

**Der Sedimenttransport im Bereich von Fisch-
und Treibgutableitern einer
Kleinwasserkraftanlage**

Masterarbeit

zur Erlangung des akademischen Grades

Master of Science

im Rahmen des Studiums

Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften

ausgeführt von:

B.Sc. Denny Scharf

an der:

Universität der Bundeswehr München

Institut für Wasserwesen

Hydromechanik und Wasserbau

Erstprüfer: Prof. Dr.-Ing. habil. Dipl.-Phys. A. Malcherek

Zweitprüfer: Dr.-Ing. H. Kulisch

Betreuer: Dr.-Ing. H. Kulisch, Dipl.-Ing. B. Putzar

Neubiberg, Juli 2012

Eidesstaatliche Erklärung

Ich erkläre, dass ich

1. die eingereichte Masterarbeit selbstständig und ohne unerlaubte Hilfsmittel angefertigt habe,
2. ausschließlich die im Literaturverzeichnis angegebenen Quellen benutzt habe und alle Stellen, die aus den Quellen ganz oder annähernd entnommen sind, als solche kenntlich gemacht und einzeln auf ihre Herkunft, unter Bezeichnung der Ausgabe, in der Abhandlung hingewiesen habe,
3. die Abhandlung noch keiner anderen Stelle zu Prüfung vorgelegt habe.

Denny Scharf

Neubiberg, den 27.Juli 2012

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	I
Abbildungsverzeichnis	III
Tabellenverzeichnis	V
1 Einleitung	1
2 Problematik der Sedimentation vor Wasserkraftanlagen	5
2.1 Die Geschiebeführung von Flüssen	5
2.2 Auswirkungen auf den Betrieb von Wasserkraftanlagen	11
3 Vorstellung des Fisch- und Treibgutableiters	15
3.1 Bedeutung	15
3.2 Aufbau und Funktionsweise	17
3.3 Anwendungsbereiche	20
3.4 Vorteile und Nutzen des Systems	21
4 Charakterisierung des Untersuchungsgebietes zum Aufbau der Modelle	23
4.1 Hydrologie der Vereinigten Mulde	23
4.2 Zusammensetzung des Flusssedimentes	26
5 Aufbau und Beschreibung der Modelle	29
5.1 Aufbau der Modellbeispiele	29
5.2 Simulation mit dem TELEMAC-System	34
5.2.1 Telemac-3D	35
5.2.2 SISYPHE	36
5.2.3 Kopplung von Telemac-3D und SISYPHE	37
5.2.4 Modellerweiterungen	38
5.3 Randbedingungen	38

6	Simulationsrechnungen mit TELEMAC	41
6.1	Analyse der Strömungsverhältnisse	41
6.1.1	Modell „Typ A“	41
6.1.2	Modell „Typ B“	45
6.2	Analyse der Sedimentbewegungen	51
6.2.1	Modell „Typ A“	51
6.2.2	Modell „Typ B“	57
6.3	Darstellung und Bewertung der Ergebnisse	60
6.4	Vergleich der Modelltypen	62
7	Zusammenfassung	63
8	Ausblick	65
	Literaturverzeichnis	67
A	Analysegrafiken zum Modell „Typ A“	69
B	Analysegrafiken zum Modell „Typ B“	73
C	Inhalt einer Steuerdatei zum Starten von Telemac3D und SISYPHE	77

Abbildungsverzeichnis

2.1	Mäandrierender Verlauf der Mulde bei Eilenburg (aus Google Earth)	6
2.2	Tagesganglinie des elektrischen Leistungsbedarfes [8]	11
3.1	Klassischer Vertikalrechen mit Reiniger vor einer Wasserkraftanlage	18
3.2	Detailansicht der Spülklappe [1]	19
3.3	Ansicht des Horizontalrechens in der Praxis	20
4.1	Gefällekurve der Vereinigten Mulde [6]	24
4.2	Abflussdauerlinie der Vereinigten Mulde am Pegel Bad Döben, 1961-2009	25
4.3	Prall- und Gleithang an der Mulde bei Eilenburg	27
4.4	Kornverteilungslinie des Flusssedimentes	28
5.1	WKA Raguhn (Buchtenkraftwerk)	30
5.2	WKA Halle-Planena (Blockbauweise)	30
5.3	Ansicht des Gitternetzes zum „Typ A“(Buchtenkraftwerk)	32
5.4	Ansicht des Gitternetzes zum „Typ B“(Blockbauweise)	33
5.5	Der Einlaufbereich am Grundgitter „Typ A“	34
5.6	Modellierter Sedimentkörper am „Typ B“ (Differenz zwischen Boden und nichterodierbarer Ebene	39
6.1	Tiefengemitteltes Geschwindigkeitsbild im Grundzustand „A1“	42
6.2	Detailansicht zum tiefengemittelten Strömungsbild im Bereich des Bypasses im Zustand „A1“	43
6.3	Strömungsbild zur bodennahen Ebene aus der 3D-Simulation zum Kraftwerkseinfluss im Zustand „A1“	44
6.4	Detailansicht zum tiefengemittelten Strömungsbild im Bereich des Bypasses im Zustand „A3“	45
6.5	Detailansicht zum Fassungsgebiet des Bypasses im Simulationslauf „A4“	46
6.6	Ansicht der Anströmungsverhältnisse im Fall „A5“ bei gedrosseltem WKA Betrieb	47
6.7	Tiefengemitteltes Geschwindigkeitsbild im Grundzustand „B1“	48

6.8	Tiefengemittelttes Geschwindigkeitsbild im Grundzustand „B1“	49
6.9	Tiefengemittelttes Geschwindigkeitsbild im Grundzustand „B2“	49
6.10	Strömungsbild im Bodenbereich zum Bypass am „Typ B“, Rechnung „B1“ .	50
6.11	Modellierte Sedimentmächtigkeit zu „Typ A“ (20-fach überhöht)	52
6.12	Simulationsbild zum Ergebnis des Grundzustandes „A1“	53
6.13	Simulationsbild zum Ergebnis des Grundzustandes „A4“	53
6.14	Ausgangszustand zu „SA1“	55
6.15	Sedimentmächtigkeit nach 1h Simulation	55
6.16	Simulationsergebnis zu Rechnung „SA1“ nach 1h	56
6.17	Simulationsergebnis zu Rechnung „SA2“ nach 1h	56
6.18	Ausgangszustand zu „B2“	58
6.19	Sedimentverteilung nach 1h Simulation	58
6.20	Ausgangszustand zu „SB1“	59
6.21	Sedimententwicklung nach 1h Simulation	59
6.22	Ausgangszustand zu „SB3“	60
6.23	Sedimententwicklung nach 1h Simulation	60
A.1	2D-Tiefengemittelttes Geschwindigkeitsbild bei gedrosseltem WKA Betrieb	69
A.2	3D-Geschwindigkeitsbild bei gedrosseltem WKA Betrieb, bodennahe Ebene	70
A.3	Sedimententwicklung nach 2h Simulation	70
A.4	Sedimententwicklung im Bereich des Zulaufkanals zum Krafthaus	70
A.5	Sedimentverteilung nach 2h Simulation im Fall „SA2“	71
A.6	Sedimentverteilung nach 2h Simulation im Fall „SA3“	71
B.1	Sedimentbild zum Ausgangszustand	73
B.2	Sedimentbild nach 15min Simulationsdauer	74
B.3	Sedimentbild nach 30min Simulationsdauer	74
B.4	Sedimentbild nach 45min Simulationsdauer	75
B.5	Sedimentbild nach 60min Simulationsdauer	75
B.6	Strömungsbild im Bodenbereich zum Bypass am „Typ B“, Spülvorgang mit 10m ³ /s	76
B.7	Strömungsbild im Bodenbereich zum Bypass am „Typ B“, Spülvorgang mit 10m ³ /s und eingeschränkten WKA Betrieb	76

Tabellenverzeichnis

2.1	Parametrisierung der Shieldskurve	8
2.2	Übersicht zur rechnerischen Volllaststundenzahl erneuerbarer Energien . .	12
4.1	Hauptwerte der Abflüsse [11]	24
4.2	Mittlere Korndurchmesser	27
5.1	Übersicht der Grundeinstellungen zur Simulation Typ A	39
5.2	Übersicht der Grundeinstellungen zur Simulation Typ B	39
6.1	Szenario A5 mit gedrosseltem Betrieb der Wasserkraftanlage	45
6.2	Szenario B5 mit gedrosseltem Betrieb der Wasserkraftanlage	51

Kapitel 1

Einleitung

Motivation

Nach Fertigstellung der Bachelorarbeit Ende des Jahres 2010 zum Thema der „Erfassung und Beurteilung der Fischdurchgängigkeit an der Mulde“, wurde dieses Sachgebiet aus persönlichem Interesse nicht aus den Augen gelassen. Vielmehr bot sich nachträglich die Möglichkeit an, weitere Informationen einzusehen, die nicht in dem knappen Zeitraum der Bearbeitung verfolgt werden konnten. Auch das Halten eines Referates zum Thema der Gewässerdurchgängigkeit an der Mulde, in Anlehnung an die Arbeit während eines Symposiums in Grimma, verfestigte die Bereitschaft, auf einem aktuellen Sachstand bleiben zu wollen.

Aus einer anderen Perspektive ergibt sich Folgendes. Nach den Ereignissen im japanischen Atomkraftwerk bei Fukushima und dem Beschluss der Bundesregierung aus der Atomkraft endgültig auszusteigen, erlebte die Energiewende einen erneuten Aufschwung. Die Nachfrage an nachhaltig erzeugter Energie stieg an. Wie es allgemein bekannt ist, wechselten viele Verbraucher ihren Energieversorger oder ihren Vertrag, um „grünen“ Strom zu beziehen. Selbst die großen Energieversorger besitzen nun eigene Ökostromtarife, um ihre Verbraucher auch weiterhin wunschgerecht beliefern zu können.

Die Erzeugung elektrischer Energie basiert in diesen Verträgen größtenteils auf der Gewinnung von Strom aus Wasserkraftwerken. Die Beliebtheit dieser Energiequelle liegt vor allem darin, dass sie schon seit jeher vom Menschen genutzt wird und im Vergleich zu anderen Quellen, wie z.B. der Windenergie oder der Photovoltaik, über den Tag verteilt nahezu konstant Leistung liefern kann. Aus diesem Grund nimmt der Ausbau der kleinen und der großen Wasserkraft in Deutschland ständig zu. Selbst die letzten freien Potentiale an den heimischen Flüssen werden überprüft, ob ein Neubau oder die Reaktivierung eines

alten Kraftwerkes marktwirtschaftlich genutzt werden können. Die Bandbreite erstreckt sich dabei von ehemals kleinen Mühlen mit nur wenigen kW bis hin zum Großkraftwerk mit einer installierten Leistung von 100 MW, wie es beim Neubau des Wasserkraftwerkes Rheinfeldern der Fall ist.

So vorteilhaft ein Ausbau der Wasserkraft in Deutschland auch scheinen mag, dürfen die teilweise gravierenden Auswirkungen auf die Ökologie eines Gewässers nicht vergessen werden. Allen voran die Wasserrahmenrichtlinie der Europäischen Union [13] setzt dazu klare Vorgaben. Diese werden jedoch von den meisten Wasserbauwerken und Kraftwerken nicht so weit erfüllt, dass auch der „gute“ Zustand eines Gewässers als erreicht gilt. An vielen Standorten in der Bundesrepublik besteht demzufolge noch Handlungsbedarf, will man auch ernsthaft ökologisch saubere Energie erzeugen.

Eine Möglichkeit den guten Zustand eines Flusses mit einer Wasserkraftanlage zu erreichen, stellt dabei der „Fisch- und Treibgutableiter nach EBEL, GLUCH und KEHL“ dar. Das Grundprinzip des Ableitsystems wurde dazu beim Bau der Wasserkraftanlage in Raguhn an der Vereinigten Mulde umgesetzt und der „gute Zustand“ im erstellten fischereibiologischen Gutachten erwähnt [9]. Er ermöglicht es aus ökologischer Sicht die abwärtsgerichtete Durchgängigkeit für Fische wiederherzustellen. Auch vom Standpunkt des Betreibers vereinfacht sich der Umgang mit anfallendem Treibgut. Ein dritter Punkt stellt dabei einen Sachverhalt dar, der zwar im allgemeinen angenommen wird, jedoch noch nicht weiter wissenschaftlich betrachtet wurde. Es handelt sich dabei um die Möglichkeit mit Hilfe des Leitsystems im unmittelbaren Bereich vor dem Rechensystem einer Anlage anfallendes Sediment ins Unterwasser abzuführen und eine Versandung zu vermeiden.

Der letztgenannte Sachverhalt stellt dabei jenen Punkt dar, dem die Aufmerksamkeit dieser Arbeit gewidmet ist.

Aufbau der Arbeit

Im Folgenden soll kurz der Aufbau dieser Arbeit, der sich aus der Aufgabenstellung ergibt, erläutert werden.

Die Problematik der Sedimentation vor Wasserkraftanlagen bildet die Grundlage für den Ursprung einer Behandlung des Sedimentes vor dem Einlaufbereich einer Wasserkraftanlage. Dabei werden die wichtigen Sachverhalte zur Geschiebeführung von Flüssen und dessen Auswirkungen auf den Betrieb von Wasserkraftanlagen dargelegt.

Weiterhin stellt der „Fisch- und Treibgutableiter nach EBEL, GLUCH und KEHL“ ein zentrales Element dar. An ihm soll untersucht werden, ob eine Mobilisierung von Sediment im Bereich des Einlaufbauwerkes von Kleinwasserkraftanlagen möglich ist. Dazu wird zunächst die Bedeutung, der Aufbau und die Funktionsweise, Anwendungsbereiche und natürlich der Vorteil des Systems erklärt.

Eine Charakterisierung des Untersuchungsgebietes zum Aufbau der Modelle für die numerischen Simulationsrechnungen erfolgt im Kapitel 4 dieser Arbeit. Dabei werden die wichtigen Parameter zur Hydrologie und dem Sediment dargelegt.

Den Kern stellen anschließend die Kapitel 5 und 6 dar. Darin wird genauer auf den Aufbau und die Beschreibung der Modelle eingegangen, sowie die Simulationsrechnungen mittels des TELEMAC-Systems analysiert. Eine Darstellung und Bewertung bzw. ein Vergleich der Modelltypen beendet diesen Abschnitt.

Im Schlussteil dieser Arbeit erfolgt eine Zusammenfassung der wesentlichen Aussagen und ein Ausblick für weitergehende Betrachtungen zur Thematik der Sedimentmobilisierung vor Kleinwasserkraftanlagen mit einem Ableitsystem.

Kapitel 2

Problematik der Sedimentation vor Wasserkraftanlagen

2.1 Die Geschiebeführung von Flüssen

Dass Flüsse die verschiedensten Frachten mit sich führen können oder Güter auf ihnen transportiert werden, ist für viele schnell ersichtlich. Es handelt sich dabei oftmals um einfaches Treibgut in Form von Ästen oder gar Bäumen. Selbst das Flößen nutzte die Flüsse als Wasserstraßen für ihre „Fracht“ und zeigte jedem das Transportpotential eines Fließgewässers.

Für den Wasserbauer finden jedoch die wirklich interessanten Transportprozesse unter der Wasseroberfläche statt. So ist der Feststofftransport innerhalb des Wasserkörpers und am Boden ein essentieller Bestandteil, der die Laufentwirkung von Fließgewässern beeinflusst. Verschiedenste Parameter wie z.B. das Strömungsbild, das Relief, die Wirkung wechselnder Abflüsse auf Erosion, Sedimenttransport und Ablagerung üben wechselseitige Wirkungen aus. Dabei darf nicht das natürliche Sohlmaterial und dessen Zusammensetzung vergessen werden. Auch Unterbrechungen im Fluss durch Wurzelwerke von Bäumen und Sträuchern im Uferbereich, neben den anthropogen geschaffenen Hindernissen wie Buhnen und Leitdämmen, haben einen Einfluss auf die Morphodynamik. Dazu zeigt die Abbildung 2.1, welche eine Luftaufnahme aus Google Earth darstellt, die Entwicklung eines natürlichen Flusslaufes. Auf ihr ist eindeutig der mäandrierende Verlauf der Vereinigten Mulde flussabwärts von Eilenburg zu sehen, der durch fortlaufende Erosions- und Depositionsprozesse beeinflusst wird.

Die beschriebenen Prozesse sind Gründe für eine hohe Strukturvielfalt in Fließgewässern, die zum einen von außen sichtbar sein kann, sich aber auch quasi unsichtbar unter der Was-



Abbildung 2.1: Mäandrierender Verlauf der Mulde bei Eilenburg (aus Google Earth)

seroberfläche entwickelt. Die hohe Komplexität zur Beschreibung der Transportprozesse und der Laufentwicklung spiegelt sich dadurch in den verschiedenen Berechnungsformeln mit zahlreichen empirischen Parametern wieder.

Grundsätzlich kann der Transport von Feststoffen in zwei unterschiedliche Bewegungsarten untergliedert werden. Dabei handelt es sich zum einen um den Geschiebetransport und zum anderen um den Transport in Suspension. Der Geschiebetransport beschreibt die Fortführung des Sedimentes in direkter Bodennähe. Dabei muss die vorhandene Sohlschubspannung größer sein als ein bestimmter kritischer Wert, um Geschiebe führen zu können. Weitergehend kann hier noch zwischen einem rollenden Transport und einem Transport in Sprüngen (engl. *saltation*) differenziert werden. Für den Transport in Suspension gilt, dass sich die Feststoffe nahezu ausschließlich in der Wassersäule aufhalten. Dafür dürfen die Sedimentteilchen keine zu große Sinkgeschwindigkeit w_c aufweisen.

Ein wichtiger Parameter zur Beurteilung des Sedimenttransportes ist somit die Sohlschubspannung. Dabei existiert die sedimenttreibende Spannung τ_B und die kritische Schubspannung τ_{crit} , die das Bodenmaterial der treibenden Spannung entgegensetzen kann.

Die folgenden Gleichungen in diesem Kapitel sind aus dem Vorlesungsskript zum „Sedimenttransport und Morphodynamik“ [12] des Moduls „Wasserwirtschaft und Wasserbau I+II“ an der UniBW München entnommen.

Die Sohlschubspannung τ_B lässt sich über die folgende Formel berechnen:

$$\tau_B = -\rho g h \frac{\partial z_s}{\partial x} \quad (2.1)$$

mit:

$\tau_B [\frac{N}{m^2}]$	Sohlschubspannung
$\rho [\frac{kg}{m^3}]$	Dichte des Wassers
$g [\frac{m}{s^2}]$	Erdbeschleunigung
$h [m]$	Höhe der Wassersäule

dabei gilt:

$$\frac{\partial z_s}{\partial x} = \tan \alpha = I = \text{Sohlneigung} \quad (2.2)$$

Die in der Regel genauere Formel für die Beschreibung der Sohlschubspannung τ_B ist die Gleichung nach Nikuradse.

$$\tau_B = \frac{\rho \kappa^2}{\left(\ln \frac{12 \cdot h}{k_s}\right)^2} \frac{q^2}{h^2} \quad (2.3)$$

mit:

$\kappa []$	von Karman Konstante
$k_s [m]$	effektive Sohlrauheit
$q [\frac{m^2}{s}]$	spezifischer Durchfluss

wobei

$$\frac{q^2}{h^2} = \bar{u}^2 \quad (2.4)$$

mit \bar{u} die tiefengemittelte Strömungsgeschwindigkeit in $[\frac{m}{s}]$ gemeint ist.

Die tiefengemittelte Strömungsgeschwindigkeit lässt sich dazu aus der Formel zum vertikalen Geschwindigkeitsprofil, das nachstehend aufgeführt ist, ermitteln.

$$u(z) = \frac{u_*}{\kappa} \ln \frac{z}{z_0} \quad (2.5)$$

mit:

$u_* [\frac{m}{s}]$	Sohlschubspannungsgeschwindigkeit
$z [m]$	Höhe über Sohle
$z_0 [m]$	Nullpunkt des log. Geschwindigkeitsprofils

Dabei berechnet sich u_* wie folgt:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad (2.6)$$

mit:

$\tau_0[\frac{N}{m^2}]$ Sohlschubspannung

Über die Gleichung

$$\bar{u} = \frac{u_*}{\kappa} \left(\ln \frac{h}{z_0} - 1 + \frac{z_0}{h} \right) \quad (2.7)$$

wird schließlich die tiefengemittelte Strömungsgeschwindigkeit \bar{u} berechnet.

Die Größe der tiefengemittelten Strömungsgeschwindigkeit kann auch aus einer numerischen Simulation entnommen und zur weiteren Betrachtung herangezogen werden. Damit ist es in einem ersten Schritt möglich, die Sedimentmobilisierung durch eine Strömungskraft abzuschätzen.

Mit Hilfe des Shieldsparamters θ_c und dem dimensionlosen Korndurchmesser D_* ist es möglich, die kritische Sohlschubspannung $\tau_{crit} [\frac{N}{m^2}]$ zu berechnen. Der Korndurchmesser D_* berechnet sich nach der Formel:

$$D_* = \left(\frac{(\varrho_s - \varrho) g}{\varrho \nu^2} \right)^{\frac{1}{3}} d. \quad (2.8)$$

mit:

$\varrho_s[\frac{kg}{m^3}]$ Dichte des Sediments
 $\nu[\frac{m^2}{s}]$ Viskosität
 $d[m]$ mittlerer Korndurchmesser

Die Tabelle 2.1 zeigt die Parametrisierung der Shieldkurve. Mit ihr kann die Größe des kritischen Mobilitätsparameters $\theta_c [/]$ aus dem dimensionslosen Korndurchmesser bestimmt werden.

$$\begin{aligned} \theta_c &= 0.24D_*^{-1} && \text{für } 1 \leq D_* \leq 4 \\ \theta_c &= 0.14D_*^{-0.64} && \text{für } 4 \leq D_* \leq 10 \\ \theta_c &= 0.04D_*^{-0.1} && \text{für } 10 \leq D_* \leq 20 \\ \theta_c &= 0.013D_*^{0.29} && \text{für } 20 \leq D_* \leq 150 \\ \theta_c &= 0.055 && \text{für } D_* \geq 150 \end{aligned}$$

Tabelle 2.1: Parametrisierung der Shieldkurve

Mit den somit gewonnenen Werten ist die Lösung der Formel für die kritische Sohlschubspannung möglich.

$$\tau_{crit} = \theta_c(\rho_s - \rho)gd \quad (2.9)$$

Betrachtet man nun den Vergleich zwischen den Spannungen τ_B und τ_{crit} , so kann die Frage beantwortet werden, ob unter gleichen Bedingungen an einem bestimmten Punkt Sediment am Boden bewegt wird oder nicht. Allgemein gefasst gilt somit folgendes:

$$\begin{aligned} \tau_B < \tau_{crit} &\rightarrow \text{Deposition von Sediment möglich} \\ \tau_B = \tau_{crit} &\rightarrow \text{weder Deposition noch Erosion} \\ \tau_B > \tau_{crit} &\rightarrow \text{Erosion von Sediment} \end{aligned}$$

Die somit gewonnenen Werte können natürlich auch noch dafür genutzt werden, um mit einer Transportformel für Sediment letztendlich die Gesamtfracht eines Flusses zu berechnen. Dafür stehen mehrere Transportformeln zur Verfügung, so z.B. die Formel nach Bagnold (1966), Engenlund-Hansen (1967), Van Rijn (1984) und Einstein (1950). Die gebräuchlichste ist jedoch die Transportformel nach Meyer-Peter und Müller (1948), die in heutiger Schreibweise folgendermaßen lautet:

$$q_s = 8\sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}gd^3(\theta - \theta_c)^3} \quad (2.10)$$

$$= 8\frac{1}{\rho^{0.5}(\rho_s - \rho)g}(\tau_B - \tau_{crit})^{\frac{3}{2}} \quad (2.11)$$

Hierbei ist jedoch zu beachten, dass die Formel nach Meyer-Peter und Müller insbesondere für Korndurchmesser über 1mm gilt und somit im Bereich von grobem Sand bis Kies anzuwenden ist. Weiterhin wird im Allgemeinen festgestellt, dass diese Gleichung den tatsächlichen Geschiebetransport überschätzt und somit die aus der Kornrauheit bestimmte Sohlschubspannung τ_B verwendet werden sollte.

Zur Bestimmung der Gesamtschiebefracht Q_s [$\frac{m^3}{s}$] kann nunmehr der Wert aus der Transportformel q_s [$\frac{m^2}{s}$] und die Breite des Gewässersquerschnittes B [m] in der Formel

$$Q_s = q_s B \quad (2.12)$$

herangezogen werden. Da jedoch Fließgewässer kaum eine konstante Breite aufweisen, muss ein bestimmter Abschnitt mit der Fläche A zur Ermittlung der Sohllagenänderung nach der allgemeineren Gleichung

$$\frac{\partial z_B}{\partial t} = \frac{q_{s,ein}B_{ein} - q_{s,aus}B_{aus}}{A} \quad (2.13)$$

2. Problematik der Sedimentation vor Wasserkraftanlagen

berechnet werden. Für einen Kontrollabschnitt lassen sich somit nach den bisher genannten Gleichung folgende Beziehungen festhalten:

$$\begin{array}{lll} Q_{s,ein} < Q_{s,aus} & \text{bzw.} & \frac{\partial z_B}{\partial t} < 0 \rightarrow \text{Eintiefung der Sohle - Erosion} \\ Q_{s,ein} = Q_{s,aus} & \text{bzw.} & \frac{\partial z_B}{\partial t} = 0 \rightarrow \text{Weitergabe der Fracht} \\ Q_{s,ein} > Q_{s,aus} & \text{bzw.} & \frac{\partial z_B}{\partial t} > 0 \rightarrow \text{Akkumulation der Sohle - Deposition} \end{array}$$

Beachtet man den Sachverhalte, dass Flüsse bestrebt sind sich in ihren Ober- und Mittelläufen einzutiefen, ist der Sediment- bzw. Geschiebetransport ein nicht zu vernachlässigendes Thema. Erklären lässt sich dies, indem τ_{crit} nach Shields mit τ_B nach der Schleppspannungsbeziehung ins Gleichgewicht gesetzt wird. Durch verschiedene Integrationsschritte und Umformungen erhält man die Beziehung:

$$z_B = z_{B,0} e^{-\frac{1}{3}ax} \quad (2.14)$$

mit:

$$\begin{array}{ll} z_B[m] & \text{Höhe der Sohllage} \\ x[m] & \text{Lauflänge,} \end{array}$$

wobei $a \left[\frac{1}{m} \right]$ den Geschiebeabriebkoeffizienten darstellt. Dieses Gleichgewichtsprofil beschreibt, dass alle Flüsse von der Quelle bis zur Mündung ein Längsprofil in Form einer e-Funktion annehmen. Löst man diese Gleichung für verschiedene Abriebkoeffizienten, so zeigt sich die Eintiefung von Flüssen als ein natürlicher Prozess. Dieser Effekt tritt vor allem im Ober- und Mittellauf eines Flusses auf, da hier das Sohlgefälle größer als die Gleichgewichtsneigung ist. Die Tiefenerosion und die Mobilisierung von Sediment sind die Folgen. Lediglich im Bereich des Unterlaufes, wo sich die natürliche Neigung dem Gleichgewicht nähert, sind Ablagerungen möglich.

Wird dieser Prozess jedoch durch die Errichtung von Stauhaltungen gestört, so ändert sich auch der Geschiebe- und Schwebstofftransport eines Flusses. Stauräume weisen niedrigere Strömungsgeschwindigkeiten auf und besitzen somit geringere sedimenttreibende Kräfte. Dadurch neigen diese Bereiche zur klassischen „Sedimentfalle“ zu werden und im schlimmsten Fall zu verlanden. Besondere Probleme treten dann auf, wenn diese Gewässerunterbrechungen für die Schifffahrt wichtige Wasserstraßen betreffen oder zur Wasserentnahme für Wasserkraftwerke dienen. Dies wird jedoch im folgenden Unterkapitel behandelt.

2.2 Auswirkungen auf den Betrieb von Wasserkraftanlagen

Für ein Kraftwerk, das der Erzeugung von elektrischer Energie dient und die Bevölkerung mit Strom versorgen muss, stehen die Betriebs- und Versorgungssicherheit der Anlage an oberer Stelle. Dies bedeutet, dass nicht nur das arbeitende Personal in einem Kraftwerk geschützt werden muss, sondern auch eine zuverlässige Erzeugung von Energie wichtig ist. Es ist leider noch nicht möglich, elektrischen Strom im großen Umfang zu speichern. Er muss immer genau in dem Moment und in der richtigen Menge produziert werden, wie er gerade benötigt wird. Bei Kraftstoffen für den Betrieb von Fahrzeugen ist dieses Problem nicht vorhanden. Die Energie ist hier sehr gut in einer Masse gespeichert, die durch eine einfache exotherme Verbrennungsreaktion freigesetzt werden kann.

Es ist jedoch nicht so, dass ständig alle Kraftwerke ihre Leistung dem Bedarf anpassen müssen. In Deutschland ist der Leistungsbedarf an elektrischer Energie keinesfalls konstant über den Tag verteilt. Dies gibt auch die Abbildung 2.2 [8] wieder, die eine typische Tagesganglinie des Leistungsbedarfes und deren Deckung durch Grund-, Mittel- und Spitzenlastkraftwerke zeigt. Daran ist auch schon zu erkennen, dass Wasserkraftwerke -in dem Fall Laufwasserkraftwerke- der Bereitstellung von Grundlastenergie dienen. Sie stellen also, obwohl sie natürlich nur einen kleinen prozentualen Anteil an der Gesamtversorgung leisten, neben dem Atom- und Braunkohlestrom die Basisversorgung sicher.

