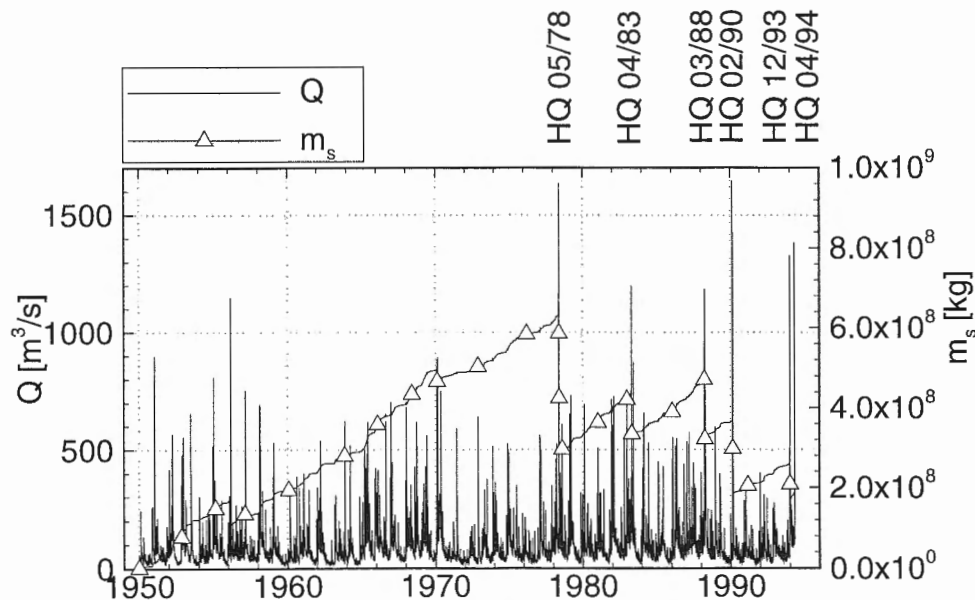


Abb. 3.2: Abfluß und Masse der in der Stauhaltung Lauffen abgelagerten Sedimente zwischen 1950 und 1994

Die echographisch gemessenen Volumenänderungen der Schlammablagerungen im Stauraum Lauffen wurden zur Kalibrierung des Rechenmodells herangezogen. Die Modellsimulation stimmt qualitativ mit den Meßwerten überein (Abb. 3.1), d.h. Perioden mit Sedimentzuwachs bzw. -abtrag werden auch vom Rechenmodell als solche ermittelt. Die starke Nettoerosion zwischen 1981 und 1984 und die Nettosedimentation im darauffolgenden Zeitintervall konnte allerdings nicht quantitativ vom numerischen Modell reproduziert werden.

Das Simulationsergebnis in Abb. 3.2 veranschaulicht den Einfluß des hydrologischen Regimes auf den Schwebstofftransport in der Flußstauhaltung. Im Zeitraum von 1950 bis 1978

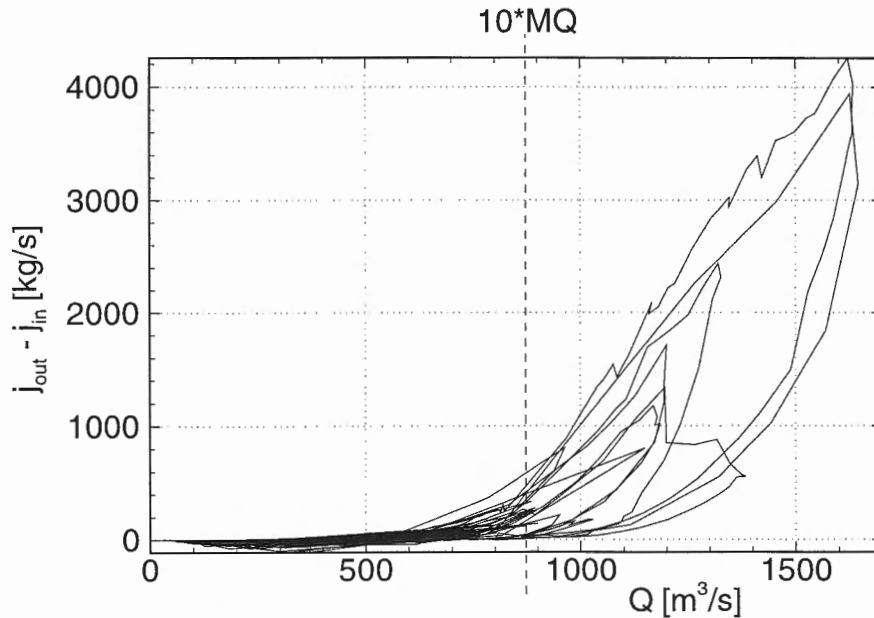


Abb. 3.3: Einfluß des Abflusses auf den in die Stauhaltung einströmenden Nettofluß an Schwebstoffen

berechnet das kalibrierte numerische Modell eine nahezu stetige Akkumulation von Sedimentablagerungen im Untersuchungsabschnitt. Im darauffolgenden Zeitraum von 1978 bis 1994 bewirken die Extremhochwässer eine Ausräumung der Schlammablagerungen, zwischen den Erosionsereignissen sind wiederum Sedimentationsphasen erkennbar. Insgesamt hat die Hochwassersequenz seit 1978 zu einer deutlichen Verringerung der in der Stauhaltung gespeicherten Sedimente geführt.

Die Dynamik der feinkörnigen Schwebstoffe und damit die Morphologie der Flußsohle wird einerseits durch die Strömung und andererseits durch die sedimentologischen Prozesse bestimmt (Abb. 3.3). Hinsichtlich des Abflusses können drei Bereiche in Abb. 3.3 unterschieden werden. Abflüsse unterhalb des Mittelwasserabflusses von $MQ=88,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ haben sehr geringe Sedimentationsraten zur Folge, da die Strömung arm an Schwebstoffen ist. Sedimentativ wirken die kleinen und mittleren Hochwasser ($MQ < Q < 7 \cdot MQ$), da unter diesen Abflußverhältnissen die Strömung noch staubeeinflusst ist und gleichzeitig Schwebstoffe in erhöhten Konzentrationen in die Stauhaltung einströmen. Erosiv wirken die extremen Ereignisse. Ein deutlicher Anstieg des erosionsbedingten Nettoschwebstoffaustrages aus der Haltung wird für Abflüsse berechnet, die das 10-fache des Mittelwasserabflusses überschreiten. Der in Abb. 3.3 erkennbare Hystereseffekt ist eine Folge der Sedimentkonsolidierung. Bei anlaufendem Hochwasser werden die aufliegenden, schwach konsolidierten Sedimentschichten abgetragen. Bei gleichem Abfluß werden somit größere Erosionsraten erzielt als bei abfallendem Hochwasser, wenn Sedimentschichten mit einer größeren Erosionsstabilität der Strömung ausgesetzt sind.

