TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

Fakultät Bauingenieurwesen

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik



WASSERBAULICHE MITTEILUNGEN HEFT 32

SRÖMUNGSSIMULATION IM WASSERBAU
FLOW SIMULATION IN HYDRAULIC ENGINEERING

IWD

KUBENS Ingenieurgesellschaft mbH

Beratende Ingenieure

Nürnberg, Erfurt, Leipzig

Ihr kompetenter Partner für komplette Leistungen:
- konstruktiver Wasser- und Ingenieurbau
- Hoch- und Tiefbau
- Betoninstandsetzung
- Spezialtiefbau
- Bauüberwachung, Bauoberleitung
- Begutachtung als Sachverständiger für Betontechnologie, insbesondere Betonschäden, Instandsetzung von Betonbauteilen im Wasserbau
- Hochwasserschutz
- Projektsteuerung



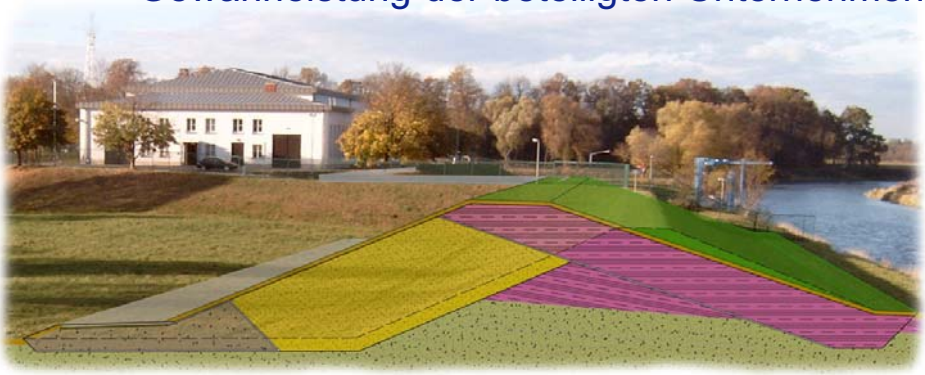






Unsere Leistungen umfassen alle Phasen der Ingenieurleistungen von der Bestandsaufnahme und Bauzustandsuntersuchung sowie Beratung zum Bau- und Instandsetzungskonzept über die ausführungsreife Planung, die Bauüberwachung und Bauoberleitung bis zum Ablauf der Gewährleistung der beteiligten Unternehmen.





Firmensitz Nürnberg
Rothenburger Straße 241
90439 Nürnberg
Tel.: 0911 / 96593-0

Zweigniederlassung Erfurt
Bebelstraße 19
99086 Erfurt
Tel.: 0361 / 21139-66

Zweigniederlassung Leipzig
Beethovenstraße 14
04107 Leipzig
Tel.: 0341 / 98497-70

Internet: http://www.kubens-ingenieure.de
E-mail: mail@kubens-ingenieure.de

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 32

Strömungssimulation im Wasserbau

Flow Simulation in Hydraulic Engineering

Dresdner Wasserbaukolloquium

am 09. und 10. März 2006

Bibliografische Informationen

Die bibliografischen Daten sind im Internet über http://dnb.ddb.de abrufbar.

Strömungssimulation im Wasserbau
(Flow Simulation in Hydraulic Engineering)
Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen,
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik.
Dresden: Inst. für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 2006
(Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen; H. 32)
Zugl.: Dresden, Techn. Univ., 2006
ISBN 3-86005-473-2

Herausgegeben im Auftrag des Rektors der Technischen Universität Dresden von

Univ.-Prof. Dr.- Ing. habil. H.-B. Horlacher
Univ.-Prof. Dr.- Ing. habil. K.-U. Graw

Technische Universität Dresden
Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
D-01062 Dresden

Tel.: 0351 463 33837
Fax: 0351 463 37141
Email: mail@iwd.tu-dresden.de
WWW: http://www.iwd.tu-dresden.de

Redaktion:
apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Detlef Aigner

Redaktionsschluss:
02.02.2006

Verlag:
Selbstverlag der Technischen Universität Dresden

Der Nachdruck des Heftes bedarf der Genehmigung durch die Redaktion und ist nur mit Quellenangabe gestattet.

ISSN 0949-5061

ISBN 3-86005-473-2

Inhaltsverzeichnis

Vorwort **1**
Kai-Uwe Graw (Dresden)

Numerische hydrologische und hydraulische Simulation der Auswirkungen einer möglichen Flutwelle im Rahmen einer Risikoanalyse am Mäßtobe **3**
Gerald Jäger (Bregenz), Markus Moser (Tamsweg)

Betrachtung von Auswirkungen der Hysterese auf die Verwendung von Abflusstafeln mittels Messwertanalyse und instationärer 1D/2D-Modellierung **13**
Matthias Fritz, Georg Johann (Aachen),
Ekkehard Pfeiffer, Hartmut Sacher (Essen)

Ein hybrider Ansatz zur adäquaten Berücksichtigung des Betriebs von Wehr- und Kraftwerksanlagen im Rahmen des Hochwasservorhersagemodells Inn **23**
Günther Leonhardt, Stephan Senfter, Friedrich Schöberl,
Helmut Schönlaub (Innsbruck)

Towards the prediction of free-forming meander formation using 3D computational fluid dynamics **31**
Nils Rüther, Nils Reidar B. Olsen (Trondheim)