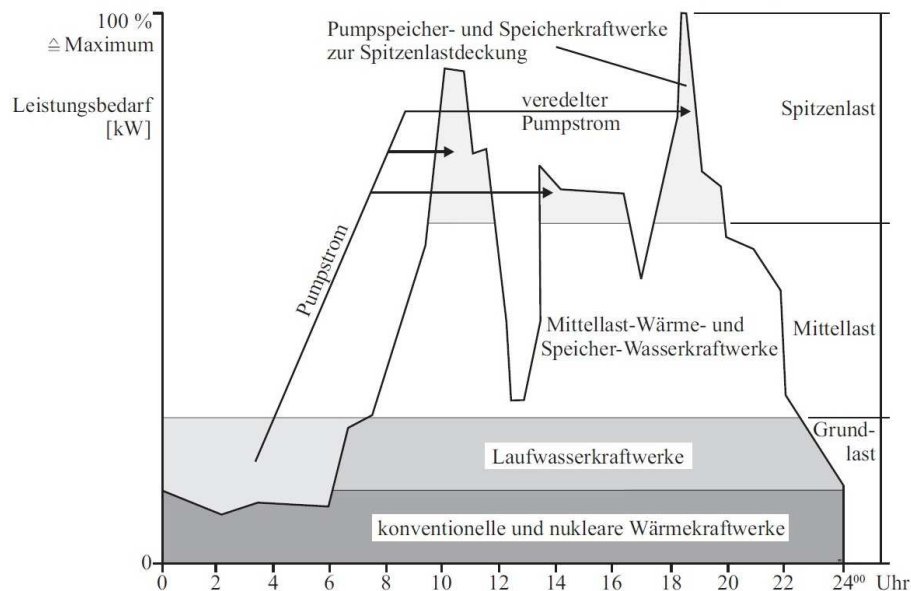


Abbildung 2.2: Tagesganglinie des elektrischen Leistungsbedarfes [8]

Auch aus der Sicht einer nachhaltigen Energieerzeugung bietet eine hohe Ausnutzungs-

Energieform	inst. Leistung in MW	Jahresarbeit in GWh	Volllaststunden
Wasserkraft	4.400	19.500	4.430
Windenergie	29.075	46.500	1.600
Biomasse	5.479	31.920	5.825
Photovoltaik	24.820	19.000	765

Tabelle 2.2: Übersicht zur rechnerischen Volllaststundenzahl erneuerbarer Energien

dauer große Vorteile. Die Tabelle 2.2 bildet dazu den Vergleich zu anderen erneuerbaren Energieträgern ab und zeigt, dass im großen Durchschnitt durch Wasser eine hohe rechnerische Volllaststundenzahl erreicht werden kann. Die Daten dazu stammen aus der vorläufigen Ausgabe der erneuerbaren Energien des Jahres 2011 mit Stand 08.März 2012 des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit; auch einsehbar unter „www.erneuerbare-energien.de“. Für den Bereich der Photovoltaik ist anzumerken, dass es sich hierbei um eine installierte Leistung in MW-Peak handelt. Die geringere Anzahl an Volllaststunden lässt sich sicherlich auf die Entwicklung der Branche zurückführen, worauf hier nicht weiter eingegangen werden soll.

Ein Grund für einen möglichen Ausfall einer Wasserkraftanlage ist dabei die Geschiebeführung des Flusses. Diese kann dazu führen, dass einmal der Einlaufbereich bzw. der Wasserfang einer Anlage zusedimentiert wird oder der Staubereich verlandet. Vor allem in großen Reservoirs und Talsperren, deren Aufgabe es ist, große Wassermengen speichern zu können, ist ein Verlust von Stauraum von großer Gefahr. Eingetragenes Sediment, welches sich ablagert, ersetzt speicherbares Wasser. Hierbei ist zu erwähnen, dass allgemein wasserbauliche Anlagen für eine hohe Nutzungsdauer von ca. 50-100 Jahren und auch mehr geplant sind. Dadurch ist ein vorrausschauender Handlungsbedarf zum Umgang mit Stauraumverlusten notwendig. Für Hochwasserrückhaltebecken ist dies der Verlust an Sicherheit für die Aufnahme großer Wassermassen und bei Wasserkraftanlagen ist dies die Gefahr eines Ausfalls durch Versandung.

Auch eine direkte Schädigung der Turbinenschaufeln durch in Schwebelage gehaltene Feinsande, die auf Dauer wie Schleifpapier auf metallische Oberflächen wirken, ist nicht auszuschließen. In diesem Fall müssen großräumige Sandfänge vor dem Eintritt des Wassers in das Krafthaus eingeplant werden, um ein gezieltes Absetzen der Schwebstoffe und Feinsande zu erreichen. Vergleichbar ist dies mit der mechanischen Reinigungsstufe zur Vorbehandlung des Abwassers in einer Kläranlage. Da dies jedoch sehr aufwendig ist, liegt hier die Umsetzung eher im Bereich von Großprojekten mit besonderer Bedeutung. Einer Versandung des Stauraumes wird somit jedoch auch nicht entgegengewirkt.

Daneben bildet sich das Problem der verstärkten Tiefenerosion im Unterwasser. Durch die zurückgehaltenen Feststoffe im Stauraum einer Wasserkraftanlage fehlt Geschiebemateri-

al unterhalb des Wasserbauwerkes. Zurückblickend auf das vorhergegangene Kapitel, lässt sich die Schlussfolgerung ziehen, dass der Fluss wieder bestrebt ist Sohlmaterial aufzunehmen. Die Folge ist eine Eintiefung des Gewässers und damit verbunden ist die Gefahr einer Freilegung der Gründung eines Bauwerkes. Setzt sich dieser Prozess fort, kann somit die Standsicherheit und Betriebsfähigkeit der Anlage verloren gehen.

Sollte ein Wasserkraftwerk aufgrund von Wartungsarbeiten infolge eines verlandeten Einlaufbereiches zeitlich begrenzt abgeschaltet werden müssen, so können Kosten entstehen, die nicht vernachlässigbar sind. Für den Fall eines Kraftwerkes mit einer installierten Leistung von 1,5 MW und einer Abschaltung unter sonst optimalen Bedingungen, ergibt sich nach dem aktuellen Vergütungssatz [7] für Strom aus Wasserkraft ein täglicher Verlust von 3.517 Euro. Diese Summe setzt sich aus der Vergütung für Wasserkraftstrom gemäß dem „EEG 2012“ von $33,3\% \cdot 12,7 \text{ Cent/kWh} + 66,6\% \cdot 8,3 \text{ Cent/kWh} = 9,77 \text{ Cent/kWh}$ zusammen. Multipliziert mit einer Laufzeit von 24 h bei einer maximalen Leistung von 1.500 kW ergibt sich eine mögliche Einspeisevergütung von 3.517 Euro/d. Über einen längeren Zeitraum betrachtet entsteht somit eine Summe, die für den Betrieb einer Kleinwasserkraftanlage nicht unbedeutend ist.

Hierbei wurde jedoch noch nicht beachtet, dass während einer Abschaltung der Anlage für Wartungsarbeiten bzw. der Sedimententfernung zusätzliche Arbeitskosten für Personal und Material entstehen. Diese müssen anschließend auf die ausgefallenen Einnahmen beaufschlagt werden. Damit wird deutlich, dass ein Interesse an der automatischen Abfuhr von Sediment im Einlaufbereich einer WKA auch aus betriebswirtschaftlicher Sicht gegeben ist.

Kapitel 3

Vorstellung des Fisch- und Treibgutableiters

3.1 Bedeutung

Die heutige Zeit stellt im Vergleich zur beginnenden Industrialisierung in Deutschland bzw. dem „Wirtschaftsboom“ nach dem zweiten Weltkrieg viel höhere Ansprüche an den Natur- und Umweltschutz. Die Schonung von Lebewesen, das Verhindern von unnötigen Qualen und Schmerzen für Tiere und die Bewahrung der Artenvielfalt für zukünftige Generationen sind Aufgaben, die heutzutage für nahezu selbstverständlich angesehen werden. Dass dieser Aspekt von hoher Priorität ist, zeigt uns selbst das Grundgesetz der Bundesrepublik Deutschland. In diesem heißt es nach Artikel 20a konkret: „Der Staat schützt auch in Verantwortung für die künftigen Generationen die natürlichen Lebensgrundlagen und die Tiere im Rahmen der verfassungsmäßigen Ordnung durch die Gesetzgebung und nach Maßgabe von Gesetz und Recht durch die vollziehende Gewalt und die Rechtsprechung.“ Aus diesem Grund lässt sich auch der Schutz des aquatischen Lebensraumes herleiten, der durch Wasserbauwerke beeinflusst wird.

Aus der Perspektive der Fischereiwirtschaft und der Anglerverbände, u.a. dem Deutschen Anglerverband (DAV e.V.) als anerkannter Naturschutzverband, stellt die Bewahrung der Fischbestände in Seen und Flüssen eine hohe Aufgabe dar. Damit ist natürlich auch die Minimierung von Verlusten an Tieren durch die flussabwärts gerichtete Passage von Wasserkraftwerken gemeint. Verschiedenen Angaben zu Folge und in Abhängigkeit von unterschiedlichen Faktoren des Betriebes eines Wasserkraftwerkes, schwankt die Mortalitätsrate bei der Passage einer Turbine vom einstelligen Prozentbereich bis hin zu annähernd 100%. Genaue Aussagen zur Überlebensrate abwandernder Fische lassen sich jedoch

erst treffen, wenn für den jeweiligen Standort spezifische fischereibiologische Gutachten angefertigt werden. Da diese jedoch sehr aufwendig und z.B. Hamenfänge am Auslass des Kraftwerkes oftmals nur schwer durchführbar sind, bleibt die Anzahl verwertbarer Gutachten, soweit sie von Dritten eingesehen werden dürfen, begrenzt. Folgeschäden nach einer erfolgreichen Turbinenpassage, durch den hohen Druckunterschied durch beinahes Erreichen des Kavitationspunktes beim Umströmen der Schaufeln einer Kaplan turbine, stellen ebenfalls ein weiteres Forschungsfeld dar.

Dass Stauwehre und Wasserkraftanlagen für etliche Arten ein Wanderhindernis darstellen, ist nicht von der Hand zu weisen. Die Wanderungen werden durch verschiedene Verhaltensweisen der einzelnen Arten hervorgerufen. Unabhängig davon, ob es sich dabei um kurze Distanzen von wenigen Kilometern oder lange Strecken, die selbst für schwimmstarke Arten Wochen in Anspruch nehmen können, handelt, ist ein freies Strömen des Flusses ein hohes Gut. Für jedermann bekannte Arten sind dabei der eropäische Aal *Anguilla anguilla* und der atlantische Lachs *Salmo salar*. Erstere ist dadurch bekannt, dass er sein Leben im Süßwasser verbringt und einzig zur Fortpflanzung eine gewaltige Strecke von tausenden Kilometern in die Sargassosee zurücklegt, wo er letztendlich auf natürliche Art und Weise verstirbt. Die geschlüpften Larven lassen sich anschließend durch die Kraft des Golfstromes zurück an die europäische Küste treiben, um daraufhin nach dem Aufwandern in die Flüsse aufzuwachsen. Aus verschiedenen Gründen, wobei der Gewässerverbau sicherlich keine unwesentliche Rolle spielt, sind die Bestände des Aales seit Beginn der 80er Jahre dramatisch eingebrochen [10]. Der Aal gilt daher als zunehmend bedrohte Tierart. Für den Lachs ergibt sich eine spezielle Situation, da dieser einst in Deutschland als ausgestorben galt und heute mit viel Mühe und Aufwand wieder angesiedelt wird. Für beide Langdistanzwanderer ist die sichere Überwindung von Wasserbauwerken in Fließgewässern stromauf- sowie stromabwärts von existenzieller Bedeutung. Besonders die kumulative Wirkung von mehreren Wanderhindernissen und Wasserkraftanlagen haben hohe Auswirkungen auf die Gesamtanzahl derer, die zur Fortpflanzung abwandern bzw. aufsteigen müssen, und der Jungtiere, die den Weg ihrer Eltern in gegensätzlicher Richtung antreten.

Die von der Europäischen Union geschaffene Wasserrahmenrichtlinie fordert u.a. für fließende Gewässer die ökologische Durchgängigkeit. Dieser wird im einfachen Fall mit dem Bau von klassischen Fischpässen zur aufwärtsgerichteten Wanderung begegnet. Die zuvor erwähnte Passage vom Ober- ins Unterwasser eines Laufwasserkraftwerkes wird jedoch häufig nicht beachtet bzw. einfach vernachlässigt. Die ökologische Durchgängigkeit an sich ist jedoch in beide Richtungen zu sehen. Somit wird die Forderung der EU-WRRL in den meisten Fällen nur zur Hälfte erfüllt, obwohl selbst die Gesetzgebung mit dem Wasserhaushaltsgesetz oder auch den Fischereigesetzen der Länder (z.B. dem SächsFischG) klare Vorgaben festlegt. Eine Möglichkeit zur Behebung dieses Defizites bildet dabei der

„Fisch- und Treibgutableiter nach EBEL, GLUCH und KEHL“. Dessen Aufbau und Funktionsweise im nachfolgenden Unterkapitel erklärt wird.

3.2 Aufbau und Funktionsweise

Der „Fisch- und Treibgutableiter nach EBEL, GLUCH und KEHL“ ist ein System, welches das Eindringen von Fischen in den Zulauf einer Wasserkraftwerksturbine verhindern und diese stattdessen sicher in das Unterwasser führen soll. Es dient somit der Gewährleistung einer flussabwärts gerichteten ökologischen Durchgängigkeit von Wasserkraftanlagen.

Die zur Zeit verbreitetste Variante zum Schutz der Turbine vor Fremdkörpern ist ein geneigter Rechen mit senkrechten Rippen im Kraftwerkszulauf. Dieser hindert Treibgut wie z.B. Blätter, Äste und Unrat daran, in die Turbinen zu gelangen und Schäden anzurichten. Im ungünstigsten Fall könnte das Kraftwerk durch sperrige Gegenstände beschädigt werden und ein Produktionsausfall an elektrischer Energie wäre die Folge. Je nach Größe des Abstandes der einzelnen Stäbe im Rechen, können auch Fische am Eindringen in das Kraftwerk gehindert werden. Meist ist die lichte Stabrechenweite jedoch so groß, dass viele Lebewesen hindurchrutschen oder die Anströmungsgeschwindigkeit des Rechens ist so hoch, dass es einige nicht mehr schaffen zu flüchten und zu Tode gedrückt werden.

Aus diesem Grund wird im Allgemeinen ein Rechen mit einer lichten Stabweite von maximal 20mm gefordert. Dem ist noch hinzuzufügen, dass die mittlere Anströmungsgeschwindigkeit des Rechenfeldes nicht mehr als 0,5 m/s betragen darf. Damit soll das Eindringen von Fischen in das Kraftwerk und ein Anpressen an den Rechen aufgrund zu hoher Strömungsgeschwindigkeiten verhindert werden. Genauere Informationen lassen sich dazu in der Literatur zur *„Notwendigkeit der Begrenzung der lichten Stabrechenweite vor Wasserkraftanlagen auf 20mm“* [5] nachlesen. Darin wird auch auf die Mortalitätsrate bei der Passage verschiedener Turbinentypen eingegangen.

Auf dem Foto 3.1 ist dazu ein klassischer Vertikalrechen mit Rechenreiniger zu sehen. Eine Möglichkeit zum gefahrlosen Fischabstieg, ohne dabei die Turbinen passieren zu müssen, ist hier nicht gegeben.

Das hier beschriebene System besitzt im Gegensatz zu den herkömmlichen Rechen im Herzstück einen schräg zur Hauptströmung des Flusses angeordneten Horizontalfeinrechen. Dessen lichte Stabrechenweite ist auf eine maximale Größe von 20mm begrenzt und darf ebenfalls nicht die Anströmungsgeschwindigkeit von $u_{max} = 0,5m/s$ überschreiten. Des Weiteren wird das Rechenfeld nicht direkt auf die Flusssohle aufgesetzt, sondern erhöht auf einer mindestens 0,5m hohen Sohlleitwand. Damit soll das Eindringen von sohlennah orientierten Arten verhindert werden. Die Kombination aus einer Leitwand am



Abbildung 3.1: Klassischer Vertikalrechen mit Reiniger vor einer Wasserkraftanlage

Boden und dem schräg angestellten Rechenfeld bewirkt eine Leitwirkung abwanderwilliger Individuen zum Ende des Feldes von stromaufwärts gesehen. Ein weiteres Merkmal besteht darin, dass am Ende der Sohlleitwand und des Rechenfeldes ein Bypasskanal mit Spülklappe angeordnet ist.

Dieser Bypasskanal besitzt eine Öffnung, die über die komplette Wassersäule von der Sohle bis zur freien Wasseroberfläche geht und mit einer schwenkbaren Spülklappe versehen ist. Durch letztgenannte besteht die Möglichkeit den Abfluss über den Bypasskanal zu regeln. Dabei ist jedoch von großer Bedeutung, dass stets ein permanenter Wasserstrom in das Unterwasser abgegeben wird und eine Leitwirkung im Staubereich erhalten bleibt. Dazu besitzt die Klappe im Grundprinzip zwei ausreichend große Öffnungen, wobei eine sohlennah und die andere an der Oberfläche angeordnet ist. Eine flussabwärts gerichtete Wanderung für Fische ist somit dauerhaft gegeben. Um unnötige Schädigungen an den Lebewesen auszuschließen, ist im Kanal selbst noch ein Bremswehr angeordnet, welches die Wasserspiegeldifferenz im Bereich der Klappe minimiert. Zur Orientierung dient hier eine Wasserkraftanlage mit einer Ausbauwassermenge von $50 \text{ m}^3/\text{s}$, bei der permanent $1 \text{ m}^3/\text{s}$ über den Bypasskanal gelangt.

Wie bei konventionellen Rechensystemen muss in diesem Fall auch der Horizontalrechen in gewissen Abständen und je nach Verschmutzungsgrad gereinigt und von Unrat befreit werden. Beim „Fisch- und Treibgutableiter nach EBEL, GLUCH und KEHL“ wird der Rechen somit entlang seiner einzelnen Stäbe horizontal gesäubert. Dabei fährt der Rechenarm vom vordersten Ende des Rechens ins Wasser und schiebt das Treibgut in Richtung des Bypasskanals. Zur sicheren Abfuhr des nun transportierten Materials wird die Spülklappe geöffnet und das Treibgut über den Kanal ins Unterwasser abgeführt.

Zum besseren Verständnis des ebend beschriebenen Aufbau- und Funktionsprinzipes soll die nachstehende Abbildung 3.2 beitragen.

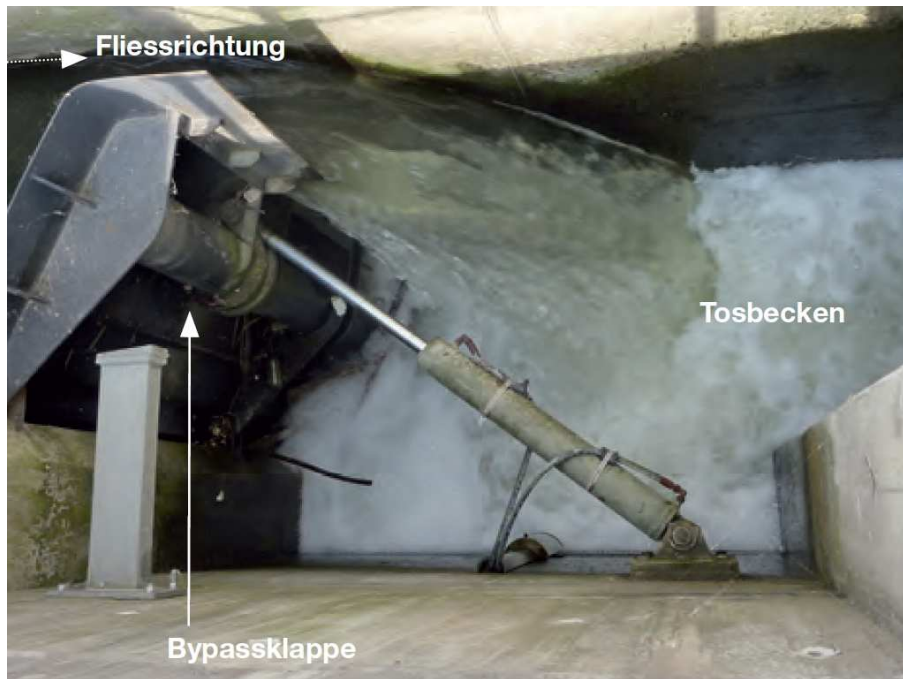


Abbildung 3.2: Detailansicht der Spülklappe [1]

Zur Vervollständigung des Gesamtbildes dient ebenso die Aufnahme 3.3. Sie wurde im Rahmen der Bachelorarbeit im Jahr 2009 aufgenommen und gibt die Ansicht auf den Einlaufbereich der Wasserkraftanlage in Raguhn an der Vereinigten Mulde wieder. Dabei handelt es sich um den Anlagentyp, der einem reinen Buchtenkraftwerk zuzuordnen ist. Die Ausrichtung des Rechens verläuft somit nahezu parallel zur Uferlinie des Flusses. Dabei ist „a“ die großräumige Ausstiegsöffnung des Fischaufstieges, der den Fischen den Aufstieg vom Unter- ins Oberwasser gewährleisten soll. „B“ stellt den Rechenreiniger dar, der bei jeder Reinigung das Rechenfeld in Richtung des Bypasses abfährt. Der Horizontalrechen mit seiner lichten Stabweite von maximal 20mm ist durch den Buchstaben „c“ gekennzeichnet. Hier ist wichtig, dass der Rechen bis über die normale Wasserspiegellage hinausreicht und dieser Bereich vom Reiniger mit erfasst wird. Dadurch wird sichergestellt, dass Treibgut an der Oberfläche auch gründlich abgeführt wird. Den Abschluss des Systems bildet der Einstieg zum Bypasskanal (d) mit regelbarer Spülklappe zur Abführung von Material und der Sicherstellung des Fischabstieges ins Unterwasser.

Eine ebenfalls gute Beschreibung des „Fisch- und Treibgutableiters nach EBEL, GLUCH und KEHL“ ist in Form einer kurzen Schrift [1] zur Dokumentation von zwei Anlagen an der Saale in Sachsen Anhalt zu finden. Diese wurde im Juli 2010 vom WWF Schweiz in Auftrag gegeben und trägt den Titel: „Fischabstieg: Anlagen in Deutschland überzeugen“.

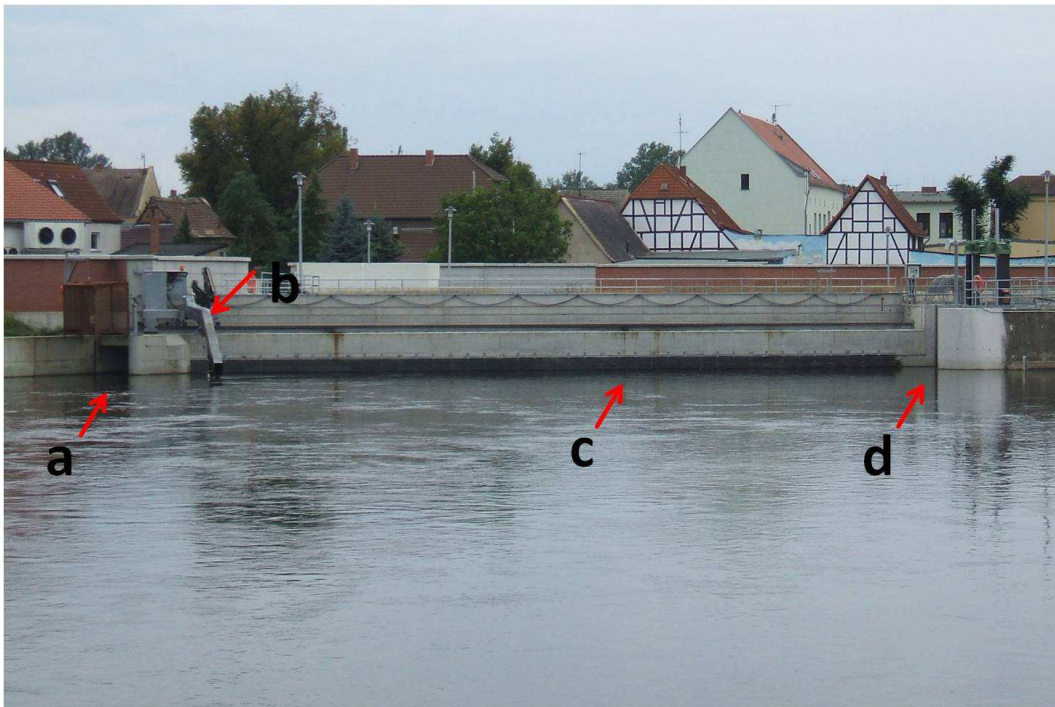


Abbildung 3.3: Ansicht des Horizontalrechens in der Praxis

Die Autoren Dönni, Fischwerk und Kriens erklären darin gut bebildert die Funktion und die Vorzüge des Systems.

3.3 Anwendungsbereiche

Die Einsatzbereiche des „Fisch- und Treibgutableiters nach EBEL, GLUCH und KEHL“ liegen vor allem bei den Kleinst- und Kleinwasserkraftanlagen. Dies ist dadurch begründet, dass Flusskraftwerke mit einer Fallhöhe von nur wenigen Metern im Verhältnis gesehen große Wassermengen benötigen, um ausreichend elektrische Energie zu erzeugen. Da jedoch eine maximale Anströmungsgeschwindigkeit des Rechens nicht überschritten werden darf, ergibt sich eine Größe des Rechenfeldes, die unverhältnismäßig groß erscheint. Würde ein Kraftwerk beispielsweise auf eine Wassermenge von $60 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgebaut sein, ergäbe sich eine minimale Fläche des Rechens von 120 m^2 . Umgerechnet müsste damit das Rechenfeld vor einem Laufwasserkraftwerk 3 m hoch, 40 m lang und vollständig von Wasser umgeben sein.

Obwohl dieser Sachverhalt die Anwendungsmöglichkeiten auf den ersten Blick einschränkt, ist anzumerken, dass in Deutschland ca. 7300 Kleinwasserkraftanlagen rund 400 Anlagen mit mehr als 1 MW installierter Leistung gegenüberstehen [15]. Somit relativiert sich eine

theoretische Einschränkung in der Praxis. Auch wird bei der Masse der Kleinstwasserkraftanlagen ein geringeres Wasserdargebot vorhanden sein, so dass die Realisierung eines horizontalen Feinrechens aus ingenieurstechnischer Sicht kein Problem darstellt.

Umgesetzt wurde das Fischschutzsystem erstmalig mit der Inbetriebnahme der Wasserkraftanlage Halle/Planena an der Saale im Jahr 2006 (auch nachzulesen unter www.wkw-halle.de). Auch beim Neubau des Kraftwerkes in Raguhn an der Vereinigten Mulde durch die ENERCON GmbH wurde die Idee des „Fisch- und Treibgutableiters nach EBEL, GLUCH und KEHL“ in ähnlicher Form angewandt. Beide Kraftwerke besitzen dabei eine installierte Leistung von jeweils 1200 und 2100kW [4] und zeigen bei einer Ausbaumassermenge von 50 m³/s, dass der Einsatz von horizontalen Feinrechen möglich ist.

3.4 Vorteile und Nutzen des Systems

Der große Vorteil des beschriebenen Systems liegt eindeutig darin, dass eine derart ausgestattete Wasserkraftanlage in Verbindung mit einem funktionsfähigen Fischaufstieg die ökologische Durchgängigkeit des Wasserbauwerkes in beide Richtungen stark verbessert. Um diese Aussage auch nachzuweisen, wurden an beiden Anlagen nach Inbetriebnahme fischereibiologische Gutachten zur Überprüfung der Funktionsfähigkeit der Fischwechseinrichtungen durchgeführt.

Die am Standort Raguhn durchgeführte Überprüfung zeigte dabei erstaunliche Werte. Aus einer früheren persönlichen Anfrage bezüglich der technischen und fischereibiologischen Informationen zum erstellten Gutachten bei der Firma Enercon, können folgende Informationen weitergegeben werden. Während eines 50-tägigen Reusenkontrollzeitraumes wurden 19 Arten mit mindestens 15.245 Individuen erfasst, die den Fischaufstieg erfolgreich überwunden haben. Eine Artenselektivität wurde dabei nicht festgestellt. Das Längenspektrum gefangener Fische reichte dabei von 7 bis 133cm, wobei auch schwimmschwache Arten wie die Schmerle festgestellt wurden. Für den Fischabstieg passierten während einer 30-tägigen Untersuchung mindestens 986 Fische aus 20 Arten den Bypass. Dabei stellten Lachssmolts die häufigste Art im Fang dar.

Auch das durchgeführte Gutachten an der Wasserkraftanlage in Halle Planena zeigt ähnliche Werte. Auf der Homepage zum Kraftwerk (www.wkw-halle.de) sind dazu die nachfolgenden Informationen veröffentlicht. Während eines 48-tägigen Kontrollzeitraumes passierten insgesamt 7.736 Fische aus 15 Arten die Fischaufstiegsanlage. Weitere 2.057 Individuen aus 23 Arten überwandern erfolgreich die Passage des Bypasses vom Ober- ins Unterwasser des Kraftwerkes.