3.3 Vergleich der unterschiedlichen Rechenmodelle

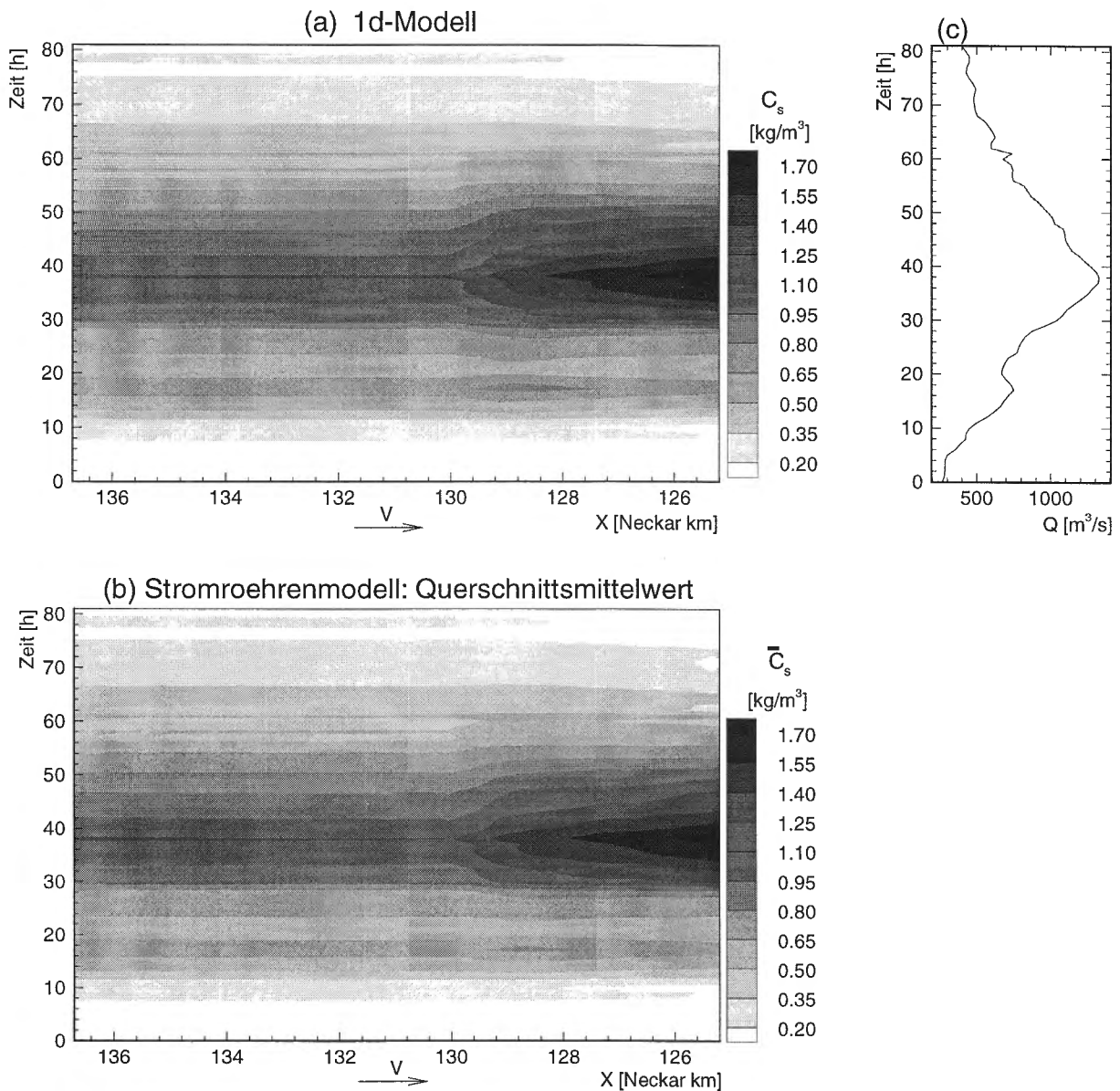


Abb. 3.4: Vergleich der über den Fließquerschnitt gemittelten Schwebstoffkonzentrationen bei Berechnung mit 1d-Modell (a) und Stromröhrenmodell (b) für das HQ 12/93. (c) zeigt die entsprechende Abflußganglinie

Abb. 3.4 veranschaulicht für das HQ 12/93 den Verlauf der mit dem 1d- und dem Stromröhrenmodell berechneten querschnittgemittelten Schwebstoffkonzentrationen. Beide Rechenmodelle lassen eine Zunahme der Schwebstoffkonzentration durch Erosion im Staauraum (km 130 - 125,2) bei Abflüssen oberhalb von ca. $900 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ erkennen. Zwischen den beiden Berechnungsmethoden sind nur graduelle Unterschiede erkennbar, obwohl die

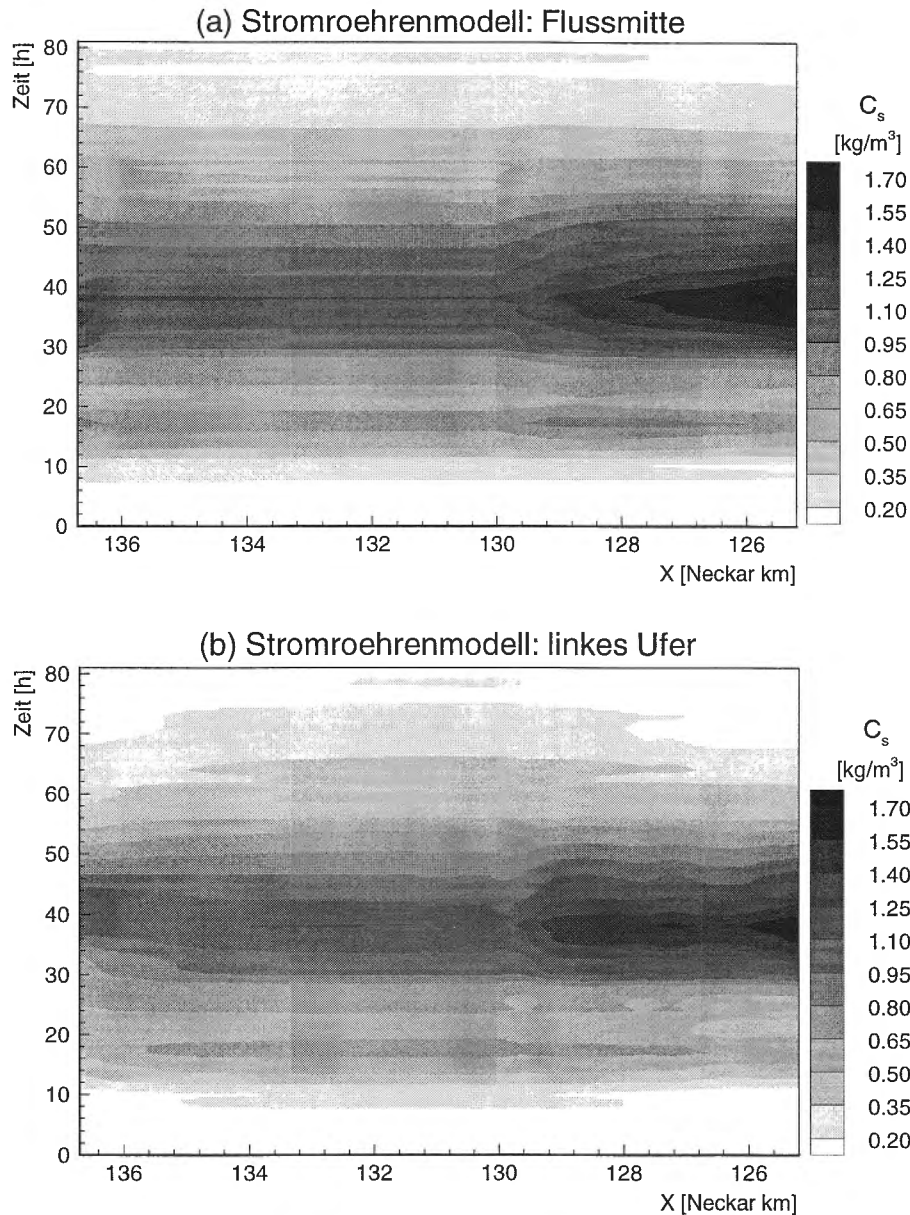


Abb. 3.5: Vergleich der mit dem Stromröhrenmodell berechneten Schwebstoffkonzentration in Flußmitte (a) und am linken Ufer (b) für das HQ 12/93.

Fließquerschnitte in diesem Flußabschnitt von einem Rechteckprofil in der Regel stark abweichen. Die Ähnlichkeit der Ergebnisse läßt sich folgendermaßen erklären: Erstens wird die Normalstauhöhe des Wasserspiegels im Oberwasser der Staustufe bei Lauffen (km 125,2) auch bei stark erhöhtem Abfluß auf ca. 0,25 m genau eingehalten, wodurch Überflutungen im Abschnitt des morphologisch aktiven Stauraums unterbunden werden. Daher unterscheiden sich die Abflusstiefen h und damit die Strömungskräfte in den 12 Stromstreifen eines Fließquerschnitts nicht stark (für h : Faktor 2 oder kleiner). Zweitens müssen im Bereich der Flußmitte, wo die stärkere Strömung bei gleicher Sedimentbeschaffenheit erheblich stärkere Erosionsraten bewirkt als in Ufernähe, die resuspendierten Schwebstoffe rechnerisch über eine größere Wassertiefe vermischt werden.

Die mit dem Stromröhrenmodell für die Flußmitte und für den linksufrigen Randstreifen berechneten Schwebstoffkonzentrationen unterscheiden sich aus den beiden genannten Gründen im Bereich des Stauraums nur wenig (Abb. 3.5). Konzentrationsunterschiede zwischen Flußmitte und dem linksufrigen Streifen sind am oberstromigen Modellrand erkennbar. Dort trifft die Hochwasserwelle des einmündenden Nebenflusses Enz gegenüber derjenigen des Neckars verspätet ein (vgl. Abb. 2.3), die Quervermischung der beiden Teilströme findet im oberstromigen Flußabschnitt zwischen km 136,8 und km 132 statt.