Schon allein diese beiden Beispiele zeigen, dass eine günstige Kombination aus Fischauf-

stiegssystemen und einem Fischabstieg wie dem „Fisch- und Treibgutaleiter nach EBEL, GLUCH und KEHL“ einen großen Schritt in Richtung Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit leisten kann.

Der zweite wichtige Aspekt stellt die Ableitung des Treibgutes dar. In der Regel wird das angeschwemmte Material am Rechen durch die Reiniger an die Oberfläche befördert und dem Wasser entnommen. Abhängig von der Gesetzeslage wird das Treibgut nun dem Gewässer entnommen und muss entsorgt oder es darf dem Gewässer wieder zugefügt werden. Im letzteren Fall sind dazu zusätzliche Spülrinnen notwendig, die auch mit Wasser zur Abfuhr des Rechengutes versorgt werden müssen. Beide Varianten haben jedoch gemeinsam, dass das Schwemmmaterial dem Wasser entnommen wird und dann aufwendig behandelt werden muss. Das Fisch- und Treibgutaleitersystem hat dabei den entscheidenden Vorteil, dass das Treibgut erst gar nicht dem Wasser entnommen, sondern gleich ins Unterwasser abgeführt wird. Der Reinigungsarm fährt dabei die komplette Länge des Rechens entlang und schiebt das Material bis zum Einlaufbereich des Bypasses mit regelbarer Spülklappe. Da diese über die gesamte Wassersäule geöffnet werden kann, ist eine Abfuhr des Rechengutes über den Bypasskanal problemlos möglich. Die Entnahme und komplizierte Fördertechniken des Schwemmgutes entfallen.

Ein weiterer Vorteil würde außerdem darin bestehen, wenn die Spülkraft des Systems ausreichen würde, um abgelagertes Sediment im Fassungsbereich des Wasserkraftwerkes zu mobilisieren. Eine bodennahe Abführung über den Bypasskanal ins Unterwasser der Anlage wäre ein Sachverhalt, der dem Betrieb des Kraftwerkes entgegenkommen würde. Dieser Fragestellung widmet sich nun diese Arbeit.

Kapitel 4

Charakterisierung des Untersuchungsgebietes zum Aufbau der Modelle

Der Aufbau der Modelle für die numerischen Betrachtungen orientiert sich an zwei konkreten Beispielen aus der Praxis. Daher sollen in diesem Kapitel die beiden wichtigen Randbedingungen für die Simulationsrechnungen herausgestellt und analysiert werden. Es handelt sich dabei um die hydrologischen und morphologischen Modellgrundlagen eines Flusses. Die beiden Modellbeispiele, die im folgenden Kapitel genauer definiert sind, beschreiben die Wasserkraftanlagen in Halle Planena an der Saale und die der Enercon in Raguhn an der Vereinigten Mulde. Dadurch erleichtert sich die Vorstellung der beiden Typen und kann helfen, die gewonnenen Erkenntnisse besser mit realen Fragestellungen vergleichen zu können. Da sich beide Gewässer, an dem die Kraftwerke liegen, von der Größe und Abflusscharakteristik ähneln, ging der Vorzug aus praktischen Gründen an die Mulde. An diesem Fluss, der im Folgenden beschrieben wird, könnte man sich eine Umsetzung Modelltypen vorstellen.

4.1 Hydrologie der Vereinigten Mulde

In diesem Unterkapitel soll vor allem eine Übersicht zur hydrologischen Charakteristik der Vereinigten Mulde wiedergegeben werden. Die hier aufgeführten Daten zur Hydrologie stammen aus den Abflusstabellen der Messwerte am Pegel Bad Dübau, welche auf den Seiten des Sächsischen Landesamtes für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie abrufbar sind.

4. Charakterisierung des Untersuchungsgebietes zum Aufbau der Modelle

Die Vereinigte Mulde entsteht durch den Zusammenfluss von Freiburger und Zwickauer Mulde bei Sermuth. Mit einer Länge von 147km [6] durchströmt sie dabei vom Nordwestsächsischen Hügelland aus die Leipziger Tieflandbucht und mündet schließlich bei Dessau in die Elbe. Ihre Breite schwankt örtlich bedingt in einem Breich zwischen 50 – 70 m, wobei diese im Bereich von Stauwehren auch auf 100 m wachsen kann. Das mittlere Gefälle beträgt dabei etwa 0,5‰. Eine gute Übersicht zum Gefälle bietet dabei die nachstehende Grafik 4.1, wobei eine bessere Qualität leider nicht zu erreichen war.

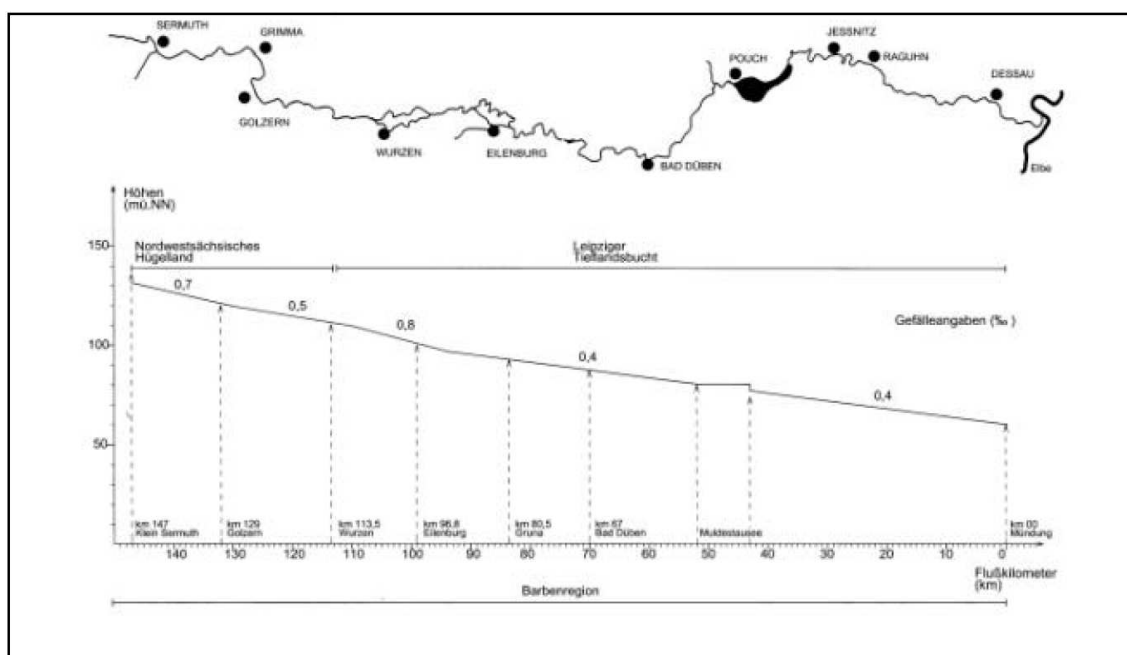


Abbildung 4.1: Gefällekurve der Vereinigten Mulde [6]

Das Einzugsgebiet der Vereinigten Mulde wird auf 7400 km² festgeschrieben. Gemeinhin wird die Mulde auch als schnellster strömender Fluss Mitteleuropas bezeichnet, wobei dies allenfalls für hohe Wasserstände und im Vergleich mit gleich großen Flüssen gelten kann. Die Hauptkennwerte zum Abflussverhalten, gemessen aus dem Zeitraum von 1961-2009, sind dazu in der folgenden Tabelle 4.1 aufgelistet.

Ereignis	Q in m ³ /s
NQ	5,4
MNQ	15,5
MQ	64,2
MHQ	481
HQ	1760
HHQ	2200

Tabelle 4.1: Hauptwerte der Abflüsse [11]

Diese zeigen, dass das Abflussverhalten sehr stark variiert. Extremereignisse wie etwa das Niedrigwasser aus dem Jahr 1911 mit gerade einmal $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$ und ein Jahrhunderthochwasser von 2002 mit $2200 \text{ m}^3/\text{s}$ stehen sich dabei gegenüber. Der Fluss ist somit von einer hohen Dynamik und Varianz geprägt. Allgemein betrachtet sind die Abflüsse durch höhere Wassermengen im Frühjahr und teilweise sehr geringe Mengen im Sommer und Herbst, im Vergleich zum jährlichen Mittel, geprägt.

Die nachstehende Grafik 4.2 bildet dabei die Abflussdauerlinie der Vereinigten Mulde am Pegel Golzern ab. Es ist dabei anzumerken, dass für die obere Hüllkurve die Werte $834 \text{ m}^3/\text{s}$, $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ und $2010 \text{ m}^3/\text{s}$ aus Gründen der Übersichtlichkeit entnommen wurden.

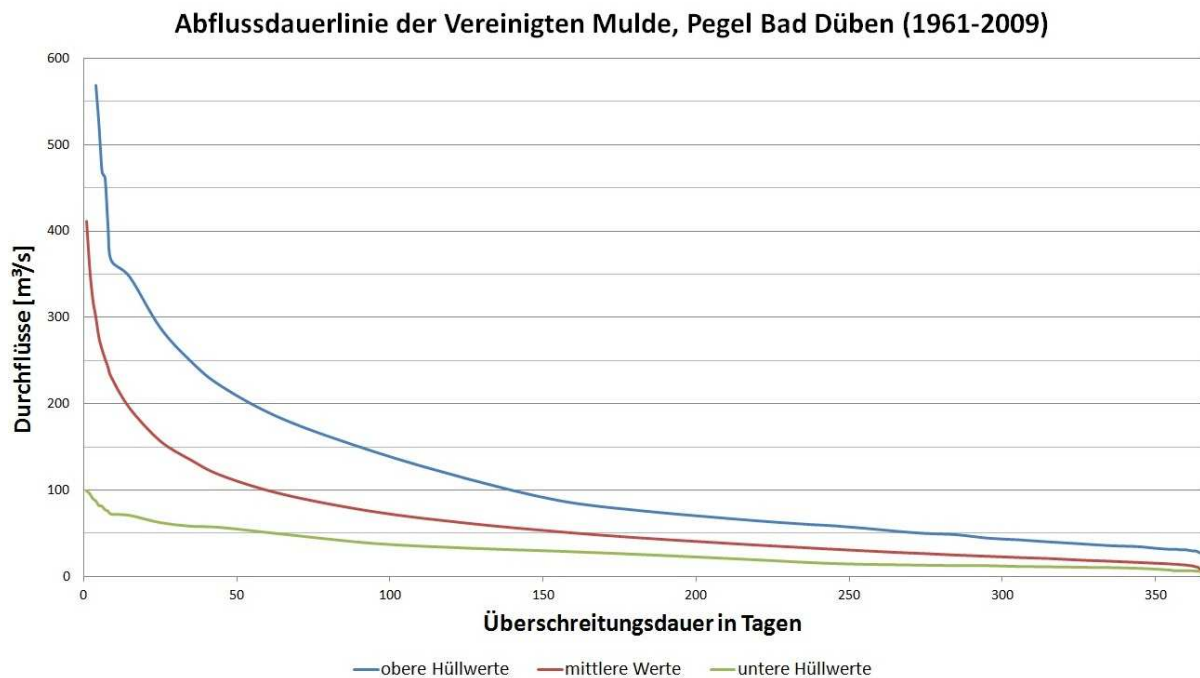


Abbildung 4.2: Abflussdauerlinie der Vereinigten Mulde am Pegel Bad Düben, 1961-2009

Für den Fall der Auslegung der Ausbauwassermenge für ein Kraftwerk, wird ein Q_{160} mit $50 \text{ m}^3/\text{s}$ vorgeschlagen. Eine Aufteilung der Gesamtwassermenge auf zwei Turbinen mit einem Durchsatz von je $25 \text{ m}^3/\text{s}$ ist zu empfehlen. Der niedrige Ausbaugrad von $f_a = Q_a/MQ = 0,78$ würde der Erzeugung von Grundlastenergie dienen. Darüber hinaus wäre auch ein eingeschränkter Betrieb bei nur wenig Wasser im Sommer denkbar. Dieser könnte derart realisiert werden, dass bei einem Wasserdargebot von gerade einmal $25 \text{ m}^3/\text{s}$ oder weniger, eine der beiden Turbinen ausgeschaltet wird. Abzüglich der Wassermengen für den Fischau- und Fischabstieg, sowie einer verbleibenden Restmenge, die aus verschiedenen Gründen über das Wehr abgeführt werden müsste, würde eine Turbine noch im guten Teillastbetrieb arbeiten können. Das begründet sich dadurch, dass beispielsweise

Kaplanturbinen bei einem relativen Durchsatz von $Q/Q_a = 0,4$ noch einen Wirkungsgrad von $\eta \geq 0,85$ erreichen können [14].

In Anlehnung an einen mittleren Jahresdurchfluss von $64,2 \text{ m}^3/\text{s}$ werden beide Modelltypen im wesentlichen mit einem Durchfluss von $70 \text{ m}^3/\text{s}$ gerechnet. Von dieser Menge dienen schließlich $50 \text{ m}^3/\text{s}$ für die Erzeugung von elektrischer Energie im Krafthaus. Der Rest teilt sich dabei auf das Fisch- und Treibgutableitsystem und auf die Überströmung des Wehres auf. Dabei ist es natürlich möglich die Abflüsse über den „Fisch- und Treibgutableiter nach EBEL, GLUCH und KEHL“ zu variieren und verschiedenen Betriebszuständen anzupassen. Der Wasserbedarf für die Fischaufstiegshilfe wird in beiden Modelle aus Gründen der Übersichtlichkeit und der Fragestellung vernachlässigt.

4.2 Zusammensetzung des Flusssedimentes

Die Vereinigte Mulde ist ein Fluss mit örtlich hoher Dynamik und morphodynamisch großer Vielfalt. Flussabschnitte, die nicht in der Vergangenheit befestigt oder in ein vorgeschriebenes Bett geführt wurden, haben die Möglichkeit ein flusstypisches Verhalten auszubilden. Je nach Gefälleabschnitt und dem vorhandenem Sohl sediment kann sich der Fluss frei entfalten und mäandrieren.

Das beste Beispiel liefert dazu der Abschnitt nördlich der Stadt Eilenburg an der Mulde. Allein auf einer Strecke von 3600 m Fließlänge reihen sich fünf Mäander aufeinander und üben ihre Kräfte auf die Ufer aus. Dabei bietet sich der Vorteil an, dass über Google Earth Luftbildaufnahmen von zwei verschiedenen Aufnahmepunkten vorhanden sind. Der Vergleich der Aufnahmen zeigt zwischen den Jahren 2000 und 2009 hohe Erosions- und Depositiosprozesse, wobei das Prallufer teilweise bis zu 35 m aberodiert und am Gleithang wieder aufgeschüttet wurde.

Zur besseren Anschauung wurde dazu am 02.Mai bei verringertem Abfluss das folgende Bild 4.3 aufgenommen. An diesem wird besonders deutlich, wie sehr der Prall- und Gleithang ausgeprägt sind und wie schnell Erosionsprozesse ablaufen können.

Um schließlich für die Modellrechnung mit Sediment Werte zu haben, die an die Realität angelehnt sind, wurden Schürfproben entnommen. Diese sollen lediglich dazu dienen, ein Bild von der Zusammensetzung des Flusssedimentes zu schaffen und Orientierungswerte für das Modell zu liefern.

Insgesamt wurden drei Proben mit einer Trockenmasse von mindestens jeweils 8 kg entnommen. Im Labor des Instituts für Wasserbau und Hydromechanik fand schließlich nach der Trocknung das Sieben statt. Die Ergebnisse sind dazu in der Tabelle zum mittleren



Abbildung 4.3: Prall- und Gleithang an der Mulde bei Eilenburg

Korndurchmesser 4.2 und der Abbildung zur Kornverteilungslinie 4.4 dargestellt. Die Probe 1 stellt dabei die Zusammensetzung des Sedimentes einer Aufschüttung nach einem klassischen Hochwasserereignis dar. Für die Probe am Standort Walzig ist hinzuzufügen, dass zuerst die Deckschicht und dann das darunter liegende Sediment freigelegt wurde. Es existieren somit zwei Linien, wobei die Probe 2 oD das reine Sediment ohne Deckschicht und Probe 2 mD das komplette Sediment am Boden widerspiegelt.

Probe	Standort	Durchmesser d_{50} [mm]
1	Kollauer Wehr	11,9
2 o.D.	Walzig	19,8
2 m.D.	Walzig	42,3
3	Eilenburg	3,65

Tabelle 4.2: Mittlere Korndurchmesser

Daran lässt sich auch gut erkennen, dass die Zusammensetzung der Korngrößenverteilung ortsabhängig stark schwanken kann. Eine allgemeingültige Kornverteilungslinie zu erstellen ist somit schwierig. Selbst das Abschätzen der Gesamtfracht des Flusses wäre nur lokal möglich, wenn mehrere Daten vorhanden wären. Eine Möglichkeit die Fracht und den Sedimenttransport theoretisch abzuschätzen, wäre eine numerische Modellierung eines längeren Flussabschnittes.

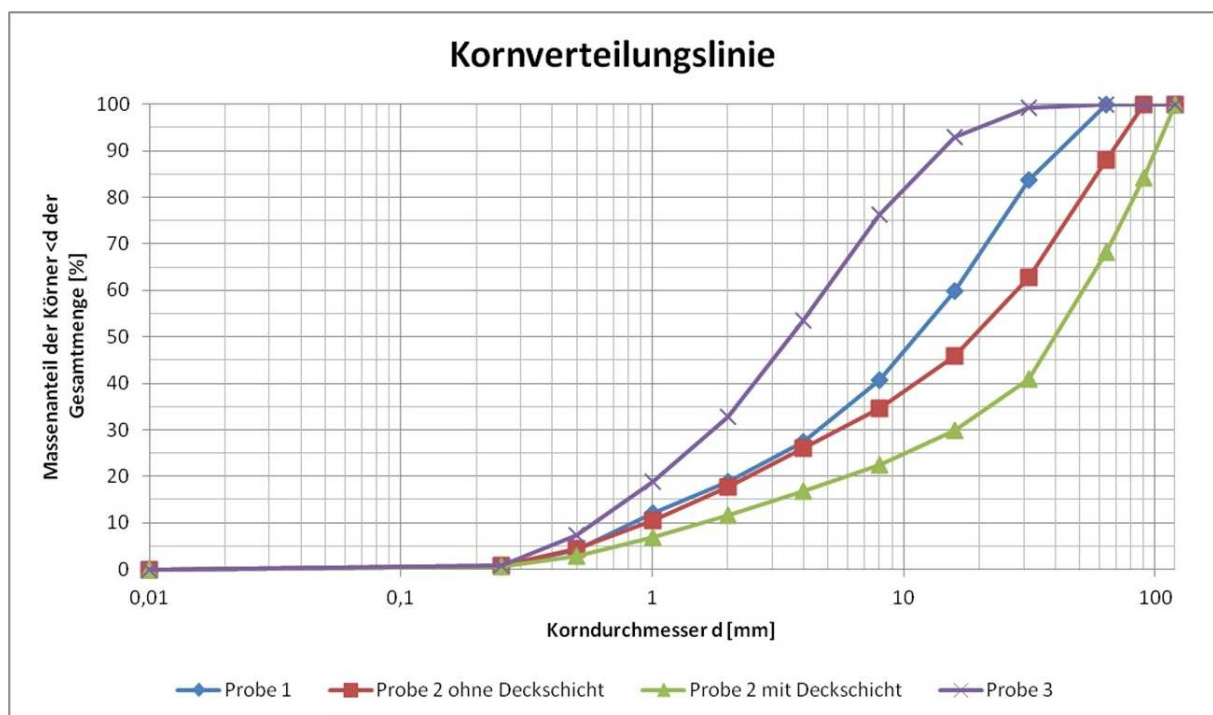


Abbildung 4.4: Kornverteilungslinie des Flusssedimentes

Kapitel 5

Aufbau und Beschreibung der Modelle

5.1 Aufbau der Modellbeispiele

Während der Vorbereitung dieser Arbeit und einer ersten Analyse zur Machbarkeit, stellte sich natürlich die Frage in den Raum, welche Daten zum möglichen Sedimentabzug mittels des „Fisch- und Treibgutableiters nach EBEL, GLUCH und KEHL“ schon vorhanden sind. Es kam heraus, dass diese entweder nicht vorhanden waren oder die Einsicht in Gutachten mit Untersuchung des Sedimentabzuges im Wasserbaulabor nicht gewährt wurde.

Da diese Arbeit auch versucht Grundlagen für weitergehende Betrachtungen zu schaffen, erschien es für wichtig die Beispiele aus der Praxis in möglichst vereinfachter Form im Modell wiederzugeben. Es handelt sich dabei einmal um die Variante eines Buchtenkraftwerkes, wie bei der WKA Raguhn, und zum anderen um ein Kraftwerk in Blockbauweise mit vorgesetztem Ableitsystem, ähnlich der WKA Halle Planena. Die Abbildungen zur qualitativen Anschauung zur Wasserkraftanlage in Raguhn 5.1 an der Vereinigten Mulde und der Anlage in Halle-Planena 5.2 sind nachfolgend zu finden. Es handelt sich dabei um Luftbildaufnahmen aus dem Jahr 2010, die über Google Earth entnommen wurden.

Weiterhin ist zu erwähnen, dass das nachgebildete Modell des Buchtenkraftwerkes (linkes Bild) mit der Abkürzung „Typ A“ und jenes in Blockbauweise (rechtes Bild) mit „Typ B“ bezeichnet wird.

Im Folgenden enthalten die Gitternetze zur numerischen Simulation mit Telemac-3D und SISYPHE dargelegte Vereinfachungen und Annahmen.

Zur Erfassung der Anströmungsverhältnisse im Einlaufbereich der Kleinwasserkraftanlagen ist ein angestauter Fluss mit einer Breite von 70 m und einer Fließlänge von 100 – 150 m bis zum Überfallwehr vorhanden. Die Flusssohle, die aufgrund der Stauhaltung ohne ei-



Abbildung 5.1: WKA Raguhn (Buchtenkraftwerk)



Abbildung 5.2: WKA Halle-Planena (Blockbauweise)

genes Gefälle versehen ist, besitzt dabei das Höhenlevel ± 0 m. Das Stauziel ist dabei auf einer Höhe von +3m festgeschrieben, was wiederum eine Wassertiefe von 3m über Flussgrund darstellt. Zur Vergrößerung der Anströmungsfläche und unter Beachtung des Konzepts des „Fisch- und Treibgutableiters nach EBEL, GLUCH und KEHL“ ist eine Eintiefung der Sohle vor dem Rechenfeld um mindestens $-1,5$ m vorhanden. Das Böschungsverhältnis zur Überwindung des Unterschiedes zwischen Sohle und Eintiefung beträgt ca. $1 : 4$. Diese Eintiefung schließt drauf einen 2m breiten Spülkanal an sich, der parallel entlang des Einlaufrechens bis zum Bypasskanal führt.

Für beide Grundgittertypen ist dieser Spülkanal mit einem Gefälle von 2% ausgestattet. Demzufolge variiert auch die Höhe der Sohlleitwand, die einen Abstand zwischen Gewässersohle und Beginn des horizontalen Feinrechens sicher stellt. Im Modell ist diese auf eine Mindesthöhe von 0,5m festgelegt. In Verbindung mit einem Gefälle des Spülkanals und der Beibehaltung des horizontalen Niveaus der Oberkante der Wand, hat die Sohlleitwand am Ende des Rechens eine Höhe von bis zu 1,2m.

Der Bypasskanal, als weiteres Element des Ableitsystems zur Abführung von Treibgut und der abwärts Passage wanderwilliger Fische, besitzt dabei eine Breite von 1,5m und schließt sich auf gleichem Höhenniveau des Spülkanals an. Durch ihn strömen im Regelbetrieb permanent $1 \text{ m}^3/\text{s}$ Wasser und stellen die ökologische Durchgängigkeit in das Unterwasser sicher. Die Wassermenge kann in den Berechnungen zur Anpassung verschiedener Betriebszustände angepasst werden. Die regulierbare Spülklappe ist in diesem Kanal selber nicht mit dargestellt. Es wird so gesehen, dass nur der Beginn des Bypasskanals dargestellt wird und die Klappe folgen würde. Da somit nicht die Umströmung der Spülklappe von Bedeutung ist, sondern nur die Frage, wie sich die Verhältnisse am Beginn des Bypasses einstellen, kann auf diese verzichtet werden.

Da beide Kraftwerke eine Ausbauwassermenge von $50 \text{ m}^3/\text{s}$ haben, muss das Rechenfeld entsprechend groß dimensioniert sein, damit eine Anströmgeschwindigkeit von $0,5 \text{ m/s}$ nicht überschritten wird. Obwohl der Rechen an sich nicht extra dargestellt ist, sind die Abmessungen der Einströmöffnungen $30 \text{ m} \cdot 4 \text{ m}$ für den „Typ A“ und $29,7 \text{ m} \cdot 4 \text{ m}$ bei „Typ B“.

Um einen besseren Gesamtüberblick über beide Typen zu erhalten, sind die beiden Abbildungen zu den Gitternetzen aufgeführt. Erstere Abbildung (5.3) zeigt die Aufsicht auf die Nachbildung des Buchtenkraftwerkes („Typ A“). Die nachfolgende Abbildung 5.4 stellt die Vereinfachung des Kraftwerkes in Blockbauweise („Typ B“) dar.

Die beiden Gitternetze wurden dazu mit der freien Software *Janet* der Firma *smile consult GmbH* erstellt. Bereiche von geringerem Interesse sind im Gitter weniger stark vermascht, wobei der Einlaufbereich mit Spül- und Bypasskanal eine hohe Dreiecksdichte

5. Aufbau und Beschreibung der Modelle

aufweist. Insgesamt besteht das Gitter des „Typ A“ aus ca. 14.000 und das des Gitters „Typ B“ aus ca. 12.000 Knoten bzw. 27.000 und 24.000 Dreieckselementen. Besipielhaft ist dazu der Einlaufbereich des Grundgitters vom Typ A in der Abbildung 5.5 zu sehen. Sie zeigt den geschwungenen Zulaufbereich zum Krafthaus, die Eintiefung der Sohle mit Spülkanal und Sohlleitwand, sowie den Bypasskanal neben dem angedeuteten Überfallwehr rechts im Bild. Die Abbildung ist dabei 1,5-fach überhöht wiedergegeben.

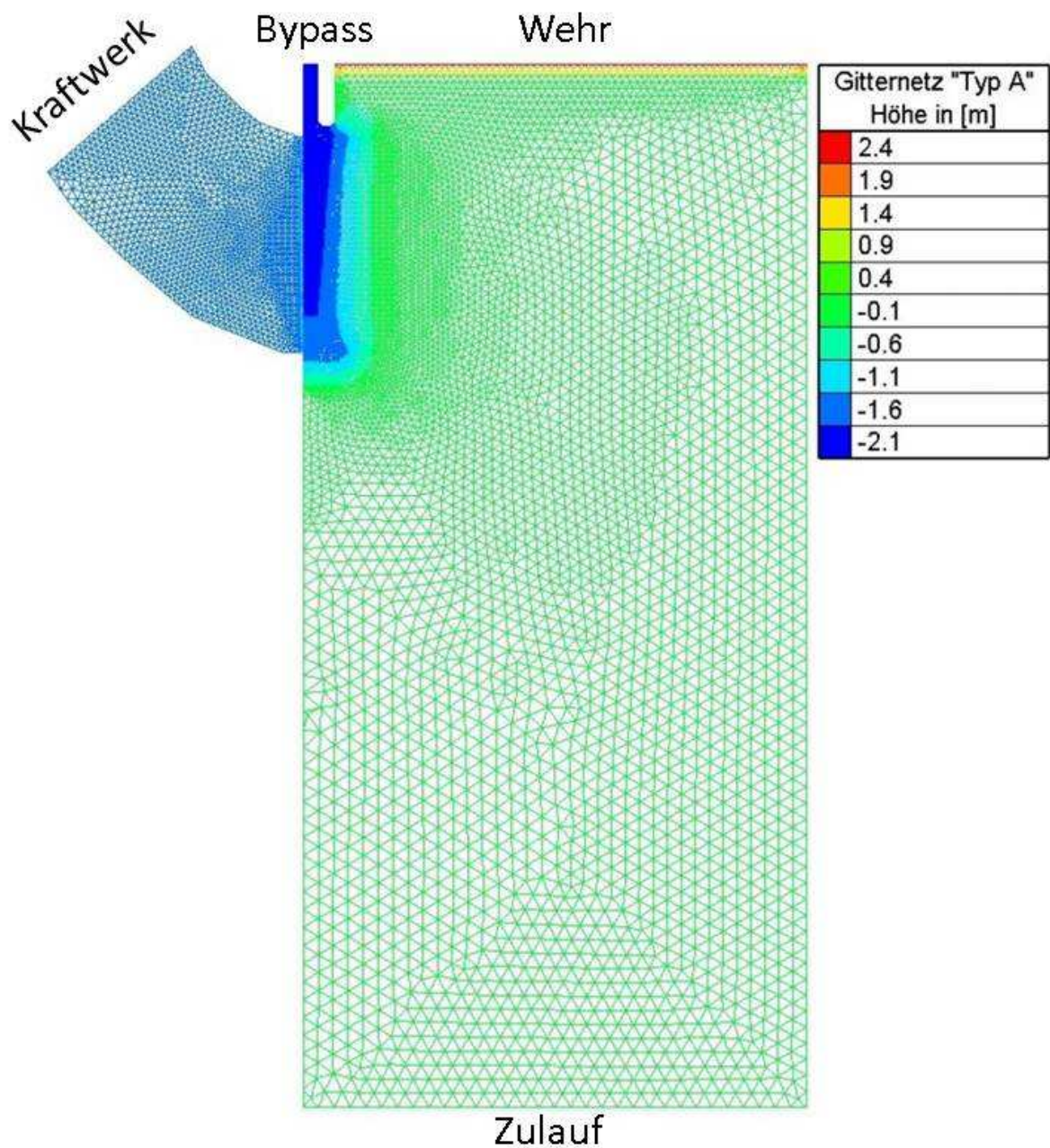


Abbildung 5.3: Ansicht des Gitternetzes zum „Typ A“(Buchtenkraftwerk)

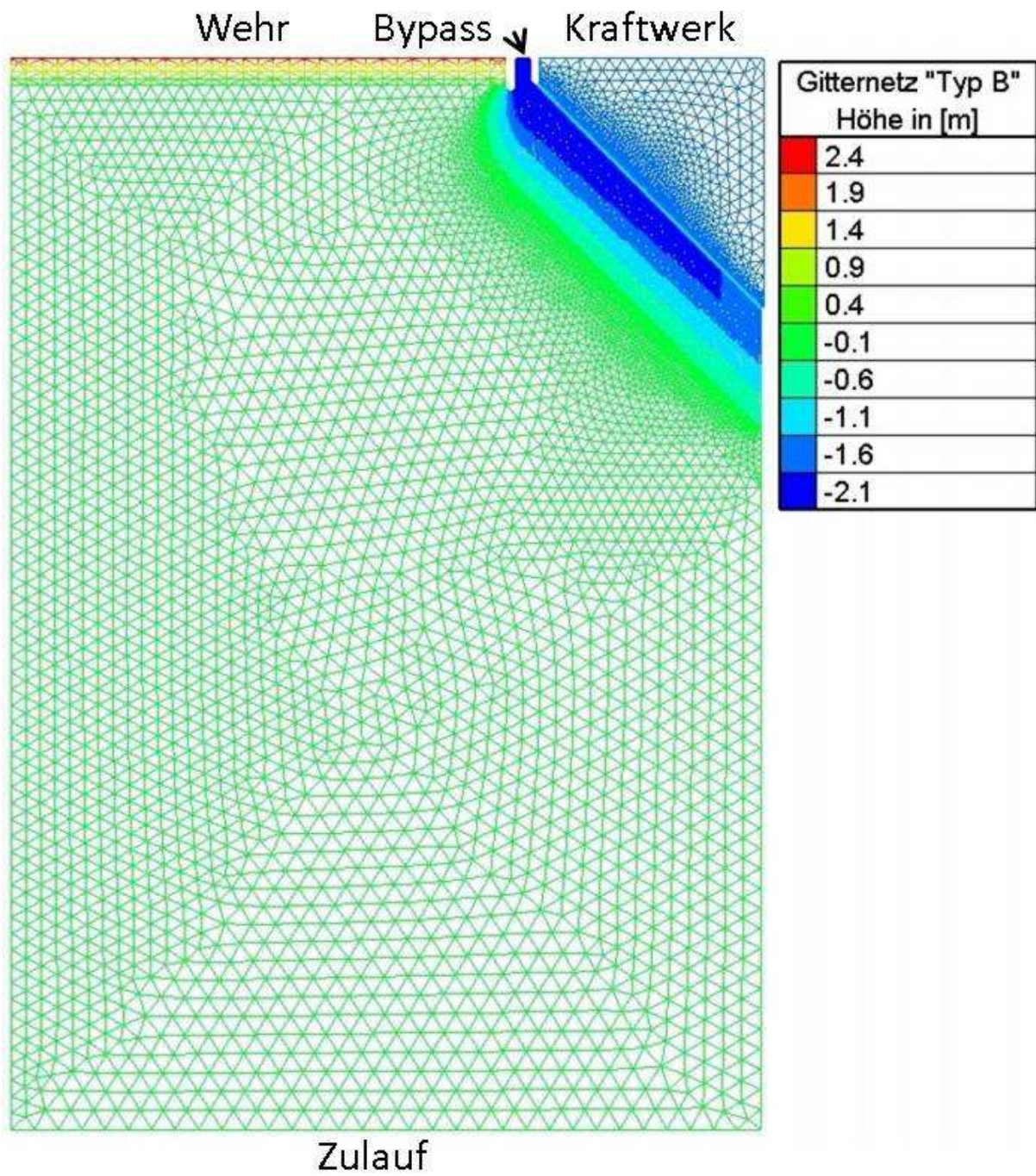


Abbildung 5.4: Ansicht des Gitternetzes zum „Typ B“ (Blockbauweise)

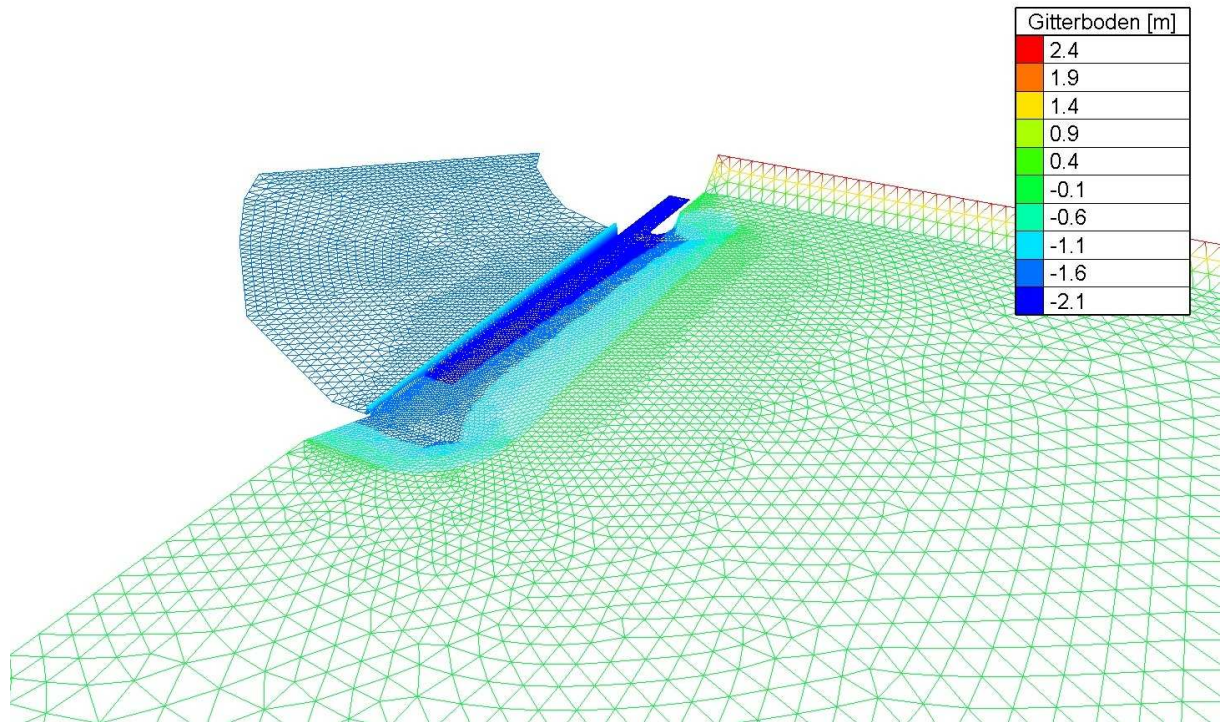


Abbildung 5.5: Der Einlaufbereich am Grundgitter „Typ A“

5.2 Simulation mit dem TELEMAC-System

Die Informationen zu diesem Kapitel stammen hauptsächlich aus den Handbüchern für Telemac [2] und SISYPHE [3]. Diese können in der aktuellsten Version von der Internetpräsenz von open Telemac (www.opentelemac.org) heruntergeladen werden. Weiterhin ist dort in Teilen eine deutsche Übersetzung verschiedener Module zu finden, die eine Diplomarbeit von Jean Ostrovsky an der TU Dresden ist.

Die numerischen Berechnungen zur Strömungssimulation werden mit Hilfe des Modellsystems TELEMAC umgesetzt. Es handelt sich dabei um eine freizugängliche Software des französischen Energieversorgers EDF (Electricité de France), die als Forschungsprojekt entwickelt wurde. Durch den Modularen Aufbau ist es möglich, einzelne Teilmodelle zu koppeln oder auch getrennt berechnen zu lassen. Weiterhin können auch eigene Funktionen in das Programm eingearbeitet werden, um es individuell anzupassen. In dieser Arbeit dient dazu das TELEMAC-Modellsystem, um die Hydromechanik und den Sedimenttransport numerisch zu berechnen. Telemac3D berechnet dazu innerhalb des Wasserkörpers an jedem Punkt die Strömungen und den Schwebstofftransport, sowie die Änderung der Wasserspiegel- und Sohlage. SISYPHE ermittelt dagegen nur den Geschiebetransport zwischen dem Wasserkörper und der festen, nichterodierbaren Sohle und die sich ebenfalls

daraus ergebende Veränderung der Sohle. Die zusätzliche Ausgabe der tiefengemittelten Ergebnisse ist ebenfalls möglich.

5.2.1 Telemac-3D

Für die Berechnungen der Strömungsverhältnisse und des 3D-Schwebstofftransportes dienen die aufgeführten Navier-Stokes-Gleichungen mit der Annahme der hydrostatischen Druckverteilung und die Advektions-Diffusionsgleichung für die Schwebstoffkonzentration C .

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial u}{\partial t} + \underbrace{u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z}}_{\text{Advektion}} &= \underbrace{-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x}}_{\text{Druck}} + \underbrace{\nu_t \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \nu_t \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \nu_t \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}}_{\text{Viskosität}} \underbrace{-g \frac{\partial z_s}{\partial x}}_{\text{freie Oberfläche}} + \underbrace{f_x}_{\text{Kräfte}} \\
 \frac{\partial v}{\partial t} + \underbrace{u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z}}_{\text{Advektion}} &= \underbrace{-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y}}_{\text{Druck}} + \underbrace{\nu_t \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \nu_t \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \nu_t \frac{\partial^2 v}{\partial z^2}}_{\text{Viskosität}} \underbrace{-g \frac{\partial z_s}{\partial y}}_{\text{freie Oberfläche}} + \underbrace{f_y}_{\text{Kräfte}} \\
 \frac{\partial w}{\partial t} + \underbrace{u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z}}_{\text{Advektion}} &= \underbrace{-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z}}_{\text{Druck}} + \underbrace{\nu_t \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu_t \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu_t \frac{\partial^2 w}{\partial z^2}}_{\text{Viskosität}} \underbrace{-g \frac{\partial z_s}{\partial z}}_{\text{freie Oberfläche}} + \underbrace{f_z}_{\text{Kräfte}} \\
 \frac{\partial T}{\partial t} + \underbrace{u \frac{\partial T}{\partial x} + v \frac{\partial T}{\partial y} + w \frac{\partial T}{\partial z}}_{\text{Advektion}} &= \underbrace{\nu_t \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \nu_t \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \nu_t \frac{\partial^2 T}{\partial z^2}}_{\text{Tracer Diffusion}} + \underbrace{S_t}_{\text{Quelle/Senke}} \\
 \underbrace{u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z}}_{\text{Kontinuitätsgleichung}} &= 0
 \end{aligned} \tag{5.1}$$

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \text{div}((\vec{u} + \vec{w}_s)c) = \text{div}(\epsilon_s \vec{\nabla} c) \tag{5.2}$$

mit

ϵ_s Diffusionsfähigkeitskoeffizient des Sediments

Dabei gelten die folgenden Grenzbedingungen:

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s \frac{\partial c}{\partial z} + w_s c &= 0 & \text{bei } z = Z_{\text{Oberflche}} \\
 -\epsilon_s \frac{\partial c}{\partial z} - w_s c &= (E - D)_{Z_{\text{ref}}} & \text{bei } z = Z_{\text{ref}}
 \end{aligned}$$

Die Sinkgeschwindigkeit w_s ist dabei ein wichtiger Parameter für die Suspension. Sie wird als Funktion der Korngröße unter Verwendung der semi-empirischen Formel von Van Rijn berechnet. Damit wird die Geschwindigkeit eines Partikels u_P wie folgt angegeben. Mit u ist hierbei jedoch die gemittelte Strömungsgeschwindigkeit gemeint.

$$\vec{u}_P = \vec{u} + \vec{w}_s \quad (5.3)$$

Für die Modellierung der turbulenten Viskosität dient das $k - \varepsilon$ - Modell. Dieses 2 Gleichungsmodell modelliert zum einen die Produktion der turbulenten kinetischen Energie und zum anderen deren Dissipation. Dies bietet den Vorteil, dass nicht mit der Annahme einer konstanten Viskosität, die vom Anwender vorgegeben werden muss, gerechnet wird. Obwohl dadurch der Rechenaufwand erhöht wird, können durch verschiedene Viskositäten unterschiedlich große Wirbel berücksichtigt werden. Außerdem kann diese den Gegebenheiten im Modell schnell angepasst werden. Die Gleichungen dazu lauten wie folgt:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + u_j \frac{\partial k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\nu + \nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + P_k - \varepsilon \quad (5.4)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + u_j \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right) + \frac{\varepsilon}{k} (C_{1\varepsilon} P_k - C_{2\varepsilon} \varepsilon). \quad (5.5)$$

ε	turbulente Quantität
k	turbulente Auflösung
$C_{..}, \sigma_{..}$	empirische Konstanten
P	horizontale Geschwindigkeitsgradient

Auf die Modelle von Elder und Smagorinsky zur Darstellung der Viskosität wird hierbei jedoch nicht weiter eingegangen. Sie werden auch nicht für die Berechnungen verwendet.

5.2.2 SISYPHE

SISYPHE ist ein morphodynamisches Feststofftransportmodell als Teil des Finite-Elemente-Systems Telemac. Dabei wird nur der Geschiebetransport, als Funktion von verschiedenen Durchfluss- und Sedimentparametern, an jedem Knoten des numerischen Gitters berechnet. Diese sind einerseits Geschwindigkeit, Wassertiefe, Wellenhöhe etc. und andererseits z.B. Korngröße, relative Dichte und Sinkgeschwindigkeit. Der Geschiebetransport wird dabei mit den klassischen Transportgleichungen, wie etwa Meyer-Peter-Müller oder Einstein-

Brown, realisiert. Die Gleichung für die Änderung der Sohlage, in dem Fall die Exner-Gleichung, wird anschließend mit einer Finite-Elemente- oder Finite-Volumen-Methode gelöst.

Dabei lautet die Exner-Gleichung, wenn nur der Geschiebetransport berücksichtigt wird, folgendermaßen:

$$(1 - n) \frac{\partial z_f}{\partial t} + \operatorname{div}(\vec{Q}_b) = 0 \quad (5.6)$$

mit

- n Bodenporosität ($n \sim 0.4$ für nichtkohäsive Sedimente)
- z_f Sohlhöhe
- $Q_b[\frac{m^3}{sm}]$ Geschiebetransport pro Breitereinheit.

Dieses Modell ist für Sand und mit Erweiterungen auch für kohäsive Sedimente oder Schlamm-Sand Mischungen anwendbar. In den verwendeten Modellen wird jedoch nur der nicht kohäsive Sedimenttransport verwendet. Die Zusammensetzung des Sedimentes kann durch eine endliche Anzahl von Klassen definiert werden, wobei die mittleren Durchmesser, Korndichten und Sinkgeschwindigkeiten charakterisiert werden. Zur Vereinfachung kann aber auch ein mittlerer Korndurchmesser d_m angenommen werden. Probleme, wie die Entstehung einer stabilen Sohle, bleiben dabei jedoch unberücksichtigt. Die Einbeziehung weiterer Wirkungen durch Bodengefälle, fester Boden, Sekundärströmungen, Sedimentrutschen etc. ist ebenso möglich.

5.2.3 Kopplung von Telemac-3D und SISYPHE

Für eine realistischere Simulation wird SISYPHE direkt mit dem hydrodynamischen Modul Telemac-3D gekoppelt. Dabei berechnet Telemac-3D an jedem Knotenpunkt des Gitters die Strömungsgeschwindigkeiten, Wassertiefe, Sohlschubspannung und die Veränderung der Sohlage aus dem Anteil der Schwebstoffberechnungen. Die Geschwindigkeitsgradienten am Boden und die neue Sohlhöhe werden daraufhin an das Modul SISYPHE übermittelt. Dieses ermittelt nun den Geschiebetransport am Boden und gibt die neue Höhe der Sohle an jedem Punkt des Modells an Telemac-3D zurück, um den nächsten Zeitschritt simulieren zu können. Damit können die wichtigsten Prozesse in einem Simulationslauf berechnet werden. Der Nachteil der Kopplungsmethode liegt jedoch darin, dass mehr Rechenzeit benötigt wird.

5.2.4 Modellerweiterungen

Da die gekoppelten numerischen Berechnungen der beiden Modelltypen mit dem Standard-Code von Telemac nicht durchgeführt werden konnten, wurde seitens des Institutes für Hydromechanik und Wasserbau die Erweiterung des Programmes mittels eines Fortran-Codes gegeben. Es berücksichtigt den Sedimenttransport einer Fraktion in der Wassersäule und am Boden, sowie die daraus resultierende Sohländerung. Dadurch konnten erst die Berechnungen wie gewollt durchgeführt werden. Dies bedeutet, dass u.a. der Sedimentkörper modelliert wurde und das Modell mit verschiedenen Korngrößen stabil läuft. Auch Fehler seitens der Numerik sind somit behoben. Einsehbar ist die Fortran-Datei in der beigefügten Daten-CD.

5.3 Randbedingungen

In Anlehnung an die realen Beispiele und mit Rückblick auf das Kapitel 3 lassen sich die folgenden Randbedingungen für die Simulationsrechnungen festlegen.

Für den Grundzustand werden beide Modelle mit einer Wassermenge von $70 \text{ m}^3/\text{s}$ durchströmt. Dies entspricht etwa dem mittleren Durchfluss MQ der beiden Flüsse, die in der Anlehnung der Modelle erwähnt wurden. Diese Wassermenge, die dem Modell an einem Rand permanent zugeführt wird, verteilt sich auf die drei übrigen durchströmten Ränder, wobei dem Wasserkraftwerk, Bypasskanal und dem vereinfachten Wehr feste Werte vorgegeben sind. Der Durchfluss zum Kraftwerk beträgt im Normalfall die Größe der Ausbauwassermenge, die mit $50 \text{ m}^3/\text{s}$ vorgeschlagen wurde. Da die Überströmung des Wehres von untergeordneter Bedeutung ist, kann über diese Randbedingung Einfluss auf den Durchsatz des Bypasskanals, der ein Teil des Fisch- und Treibgutabteilsystems darstellt, genommen werden.

Dazu bieten die Tabellen 5.1 und 5.2 für die jeweiligen Modelltypen einen guten Überblick zu den Durchsätzen an den offenen Rändern für die Simulationen im Grundzustand. Die positiven bzw. negativen Vorzeichen dienen allein zur Verdeutlichung dazu, dass Wasser in das Modell hinein- bzw. herausströmt. Weiterhin sind die festgelegten Simulationsdauern (Dauer) und auch schon die zeitlichen Diskretisierungen (TS) in Sekunden für die Rechenläufe zu entnehmen.

Der in Abbildung 5.6 20-fach überhöht dargestellte Sedimentkörper für den Typ B ist die Modellierung aus dem Bodennetz abzüglich des nichterodierbaren Horizontes. An ihm wird anschaulich dargestellt, wie sich die Wasserabgabe über den Bypasskanal auf die Mobilisierung des Sedimentes auswirkt. Es wird davon ausgegangen, dass sich das kritische

„Typ A“						
Zeichen	Dauer	TS	Q_{zu}	$Q_{ab,Wehr}$	$Q_{ab,Bypass}$	$Q_{ab,WKA}$
A1	1h	1	$70m^3/s$	$-19m^3/s$	$-1m^3/s$	$-50m^3/s$
A2	1h	1	$70m^3/s$	$-17m^3/s$	$-3m^3/s$	$-50m^3/s$
A3	1h	1	$70m^3/s$	$-15m^3/s$	$-5m^3/s$	$-50m^3/s$
A4	1h	1	$70m^3/s$	$-10m^3/s$	$-10m^3/s$	$-50m^3/s$

Tabelle 5.1: Übersicht der Grundeinstellungen zur Simulation Typ A

„Typ B“						
Zeichen	Dauer	TS	Q_{zu}	$Q_{ab,WKA}$	$Q_{ab,Bypass}$	$Q_{ab,Wehr}$
B1	1h	1	$70m^3/s$	$-50m^3/s$	$-1m^3/s$	$-19m^3/s$
B2	1h	1	$70m^3/s$	$-50m^3/s$	$-3m^3/s$	$-17m^3/s$
B3	1h	1	$70m^3/s$	$-50m^3/s$	$-5m^3/s$	$-15m^3/s$
B4	1h	1	$70m^3/s$	$-50m^3/s$	$-10m^3/s$	$-10m^3/s$

Tabelle 5.2: Übersicht der Grundeinstellungen zur Simulation Typ B

Sediment bereits vor dem Rechen abgelagert hat und die etwa 2 m breite Spülrinne auf voller Länge vor der Sohlleitwand zusetzt. Die Stärke der Sedimentschicht ist dabei zunächst mit 10 cm definiert. Somit wird der ungünstigere Fall betrachtet und die Variante, dass Geschiebe in den Einlaufbereich unmittelbar vor der Wasserkraftanlage gelangt und anschließend weitergeführt wird, nicht beachtet.

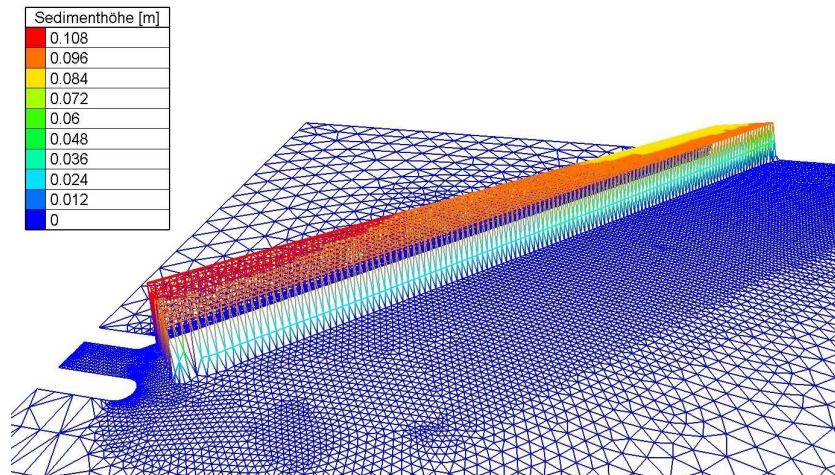


Abbildung 5.6: Modellierter Sedimentkörper am „Typ B“ (Differenz zwischen Boden und nicht-erodierbarer Ebene)

Die Übertragung der Sieblinien, die aus dem Sohl sediment der Mulde gewonnen wurden, stellt eine größere Herausforderung dar. Ihre Zusammensetzung besteht in einigen Bereichen aus so grobem Material, dass es fraglich ist, ob jenes überhaupt im Stauraum

bis zur Wasserkraftanlage transportiert wird, um sich dort abzusetzen. Die Ablagerung von grobem Geschiebe im Bereich der Stauwurzel, wie es allgemein angenommen wird, erscheint logischer, als dass alle Fraktionen der Fracht gleichermaßen mitgeführt werden. Die Deposition von Sanden mit mittleren Korndurchmessern von 0,1, 1,0 und 2,0 mm im kritischen Bereich wurde daher bevorzugt und als wahrscheinlicher angenommen. Da das verwendete Simulationsmodell nur den Transport einer Fraktion berücksichtigt, wird für die Simulation ein repräsentativer Korndurchmesser gewählt. Die Sohlrauhheit im Modell orientiert sich dabei am dreifachen Wert des mittleren Durchmessers. Sinkgeschwindigkeiten werden in der Modellerweiterung automatisch berechnet.

Für die numerischen Berechnungen bzw. für den Fall der dreidimensionalen Strömungssimulation ist der Wasserkörper in 20 Ebenen eingeteilt. Die Modellierung der horizontalen und vertikalen Turbulenzen erfolgt über das $k-\varepsilon$ -Modell, welches schon im vorherigen Kapitel erwähnt wurde. Weiterhin stellte sich zu Beginn heraus, dass die Einströmung in den Zuleitungskanal über die Sohlleitwand mit der Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung nicht zielführend ist. Daher wird hier auf die Möglichkeit der nicht-hydrostatischen Druckverteilung zurückgegriffen. Weitere Parameter für die Einstellungen in der Steuerdatei zum Starten der Simulationsrechnung können im Anhang C in einer beispielhaften Steurdatei nachgesehen werden.

Auf die Einbeziehung von weiteren Randbedingungen, wie etwa der Berücksichtigung von windinduzierten Wellen, wie es mit dem Modul TOMAWAC möglich ist, wurde auf Grund der Größe des Gewässers und des zu erwartenden Effektes verzichtet.

Kapitel 6

Simulationsrechnungen mit TELEMAC

6.1 Analyse der Strömungsverhältnisse

6.1.1 Modell „Typ A“

Allgemeine Analyse

Die Analyse der Strömungsverhältnisse dient der Grundlage für die Beschreibung des Sedimenttransportes. Auch lassen sich über die Strömungsbilder schnellere Rückschlüsse zu einzelnen Phänomenen der Sedimentmobilisierung ziehen bzw. Zusammenhänge besser erkennen. Einen ersten Eindruck vermittelt dazu das Gesamtbild 6.1 mit den 2D-tiefengemittelten Strömungsgeschwindigkeiten für den Fall eines normalen Betriebes, wie der Fall „A1“ beschrieben ist. Die eingebrachten Pfeile und die Nummerierung dienen dabei dem besseren Verständnis für die Durchflüsse an den durchströmten Rändern des Modells. Im unteren Bereich, gekennzeichnet durch die „1“ wird dem Modell eine konstante Menge an Wasser zugeführt. Dieser Wasserstrom teilt sich auf den offenen Rand des Wehres („2“), dem Abfluss über den Bypasskanal des „Fisch- und Treibgutableiters nach EBEL, GLUCH und KEHL“ („3“) und dem Zulauf für die Turbinen des Kraftwerkes („4“) auf. Außerdem ist zu erkennen, dass im gesamten Bereich die tiefengemittelten Strömungsgeschwindigkeiten nicht die Grenze von $0,6 - 0,7 \text{ m/s}$ überschreiten und vorrangig ruhige Geschwindigkeitsverhältnisse vorliegen. Vor allem im wichtigen Einlaufbereich des Kraftwerkes, wo sich das Rechenfeld befinden würde, werden $0,5 \text{ m/s}$ für das Maximum der Anströmgeschwindigkeit eingehalten. Wie bereits erwähnt, ist dies ein einzuhaltener Wert, der es noch Fischen erlaubt vor einem Rechen wegzuschwimmen, ohne durch die Strömungskraft an die Stäbe angepresst zu werden. Ein Anpressen der Tiere würde mit hoher Wahrscheinlichkeit deren Verenden zur Folge haben.

Jedoch bewirkt die Anordnung der Wasserfassung auf der linken Seite des theoretischen Flusslaufes eine Umlenkung der Stromlinien, so dass diese in einem Winkel von nahezu 90° aus ihrer ursprünglichen Richtung herausgelenkt werden. Der Einlaufbereich des Wasserkraftwerkes wird damit überwiegend senkrecht angeströmt. Eine Leitströmung in Richtung des Bypasses durch die permanente Abgabe von $1 \text{ m}^3/\text{s}$ ins Unterwasser ist nicht zu erkennen. Im Fall „A1“ treten dazu im Bereich des Bypasses nur sehr geringe Strömungsgeschwindigkeiten bis hin zur Ausbildung von beruhigten Zonen auf. Generell tritt im Zulaufkanal für das Kraftwerk noch ein weiterer Sachverhalt auf. Hier ist die Ausbildung einer größeren strömungsberuhigten Zone zu sehen die, wenn man die Richtung genauer betrachtet, eine Rückströmung ausbildet. Das ist auch in der Gesamtübersicht zum Modelltyp A zu sehen. Da dies jedoch nicht für diese Arbeit von Interesse ist, wird dem Thema der Wirbelströmung im Zulaufkanal keine weitere Beachtung gegeben.