Abb. 3.6 zeigt die Ergebnisse von 1d-, Stromröhren- und 2d-Simulation für zwei Fließquerschnitte bei $Q=1315 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Der Querschnitt km 127,0 liegt in einer Flußkrümmung, am rechtsufrigen Prallhang ist die Wassertiefe stark erhöht (Abb. 3.6a). Das Geschwindigkeitsprofil des Stromröhrenmodells verläuft ungleichförmiger als dasjenige des 2d-Modells (Abb. 3.6b). Dies beruht darauf, daß der Impulsaustausch zwischen den Stromstreifen, der einen Abbau der lateralen Geschwindigkeitsgradienten verursacht, im Stromröhrenmodell nicht berücksichtigt wird. Im Querschnittsmittel berechnen 1d- und Stromröhrenmodell dieselbe Strömungsgeschwindigkeit, diejenige des 2d-Modells ist aufgrund der um ca. 0,07 m geringeren Abflutiefe etwas höher (Abb. 3.6b,c). Im Gegensatz zu den beiden anderen Methoden vermag das 2d-Modell Neigungen des Wasserspiegels im Profil zu simulieren. Deutliche Unterschiede zwischen den Berechnungsvarianten werden in den Erosionsraten sichtbar (Abb. 3.6d), wobei eine konstante kritische Erosionsschubspannung der Flußsohle vorgegeben wurde. Die Erosionsraten des Stromröhrenmodells orientieren sich am Geschwindigkeitsprofil und entsprechen im Querschnittsmittel derjenigen des 1d-Modells. Bei der 2d-Berechnung sind die Erosionsraten in Ufernähe erhöht. Der Unterschied in den Erosionsraten liegt in der Berechnung der Sohlschubspannungen begründet.

Das Stromröhrenmodell berechnet die Sohlschubspannung τ_o gemäß folgender Beziehung unter der Annahme eines über den Querschnitt konstanten Energieliniengefälles:

$$\tau_o = \rho g r_{hy} I_e.$$

Hierbei bedeuten ρ die Dichte von Wasser, g die Erdbeschleunigung, r_{hy} den hydraulischen Radius und I_e das Energieliniengefälle. Mit der Wassertiefe wachsen der hydraulische Radius, die Sohlschubspannung und folglich die Erosionsrate an.

Im 2d-Modell werden Unterschiede von I_e im Fließquerschnitt berücksichtigt. Für die Sohlschubspannung resultiert daraus folgende Formel:

$$\tau_o = \frac{\rho g n^2 u^2}{y^{1/3}} \left[1 + \left(\frac{\partial h_z}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial h_z}{\partial y} \right)^2 \right]^{1/2}$$

n bezeichnet den Reibungsbeiwert nach Manning, y die Wassertiefe, u die Strömungsgeschwindigkeit, h_z die Sohlhöhe, x die Koordinate in Flußlängsrichtung und y die Querkordinate. Die geringe Wassertiefe und die große Sohlneigung im Bereich der Uferböschungen haben dort große Sohlschubspannungen zur Folge.

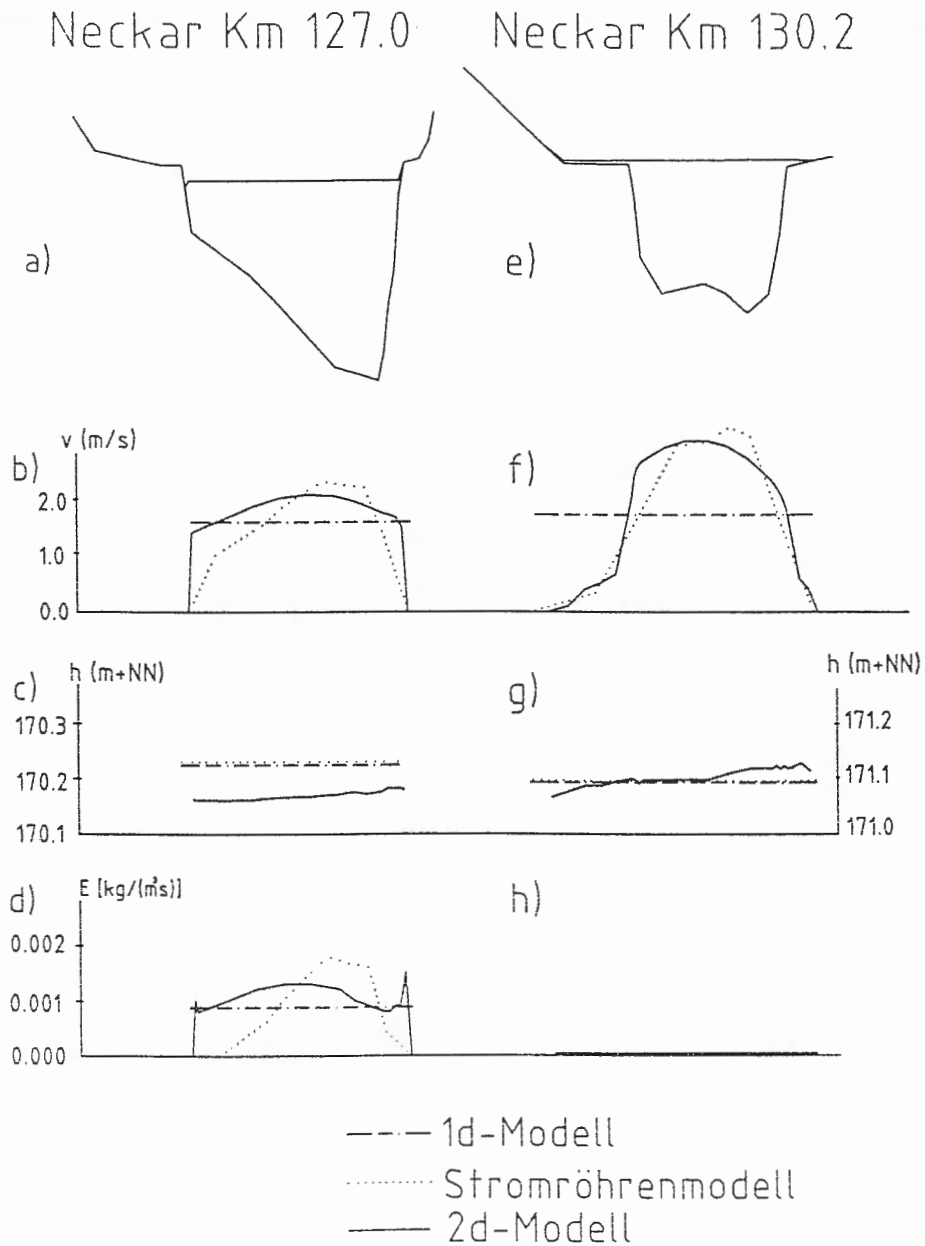


Abb. 3.6: Vergleich zwischen 1d-, Stromröhren- und 2d-Modell für km 127,0 und km 130,2 bei $Q=1315 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Dargestellt sind für beide Fließquerschnitte (a,e) die Strömungsgeschwindigkeit (b,f), die Wasserspiegelhöhe (c,g) und die Erosionsrate (d,h).

Der Fließquerschnitt km 130,3 ist unterstrom einer Flußschleife gelegen, beim vorgegeben Abfluß kommt es zur Überflutung des linken Vorlandes (Abb. 3.6e). Stromröhren- und 2d-Modell berechnen übereinstimmend für die Überflutungsfläche deutlich niedrigere Strömungsgeschwindigkeiten als für den Flußschlauch. Im Übergangsbereich zwischen Vorland und Fluß ergibt sich nach dem 2d-Modell ein steilerer Geschwindigkeitsgradi-

ent (Abb. 3.6f) als nach dem Stromröhrenmodell. Die querschnittsgemittelte Wasserspiegelhöhe wird von den drei Rechenmodellen identisch berechnet. Der stark geneigte Wasserspiegel der 2d-Simulation (Abb. 3.6g) wird durch die oberstrom gelegene Flußschleife verursacht (vgl. Abb. 2.1). Aus allen Berechnungsmethoden geht hervor, daß im Querschnitt keine Erosion stattfindet (Abb. 3.6h).