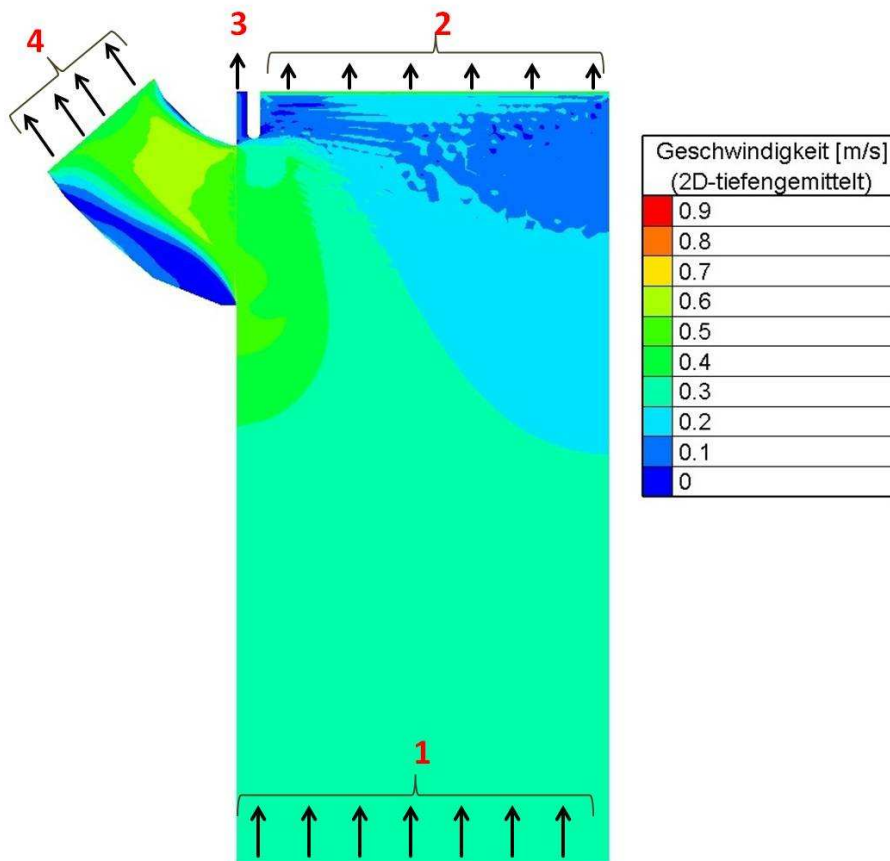


Abbildung 6.1: Tiefengemittelttes Geschwindigkeitsbild im Grundzustand „A1“

Um sich die geschilderte senkrechte Anströmung des Einlaufbereiches vom Horizontalrechen besser vor Augen führen zu können, wurde die Detailaufnahme 6.2 aufgeführt. Im unteren Bildbereich erkennt man gut die von rechts nach links verlaufende Strömung in senkrechter Richtung zur Sohlleitwand am Boden und dem Einlaufbereich des Zulauf-

kanals. Im Fassungsbereich selber sind nur geringe Geschwindigkeiten zu erkennen und durch die geringe Abgabe über das Spülschütz bildet sich keine erkennbare Leitströmung aus.

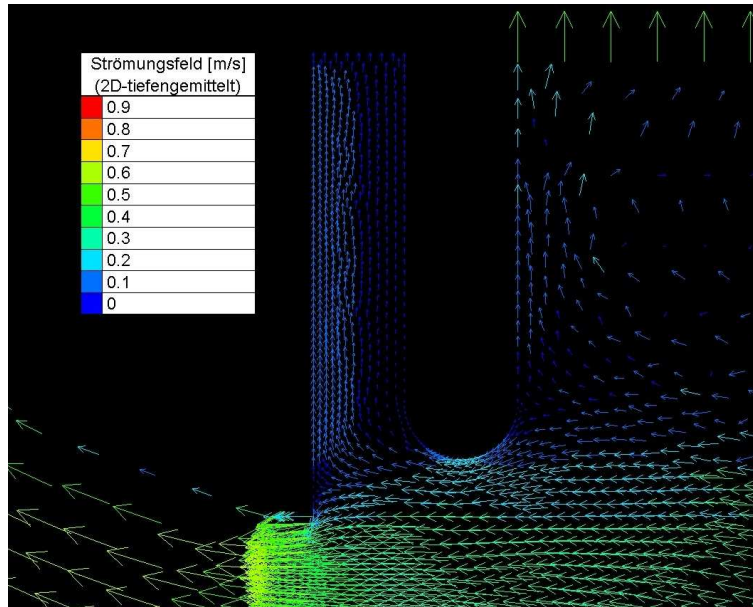


Abbildung 6.2: Detailansicht zum tiefengemittelten Strömungsbild im Bereich des Bypasses im Zustand „A1“

Wie sich das Strömungsbild nahe des Bodens in einer dreidimensionalen Simulation ausbildet, ist in der Aufnahme 6.3 zu sehen. Im Vergleich zur Tiefenmittelung stellen sich hierbei teilweise andere Bedingungen ein, die für den Sedimenttransport von größerer Bedeutung sind. So bewirkt die Sohllleitwand mit zunehmender Tiefe der Sohle eine größere Strömungsberuhigung im Bereich des Spülkanals. Dieser Sachverhalt und die geringe Abgabe über den Bypass führen dazu, dass sich in diesem Fall vor dem Fassungsbereich bzw. der Einströmungsöffnung in den Ableitkanal eine Totzone mit Strömungsgeschwindigkeiten $< 0,1 \text{ m/s}$ ausbildet.

Betrachtung der weiteren Grundzustände

Wird die Menge über den Ableitkanal erhöht, wie dies im Berechnungslauf „A2“ der Fall ist, so tritt langsam eine erkennbare Ausbildung einer Strömung in Richtung des Bypasses auf. Jedoch ist dies mit einer Erhöhung auf $3 \text{ m}^3/\text{s}$ noch nicht gut zu sehen. Erst bei einem Durchfluss von $5 \text{ m}^3/\text{s}$ sind vor dem Einlaufbereich des theoretischen Rechenfeldes die Stromlinien so sehr beeinflusst, dass eine Strömungskomponente in Richtung des Ableitkanals existiert. Zu erkennen ist dies ebenfalls im Bild 6.4 mit einer deutlich höheren Strömungsgeschwindigkeit als in der Detailaufnahme zum Grundzustand „A1“ und einer nicht mehr orthogonalen Anströmung des Kraftwerkseinlaufbereiches.

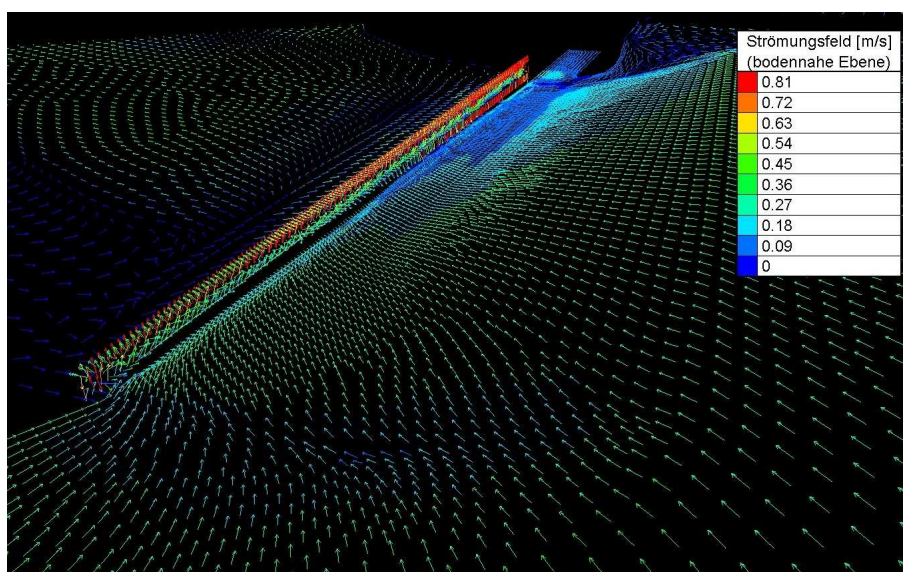


Abbildung 6.3: Strömungsbild zur bodennahen Ebene aus der 3D-Simulation zum Kraftwerkseinlauf im Zustand „A1“

Eine Erhöhung der Abgabemenge über den Bypass auf $10 \text{ m}^3/\text{s}$ im Falle einer gezielten Spülung, wie dies im Zustand „A4“ simuliert wird, wirkt sich auf das bodennahe Strömungsbild folgendermaßen aus. Obwohl die Anströmrichtung ab Beginn des 2m breiten Spülkanals auf einer Länge von ca. 20m eine klare Komponente in Richtung des Bypasses aufweist, wird der darauf folgende Abschnitt wieder in einem nahezu senkrechten Winkel angeströmt. Erst auf den letzten 3-5m vor dem Ende der Sohleitwand und dem Beginn des Fassungsgebietes für den Bypasskanal prägt sich wieder eine Leitsströmung in die gewünschte Richtung aus. Diese setzt sich jedoch aus zwei Anteilen zusammen, wobei zum einen die direkte Anströmung aus dem Flussbereich zu nennen ist und zum anderen einer Rückströmung, die aus der Anströmung der Leitwand hervorgeht. Zu erkennen ist dies in der Abbildung 6.5, welche eine Detailansicht zu den Strömungsverhältnissen in der bodennahen Ebene einer 3D-Simulation darstellt.

Drosselung des Kraftwerkszulaufs

Für die Betrachtung einer verbesserten Ausrichtung der Strömung über die gesamte Länge des Spülkanals vor der Sohleitwand wurde ein weiterer Simulationszustand generiert. Im Zustand „A5“, der in der Tabelle 6.1 aufgeführt ist, wird die Wasserkraftanlage trotz eines höheren Wasserdargebotes in einem Drosselbetrieb gefahren bzw. die Wassermenge über den vereinfachten Kraftwerksauslass verringert sich. Da die Abgabe über den Bypass wie im Fall „A4“ konstant bei $10 \text{ m}^3/\text{s}$ verbleibt, strömen $50 \text{ m}^3/\text{s}$ über das Wehrfeld ins Unterwasser. Die restliche Menge geht dabei über das nicht mit dargestellte Kraftwerk.

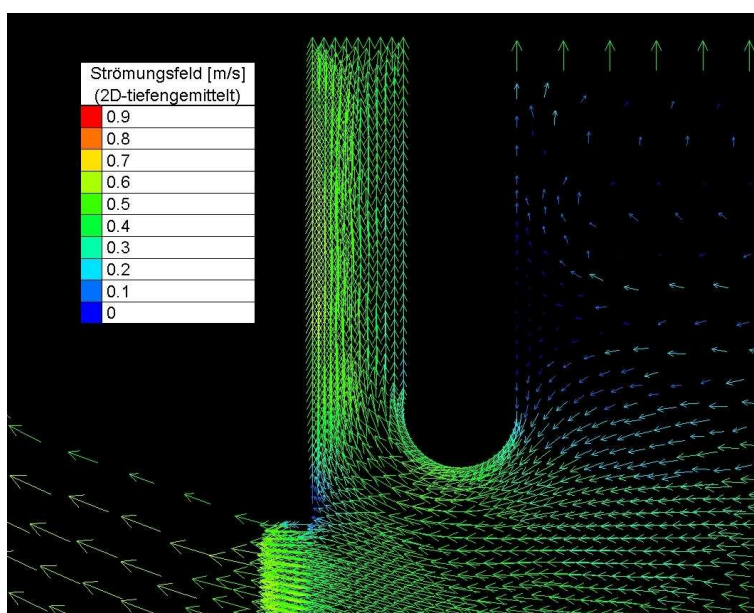


Abbildung 6.4: Detailansicht zum tiefengemittelten Strömungsbild im Bereich des Bypasses im Zustand „A3“

„Typ A“						
Zeichen	Dauer	TS	Q_{zu}	$Q_{ab,Wehr}$	$Q_{ab,Bypass}$	$Q_{ab,WKA}$
B5	1h	1	$70m^3/s$	$-50m^3/s$	$-10m^3/s$	$-10m^3/s$

Tabelle 6.1: Szenario A5 mit gedrosseltem Betrieb der Wasserkraftanlage

Im Zustand „A5“, verdeutlicht durch die Abbildung 6.6, ist eine klare Ausprägung der bodennahen Strömungen in Richtung des Bypasses zu verzeichnen. Die Strömungskomponente in Richtung des Ableitungskanals ist dabei dominierend bzw. eine nahezu parallele Ausrichtung der Stromlinien zur Sohlleitwand ist in einigen Bereichen ebenfalls vorhanden. Die Strömungsgeschwindigkeiten etwa 20 cm über Grund liegen dabei in einem Bereich von $0,1 - 0,2$ m/s, wobei diese durch die Einengung im Fassungsbereich des Bypasses auf $0,5 - 0,7$ m/s ansteigen. Eine direkte Durchströmung des Spülkanals in Richtung des Bypasses könnte sich somit positiv auf die Mobilisierung von Sediment auswirken.

6.1.2 Modell „Typ B“

Der hydrodynamische Anteil der Simulationsrechnung am „Typ B“ lässt sich wie folgt analysieren.

Allgemeine Analyse

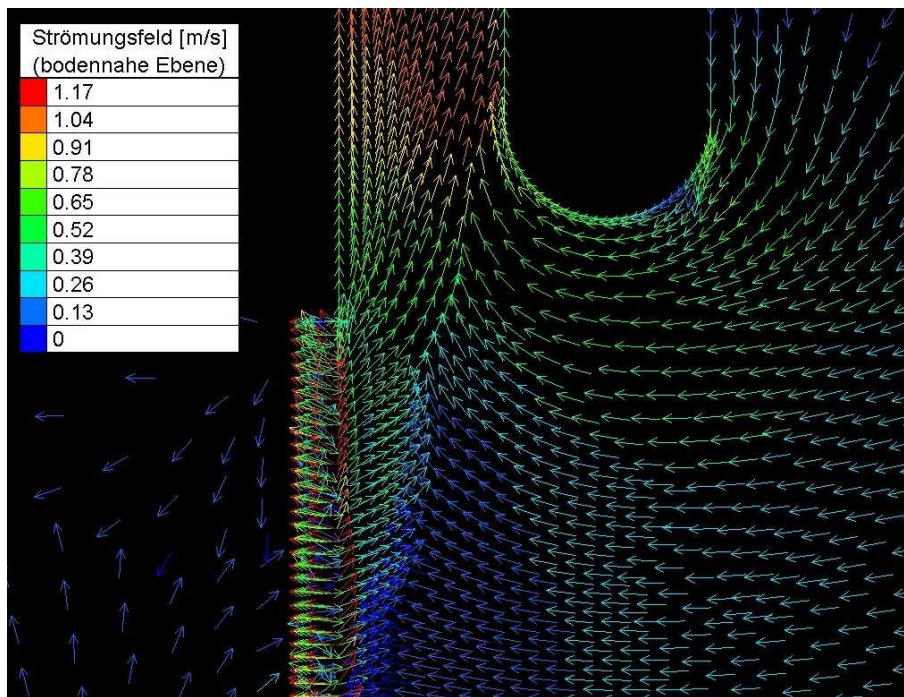


Abbildung 6.5: Detailansicht zum Fassungsbereich des Bypasses im Simulationslauf „A4“

In der Abbildung 6.7 ist der Anteil aus der zweidimensionalen und tiefengemittelten Strömungssituation aus Telemac-2D für das gesamte Modellgebiet zu sehen. Die Nummerierung dient dabei der Bezeichnung der durchströmten Ränder. Gegen den Uhrzeigersinn ist dabei die „1“ der Zulaufbereich ins Modell. Über die „2“ wird das Wasser konstant an das Turbinengebäude des Wasserkraftwerkes abgegeben. Der Bypass, der primär der Ableitung von Fischen und Treibgut dient, ist durch die „3“ gekennzeichnet. Das Restwasser des Flusses wird letztendlich über die „4“, dem vereinfachten Wehrfeld, abgeführt. Im Allgemeinen treten im Grundzustand „B1“ nur geringe Strömungsgeschwindigkeiten, die etwa $0,6 \text{ m/s}$ nicht überschreiten, auf. Das Modell wird dabei am unteren horizontalen Rand mit konstant $70 \text{ m}^3/\text{s}$ gespeist, die in der Summe an den oberen horizontalen Rändern im Bild entweichen. Dabei gehen v.l.n.r $19 \text{ m}^3/\text{s}$ über das Wehr, $1 \text{ m}^3/\text{s}$ über den $1,5 \text{ m}$ breiten Ableitkanal und $50 \text{ m}^3/\text{s}$ in Richtung des Kraftwerkes. Selbst im Bereich, wo sich der Einlaufrechen befinden würde, wird eine Anströmungsgeschwindigkeit von $0,5 \text{ m/s}$ nicht überschritten. Wie hoch letztendlich die Strömungsgeschwindigkeiten unmittelbar vor und zwischen den Rechenstäben sind, erscheint nicht Inhalt dieser Betrachtung zu sein. Lediglich in einem kleinen Bereich an der Zwischenwand zum Bypass sind lokal höhere Geschwindigkeiten zu finden. Diese lassen sich jedoch auf die geometrischen Gegebenheiten zurückführen und sind an dieser Ecke nicht zu vermeiden. Weiterhin ist zu erwähnen, dass im linken Bereich des Wehres nur minimale Geschwindigkeiten auftreten. In dieser beruhigten Zone könnten sich Schwebstoffe, würde diese der Fluss von

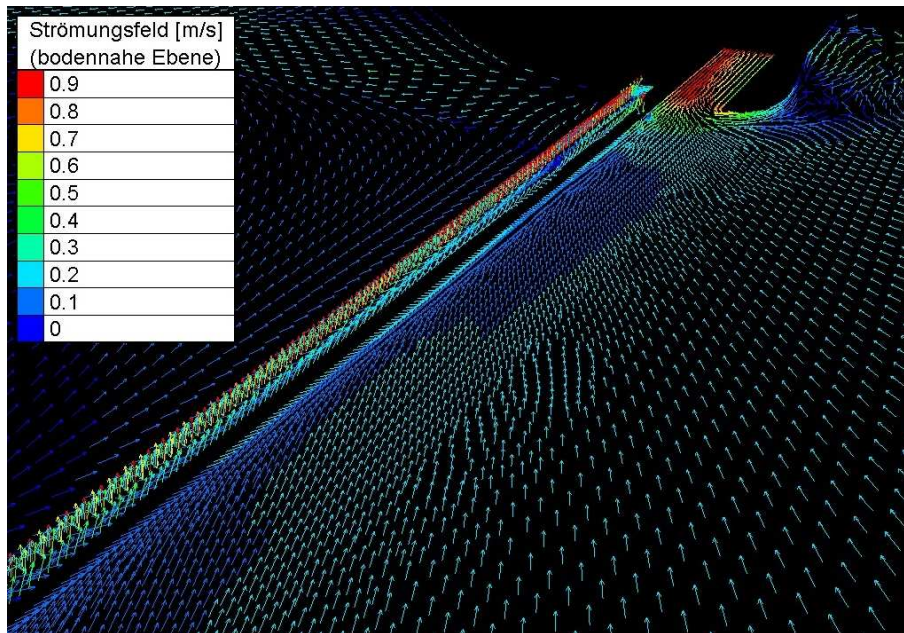


Abbildung 6.6: Ansicht der Anströmungsverhältnisse im Fall „A5“ bei gedrosseltem WKA Betrieb

Beginn an transportieren, ablagern.

Im Gesamtbild zeigt sich eine gleichmäßige Ablenkung der Wassermassen in Richtung des Kraftwerkszulaufs, wobei die Strömlinien nicht in einem Winkel von 90° aus ihrer normalen Laufbahn zur Wasserfassung herausgebogen werden. Ein größeres Interesse kann dagegen der Detailaufnahme 6.8 geschenkt werden. Auf ihr ist das tiefengemittelte Strömungsfeld im Bereich des Bypasses und dem Ende des Einlaufbereiches über der Sohlleitwand zu erkennen. Das Vektorenfeld über der Leitwand ist daher dichter, weil das Gitternetz an dieser Stelle entsprechend verfeinert wurde, um möglichst reale Ergebnisse zu liefern. Die Strompfeile zeigen eine nahezu senkrechte und gleichmäßige Anströmung des Einlaufbereiches. Sie werden nur im unmittelbaren Fassungsgebiet des Bypasses durch die konstante Abgabe von $1 \text{ m}^3/\text{s}$ beeinflusst. Weiterhin treten nur sehr geringe Strömungsgeschwindigkeiten am Beginn des Ableitkanals auf, wobei auf der dem Wehr zugewandten Seite sogar ein komplett strömungsberuhigter Bereich auftritt.

Betrachtung der weiteren Grundzustände

Eine für den selben Bereich abgebildete Detailaufnahme 6.9 des Simulationszustandes B2 zeigt dagegen schon ein anderes Bild. Da jetzt über den Bypass $3 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeführt werden, treten im Fassungsgebiet höhere Geschwindigkeiten im Bereich von $0,5 - 0,6 \text{ m/s}$ auf. Die Anströmung vergleichmäßig sich und die beruhigte Zone am Beginn des Bypasskanals wird deutlich kleiner. Ebenso ist eine leichte Änderung des Anströmwinkels im Bereich

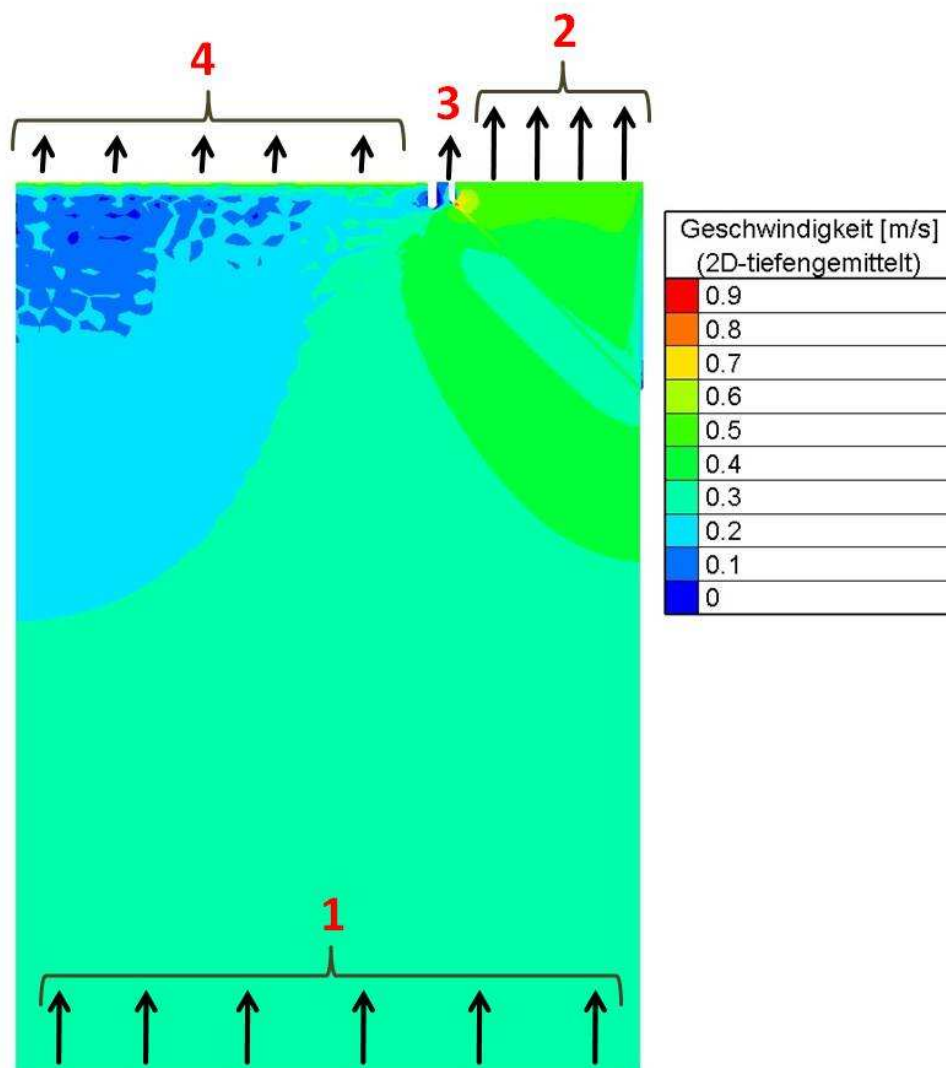


Abbildung 6.7: Tiefengemittelttes Geschwindigkeitsbild im Grundzustand „B1“

des Rechenfeldes zu erkennen, die jedoch umso größer die Distanz zum Bypass wird, vernachlässigt werden kann.

Für die Strömungssimulation setzte sich dieser Trend der Ausbildung einer Leitströmung in Richtung des Ableitkanals mit zunehmenden Durchsatz fort. Die Erhöhung der Wasserabgabe über den Bypass auf $5 \text{ m}^3/\text{s}$ für B3 erzielte nur eine gering größere Leitwirkung, wobei der Durchsatz von $10 \text{ m}^3/\text{s}$ dazu führte, dass sich über einen größeren Bereich eine Leitströmung ausbreitete bzw. die Strompfeile im Bereich der Wasserfassung eine Strömungskomponente in Richtung des Ableitkanals aufweisen. Die Abgabe der Wassermenge in B4 spiegelt dabei jedoch eine starke Spülung wieder.

Aus der dreidimensionalen Strömungssimulation mit Telemac-3D werden für die Analyse

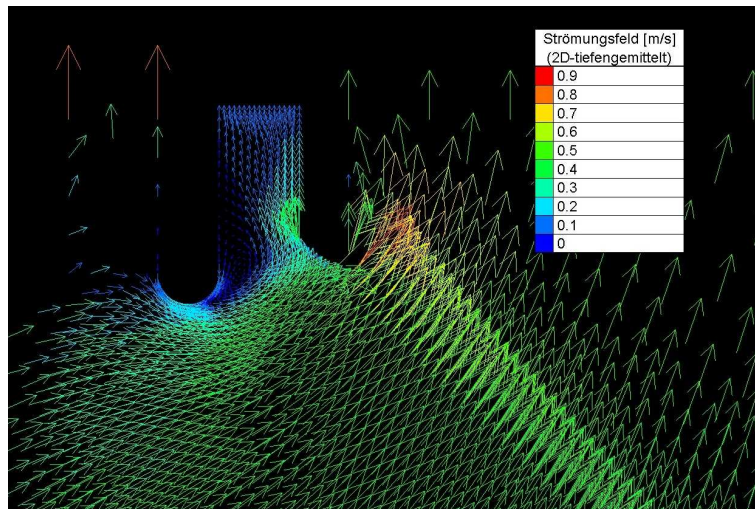


Abbildung 6.8: Tiefengemittelttes Geschwindigkeitsbild im Grundzustand „B1“

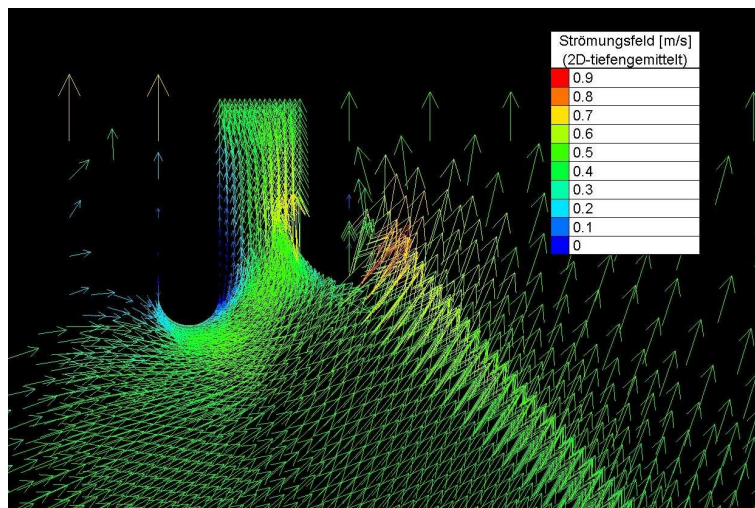


Abbildung 6.9: Tiefengemittelttes Geschwindigkeitsbild im Grundzustand „B2“

Aufnahmen aus dem untersten der 20 Layer herangezogen. Auf ihnen ist die Eintiefung der Sohle von $+/- 0$ m auf $-1,5$ bis $-2,1$ m, bedingt durch die Neigung des Spülkanals, zu erkennen. Mittig im hinteren Bereich ist der Anfang des Bypasses für die Ableitung von Fischen und Treibgut angeordnet. Von rechts unten bis zum Beginn des Bypasses ist geradlinig die Sohlleitwand wiederzufinden.

Die unterste Ebene der 3D-Strömungssimulation ist daher von Interesse, weil hier die Strömungsverhältnisse zu erkennen sind, die Kräfte auf das Sediment am Boden ausüben können. Weiterhin sind dies auch die maßgebenden Strömungsbilder für die Leitwirkung auf aquatische Lebewesen, die sich bodennah fortbewegen. Außerdem gewinnt man dadurch einen differenzierten Blick auf die tiefengemittelten Geschwindigkeiten, da diese nicht immer der wahren Strömung entsprechen müssen.

So ist in 6.10 das bodennahe Strömungsfeld zur Rechnung B1 zu erkennen. Im Gegensatz zur Tiefenmittelung ist etwa bis zur vorderen Hälfte vor dem Rechenfeld eine Strömungskomponente in Richtung des Bypasses vorhanden, die dann durch eine zunehmend senkrechte Anströmung aufgehoben wird. Erst im Fassungsbereich des Ableitkanals sind wieder Strömungsverhältnisse zu finden, die einer Leitwirkung nahe kommen. Generell ist jedoch festzuhalten, dass die bodennahen Geschwindigkeiten nur sehr gering sind und man im mittleren Bereich mit $0,0 - 0,1$ m/s von einer beruhigten Zone sprechen kann.