4 **Schlußfolgerungen**

Die im 11 km langen Neckarabschnitt bei Lauffen durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen zeigen, daß der Haushalt an schluffig-tonigen Feinsedimenten in der Flußstauhaltung stark vom hydrologischen Regime beeinflußt wird. Hierbei übernimmt der Stauraum die Funktion eines SedimentzwischenSpeichers: Kleine und vor allem mäßig hohe Abflüsse bewirken dort die Sedimentation von Feinsedimenten. Extreme Ereignisse, bei denen der Mittelwasserabfluß um mehr als das 10-fache überschritten wird, haben eine Erosion und Weiterverfrachtung des Ablagerungsschlammes zur Folge.

Im untersuchten Neckarabschnitt können hinsichtlich des Sedimenthaushaltes zwei Perioden unterschieden werden: Im Zeitraum von 1950 bis 1978 erfolgte die Akkumulation der Feinsedimente im Stauraum. Seit 1978 hat das gehäufte Auftreten von Extremhochwässern insgesamt zu einer Verringerung der Schlammablagerungen in der Stauhaltung geführt. Dadurch wurden offensichtlich vergleichsweise stark verfestigte, erosionsstabile Sedimentschichten freigelegt. Die beiden jüngsten Hochwasserereignisse im Dez. 1993 und Apr. 1994 konnten daher im Vergleich zu früheren Ereignissen (z.B Feb. im 1990) nur kleinere Sedimentmengen erodieren.

Die numerische Langzeitrechnung bestätigte, daß die Sedimentdynamik nicht nur vom Abflußgeschehen, sondern auch vom Konsolidierungsgrad der Sedimente abhängt. Im Vergleich der verschiedenen numerischer Berechnungsansätze lieferten das eindimensionale Simulationsmodell und das Stromröhrenmodell für den Schwebstofftransport nahezu identische Ergebnisse. Der Einsatzbereich des Stromröhrenkonzeptes bzw. des 2d-Modells beginnt dort, wo starke laterale Gradienten der Strömungsgeschwindigkeit bzw. der Schwebstoffkonzentration auftreten. Dies sind zum einen Flußabschnitte mit Überflutungsflächen und zum anderen Vermischungstrecken unterhalb von Zuflüssen oder Einleitungen.

U. Kern, S. Al Zoubi, Y. Xu und B. Westrich

Institut für Wasserbau

Universität Stuttgart

D-70550 Stuttgart

Literaturverzeichnis

BfG (1981): Untersuchungen zur Umlagerung von Baggergut aus dem Neckar. Bundesanstalt für Gewässerkunde, Nr. 0003, Koblenz.

BfG (1984a): Technische Möglichkeiten und ökologische Voraussetzungen einer schadlosen Beseitigung von Baggergut durch Umlagerung in der Bundeswasserstraße Neckar (Bereich WSA Stuttgart). Bundesanstalt für Gewässerkunde, Nr. 0192, Koblenz.

BfG (1984b): Hydrologische und ökologische Voraussetzungen zur Umlagerung von Baggergut in staugeregelten Bundeswasserstraßen. Jahresbericht 1984 der Bundesanstalt für Gewässerkunde, Teil I, Koblenz.

BfG (1987): Schwebstofftransport in den Bundeswasserstraßen (Übersicht). Bundesanstalt für Gewässerkunde, Nr. 0371, Koblenz.

BfG (1990): Untersuchung der Verklappungsbereiche im Neckar zwischen Neckarsulm und Obertürkheim. Bundesanstalt für Gewässerkunde, Nr. 0536, Koblenz.

DVWK (1993): Verlandung von Flußstauhaltungen - Morphologie, Bewirtschaftung, Umweltaspekte und Fallbeispiele. Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V., Heft 105, Verlag P. Parey, 300 Seiten.

KERN (1995): Sediment Budget for a Lock-Regulated Section of Neckar River at Storm Events. Hydra 2000, Proceedings of the XXVIth Congress of the IAHR, London, 11-15 Sept. 1995. Vol.5, 73-78.

KERN, U. & WESTRICH, B. (1994): Mobilität von Schadstoffen in den Sedimenten staugeregelter Flüsse - Naturversuche in der Stauhaltung Lauffen, Modellierung und Abschätzung des Remobilisierungsrisikos kontaminierter Altsedimente. Wissenschaftlicher Bericht Nr. 94/13 (HG 203) des Instituts für Wasserbau, Universität Stuttgart.

KERN, U. & WESTRICH, B. (1995): Sediment Contamination by Heavy Metals in a Lock-regulated Section of the River Neckar. Mar. Freshwater Res. 46, 101-106.

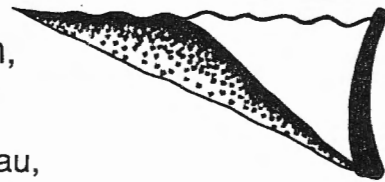
LfU (1994): Hochwasser Dezember 1993. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, Karlsruhe, 58 Seiten.

MAYER, H.-M. (1988): Sedimentprofiluntersuchungen im mittleren Neckar. Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen 32, Heft 1/2, 27-34.

RP STUTTGART (1993): Altsedimente in den Stauhaltungen des Neckars. Bericht des Regierungspräsidiums Stuttgart.

WESTRICH, B. & DREHER, Th. (1996): Numerical Compartment Model for Contaminant Sediment Mobility Description in Rivers. Arch. Hydrobiol. Spec. Issues Advanc. Limnol. 47, 373-380.

WESTRICH, B.; Xu, Y. & Al Zoubi, S. (1994): Numerical Modelling of Suspended Sediment Transport in Compound Channels. 2nd Intern. Conference on River Flood Hydraulics, March 1994, York, GB.



Feststoffprobleme an der Österreichischen Draukraftwerkskette

G. Baumhackl

Österreichische Draukraftwerke AG, Klagenfurt

ZUSAMMENFASSUNG

An der österreichischen Drau wird eine Kraftwerkskette von 10 Kraftwerken betrieben. Auf Grund der sehr unterschiedlichen Staurationausbildungen, der Errichtungszeiten über beinahe 50 Jahren, sowie sehr verschiedener Betriebsweisen treten die unterschiedlichsten Feststoffprobleme auf. Spätestens nach dem Erreichen einer definierten maximal zulässigen Verlandungssohle, sind Gegenmaßnahmen zu treffen. Spülgerechte Gestaltungsmaßnahmen sind dafür erforderlich. Die Beseitigung der Feststoffe wird zum geringen Teil durch Baggerung, zum großen Teil durch Staurationsspülungen mit Hilfe von kleineren Hochwasserdurchgängen und Staupiegelabsenkungen erreicht.

Problems of sedimentation at the Austrian reservoir chain of the river Drau

ABSTRACT

On the Austrian river Drau 10 powerplants in a chain are under operation. Due to the varying storage design, the construction periods over 50 years and the different operating modes numerous sedimentation problems occur. Appertaining measures have to be taken at the latest after the defined allowable quantity on the bottom is reached. the sediments are removed either by dredging, or in most cases, by flushing. Flushing is supported by small floods in connection with partial drawdown of the waterlevel.

1. EINLEITUNG

Die Österreichische Draukraftwerke AG betreibt an der Drau in Kärnten zwischen Paternion nahe Spittal/Drau und der Staatsgrenze zu Slowenien 10 Flußkraftwerke.

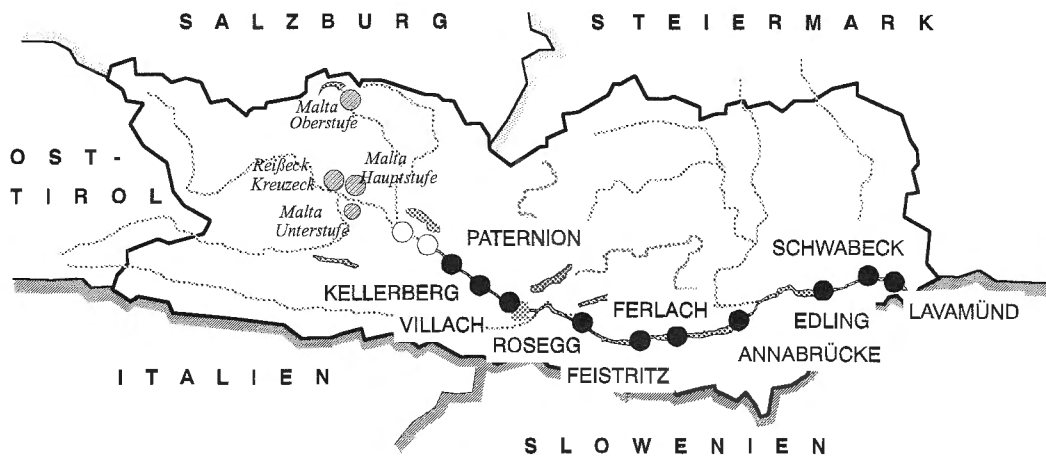


Abb. 1 Lageplan der österreichischen Draukraftwerke

Diese Kraftwerke wurden zwischen 1942 und 1988 in Betrieb genommen. Die Bruttofallhöhen betragen zwischen 9,31 und 25,6 m. Alle Staustufen sind für einen Schwellbetrieb ausgelegt. Die staubeeinflusste Länge der Kraftwerkskette beträgt ca. 134 km.