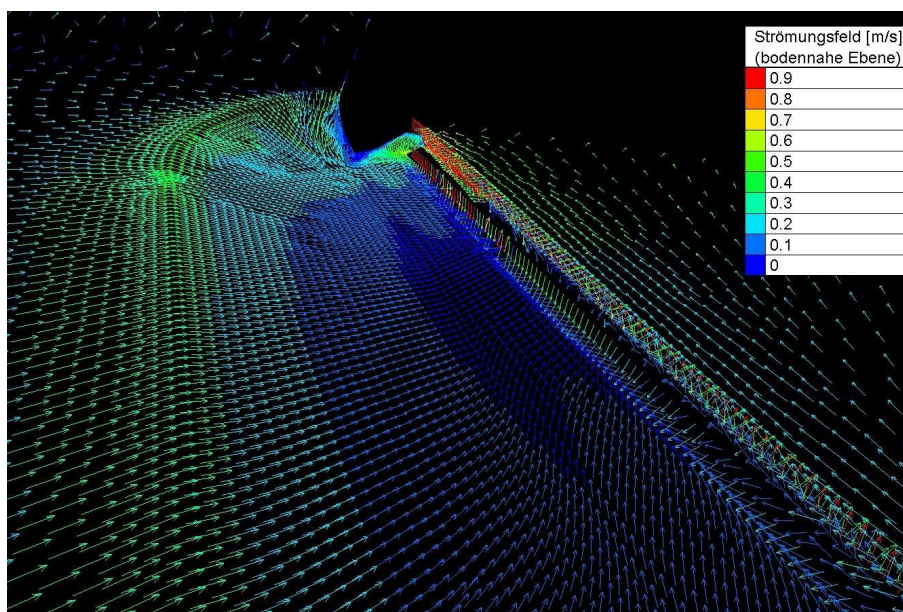


Abbildung 6.10: Strömungsbild im Bodenbereich zum Bypass am „Typ B“, Rechnung „B1“

Wird der Durchsatz an Wasser über die Spülklappe im Ableitkanal kontinuierlich erhöht, so findet auch eine stärkere Ausprägung der Leitströmung statt. Dazu steht beispielsweise die Abbildung B.6 im Anhang B zur Verfügung. Sie bildet den Spülvorgang mit $10 \text{ m}^3/\text{s}$ über den Bypass ab. Die Strompfeile besitzen über die gesamte Länge des Spülkanals eine Komponente in Richtung der Ableitung. Auch ist die Zone mit den Strömungsgeschwindigkeiten zwischen $0,0 - 0,1$ m/s vor der Leitwand kleiner.

Drosselung des Kraftwerkszulaufes

In einem anderen Szenario wurde das Beispiel herangezogen, dass der Durchsatz über das Wasserkraftwerk bewusst reduziert und dafür das überschüssige Wasser über das Wehr abgeleitet wird. Somit ergibt sich die Berechnung B5, welche zur besseren Übersicht in Tabelle 6.2 wiedergegeben ist. Die Aufnahme B.7 ist dazu wiederum dem Anhang B zu entnehmen.

Hier zeigt sich eine nahezu parallele Ausbildung der Strömungsvektoren zur Sohlleitwand,

„Typ B“						
Zeichen	Dauer	TS	Q_{zu}	$Q_{ab,WKA}$	$Q_{ab,Bypass}$	$Q_{ab>Wehr}$
B5	1h	1	$70m^3/s$	$-10m^3/s$	$-10m^3/s$	$-50m^3/s$

Tabelle 6.2: Szenario B5 mit gedrosseltem Betrieb der Wasserkraftanlage

die im letzten Drittel des Einlaufbereiches zum Kraftwerk direkt zum Bypasseinlauf zeigen. Die Geschwindigkeiten in der bodennahen Ebene reichen dabei von 0,1 m/s im vorderen Drittel bis hin zu 0,3 m/s im hinteren Abschnitt. Im Fassungsereich des Ableitkanals selbst treten Strömungsgeschwindigkeiten auf, die größer als 0,45 m/s betragen.

6.2 Analyse der Sedimentbewegungen

6.2.1 Modell „Typ A“

Die Veränderung des modellierten Sedimentkörpers durch die Simulationsrechnungen stellt einen wichtigen Anteil dieser Arbeit dar. Dazu wird zunächst in der Analyse der Sedimentbewegungen zwischen den beiden Modelltypen getrennt. Somit können nachher Ergebnisse besser verglichen und beurteilt werden.

Betrachtung der Grundzustände

Für das Modell vom „Typ A“, welches ein reines Buchtenkraftwerk darstellt, ist zunächst in der Abbildung 6.11 der eingebrachte Sedimentkörper bzw. dessen Mächtigkeit zu sehen, der in allen Rechenläufen als Ausgangszustand dient. Da er nur eine Höhe von 10 cm besitzt und somit schwer vom restlichen Gitter zu unterscheiden wäre, ist dieser 20-fach überhöht dargestellt. Er ragt jedoch nicht in die Wassersäule hinein, sondern stellt den erodierbaren Bereich dar. Dabei ist anzumerken, dass alle räumlichen Aufnahmen zur Sedimententwicklung zur besseren Visualisierung mit einer 20-fachen Überhöhung des Netzes versehen sind. Dieses Sediment befindet sich nun in dem 2 m breiten Spülkanal vor der Sohlleitwand des gedachten Rechenfeldes und endet vor dem Fassungsereich des Bypasses, der für die Ableitung des Treibgutes und den Fischabstieg vorhanden ist.

Die Simulationsläufe beginnen dabei mit den Grundzuständen aus der Strömungssimulation, wobei hier das eingebrachte Sediment in Form des modellierten Körpers mit einem maßgebenden Durchmesser d_m versehen wurde. Dieser ist dabei, sofern nicht anders erwähnt, auf 0,1 mm festgeschrieben.

Im Bereich der ersten drei Simulationsrechnungen, die sich hydrodynamisch den Zustän-

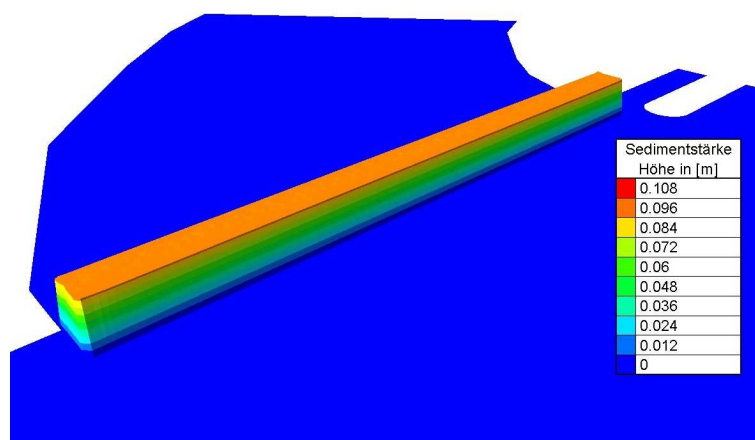


Abbildung 6.11: Modellierter Sedimentmächtigkeit zu „Typ A“ (20-fach überhöht)

den „A1“-„A3“ anschließen, stellt sich ein hoher Grad der Sedimentmobilisierung durch die Anströmung des Einlaufbereiches zum Wasserkraftwerk heraus. Ausgehend vom Beginn des Spülkanals wird das sich darin befindliche Material zügig aufgenommen und über den Zulaufkanal zum Kraftwerk aus dem Modell geführt. Die Erosionstiefe reicht dabei bis auf die Ebene des nichterodierbaren Horizontes. Im Fall „A1“ mit einer Abgabe von nur $1 \text{ m}^3/\text{s}$ über den Bypass stellt sich jedoch heraus, dass das Sediment im Einzugsbereich des Ableitkanals und somit in unmittelbarer Nähe zur gedachten Leitströmung nicht bewegt wird. Diesen Sachverhalt kann man auch der Aufnahme 6.12 entnehmen, die das Ergebnisbild nach einer Stunde Simulation widerspiegelt. Für die Simulationsrechnung „A2“ lässt sich ein nahezu identisches Bild der Analyse wiedergeben. Obwohl hier der Durchfluss über den Ableitkanal auf $3 \text{ m}^3/\text{s}$ erhöht wurde, bleibt das Sediment am Ende des Spülkanals nahezu unberührt.

Erst im Fall des Grundzustandes „A3“ lässt sich ein leicht verändertes Verhalten beschreiben. Der Transport bzw. die Mobilisierung durch die direkte Anströmung des Einlaufbereiches ist zwar immer noch klar dominierend, jedoch zeigt sich eine Wirkung der Leitströmung auf das Sediment im Fassungsgebiet des Bypasses. Dabei gleicht sich die fortschreitende Erosionsfront durch die Spülwirkung dem Erosionsfortschritt durch die Anströmung an und das Material wird gleichmäßig abgetragen. Das breitere Reststück des Sedimentkörpers, wie es in der zu Fall „A1“ beschriebenen Abbildung zu erkennen ist, ist somit nicht mehr vorhanden.

Die Simulationsrechnung des Grundzustandes „A4“ liefert das Bild einer weitgehenden Auflösung des Sedimentkörpers und einer guten Abführung des Materials aus dem Modell. Dabei lässt sich jedoch ein Großteil der Mobilisierung auf die Einströmung des gedachten Rechenbereiches und den Transport von Feststoff in Schwebelagerung zurückführen. Nur ein

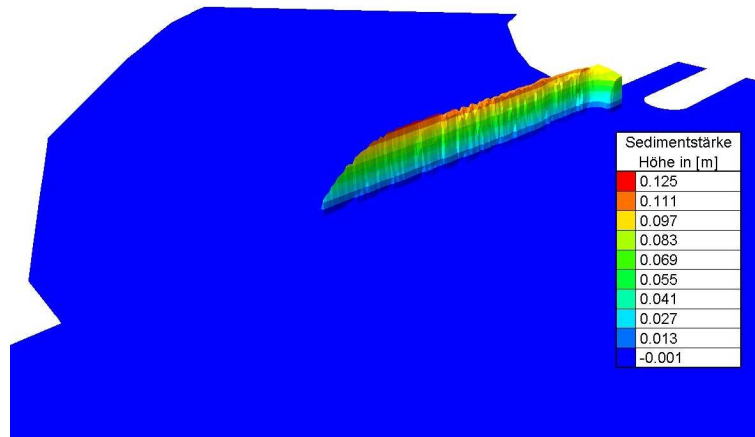


Abbildung 6.12: Simulationsbild zum Ergebnis des Grundzustandes „A1“

deutlich kleinerer Bereich wird unmittelbar durch den Spüleffekt des Bypasses erfasst und Sediment über den Ableiter ins Unterwasser geführt. Der im Modell verbleibende Rest ist dabei durch die Leitwand und damit dem Strömungsdruck geschützt und kann im Weiteren nur langsam fortbewegt werden. Einen Eindruck dazu vermittelt die Abbildung 6.13 mit dem Simulationsergebnis nach 60 Minuten.

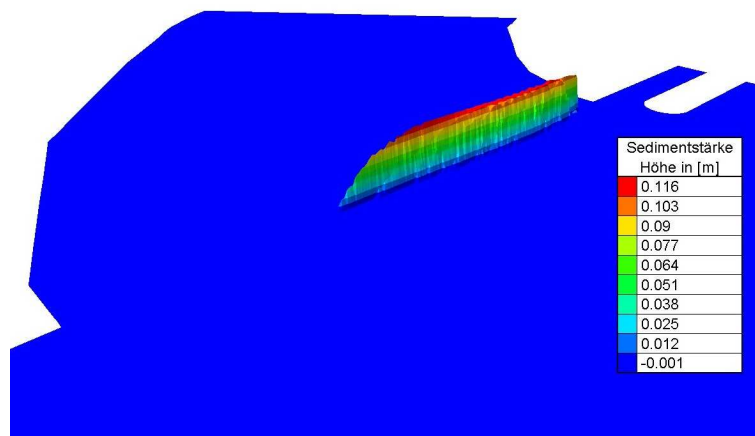


Abbildung 6.13: Simulationsbild zum Ergebnis des Grundzustandes „A4“

Analyse mit vergrößerten Korndurchmessern

Um die Auswirkungen der Spülung über den Ableitkanal mit $10 \text{ m}^3/\text{s}$ besser analysieren zu können, existieren Simulationsläufe mit einem vergrößertem Korndurchmesser. Diese Szenarien werden der Einfachheit halber mit „SA1“ und „SA2“ bezeichnet. Die Durch-

flussbedingungen über die Ränder bleiben dabei gleich dem Grundzustand „A4“. Eine Anhebung des Durchmessers auf zunächst 1,0 mm zeigt einen stabileren Sedimentkörper, der deutlich geringer als in den Rechnungen zuvor, durch die Strömungsverhältnisse aufgewirbelt wird. Das Material in der Nähe des Fassungsgebietes vom Bypass und somit dem Ende des Spülkanals am Boden wird nur sehr langsam mobilisiert. Die abgetragene Menge steht in keinem vergleichbaren Verhältnis mit dem kleineren Durchmesser. Dafür sind am Anfang des Spülkanals Erosions- und auch Depositionsprozesse zu verzeichnen. Diese ergeben sich aus der Anspülung des eingefügten Bodenmaterials durch die Wasserauffassung des Kraftwerkes, wobei das anfänglich erodierte Sediment vor der Leitwand wieder abgelagert bzw. sogar über diese Wand transportiert wird. Dabei kann es sich auch im Zulaufkanal zum Turbinenhaus des Kraftwerks örtlich begrenzt ablagern. Dieser ebend beschriebene Zustand ist dazu in der Aufnahme 6.16 wiederzufinden.

Eine weitere Erhöhung des Korndurchmesser auf 2,0 mm führte zu einer noch geringeren Sedimentbewegung, was auch in der Aufnahme 6.17, die den Endzustand nach einer Stunde Berechnung darstellt, zu sehen ist. Vor allem im Bereich zum Bypass ist kaum noch eine Erosion zu verzeichnen. Am Beginn des Sedimentkörpers wird durch die Strömungskraft nur noch wenig Sediment vor der Leitwand akkumuliert bzw. es findet auch kein Transport von Feststoffen mehr über die Sohleitwand statt.

Da der Unterschied zwischen der Simulation mit 0,1 mm und 1,0 mm zu groß erschien, wurde probeweise eine Berechnung mit einem Durchmesser von 0,5 mm mit den selben Randbedingungen gestartet. Diese zeigt nun, dass das Sediment im Zulaufbereich zum Ableitkanal anfangs eine hohe Mobilisierung aufweist, was eine vollständige Erosion bis zur nichterodierbaren Ebene darstellt, jedoch diese schnell an Wirkung verliert. Der Wirkungsbereich ist somit nur auf ein kleines Areal des Sediments im Endbereich des Spülkanals beschränkt. Dem kann ergänzt werden, dass die letztgenannten Rechnungen mit einem vergrößerten Korndurchmesser um weitere drei Simulationsstunden verlängert wurden. Eine signifikante Veränderung des Zustandes am Sedimentkörper im Modell im Vergleich zu dem Ergebnis nach nur einer Stunde ist in den drei weiteren Stunden nicht zu verzeichnen.

Drosselung des Kraftwerkszulauf

Im Falle der verstärkten Spülung mit dem Drosselbetrieb der Wasserkraftanlage ist die folgende Entwicklung des eingebrachten Sedimentes zu beschreiben. In Anlehnung an die Strömungsanalyse im Simulationslauf A5 findet eine weitgehende Mobilisierung und Abführung des Sedimentkörpers statt. Obwohl der Großteil des Materials durch die Anströmungsverhältnisse aufgewirbelt wird, ist auch ein deutlich erkennbarer Abzug durch die Spülwirkung des Bypasses zu verzeichnen. Die Aufnahme 6.14 bildet dazu den Ausgangs-

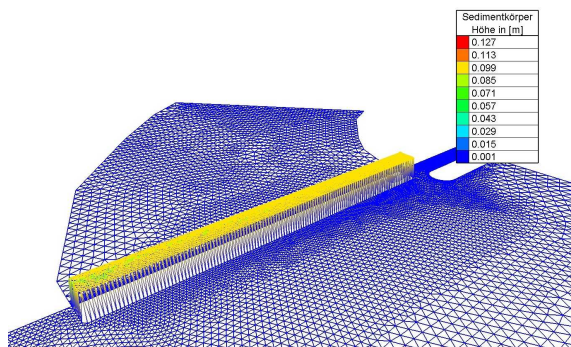


Abbildung 6.14: Ausgangszustand zu „SA1“

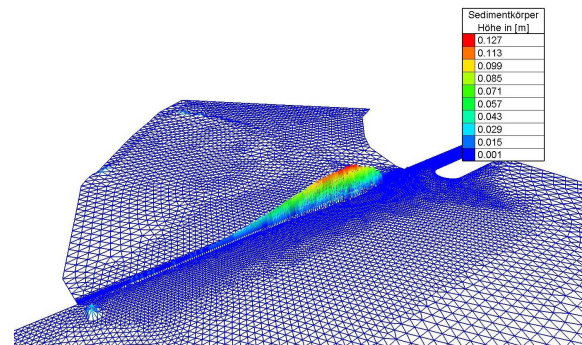


Abbildung 6.15: Sedimentmächtigkeit nach 1h Simulation

zustand zu Beginn der Simulation statt. Daneben befindet sich die Abbildung 6.15 mit der Sedimentverteilung nach einer Simulationsdauer von 1h. Das Ergebnis einer Fortsetzung des Rechenlaufes um eine weitere Stunde ist im Anhang A unter A.3 zu finden. Darin zeigt sich eine Fortführung des Erosionsprozesses bis hin zur fast vollständigen Auflösung des Sedimentkörpers im Spülkanal des Ableitsystems. Weiterhin ist zu vermerken, dass sich Sediment, welches durch die Strömungskraft aufgewirbelt und über die Sohllleitwand transportiert wurde, im beruhigten Zulaufkanal zum Krafthaus des Wasserkraftwerkes abgelagert. Zur Veranschaulichung dient dazu das Bild A.4 im Anhang dieser Arbeit. Die Größe der Sohlevolution in der Legende ist dazu auf eine kleinere Sedimenthöhe über dem Boden angepasst und erleichtert die Einschätzung der Depositionsprozesse im Zulaufkanal.

Für die Untersuchung der verstärkten Mobilisierung wurde das ebend beschriebene Szenario mit weiteren Korngrößen berechnet. Die Erhöhung des mittleren Korndurchmesser von 0,1 mm auf 1,0 mm und 2,0 mm brachte weitere interessante Ergebnisse. Bei einer Korngröße von 1,0 mm findet eine nur noch geringe Sedimentmobilisierung statt. Am Beginn des zugesetzten Spülkanals wird das erodierte Material auf das noch vorhandene Sediment aufgelagert. Der mittlere Bereich bleibt von den angreifenden Strömungen unbeeinflusst. Ebenfalls ist eine nur geringe Abführung von Sanden im Fassungsbereich des Bypasses bzw. dem Ende des Spülkanals am Boden zu verzeichnen. Der Endzustand dieser Simulationsrechnung ist dazu qualitativ der Abbildung A.5 zu entnehmen. Das danebenstehende Bild A.6 spiegelt dazu das Ergebnis einer ebenfalls 2-stündigen Simulationsrechnung, jedoch mit einem Durchmesser von 2,0 mm, wieder. Darin ist ersichtlich, dass für diese Korngröße fast keine Erosionserscheinungen des Sedimentkörpers zu verzeichnen sind.

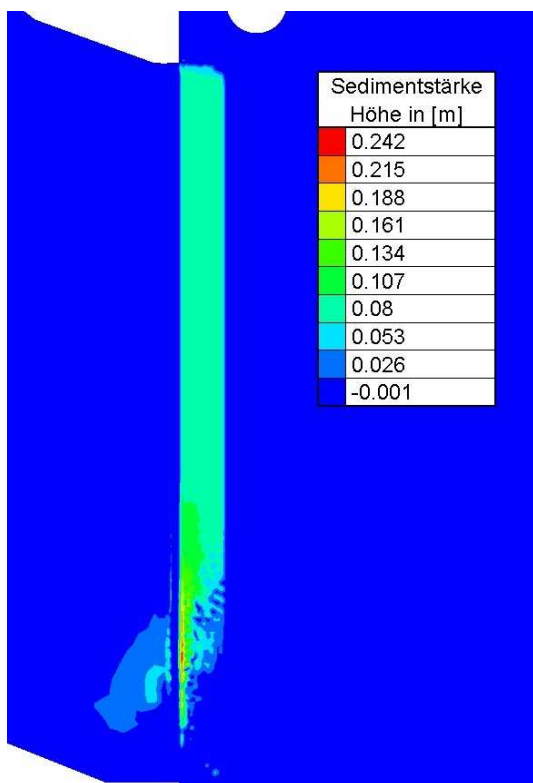


Abbildung 6.16: Simulationsergebnis zu Rechnung „SA1“ nach 1h

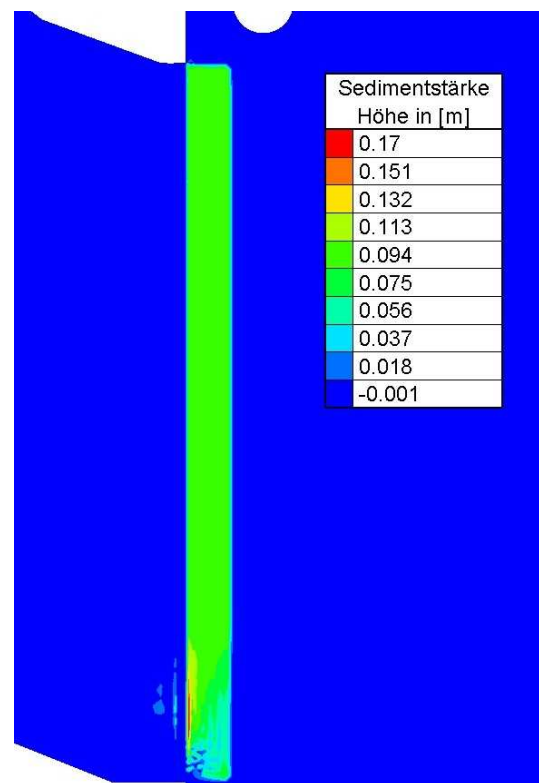


Abbildung 6.17: Simulationsergebnis zu Rechnung „SA2“ nach 1h

6.2.2 Modell „Typ B“

Aus der Kopplung von Telemac-3D mit SISYPHE lässt sich, wie schon am Modelltyp A angewandt, die Mobilisierung des Sedimentes vor dem Einlaufbereich einer Wasserkraftanlage analysieren.

Dazu wurden wiederum die vier Grundzustände aus dem Bereich der Strömungssimulation hergenommen und durch die Kopplung mit SISYPHE der Sedimenttransport simuliert. Dabei besteht der Sedimentkörper aus nur einer Korngrößenklasse mit einem Durchmesser von 0,1 mm. Die Simulationsdauern belaufen sich im ersten Schritt ebenfalls im Bereich von einer Stunde.

Betrachtung der Grundzustände

Im Fall des Grundzustandes B2 zeigt sich ebenfalls ein Abtrag des Sedimentes am Beginn des gedachten Rechenfeldes bzw. der Sohlleitwand. Dies geschieht vermutlich durch die Anströmungsverhältnisse aus der Hydrodynamik und die damit verbundene Aufwirbelung des Feinsedimentes der Korngröße 0,1 mm, welches dann über den Zulaufkanal des Kraftwerkes abgeführt wird. Der mittlere Teil des Sedimentkörpers bleibt jedoch über die gesamte Simulationszeit nahezu unverändert. Hier sind die bodennahen Strömungsgeschwindigkeiten und somit die Sedimenttreibenden Kräfte zu gering, um eine Mobilisierung in Richtung des Ableitkanals zu bewirken. Im Bereich des Bypasses ergibt sich während der Simulation eine gekippt „stufenförmige“ Auflösung des Sedimentkörpers. Dabei befindet sich das Material nahe der Leitwand in einem geschützten Bereich, wo sogar noch eine Auflandung um 2,5 cm zu beobachten ist. Im übrigen Abschnitt ist die Erosion bis zur festen Ebene um ca. 3,10 m fortgeschritten. Zur Veranschaulichung dienen dazu die beiden Abbildungen 6.18 und 6.19, die jeweils den Ausgangszustand vor Beginn des Rechenlaufes und das Sedimentbild nach einer Stunde Simulation wiedergeben.

Wird der Abfluss über den Ableitkanal um weitere $2 \text{ m}^3/\text{s}$ angehoben, wie es im Zustand B3 der Fall ist, so ist ein ähnliches Verhalten der Sedimentmobilisierung im Vergleich zum geringeren Durchsatz zu beobachten. Damit gemeint ist die Aufwirbelung des Bodenmaterials am Beginn des Rechens und die fehlende Einflussnahme auf den mittleren Bereich des Sedimentkörpers. Obwohl die fortgeschrittene Erosionsgrenze bis zur festen Ebene die selbe Größe wie im Fall B2 besitzt, so ist dennoch eine gleichmäßigere Abtragung zu erkennen. Die stufenförmige Erosion ist weniger ausgeprägt und das Material nahe der Leitwand wird besser durch die Strömung erfasst. Eine Deposition auf dem bereits vorhandenen Sedimentkörper ist jedoch in wenigen Bereichen weiterhin vorhanden.

Im vierten Grundzustand, der eine Spülung des unmittelbaren Bereiches vor der Wasser-

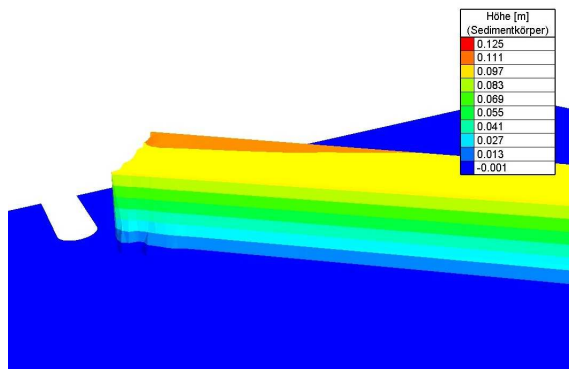


Abbildung 6.18: Ausgangszustand zu „B2“

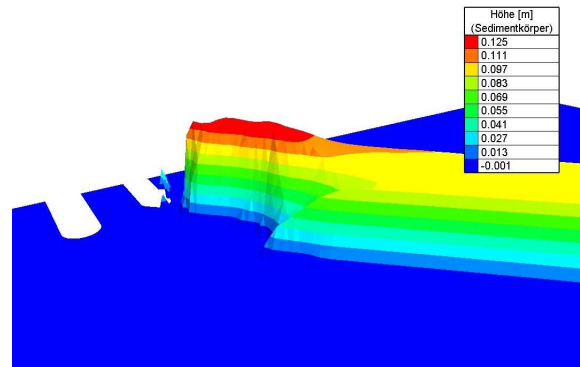


Abbildung 6.19: Sedimentverteilung nach 1h Simulation

kraftanlage darstellen soll, werden über den Bypasskanal $10 \text{ m}^3/\text{s}$ ins Unterwasser geführt. Die dadurch erzeugte Leitströmung soll zu einer deutlichen Mobilisierung des Sedimentes im Spülkanal beitragen. Die Simulationsrechnung ergab eine Fortsetzung der Tendenz, die durch die vorherigen Fälle gegeben wurde. Die Entwicklung des Sedimentkörpers gleicht sich dabei wieder im Bereich vom Anfang des Spülkanals bis zum Mittelbereich, der kaum beeinflusst wird. Die Erosionsfront im Bereich des Bypasseinlaufs ist jedoch gleichmäßig und erreicht eine Tiefe von ca. 3,80 m in entgegengesetzlicher Richtung. Eine lokale Deposition im Bereich der Sohleitwand ist nicht mehr vorhanden. Im Anhang sind dazu die Abbildungen B.1, B.2, B.3, B.4 und B.5 aufgeführt, die die Entwicklung des Sedimentkörpers im Fall B4 vom Ausgangszustand bis zum Simulationsende im 15-minütigen Abstand darstellen. Dabei wird auch eine schnelle Mobilisierung des Bodenmaterials deutlich, welches sich in der Nähe zum Fassungsgebiet des Ableitkanals befindet.

Analyse mit vergrößerten Korndurchmessern

Für einen weiteren Fall (SB1) ist die Größe des mittleren Korndurchmessers auf 1 mm erhöht worden, um zu erfahren, ob auch gröbere Sande mobilisiert werden können. Dazu gleichen sich die Randbedingungen denen des Grundzustandes B4 und nur der Durchmesser des Sedimentes wurde verändert. Die Veränderung zwischen dem Start der Berechnung im Bild 6.20 und dem Endzustand nach einer Stunde in 6.21 stellen das folgende Bild dar. Der modellierte Sedimentkörper ist stabiler und wird nicht mehr am Beginn der Leitwand durch in Richtung des Wasserkraftwerkes einströmende Wassermassen bewegt bzw. erodiert. Ab dieser Korngröße ist somit nur noch von einem reinen Geschiebetransport auszugehen. Die einzigen Erosionsprozesse unterliegen in diesem Fall der Spülwirkung durch das Ableitsystem und dem regulierbaren Durchsatz des Bypasses. Die Menge des abgeführten Materials in der selben Zeit ist dabei deutlich geringer als bei dem feineren Material. Eine vollkommene Mobilisierung bis zum festen Untergrund erstreckt sich nur

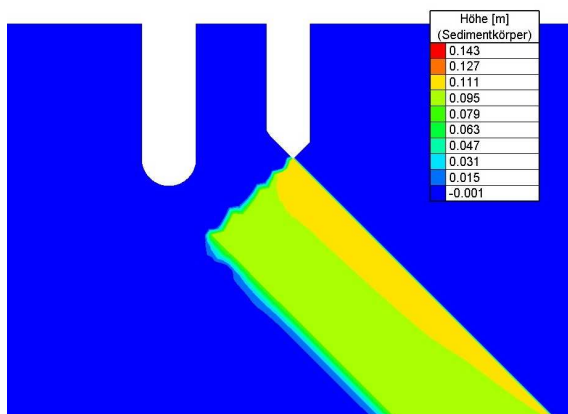


Abbildung 6.20: Ausgangszustand zu „SB1“

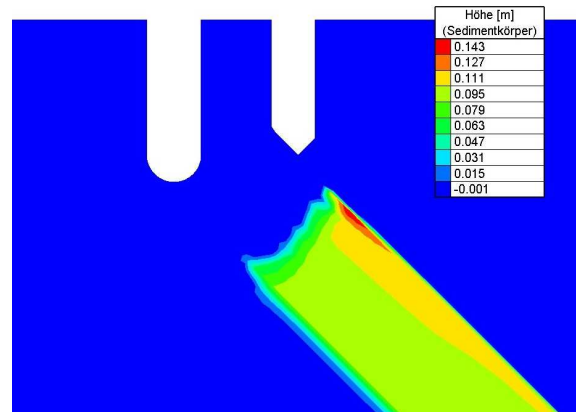


Abbildung 6.21: Sedimententwicklung nach 1h Simulation

noch auf einer Länge von 0,75 m und kann in den qualitativen Abbildungen nachvollzogen werden.

Proberechnungen mit einer weiteren Erhöhung des Sedimentdurchmessers auf die Obergrenze von Sanden mit 2mm wiederholen die wesentlichen Aspekte der vorherigen Betrachtung SB1. Jedoch ist die Menge des mobilisierten Sediments deutlich zurückgegangen und es werden nur noch Partikel erfasst, die durch die höheren Strömungskräfte der Öffnung zum Bypass erzeugt werden. Der restliche Teil des Materials im Spülkanal bleibt unverändert.

Drosselung des Kraftwerkszulaufs

Um den Effekt einer gezielten Spülwirkung zu erhöhen, existiert ebenfalls ein Szenario, bei dem der Zulauf zum Wasserkraftwerk gedrosselt und damit auch bewusst in die Leistungsfähigkeit der Anlage eingegriffen wird. Dieser Fall, kurz SB3 benannt, lehnt sich somit an die Berechnung B5 mit dem verringertem Durchsatz des Kraftwerkes von nur noch $10 \text{ m}^3/\text{s}$ bei unverändertem Zulauf in das gesamte Modellgebiet. Der Sedimentkörper besteht dabei wieder aus der kleineren Korngröße von 0,1 mm. Die Simulation zeigt dabei eine deutlich größere Erosionsrate als bei den anderen Berechnungen. Etwa 1/4 des gesamten Bodenmaterials wird dabei beginnend vom Bypasseinlauf an mobilisiert und abgeführt. Dies geben auch die Abbildungen 6.22 und 6.23 aus der Vogelperspektive wieder, indem wieder der Ausgangs- mit dem Endzustand verglichen wird. Die parallele Ausrichtung der bodennahen Strömung hat somit einen positiven Effekt auf die Abführung des Materials am Boden. Weitere Berechnungen unter gleichen hydrodynamischen Bedingungen mit vergrößerten Korndurchmessern, wie es am Modell „Typ A“ der Fall ist, zeigen eine deutliche Abnahme der Spülwirkung auf den Sedimentkörper. Wohingegen bei der

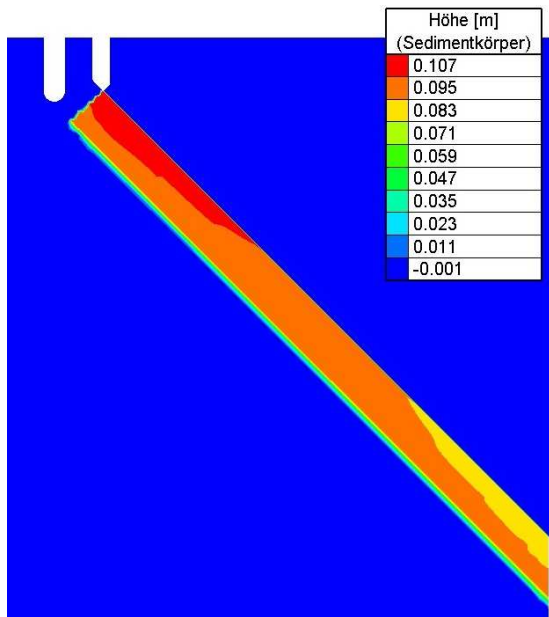


Abbildung 6.22: Ausgangszustand zu „SB3“

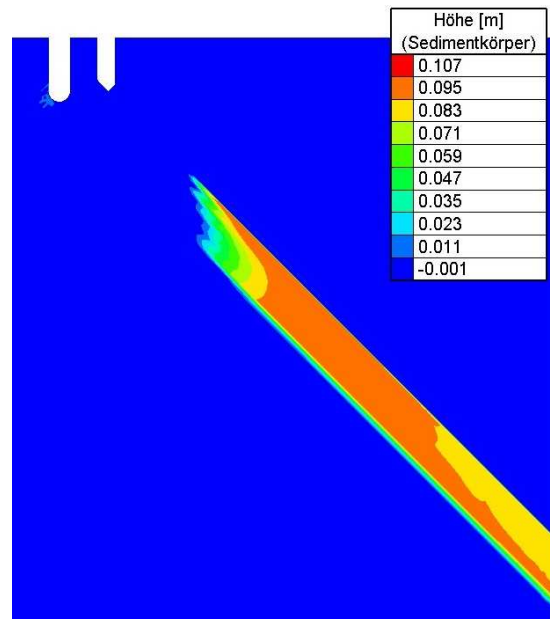


Abbildung 6.23: Sedimententwicklung nach 1h Simulation

Kornklasse 1,0 mm noch Sediment im Fassungsbereich des Bypasses bewegt wird, sind nur noch kleinere Erosionseffekte bei einer weiteren Verdopplung auf 2,0 mm zu verzeichnen.

6.3 Darstellung und Bewertung der Ergebnisse

Fasst man nun die Analyse der Strömungssimulation und der Sedimententwicklungen beider Modelltypen zusammen, so können die folgenden Ergebnisse aus den numerischen Simulationen gezogen werden.

Für das Modell des „Typs A“, welches ein reines Buchtenkraftwerk darstellt, werden die Wassermassen des angestauten Flusses durch das Entnahgebauwerk des Wasserkraftwerkes so sehr umgelenkt, dass im Normalfall fast keine Leitströmung in Richtung des Bypasses zu erkennen ist. Erst bei größeren Spülvorgängen mit einem hohen Durchfluss über den Ableitkanal ins Unterwasser wird eine Strömungskomponente in Richtung des Fischabstieges bzw. dem Kanal für die Fortspülung des Treibgutes deutlich. Auf das Sediment am Boden verzeichnet die dauerhafte Spülung mit nur $1 \text{ m}^3/\text{s}$ über das Spülschütz auf die drei erwähnten Korngrößen einen kaum wahrzunehmenden Einfluss. Erst bei gesteigerten Abflüssen wird eine Mobilisierung von Sediment im unmittelbaren Bereich vor dem Bypass sichtbar. Ein Spülvorgang mit $10 \text{ m}^3/\text{s}$ hat im Endeffekt die größten Auswirkungen auf die Abfuhr des eingebrachten Materials. Dabei ist natürlich wichtig, dass ein Großteil des mobilisierten Sediments vor dem Einlaufbereich der Wasserkraftanlage in den Grund-

zuständen aufgewirbelt und über den Zuleitungskanal für die Turbinen aus dem Modell geführt wird. Eine Anhebung der mittleren Korngröße des Sedimentkörpers auf 1,0 und 2,0 mm bringt jedoch keine vorteilhaften Erkenntnisse für die Sedimentmobilisierung. Hier sind die sedimenttreibenden Kräfte nicht mehr groß genug, um Erosionsprozesse in Gang zu bringen. Ein Drosselbetrieb des Kraftwerkes, wie er für eine angenommene Verbesserung der Sedimentabführung simuliert wurde, zeigt einen hohen Mobilisierungsgrad auf abgelagertes Sediment im Spülkanal vor dem Rechenfeld. Feststoffe der kleinsten verwendeten Korngröße werden dabei nahezu vollständig ins Unterwasser abgeführt. Größeres Material kann hingegen nicht mehr durch das abgeführte Wasser über den Bypasskanal mobilisiert werden.

An den Berechnungen für den „Typ B“ stellen sich durch die andere Anordnung des Kraftwerkes und dem Rechenfeld im Fluss etwas andere hydrodynamische Merkmale ein. So ist eine Leitwirkung durch eine Strömungskomponente vor dem gedachten Rechenfeld in Richtung des Bypasses über eine längere Strecke auch im Normalbetrieb zu erkennen. Die Richtung des strömenden Wassers muss dazu nicht in einem größeren Winkel umgelenkt werden, sondern es besteht die Möglichkeit einer direkten Anströmung des Entnahmewerkes. Daher ist auch eine Mobilisierung des eingebrachten Sedimentes, wenn auch in einem geringen Umfang, im Fassungsbereich des Bypasses im Normalbetrieb zu verzeichnen. Eine Vergrößerung des Abflusses über den Ableitkanal im Sinne einer verstärkten Spülung, führt zu einer guten Erosion des Sedimentkörpers. Da es sich dabei stets um Material mit einer mittleren Korngröße von 0,1 mm handelt, sind auch hier Erosionen durch aufgewirbeltes Sediment am Beginn des Spülkanals zu erkennen. Dieses wird dann über die Strömung zum Kraftwerk ins Unterwasser transportiert. Bei den beiden größeren Kornfraktionen sind dagegen, auch wenn es sich um eine verstärkte Spülung handelt, nur noch Erosionserscheinungen im unmittelbaren Fassungsbereich vor dem Bypass zu finden. Verringert man die Wasserzufuhr des Kraftwerkes trotz gleichbleibenden Wasserdargebot, stellt sich eine verbesserte Spülwirkung auf das eingebrachte Sediment der Korngröße 0,1 mm ein. Bei größeren Durchmessern ist jedoch auch hier eine Grenze des Spüleffektes erreicht und das Material lässt sich in den simulierten Zeiträumen nur sehr langsam abführen.

Somit zeigt sich, dass eine grundsätzliche Mobilisierung des Sedimentes vor einer Kleinkraftanlage nach den numerischen Berechnungen her möglich ist. Jedoch ist der Wirkungsbereich der Spülmöglichkeit durch den Bypass örtlich begrenzt und wird auch nicht bei längeren Simulationszeiträumen die gesamte Länge des Spülkanals beeinflussen können. Dazu sind die sedimenttreibenden Kräfte in Richtung des Ableitkanals zu gering. Dennoch bietet sich das System dazu an, am tiefsten Punkt des Modells bzw. dem Bereich vor der Wasserfassung abgelagertes Feinmaterial fortzuführen und eine Sedimentation zu verhindern. Für eine gezielte Abführung von Material im Bodenbereich ist jedoch die

dauerhafte Spülung mit nur $1 \text{ m}^3/\text{s}$ über den Bypass nicht ausreichend. Dazu müssten gezielt höhere Durchflussraten des Flusses oder eine Drosselung des Kraftwerkes für eine verstärkte Abgabe über den Ableitkanal herangezogen werden.

6.4 Vergleich der Modelltypen

Stellt man die Ergebnisse der beiden Modelltypen in einen direkten Vergleich gegenüber und betrachtet die wichtigsten Ergebnisse, so stellt sich heraus, dass die Variante des „Typ B“ gegenüber dem „Typ A“ Vorzüge im Bereich der Strömungsverhältnisse und der Sedimentmobilisierung besitzt.

Die Richtung des fließenden Wassers muss nicht wie bei „A“ in einem größeren Umfang umgelenkt werden. Dadurch ergeben sich bessere Verhältnisse für die Ausbildung einer Leitwirkung in Richtung des Bypasses. Demnach wird die biologische Funktion des Ableitsystems unterstützt. Dies kann durch die Annahme gestützt werden, dass an der Wasserkraftanlage an der Saale, im Vergleich zum Kraftwerk an der Mulde und im Verhältnis zu den aufgestiegenen Fischen, mehr Individuen erfolgreich flussabwärts gewandert sind. In wie weit diese Annahme eine Relevanz besitzt, kann nicht genau beurteilt werden, da keine aktuellen Informationen bezüglich des Fischbestandes im Ober- und Unterwasser der Anlagen vorhanden sind.

Das eingebrachte Sediment lässt sich beim „Modelltyp B“ besser durch die direkte Spülwirkung des Bypasses mobilisieren. Auch ist hier die Ausdehnung des Wirkungsbereiches größer und selbst größere Korndurchmesser werden etwas besser durch die sedimenttreibenden Kräfte erfasst. Dies liegt damit zusammen, dass die Strömungsrichtung beim „Typ A“ vor dem Bypass direkt senkrecht zur Orientierung des Rechens bzw. zur Fließrichtung des Ableitkanals ausgebildet ist. Dadurch ergibt sich, wie schon beschrieben, ein beruhigter Bereich am Ende des Sedimentkörpers, der bei „B“ nicht zu finden ist und somit eine gezielte Ableitung von Sediment behindert.

Im Gesamtbild weist das Modell vom „Typ A“ jedoch eine höhere Mobilisierungsrate beim Kornmaterial der Größe $0,1 \text{ mm}$ auf. Die Masse der Feststoffe wird dabei durch die Anströmungsverhältnisse aufgewirbelt und über die Sohllleitwand transportiert, wo diese letztendlich über den Kraftwerkszulauf aus dem Modellgebiet gelangen. Mit einer gezielten Spülung durch die regelbare Spülklappe im Bypasskanal hat dies wenig gemein und ist somit nicht im direkten Interesse der Untersuchung.

Kapitel 7

Zusammenfassung

Das Ziel einer guten ökologischen Durchgängigkeit der Fließgewässer, wie es sich aus der EU-Wasserrahmenrichtlinie ableitet, ist von hoher Bedeutung. Dem stehen aktuell jedoch viele Hindernisse in Form von Wasserbauwerken bzw. Wasserkraftanlagen entgegen. Diese befinden sich jedoch, obwohl sie der Erzeugung von elektrischer Energie dienen, im Konfliktfeld mit ökologischen Gesichtspunkten und der EU-WRRL.

Die Umsetzung des Konzeptes zum „Fisch- und Treibgutableiter nach EBEL, GLUCH, und KEHL“, neben der Wiederherstellung einer aufwärtsgerichteten Wandermöglichkeit an Wasserkraftanlagen, bietet eine Möglichkeit diesem Konflikt zu begegnen. Wie die Erfahrungen aus der Praxis zeigen, ist dadurch das Erreichen eines „guten“ Zustandes für einen Flussabschnitt mit Kleinwasserkraftanlage möglich.

Für den dauerhaften Betrieb einer Anlage ist jedoch nicht nur die ökologische Verträglichkeit von Bedeutung, sondern auch der Feststofftransport des Fließgewässers. Stauräume zur Wasserfassung von Kraftwerken werden zur Depositionsfalle von mitegeführten Geschiebe und Schwebstoffen. Damit verbunden sind eine Gefährdung des sicheren Anlagenbetriebes bzw. erhebliche Wartungsarbeiten in Form von Baggermaßnahmen zur Beseitigung des Sedimentes. Dabei stellt sich die Frage, ob das beschriebene Fisch- und Treibgutableitsystem dazu die Möglichkeit bietet, durch den permanent durchströmten Bypasskanal und der regulierbaren Spülklappe gezielt Sediment zu mobilisieren und ins Unterwasser abzuführen.

Um diesem Punkt nachzugehen, wurden in Anlehnung an realen Anlagentypen zwei Modelle aufgebaut, die mit Hilfe einer numerischen Simulation mittels des TELEMAC-Systems die Frage der Sedimentmobilisierung beantworten sollen. Die beiden vereinfachten Gitternetz ließen sich dabei mit der freien Software Janet der Firma „smile consult GmbH“ generieren. Sie geben zwei Möglichkeiten der Wasserfassung für Laufwasserkraftwerke in

der Leistungsklasse 1 – 2 MW wieder, wobei sie sich am Typ in Halle-Planena an der Saale und dem Buchtenkraftwerk bei Raguhn an der Mulde orientieren. Die hydrologischen und morphodynamischen Werte wurden aus praktischen Gründen an den Fluss Vereinigte Mulde angelehnt.

Die numerischen Simulationsrechnungen an beiden Modelltypen zeigen, dass die grundlegende Möglichkeit zur Mobilisierung von Sediment vor dem Einlaufbereich einer Wasserkraftanlage durch die Spülwirkung des „Fisch- und Treibgutableiters nach EBEL, GLUCH und KEHL“ gegeben ist. Jedoch erstreckt sich der Wirkungsbereich je nach Betriebszustand der Anlage und Einstellung des regelbaren Spülschützes nur auf den unmittelbaren Bereich vor dem Bypass. Dabei stellte sich am „Typ B“ gegenüber dem reinen Buchtenkraftwerk, vereinfacht im „Modelltyp A“ aufgebaut, eine bessere Wirkung ein. Für eine Mobilisierung von abgelagertem Material auf ganzer Länge vor dem Rechenfeld sind die sedimenttreibenden Kräfte aber zu gering. Vor allem bei Geschiebe ab einem mittleren Korndurchmesser von $1,0\text{mm}$ sind unter normalen Betriebsbedingungen nur geringe Veränderungen in der Sohlevolution zu verzeichnen. Die Anwendungsmöglichkeit des beschriebenen Ableitsystems für die Abführung von Sediment ist somit nur bedingt möglich.

Kapitel 8

Ausblick

Hydrodynamische und morphologische Simulationsrechnungen werden auch in Zukunft ein wichtiger Bestandteil der Ingenieursleistung bleiben. Durch sie ist es möglich theoretische Betrachtungen zu großen und komplexeren Systemen aufzustellen, die im Wasserbaulabor nur schwer möglich wären.

Diese Arbeit sollte damit der Schaffung von Grundlagen und der numerisch-theoretischen Betrachtung der Sedimentmobilisierung durch die Spülwirkung des „Fisch- und Treibgutabableitsystems nach EBEL, GLUCH und KEHL“ dienen. Gerade aus dem Blickwinkel der Förderung erneuerbarer Energiegewinnung und deren ökologischer Verträglichkeit ist es wichtig, dass neue und innovative Systeme alte Anlagen ersetzen. Die Problematik der Geschiebeführung von Flüssen darf dabei nicht vergessen werden. Wasserkraftanlagen werden auch noch in Zukunft unser Landschaftsbild prägen und daher gewinnt auch das Sedimentmanagement an Bedeutung. Die Möglichkeit der Spülung durch das erwähnte Fisch- und Treibgutabableitsystem stellt hierbei einen guten Ansatz dar.

Weitergehende Betrachtungen, die nicht in dieser Arbeit behandelt werden konnten, betreffen die folgenden Sachverhalte. So stellt sich u.a. die Frage, wo sich die von einem Fließgewässer transportierten Feststoffe in Stauhaltungen von kleineren Laufwasserkraftwerken oder Wehren genau ablagern. Selbst die Frage, wie viel Masse an Feststoffen, die der Fluss mit sich führt, durch eine Stauhaltung abgelagert werden, ist nur schwer zu beantworten. Dazu wäre es möglich dem Flussabschnitt im Modell eine größere Fließlänge mit einer erodierbaren Sohle zu geben. Dadurch könnten Geschiebe und Schwebstoffe eigenständig aufgenommen und deren Verhalten im Bereich der Wasserfassung und des Ableitkanals untersucht werden.

Für die Berechnungen im Modell wären Rechenläufe interessant, die längere Zeiträume und reale Durchflussszenarien wiedergeben. Darunter ist der sich mindestens täglich än-

dernde Durchfluss des Flusses zu verstehen. Damit verbunden ist die Zufuhr der Wassermenge zum Kraftwerk, die den natürlichen Gegebenheiten angepasst werden muss. Daneben werden über den „Fisch- und Treibgutableiter nach EBEL, GLUCH und KEHL“, je nach Stellung der Spülklappe und Betriebszustand, stets variierende Wassermengen abgegeben. Das verbleibende Restwasser wird dann über das Wehr abgeführt. Jedoch wäre so eine Simulationsrechnung, die mehrere Tage oder auch Wochen wiedergeben soll, mit einem enormen Rechenaufwand verbunden.

Selbst die Überprüfung der Rechenergebnisse und die Referenzierung der Modelle ist nur schwer möglich, da bis zum heutigen Zeitraum keine Daten der Sedimentverhältnisse bzw. der Sedimentmobilisierung durch ein derartiges Ableitsystem vorhanden sind. Betrachtungen der Sohlentwicklung vor Ort und eine Begutachtung über einen längeren Zeitraum wären dazu notwendig und sinnvoll.

Ebenso wurde die Annahme getroffen, dass die Feststoffe, die einmal in Richtung des Ableitkanals geführt worden, durch die hohen Strömungsgeschwindigkeiten vorbei an der Spülklappe und vollständig durch den Bypass ins Unterwasser geführt werden. Dabei muss aber wiederholt werden, dass im Bypass selbst zur Reduzierung der Strömungskraft und der Sicherstellung einer ausreichenden Wassertiefe ein Bremswehr vorgesehen ist. Die Möglichkeit des Einbaus eines absenkbaren Bremswehres müsste hierbei in größeren Maßstäben erfolgen. Dies wäre eine zusätzliche Aufgabe, die durch den Bereich des Stahlwasserbaus abgedeckt werden müsste.

Zuletzt soll noch erwähnt werden, dass ein Nachbau des vereinfachten Modells mit Spülklappe und Ableitkanal im Wasserbaulabor wichtige Erkenntnisse zur Sedimentmobilisierung beitragen könnte. Damit ließen sich dann Vergleiche zwischen numerischer Berechnung, Untersuchung im Wasserbaulabor und eventuellen Messergebnissen aus der Realität anstellen. Die erarbeiteten Rückschlüsse dienen dann der Weiterentwicklung und Optimierung des Systems.

Somit wird deutlich, dass für die Untersuchung der Spülwirkung zur Mobilisierung von Sediment im Einlaufbereich von Kleinwasserkraftanlagen noch Bedarf zur Bearbeitung der geschilderten Betrachtungen gegeben ist. Der Vorteil liegt dabei darin, dass es sich um einen Themenbereich handelt, der bisher vernachlässigt wurde, und durch die aktuelle Entwicklung und die Einführung neuerer Systeme von hohem Interesse ist.

Literaturverzeichnis

- [1] Dönni, Fischwerk, Kriens [2010], *Fischabstieg: Anlagen in Deutschland überzeugen Dokumentation von zwei Anlagen an der Saale in Sachsen Anhalt*, WWF Schweiz.
- [2] EDF-DRD [2007], *Telemac Modelling System , Telemac3d Code , Operating Manual*, release 5.8 edn, Research and Development Directorate of the french Electricity Board.
- [3] EDF-DRD [2010], *SISYPHE 6.0 USER Manual*, Research and Development Directorate of the french Electricity Board.
- [4] Enercon GmbH [2009], ‘ENERCON Technologie bewährt sich in der Wasserkraft’, *Windblatt Enercon Magazin für Windenergie* p. 20.
- [5] Füllner [1997], *Notwendigkeit der Begrenzung der lichten Stabrechenweite vor Wasserkraftanlagen auf 20mm*, Sächsische Landesanstalt für Landwirtschaft - Referat Fischerei.
- [6] Geisler, J. [1998], *Die Fischfauna der sächsischen Mulden - Ergebnisse fischereibiologischer Untersuchungen*, Sächsische Landesanstalt für Landwirtschaft - Referat Fischerei.
- [7] *Gesetz für den Vorrang Erneuerbarer Energien - Konsolidierte (unverbindliche) Fassung des Gesetzestextes in der ab 1. Januar 2012 geltenden Fassung* [2012].
- [8] Giesecke, Mosonyi [2009], *Wasserkraftanlagen - Plaung, Bau und Betrieb*, 5., aktualisierte und erweiterte auflage edn, Springer-Verlag Heidelberg Berlin.
- [9] Gries, F. [2010], *Bau von Fischauf- und Abstiegsanlagen, Fallbeispiele und Erfolgskontrolle im Rahmen eines Wasserkraftneubauprojektes*, Magdeburger Wasserwirtschaftliche Hefte: Auswirkungen von Eingriffen in Fließgewässern.
- [10] Hilge [2004], *Dem Aal steht das Wasser bis zum Hals*, Bundesforschungsanstalt für Fischerei, Institut für Fischereiökologie.

- [11] Landesamt für Umwelt und Geologie [n.d.], *Hydrologisches Handbuch, Teil 3 Gewässerkundliche Hauptwerte*, Sächsisches Landesamt für Umwelt Landwirtschaft und Geologie.
- [12] Malcherek, A. [2009], *Vorlesungsskript Sedimenttransport und Morphodynamik*, Universität der Bundeswehr München Institut für Wasserwesen.
- [13] *Richtlinie 2000/60/EG des europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2002* [2002].
- [14] Strobl, Zunic [2006], *Wasserbau - Aktuelle Grundlagen, Neue Entwicklungen*, Springer-Verlag Heidelberg Berlin.
- [15] Umweltbundesamt [2010], *Die Wasserrahmenrichtlinie - Auf dem Weg zu guten Gewässern*.

Anhang A

Analysegrafiken zum Modell „Typ A“

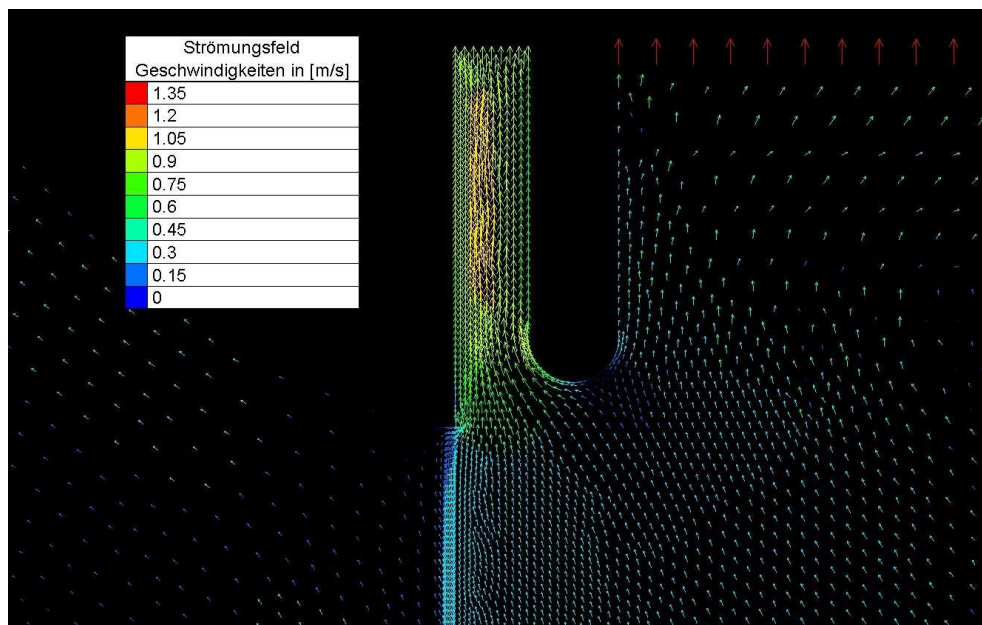


Abbildung A.1: 2D-Tiefengemittelttes Geschwindigkeitsbild bei gedrosseltem WKA Betrieb

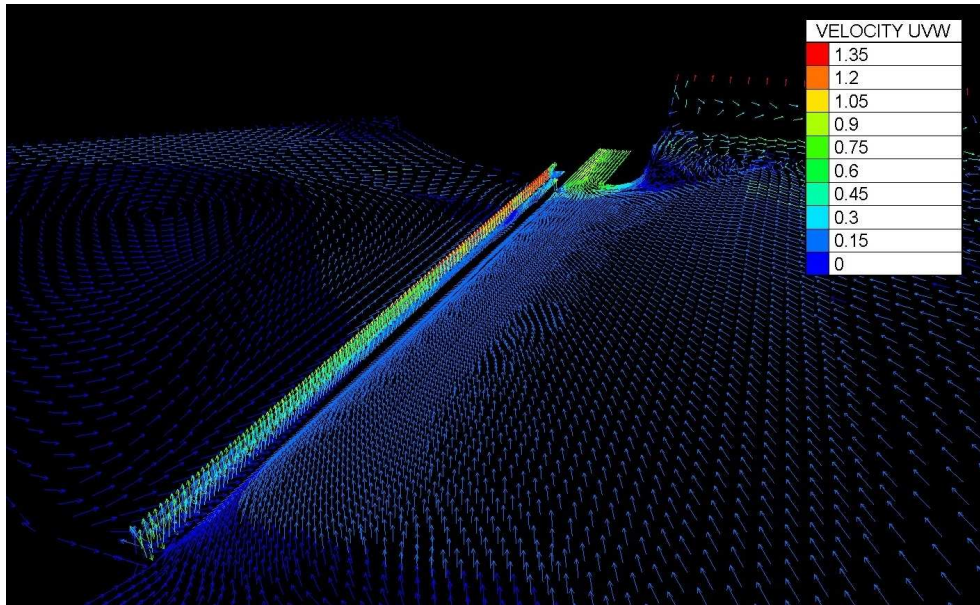


Abbildung A.2: 3D-Geschwindigkeitsbild bei gedrosseltem WKA Betrieb, bodennahe Ebene