Auf Grund der unterschiedlichen Formen und der großen Altersunterschiede der Stauräume in Verbindung mit verschiedenen Betriebsweisen kommt es zu vielfältigen, teilweise sehr unterschiedlichen Verlandungserscheinungen.

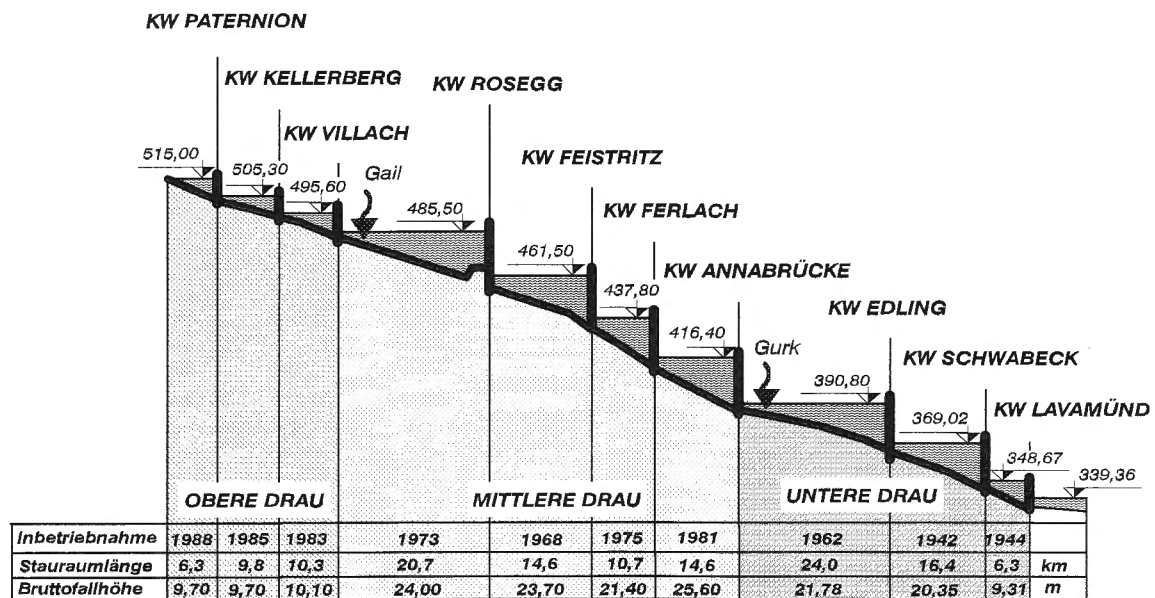


Abb. 2 Längenschnitt der österreichischen Draukraftwerkskette

2. BESCHREIBUNG DER ANLAGEN

Die Kraftwerkskette ist in drei Betriebsbereiche gegliedert (siehe Abb. 2).

- Die Obere Drau besteht aus schmalen kanalartigen Stauräumen mit Fallhöhen unter zehn Meter. Die Stauräume der Mittleren Drau hingegen sind sehr breit mit Fallhöhen durchwegs größer 20 m. Im Bereich der Unteren Drau ist das KW Edling vergleichbar mit den KW der Mittleren Drau, während die beiden letzten Stufen, in Schluchtstrecken gelegen, wieder schmal sind.
- Die Kraftstationen mit Fallhöhen um 10 m sind als Pfeilerkraftwerke ausgebildet, während alle anderen als Buchtenkraftwerke errichtet wurden. Das Kraftwerk Rosegg ist ein Ausleitungskraftwerk, wo Wehr und Kraftstation durch einen Oberwasserkanal verbunden sind.

3. HYDROLOGISCHE GEGEBENHEITEN

- Das Einzugsgebiet der Drau umfaßt Osttirol und das Bundesland Kärnten mit einer Fläche von ca. 4.900 km² zum Beginn der KW-Kette und ca. 11.000 km² an der untersten Stufe. Die wichtigsten Oberliegerzubringer sind Möll, Malta und Lieser. Die Seehöhen reichen hier teilweise beträchtlich über 3.000 m. Die Vergletscherung beträgt beinahe 2%. Ca. 400 km² werden durch Speicherkraftwerke beeinflusst. Im Zwischeneinzugsgebiet der Gail steigen Karnische und Julische Alpen noch über 2.700 m an. Als letzter großer Zubringer mündet die Gurk in den Stauraum Edling.

- Zum Beginn der Projektierung wurden zur Bestimmung der Feststoffführung mehrjährige umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Mittlere jährliche Schwebstofftransportraten von ca. 1,5 Mio m³ und Geschiebetransportraten von 150.000 m³ wurden daraus für die Untere Drau hochgerechnet.

Abb. 3 zeigt als Ganglinie die jährlichen Anlandungsmengen für die gesamte österreichische Draukette. Die Übereinstimmung zu den prognostizierten Werten ist verblüffend.

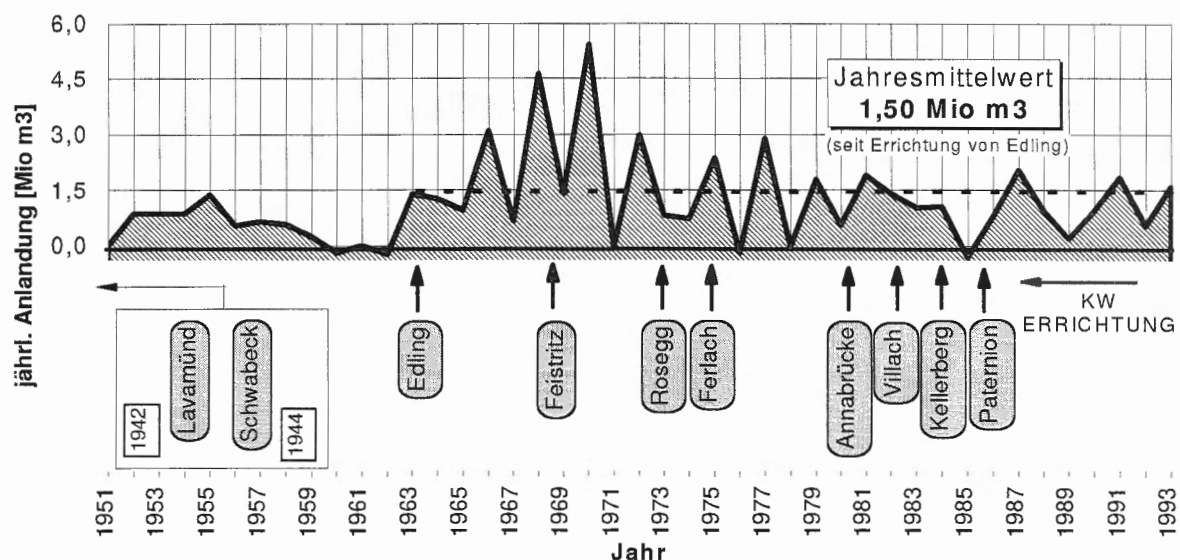


Abb.3 jährl. Anlandungsmengen für die gesamte Österr. Draukette als Ganglinie

4. VERLANDUNGSPHILOSOPHIE

- Grundlage der Verlandungsphilosophie an der österreichischen Draukraftwerkskette ist, daß die Stauräume bis zu einer gewissen Sohlhöhe verlanden dürfen.
- An der Oberen Drau, Schwabeck und Lavamünd stellt diese Endverlandungssohle jene Höhe dar, bei der sich bei einem bestimmten Durchfluß ein quasi-natürliches Gleichgewicht zwischen Sedimentation und Erosion eingestellt hat. Die Stauspiegel müssen im Hochwasserfall in der Regel nicht abgesenkt werden. Eine auf dieser Verlandungssohle ablaufende Hochwasserwelle räumt im ansteigenden Ast bei gehaltenem Stauziel die Anlandungen wieder so weit aus, daß auch ein rechnerisch höchstes Hochwasser schadlos durch den Stauraum abgeführt werden kann.
- Völlig anders ist die Situation an den großen Stauräumen der Mittleren Drau und Edling. Hier muß die Verlandungssohle die Gleichgewichtssohle ein beträchtliches Maß unterschreiten. Nach dem Erreichen dieser Verlandungssohle muß durch jährliche Spülungen eine definierte Spülsohle gewährleistet werden. Diese Stauraumspülungen sind bei einem Mindestdurchfluß von $Q = \text{ca. } 0,7 \times HQ1$ mit Unterstützung durch Stauspiegelabsenkungen durchzuführen. Diese Spülsohle stellt dann im Prinzip die oben genannte Verlandungssohle dar, auf der wiederum eine Hochwasserwelle, allerdings mit abgesenktem Stauspiegel, schadlos abgeführt werden kann.
- Grundvoraussetzung für diese Verlandungsüberlegungen ist, daß **kein Grobmaterial in die Stauräume** eingetragen werden darf. Aus diesem Grund sind an allen einmündenden Bächen Ausschotterungsbecken angeordnet, bzw. werden an der Stauwurzel und an den großen Zuflüssen Baggerungen im Fluß vorgenommen.

5. VERLANDUNGSÜBERWACHUNG

- Von der zuständigen Behörde sind jährliche Querprofilaufnahmen bescheidmäßig vorgeschrieben. Diese Aufnahmen sind nach einem Durchgang eines Hochwassers $Q > HQ30$ zu wiederholen.
- Die Querprofile haben in den älteren Stauräumen in der Regel Abstände von ca. 200 - 500 m, während in den jüngeren Stauräumen diese Abstände 200 m nicht überschreiten.
- Die Profilaufnahmen erfolgen mit einem firmeneigenen Echolot. Die Auswertung erfolgt sodann in Form von Querprofilen und fallweise Schichtenplänen. Diese Querprofilaufnahmen dienen zur optischen Verlandungskontrolle bzw. zur hydraulischen Nachrechnung der Stauräume mittels mathematischer Modelle.
- In der Praxis werden Lotungen zusätzlich auch nach Stauraumspülungen vorgenommen. Über die direkte Auswirkung von derartigen Hochwasserabläufen in Verbindung mit Stauspiegelabsenkungen liegen daher bereits beträchtliche Erfahrungen vor.

6. VERLANDUNGSZUSTAND

In Abb. 4 sind die jährliche Verlandungszuwächse der einzelnen Stauräume der österreichischen Draukette aufgetragen.

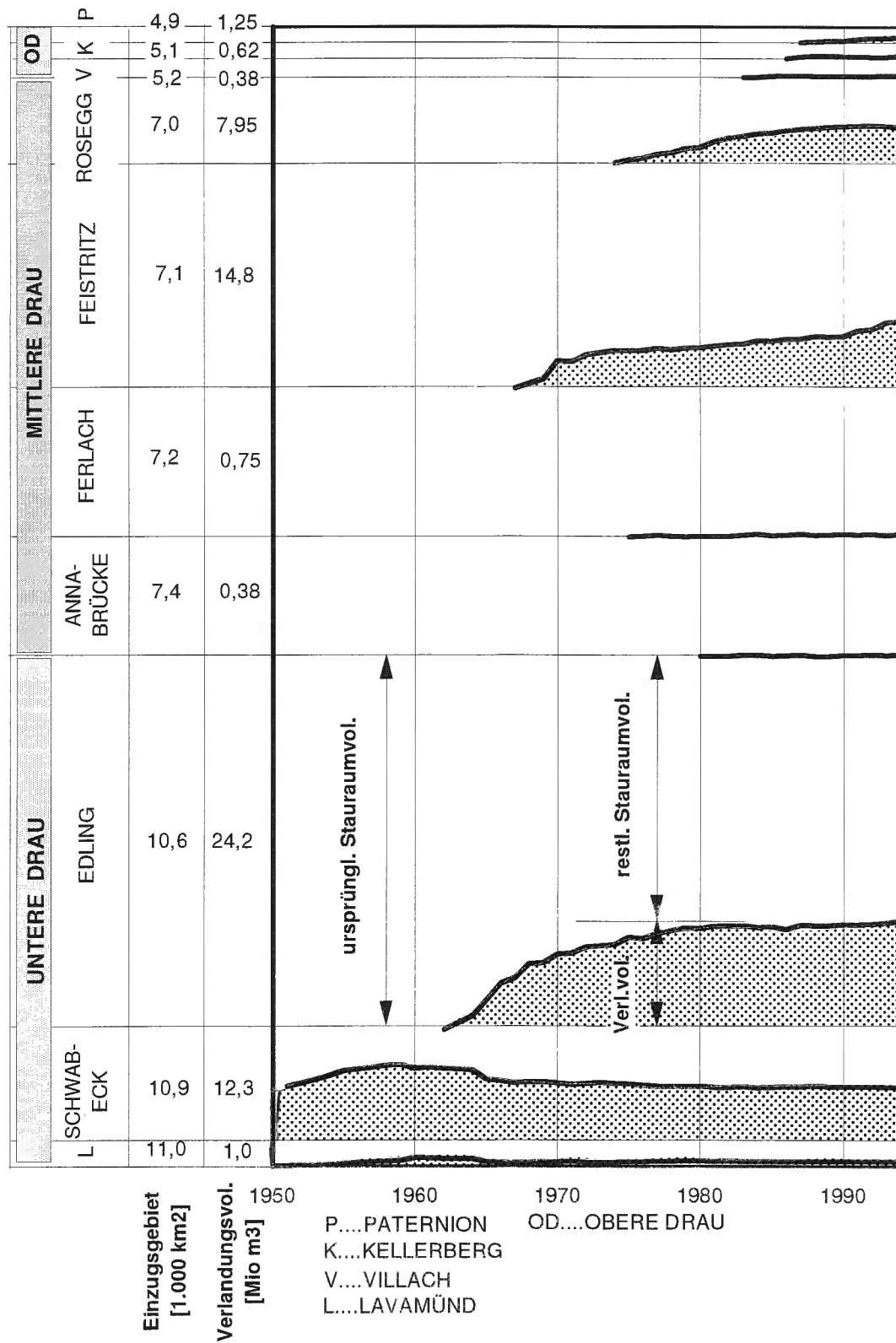


Abb. 4 jährl. Verlandungszuwächse der einzelnen KW der Österr. Draukette als Summenlinien

- Die beiden untersten Stauräume waren schon vor Errichtung des Kraftwerkes Edling endverlandet. Bereits Ende der 50er Jahre hatte sich hier ein Gleichgewichtszustand eingestellt. Durch den sehr großen Oberliegerstauraum ist der gesamte Weitertransport der Sedimente, ausgenommen den volumsmäßig unbedeutenden Feinststoffen, unterbunden worden. Ein aus Abb. 4 erkennbarer Abtrag bis zu einer neuerlichen Gleichgewichtssohle hat sich dadurch eingestellt.
- Der Stauraum Edling als größter Stauraum der gesamten Kette ist von der zulässigen höchsten Verlandungssohle noch ein beträchtliches zeitliches Maß entfernt. Dies umso mehr als die später errichtete gesamte Mittlere Drau als Vorabsetzbecken wirkt.
- Die flußaufwärts gelegenen Staustufen Annabrücke und Ferlach sind wie Abb. 4 zeigt, praktisch noch unverlandet. Hier wirkt sich der große Oberlieger Feistritz zur Zeit noch als Feststoffabscheider aus. Zukünftige erforderliche Stauraumpülungen können diesen Zustand jedoch sehr rasch ändern.
- Der Verlandungszustand von Feistritz ist sehr stark geprägt durch den Endverlandungszustand des Oberliegerstauraumes Rosegg. Durch die später erfolgte Errichtung von Rosegg wurde der Verlandungsanstieg von Feistritz stark reduziert. Erst seit dem Erreichen der zulässigen Verlandungssohle von Rosegg Mitte der 80er Jahre und den daher erforderlichen mehrmaligen Spülvorgängen, zeigt die Summenlinie in Feistritz wieder einen steileren Anstieg. Durch Stauraumpülungen und unterstützende Baggerungen konnte die zulässige Verlandungssohle in Rosegg gehalten werden.
- Die volumsmäßig untergeordneten Stauräume der Oberen Drau sind unterschiedlich verlandet. Endverlandet, das heißt seine Gleichgewichtssohle erreicht, hat der oberste Stauraum Paternion. Sedimentation und Erosion halten sich bei Hochwasserdurchgängen bereits in etwa die Waage. Kellerberg und Villach werden ereignisabhängig in naher Zukunft ebenfalls den Gleichgewichtszustand erreicht haben.