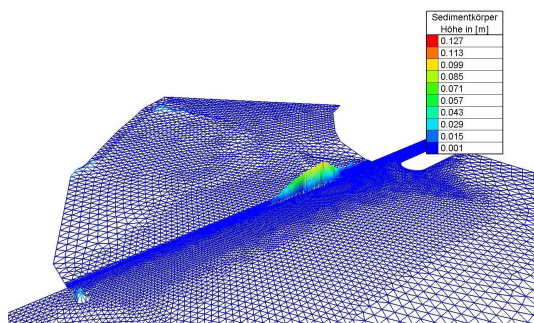


Abbildung A.3: Sedimententwicklung nach 2h Simulation

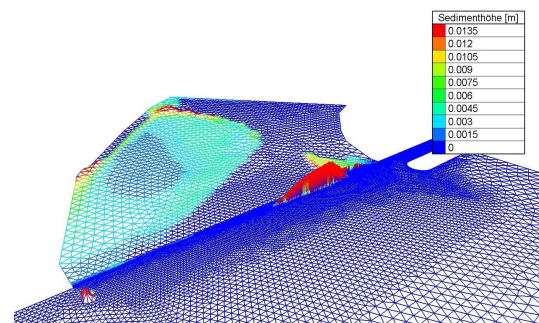


Abbildung A.4: Sedimententwicklung im Bereich des Zulaufkanals zum Krafthaus

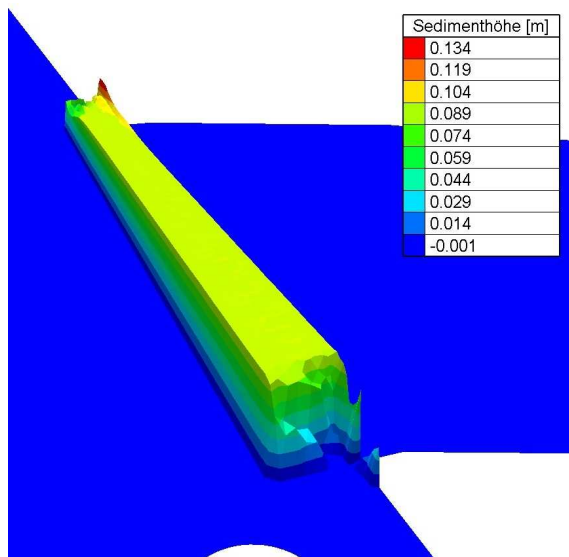


Abbildung A.5: Sedimentverteilung nach 2h Simulation im Fall „SA2“

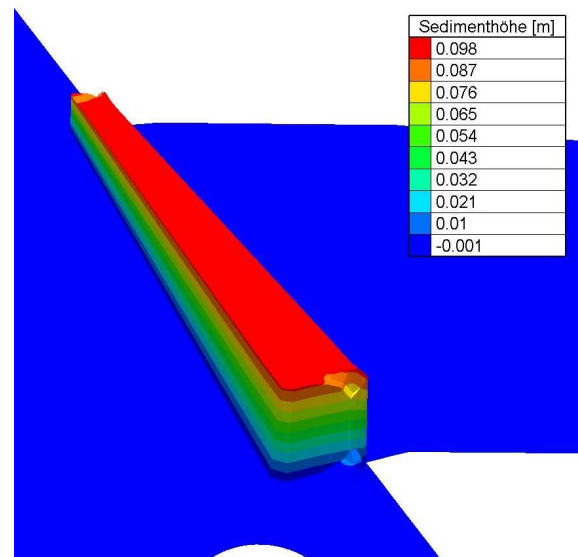


Abbildung A.6: Sedimentverteilung nach 2h Simulation im Fall „SA3“

Anhang B

Analysegrafiken zum Modell „Typ B“

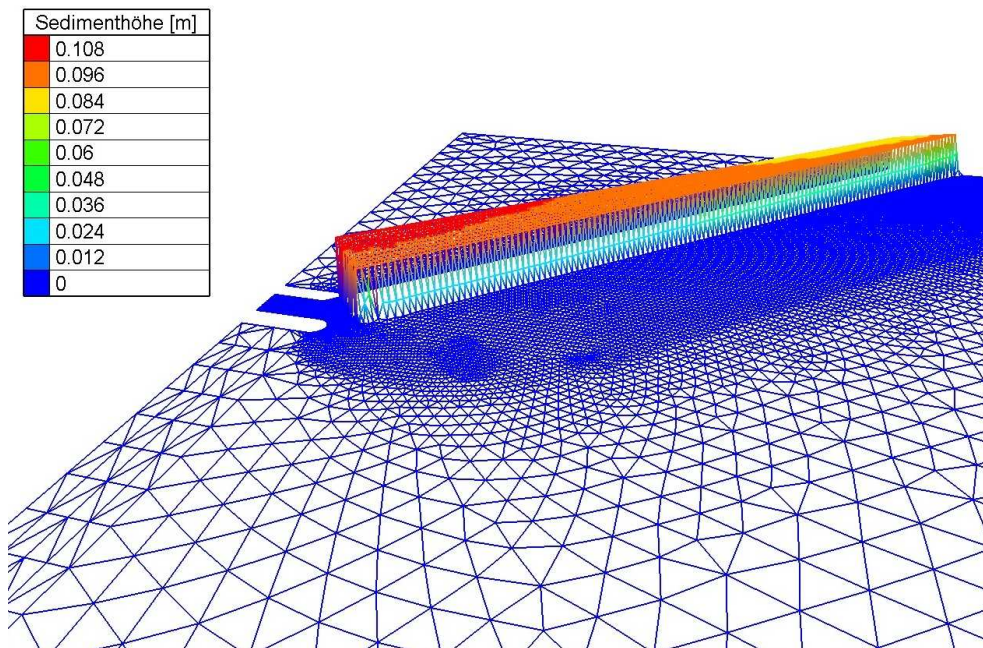


Abbildung B.1: Sedimentbild zum Ausgangszustand

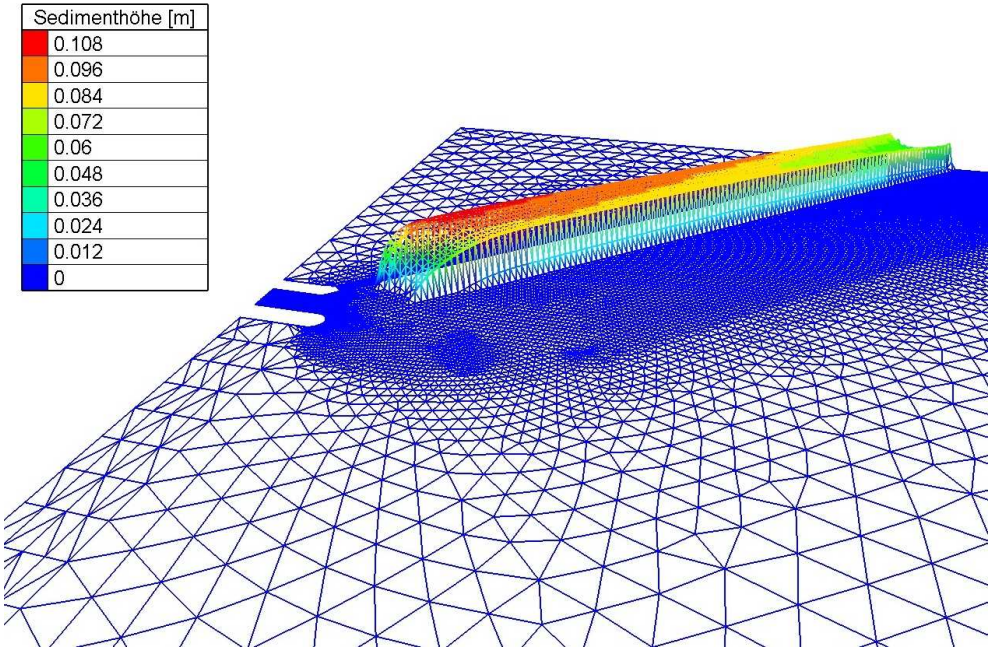


Abbildung B.2: Sedimentbild nach 15min Simulationsdauer

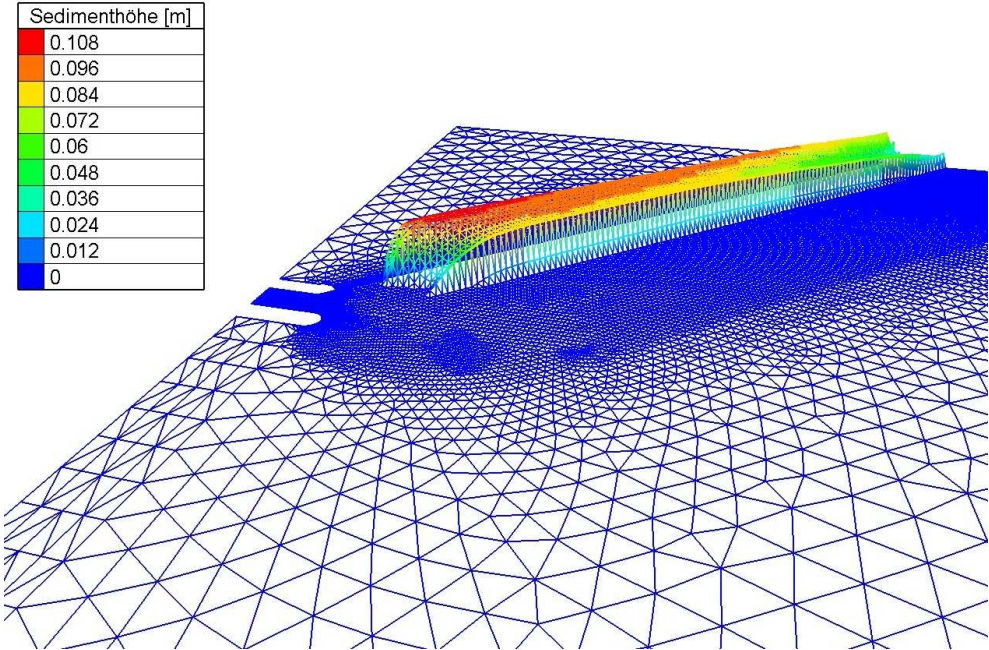


Abbildung B.3: Sedimentbild nach 30min Simulationsdauer

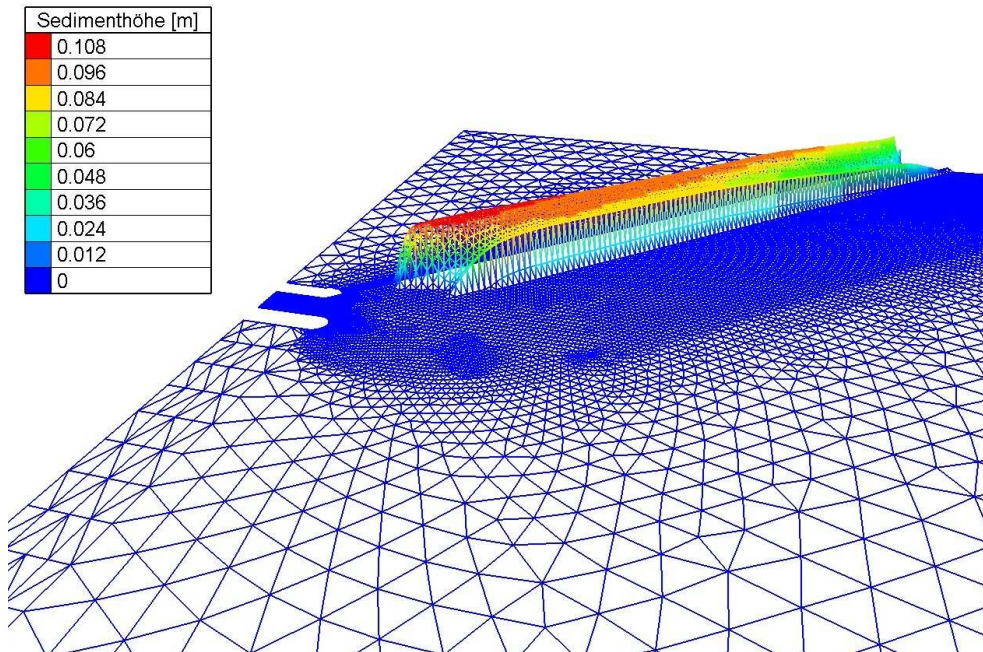


Abbildung B.4: Sedimentbild nach 45min Simulationsdauer

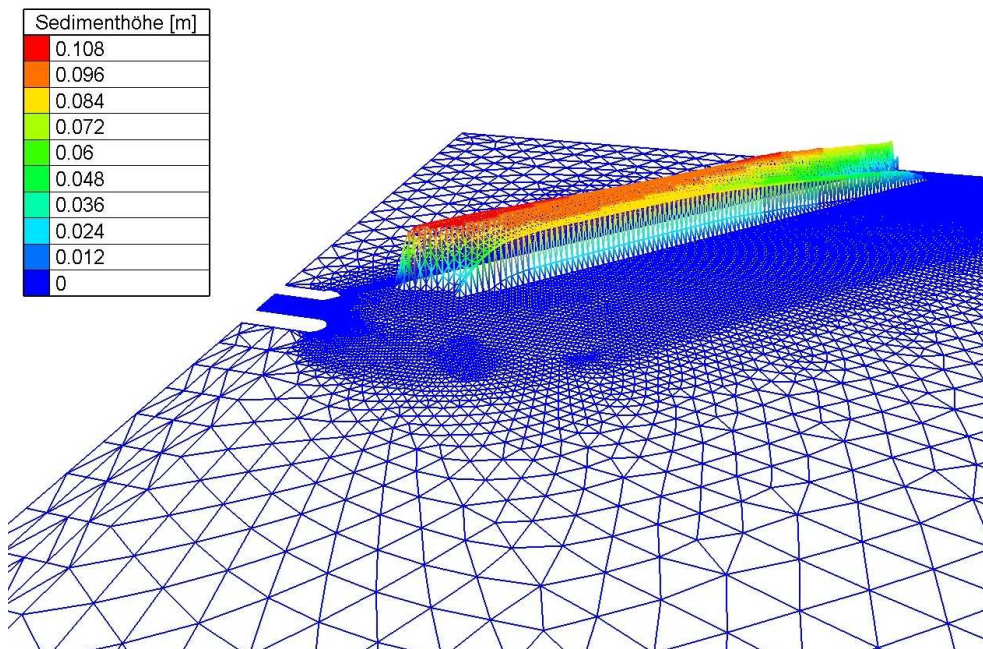


Abbildung B.5: Sedimentbild nach 60min Simulationsdauer

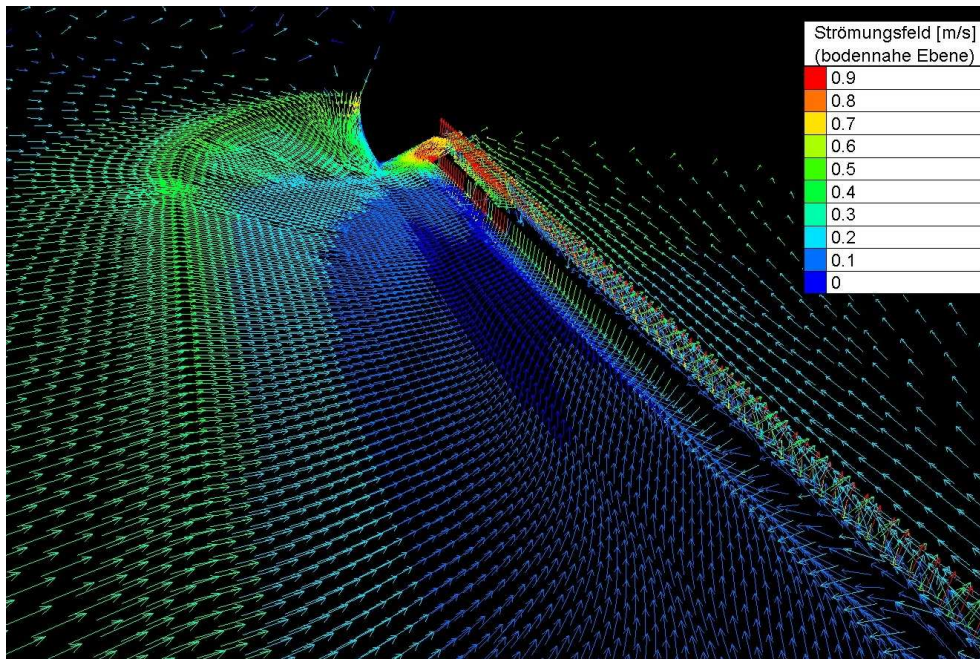


Abbildung B.6: Strömungsbild im Bodenbereich zum Bypass am „Typ B“, Spülvorgang mit $10m^3/s$

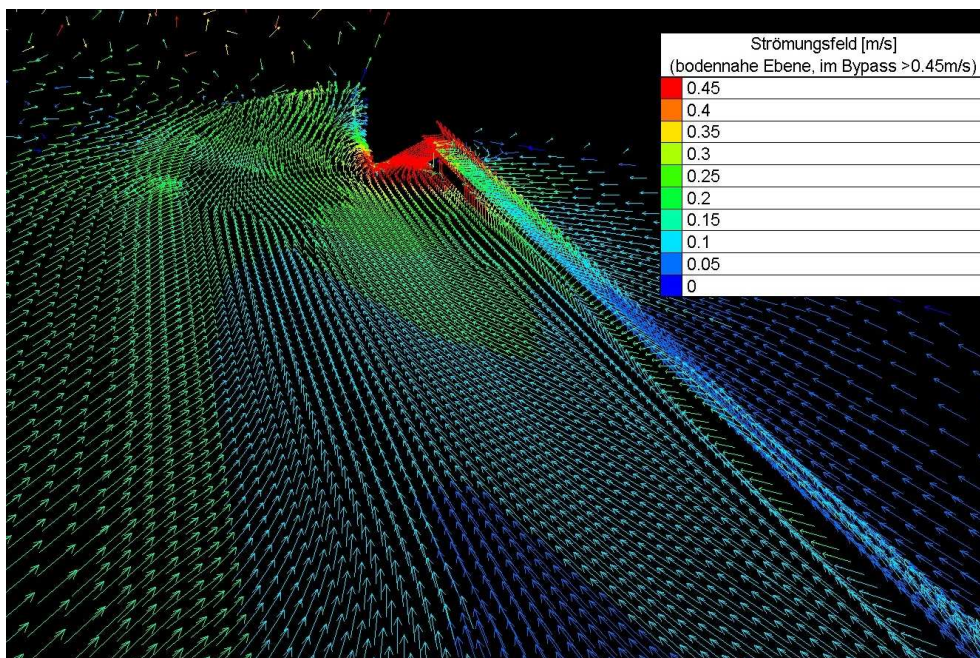


Abbildung B.7: Strömungsbild im Bodenbereich zum Bypass am „Typ B“, Spülvorgang mit $10m^3/s$ und eingeschränkten WKA Betrieb

Anhang C

Inhalt einer Steuerdatei zum Starten von Telemac3D und SISYPHE

Die Steuerdatei mit Namen cas_tel.txt enthält beispielhaft für den Modelltyp B folgenden Inhalt:

```
/
/ Simulation des Zulaufs eines Wasserkraftwerkes
/
/ Kraftwerkseinlauf "Typ B", Ausbauwassermenge 50m3/s
/
PARALLEL PROCESSORS = 0
ELEMENT : PRISME
DEFAULT EXECUTABLE : princi_win32_v6p1.exe
/DEFAULT PARALLEL EXECUTABLE : princi_win64_MP_v6p1.exe
/
/
BOUNDARY CONDITIONS FILE : bottom.b.cli
GEOMETRY FILE : bottom.slf
3D RESULT FILE : res3d.b.res
2D RESULT FILE : res2d.b.res
/FORTRAN FILE : princi.f
BINARY DATA FILE 1 : nonero.slf
/PREVIOUS COMPUTATION FILE : restart
VALIDATION : NO
/
/-----/
```

C. Inhalt einer Steuerdatei zum Starten von Telemac3D und SISYPHE

```
TITLE : 'Kraftwerkseinlauf.'  
/COMPUTATION CONTINUED : YES  
VARIABLES FOR 2D GRAPHIC PRINTOUTS : 'U,V,H,B,TA1,T,E,V'  
VARIABLES FOR 3D GRAPHIC PRINTOUTS : 'Z,U,V,W,TA1'  
NUMBER OF HORIZONTAL LEVELS = 20  
TIME STEP = 1  
NUMBER OF TIME STEPS = 7200  
GRAPHIC PRINTOUT PERIOD = 120 / 360  
LISTING PRINTOUT PERIOD = 1  
/-----/  
/-----  
/ Sisyphe - nur Bedload  
/-----  
/  
COUPLING WITH = SISYPHE  
SISYPHE STEERING FILE = cas_iss.txt  
COUPLING PERIOD FOR SISYPHE = 1  
/ SEDI-3D - Schwebstofftransport  
SEDIMENT = YES  
MEAN DIAMETER OF THE SEDIMENT = 1.e-004  
NAMES OF TRACERS = 'C SEDIMENT'  
NUMBER OF TRACERS = 1  
INITIAL VALUES OF TRACERS = 0.  
CRITICAL SHEAR STRESS FOR EROSION = 0.154 / 0.2  
CRITICAL SHEAR STRESS FOR DEPOSITION = 1000.0 / 0.2  
REFERENCE CONCENTRATION FORMULA = 3  
/ settling velocity wird in vichu.f nach van rijm berechnet  
CONSTANT SEDIMENT SETTLING VELOCITY : -8.9925E-5  
INFLUENCE OF TURBULENCE ON SETTLING VELOCITY = YES  
/-----  
SCHEME FOR ADVECTION OF VELOCITIES : 1 / 1  
SCHEME FOR ADVECTION OF TRACERS : 5 / 1,3  
SCHEME FOR ADVECTION OF DEPTH : 5  
MATRIX STORAGE = 3  
MASS-LUMPING FOR DEPTH = 1 / 0  
INITIAL GUESS FOR DEPTH = 1  
/-----/  
PRECONDITIONING FOR DIFFUSION OF VELOCITIES : 2  
PRECONDITIONING FOR PROPAGATION : 2
```

```

COEFFICIENT FOR HORIZONTAL DIFFUSION OF VELOCITIES = 1.E-6
COEFFICIENT FOR VERTICAL DIFFUSION OF VELOCITIES = 1.E-6
SOLVER FOR DIFFUSION OF VELOCITIES = 1 / 1
SOLVER FOR VERTICAL VELOCITY = 1 / 1
SOLVER FOR PROPAGATION = 1 / 1
SOLVER FOR DIFFUSION OF TRACERS = 1 / 1
SOLVER FOR DIFFUSION OF K-EPSILON = 1 / 1
SOLVER FOR DIFFUSION OF THE SEDIMENT = 1 / 3
MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS FOR DIFFUSION OF VELOCITIES = 1000
MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS FOR VERTICAL VELOCITY = 1000
MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS FOR DIFFUSION OF TRACERS = 1000
MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS FOR DIFFUSION OF SEDIMENT = 1000
MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS FOR PROPAGATION = 1000
/ACCURACY FOR VERTICAL VELOCITY : 1.E-12
/ACCURACY FOR DIFFUSION OF SEDIMENT : 1.E-12
ACCURACY FOR PROPAGATION = 1.E-4
/-----/
HORIZONTAL TURBULENCE MODEL : 3
/'1="CONSTANT VISCOSITY";'2="MIXING LENGTH";'3="K-EPSILON MODEL";
/'4=SSMAGORINSKI';'7="K-OMEGA MODEL"
VERTICAL TURBULENCE MODEL : 3
/'1="CONSTANT VISCOSITY";'2="MIXING LENGTH";'3="K-EPSILON MODEL";
/'7="K-OMEGA MODEL"
TURBULENCE MODEL FOR THE BOTTOM : 2
/ 1: SMOOTH; 2: ROUGH
LAW OF BOTTOM FRICTION : 5
/ '0= "NO FRICTION"; '1= "HAALAND LAW"; '2= "CHEZY LAW"; '3= SSTRICK-
LER LAW";
/ '4= "MANNING LAW"; '5= "NIKURADZE LAW"
FRICTION COEFFICIENT FOR THE BOTTOM = .0003 / 225.D-006
/-----/
MASS-BALANCE : YES
INFORMATION ABOUT MASS-BALANCE FOR EACH LISTING PRINTOUT : YES
/-----/
IMPLICITATION FOR DEPTH = 1.
/-----/
TIDAL FLATS : NO
/-----/
INITIAL CONDITIONS : 'CONSTANT ELEVATION'

```

C. Inhalt einer Steuerdatei zum Starten von Telemac3D und SISYPHE

```
INITIAL ELEVATION : 3
/-----/
PRESCRIBED ELEVATIONS : 3.0;0.0;0.0;0.0
PRESCRIBED VELOCITIES = 0.0;0.0;0.0;0.0
/-----/
PRESCRIBED FLOWRATES = 70.0 ; -50 ; -1 ; -19
VELOCITY PROFILES = 1;1;1;1
/-----/
/CORIOLIS : YES CORIOLIS COEFFICIENT = 0.0
/-----/
/
/-----/
/
/ NON-HYDROSTATIC PART
/
/-----/
/
MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS FOR PPE = 1000
/SOLVER FOR PPE = 1 / 1
/ACCURACY FOR PPE = 1.E-6
/TIDAL FLATS : NO
NON-HYDROSTATIC VERSION : YES
CONSISTENT PROJECTION : YES
/
/-----/
/
OPTION FOR THE HYDROSTATIC STEP : 2 / wave equation, only option
TELEMAC-2D OPTIONS = 1;2
/
&ETA
&FIN
```

Die Steuerdatei mit Namen cas_sis.txt für das Modul SISYPHE hat dazu folgenden Inhalt:

```
NUMBER OF BED LOAD MODEL LAYERS = 1
NUMBER OF SIZE-CLASSES OF BED MATERIAL = 1
INITIAL FRACTION FOR PARTICULAR SIZE CLASS = 1.D0
MEAN DIAMETER OF THE SEDIMENT = 1.e-004
/SHIELDS PARAMETERS = 0.047
```

```
/
/-----
/ STRATIFICATION
/-----
/
CONSTANT ACTIVE LAYER THICKNESS = YES
ACTIVE LAYER THICKNESS = 100.D0
/
/-----
/ BED LOAD
/-----
/
BED LOAD = YES
/
LAW OF BOTTOM FRICTION = 5
/'Selects the type of formulation used for the bottom friction.
/'0="FLAT BED (KS=3 D50)";'1="KS = VAN RIJN PREDICTOR FOR TOTAL AND
RIPPLE ROUGHNESS";
/'2="CHEZY";'3="STRICKLER";'4="MANNING";'5="NIKURADSE"
/
BED-LOAD TRANSPORT FORMULA = 1
/
SLOPE EFFECT = YES
/ 1 : kock & frinkstra 2 : soulsby
FORMULA FOR SLOPE EFFECT = 2
/ wenn slope effect 1 , default 1.3
/BETA = 1.3
/ slope effect 2 , default 40
FRICTION ANGLE OF THE SEDIMENT = 30
FORMULA FOR DEVIATION = 2
PARAMETER FOR DEVIATION = 0.85
CRITICAL EVOLUTION RATIO = 1.0
NON COHESIVE BED POROSITY = 0.36
/
/-----
/ SUSPENDED SEDIMENT TRANSPORT
/-----
/
SUSPENSION = NO
```

```
/
/-----
/ NUMERICAL PARAMETERS
/-----
/
FINITE VOLUMES = NO
MASS-LUMPING = YES
TETA = 0.5
ZERO = 1e-6
TIDAL FLATS = NO
OPTION FOR THE TREATMENT OF TIDAL FLATS = 1
MINIMAL VALUE OF THE WATER HEIGHT = 0.1
/
/AIDE1 = '10 bed-load or total load transport formulas are implemented in SISYPHE.
/The formula N°3, N°30 and N°9 should not be used in the case of coupling with the
suspension.
/The formula N°4, N°5, N°8 and N°9 model the transport under the combined action of
/currents and waves :
/ 1 : MEYER-PETER (bed load)
/ 2 : EINSTEIN-BROWN (bed load)
/ 3 : ENGELUND-HANSEN + CHOLLET AND CUNGE (VERSION 5.3)
/ 30: ENGELUND-HANSEN (total)
/ 4 : BIJKER (bed load + suspension)
/ 5 : SOULSBY - VAN RIJN (bed load + suspension)
/ 6 : HUNZIKER (only for sand grading)
/ IN THIS CASE HIDING FACTOR KEYWORD DISCARDED
/ And Hunziker formula used
/ 7 : VAN RIJN (bed load)
/ 8 : BAILARD (bed load + suspension)
/ 9 : DIBAJNIA ET WATANABE (total)
&END
/&FIN indicates the end of the file (even if the file is not finished).
/&ETA prints the list of keywords and the value that is assigned
/to them when DAMOCLES encounters the command
/&LIS prints the list of keywords
/&IND prints a detailed list of keywords
/&STO stops the program and the computation is interrupted
/
/'U="velocity along x axis (m/s)";
```



```

/'V="velocity along y axis (m/s)";
/'C="wave celerity (m/s)";
/'H="water depth (m)";
/'S="free surface elevation (m)";
/'B="bottom elevation (m)";
/'F="Froude number";
/'Q=βscalar flowrate of fluid (m2/s)";
/'I="flowrate along x axis (m2/s)";
/'J="flowrate along y axis (m2/s)";
/'M="bed-load discharge (m2/s)"; -> solid discharge ??
/'N="bed-load discharge along x axis (m2/s)";
/'P="bed-load discharge along y axis (m2/s)";
/'E="bottom evolution (m)";
/'R="non erodable bottom";
/'KS="total bed roughness (m)";
/'TOB="Bed Shear stress (Totalfriction) (N/m2)";
/'MU = SSkin friction correction factor";
/'D50 = "Mean grain diameter";
/'THETA="wave angle with axis Oy (deg)";
/'QSSUSP=βsuspended load transport rate (m2/s)";
/'QSBL="bed load transport rate (m2/s)";
/'W="wave height";
/'X="wave period";
/'1Ai="fraction of sediment of class i in the first layer";
/'2Ai="fraction of sediment of class i in the second layer";
/'kAi="fraction of sediment of class i in the k layer";
/'kES="thickness of the k layer";
/'QSi="bed load transport rate of sediment of class i";
/'CSi="concentration volumic or mass concentration for class i";
/'A=βsupplementary variable A";
/'G=βsupplementary variable G";
/'L=βsupplementary variable L";
/'O=βsupplementary variable O"

```