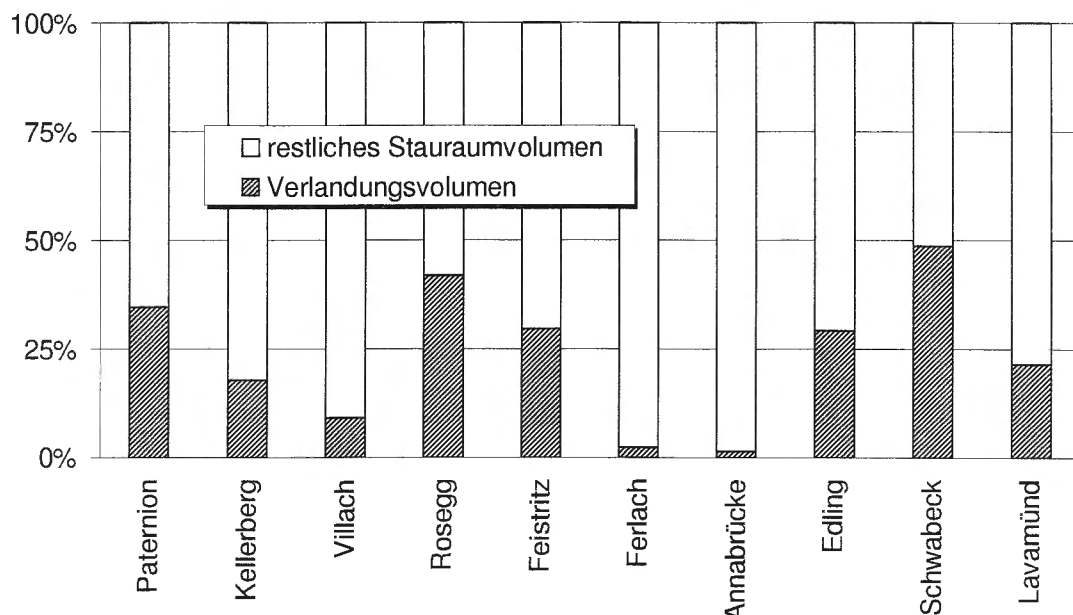


Abb. 5 Verlandungsgrad der einzelnen KW der Österr. Draukette in Prozent

In Abb. 5 ist der Verlandungsgrad der einzelnen Stauräume in Prozent ihrer ursprünglichen Stauraumvolumina angegeben.

7. PROBLEME UND GEGENMASSNAHMEN

● Im Stauraum Paternion, der derzeitigen Kopfstufe der Kraftwerkskette, (zwei Oberliegerstufen sind noch geplant) mußten im Rahmen von zwei großen Bagger-einsätzen seit 1988 aus dem Stauwurzelbereich insgesamt ca. 150.000 m³ Geschiebe entnommen werden.

Eine stauraumangrenzendes firmeneigenes Grundstück dient als Deponie, wo das in den Wintermonaten entnommene Material zwischengelagert und übers Jahr dem bauwirtschaftlichen Bedarf zugeführt wird. Die Arbeiten werden von Fremdfirmen wahrgenommen.

● An der Stauwurzel des stark geschiebeführenden Zubringers Gail werden die Baggerungen in ähnlicher Form abgewickelt. Entnommen wird primär Geschiebema-terial. Die Entscheidung, ob zu baggern ist, wird nach Hochwasserdurchgängen bzw. den darauffolgenden Lotungen getroffen. Bis jetzt waren die Baggerarbeiten im zeitlichen Abstand von zwei bis drei Jahren erforderlich.

● Bei größeren Hochwasserereignissen wird aus der Gail auch Grobmaterial in den Stauraum Rosegg eingetragen. Eine mobile firmeneigene Baggereinheit, bestehend aus einem auf Pylonen abgestützten Baggerponton mit einem aufge-setzten Tieflöffelbagger, entfernt dieses Material. Dieser Bagger bedient drei Selbstfahrklappschuten, die das Material grob geordnet nach feinem bzw. größerem Material zu Gestaltungszwecken im Bereich des Stauraumes verklappen. Für die Gestaltung werden ein weiterer Tieflöffelbagger, ein Wurfkübelbagger und im Bedarfsfall eine Schubraupe eingesetzt.

● Wie unter Punkt 2 angeführt handelt es sich an der Mittleren Drau um Stau-räume mit breiten Vorländern. Diese Stauräume müssen auf Grund Ihrer Konzi-pierung nach dem Erreichen einer bestimmten Verlandungssohle gespült werden. Zur Verringerung der Spülauswirkungen auf den aquatischen Lebensraum werden bei der Stauraumgestaltung im breiten Profilbereich hinter geschütteten Leitdämmen tiefe Tümpel in den Vorländern angeordnet. Diese Tümpel , die mit dem Hauptge-rinne verbunden sind, sollen auch bei großen Stauspiegelabsenkungen nicht trockenfallen und den Fischen eine definierte Rückzugsmöglichkeit bis zum Wieder-aufstau ermöglichen.

Teilweise wird das gebaggerte Feinmaterial bereits heute aus dem Fluß entnommen und auf einer stauraumangrenzenden Deponie endgelagert.

● Im Stauraum Rosegg wurden entsprechend den Zuflußverhältnissen seit 1984 bereits mehrfach Stausraumspülungen durchgeführt. Die Erfahrungen zeigen trotz nicht ausgenutzter Stauspiegelabsenkungen - anstatt einer genehmigten Absenkung von 5,50 m nur eine solche von 2,50 m - sehr gute Ergebnisse. Als Beispiel eines Spül-ergebnisses ist in Abb. 6 das Querprofil 27 dargestellt. Bei solchen Spül-ereignissen wurden in Abhängigkeit vom maximal auftretenden Durchfluß, bzw. der Dauer eines jeweiligen Ereignisses bis zu 400.000 m³ ausgespült und an den Unterlieger weitergegeben.

● Während der Stauraumspülungen wurden umfangreiche Beobachtungen und Untersuchungen angestellt. Neben der automatischen Aufzeichnungen aller Ober- und Unterwasserpegel sowie Durchflußwerte an den Kraftstationen, wurden über den Stauraum verteilt Pegelwerte festgehalten. Diese Daten bieten eine wertvolle Hilfe für die erforderliche Kalibrierung der stationären und instationären mathema-

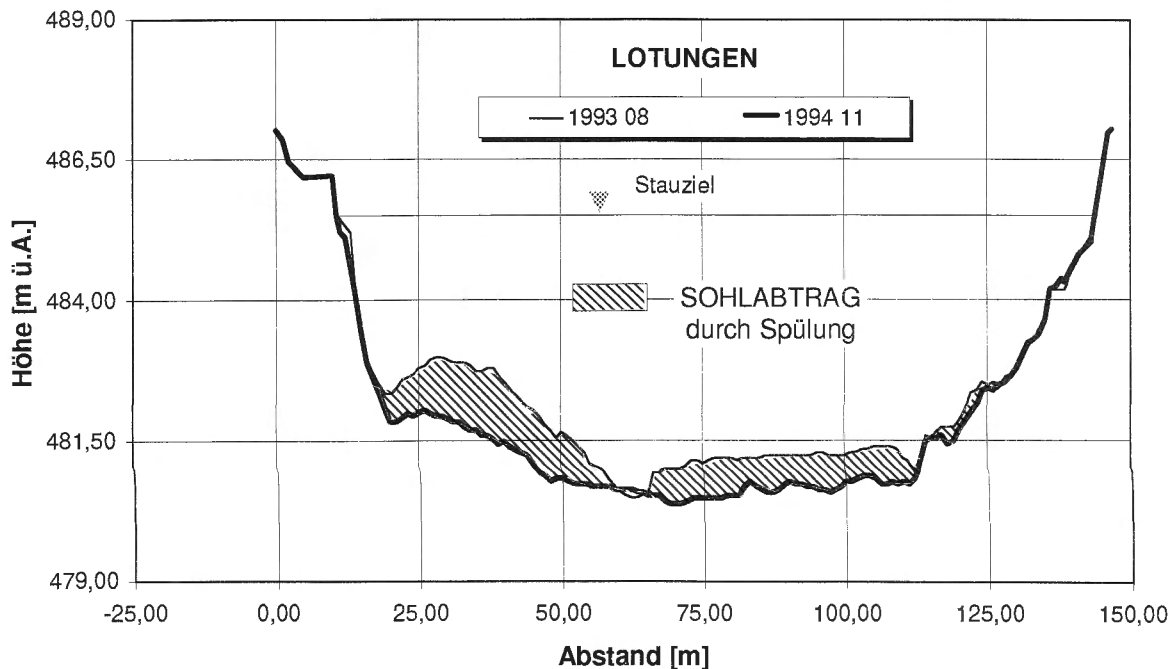


Abb. 6 KW Rosegg Stauraumprofil 27 - Abtrag durch Stauraumspülung

tischen Modelle. Neben Photodokumentationen wurden periodisch Schwebstoffproben gezogen. Daraus wurden primär der Schwebstoffgehalt, fallweise aber auch die organischen Bestandteile und die Kornzusammensetzung ermittelt. Die "spülgerechte" Gestaltung des Stauraumes, die schon weit fortgeschritten ist, hat ein Fischsterben im Bereich der trocken gefallenen Vorländer weitgehend hinangehalten.

- Vom Unterwasser des Wehres Rosegg führt eine ca. 7 km lange Ausleitungsstrecke zum Unterliegerstauraum Feistritz. Dieser Flußabschnitt wird bei Wasserführungen kleiner der Ausbauwassermenge nur mehr von einer Restwassermenge von 5 m³/s durchflossen. Ein Wehrüberlauf findet statistisch nur an 12 Tagen im Jahr statt. Nach KW-Errichtung ist die benetzte Querschnittsbreite auf ca. 1/3 der ursprünglichen Breite verringert worden. Bescheidenmäßig wurde gefordert die dabei entstandene "Steinwüste" zu begrünen. Nach mehrmaligen Versuchen ist dieses Bemühen auch gelungen. Die Ausleitungsstrecke stellt sich heute als begrüntes, leider aber auch mit Weiden bewachsenes Gerinne dar. Im Zusammenhang mit dem Erreichen der zulässigen Verlandungssohle im Stauraum Rosegg und den damit erforderlichen Spülmaßnahmen ist es beim massiven Durchtriften der Sedimente auch zu beträchtlichen Anlandungen in der Ausleitungsstrecke gekommen. Ein mindestens einmal im Jahr vorgenommener Schnitt des Bewuchses reicht nicht aus um ein "Auskämmen" dieser vor allem im Sohlbereich transportierten Sande zu verhindern. Zwischenzeitlich haben sich Ablagerungshöhen bis zu 2 m eingestellt. Abb.7 zeigt als Beispiel ein charakteristisches Querprofil der Ausleitungsstrecke. Zur Zeit werden umfangreiche Baggerungsmaßnahmen durchgeführt, um die durch die Anlandungen ungünstig beeinflusste Hochwassersituation wieder zu verbessern. Eine ökologische Bauleitung begleitet diese Arbeiten.

- Im Stauraum Edling ist eine zweite große Baggereinrichtung installiert. Hier werden die Arbeiten von einem Eimerkettenbagger und Selbstfahrklappschuten

erledigt. Gebaggert wird der Stauwurzel - und Einmündungsbereich der Gurk und eines großen Karawankenwildbaches. Das Material wird ausschließlich im Stauraum

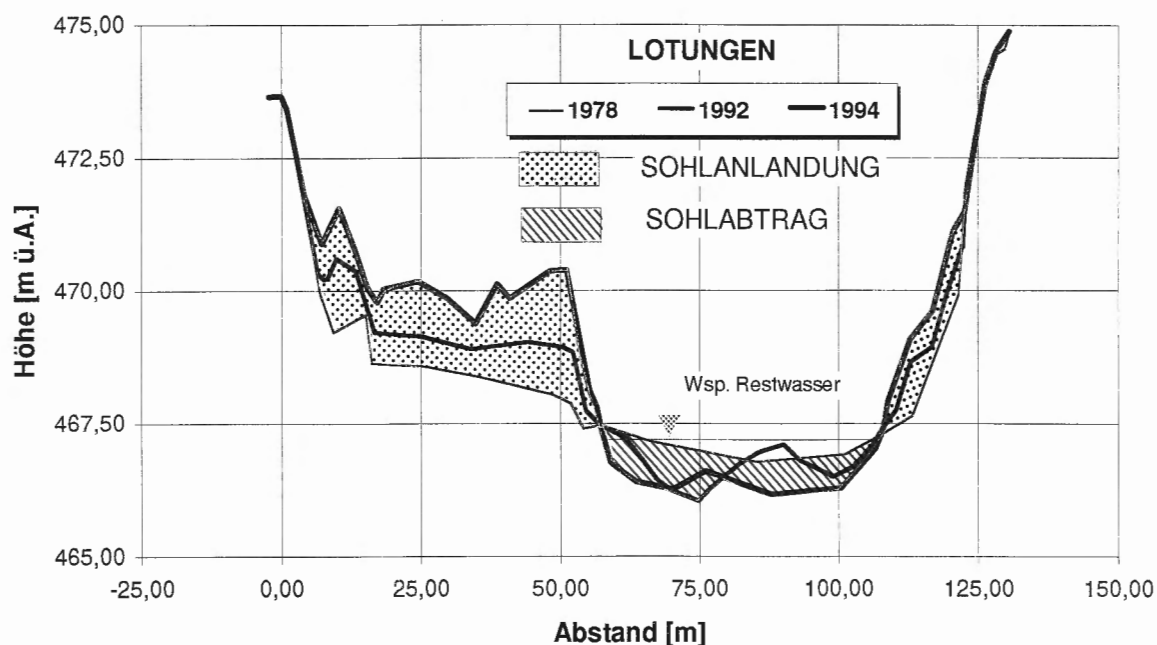


Abb. 7 KW Rosegg-Ausleitung - Anlandung und Abtrag seit KW-Inbetriebnahme

verklappt und zu Gestaltungszwecken der teilweise sehr breiten Vorländer herangezogen.

8. AUSBLICK

Der Verlandungszustand wird, selbstverständlich in Abhängigkeit der hydrologischen Ereignisse, in absehbarer Zeit so weit zunehmen, daß alle Stauräume der Mittleren Drau und Edling ihre zulässige Anlandungssohle erreicht haben. Die vorgeschriebenen Stauraumspülungen werden eine gleichzeitige Aktion für die gesamte Kette erforderlich machen. Bedingt durch die dabei auftretenden Probleme bei der Abgabe der Abstauvolumina und der erodierten Sedimentvolumina gilt es noch zahlreiche Untersuchungen vorzunehmen. Diese Betrachtungen werden vor allem mit Hilfe mathematischer Modelle durchzuführen sein, um feststellen zu können, in welcher Form die gesamte österreichische Draukraftwerkskette auf solche Vorgänge reagiert. Nicht zu vergessen ist dabei, daß als Unterlieger die slowenische und kroatische Draukette nachfolgen, d. h. daß auch in diese Richtung hin eine genaue Abstimmung erfolgen muß.

LITERATUR:

- Baumhackl H. "Stauraumverlandung an der Drau"
Österr. Bayr. KW AG - Simbach 1963, S 155 - 158.
- Baumhackl H. "Hydrographie, Geschiebe- und Schwebstoffverhältnisse des Draukraftwerkes Rosegg-St.Jakob"
ÖZE Heft 1 1975, S 12 - 17.

- Kelenc H. "Staurationgestaltung und Behandlung der Verlandungen"
ÖZE Heft 1 1975, S 61 - 70.
- Baustädter K. Unter "Langzeitverhalten Österr. Talsperren und Flußstauwerke
- Die Drau"
Die Talsperren Österreichs Heft 28 1985, S 97 - 99.
- Heidinger R. "Transport of solid materials within storage basins of river power
Baumhackl, G plants: Software design and practical application"
Communications in applied numerical methods,
Vol 3 1987, S 427 - 433
- Baumhackl, G "Mathematisches Sedimentationsmodell"
Heidinger R. ÖZE Heft 11 1989, S 552 - 554

Adresse des Verfassers:

Gerhard Baumhackl, Dipl.-Ing.
Österreichische Draukraftwerke AG
Kohldorfer Strasse 98
A.9010 Klagenfurt