Outflow hydrograph as a basis of flood wave propagation caused by earth dam failure **39**
Jerzy Machajski (Wrocław)

Modellierung von Kurvenströmungen mit einem 2D-tiefengemittelten HN-Modell **49**
Tobias Hafner, Manfred Schindler (München)

Simulating of Unsteady Flow in Tidal Zones By Using HEC-RAS Model **57**
Ahmad Hosseini, N. Javaheri, Y. Daghigh, A. Tolooiyan (Teheran)

Integrierte Modellierung eines Flusseinzugsgebietes am Beispiel der Oberen Iller **67**
Sylvia Matz, Matthias Pätsch, Ole Larsen (Syke),
Helmut Weis (Kempten)

Morphodynamische Untersuchungen zur Verbesserung der Unterhaltungssituation an der Tideems **75**
Christoph Heinzelmann (Karlsruhe), Harro Heyer (Hamburg)

Physikalisches Geschiebetransportmodell der Oder zur Untersuchung der Wechselwirkung von Stromregelungsbauwerken, Sohlformen und nautischen Bedingungen **87**
Bernd Hentschel (Karlsruhe)

Geschiebetransportmodell zur Festlegung der Mindestwassermenge bei Stauraumspülungen **97**
Helmut Knoblauch, Hannes Badura, Josef Schneider, Wolfgang Pichler, Günther Heigerth (Graz)

Morphodynamik in Buhnenfeldern - Naturuntersuchungen an der Elbe **105**
Martin Henning, Bernd Hentschel (Karlsruhe)

MIKE 21C - Morphological and Hydrodynamic Modeling Software and its application on River Loire and Labe **117**
B. B. Christensen (Hørsholm), P. Jirinec (Praha), Ole Larsen, Matthias Paetsch (Syke)

Abschätzung morphodynamischer Entwicklungen im Fluss und in der Aue mittels eines 3D-numerischen Verfahrens **131**
Andreas Dittrich, Michael Marek (Braunschweig)

Simulation of processes acting on water-sediment mixtures in estuaries **141**
Jérôme Thiébot, Sylvain Guillou (Cherbourg-Octeville)

Sedimentationsproblematik im Oberwasser der Staustufe Iffezheim – Dreidimensionale Simulation von Strömung und Schwebstofftransport **149**
Thomas Brudy-Zippelius, Andreas Schmidt (Karlsruhe)

Scour development and bridge abutment safety during the floods **157**
Boriss Gjunsburgs, Roberts Neilands, Elena Govsha (Riga)

Strömungsmodellierung in urbanen und Küstengebieten zur Gefahrenabschätzung **169**
Dirk Carstensen, Stefan Drägerdt, Jens Wilhelm (Dresden)

Optimierung großer Absturzbauwerke in Kanalhaltungen unter Verwendung numerischer Strömungssimulationsmodelle der freien Oberfläche **177**
Andreas Schlenkhoff, Mario Oertel (Wuppertal)

2D-HN Modell der Donau zwischen Straubing und Vilshofen **185**
Jens Kastrup, Pavel Kröbl, Ingo Kuckelsberg (München)

3D Fließgewässermodellierung mit vielflächigen finiten Volumen an der österreichischen Donau **193**
Michael Tritthart (Wien)

Large Eddy and RANS Simulations of the Flow over Dunes **201**
Thorsten Stoesser, Wolfgang Rodi (Karlsruhe),
Nils Reidar Olsen (Trondheim)

Ausbreitung einer Kühlwasserfahne unter Tideeinfluss **211**
Holger Schüttrumpf, Holger Rahlf (Hamburg)

Durchmischungsprognose für die Einleitung von Abwasser in den Rhein **219**
Tobias Bleninger, Gerhard H. Jirka (Karlsruhe),
Dagmar Marenda (Wissembourg)

Numerical simulation of the water-sediment mixture flow in a cyclic channel by a two-phase model **229**
J. Chauchat, K. D. Nguyen (Caen), S. Guillou (Octeville)

Wie viel Physik braucht die Strömungsberechnung in der Ingenieur-praxis? **237**
E. Pasche, H. Nasermoaddeli, W. Plöger, S. Kräßig (Hamburg),
K. Lippert (Koblenz), S. Rath (London)

Kopplung eines hydrodynamischen Strömungsmodells und eines Grundwassermodells **261**
Wolfgang Ruf, Paolo Perona, Peter Molnar, Paolo Burlando (Zürich)

3D Simulation der Seestand-Abflussbeziehung für die Seeklause/ Salzburg (Wallersee) **277**
Robert Feurich (Innsbruck), Walter Kühner (Salzburg)

Physikalische und numerische Untersuchungen zum Wehrkraftwerk Albbruck-Dogern am Hochrhein **285**
Frank Seidel, Jan Queißer, Mark Musall, Hans Helmut Bernhart (Karlsruhe)

Numerische Simulation der Strömungsfelder an beweglichen Strukturen im Wasserbau **297**
Andreas Matheja, Claus Zimmermann, Jens Scheffermann (Hannover)

Dreidimensionale numerische Simulation des Füll- und Entleerungs-vorganges einer Schleuse **309**
Michael Marek (Braunschweig), Thorsten Stoesser (Karlsruhe)

Automatische Optimierung als Planungswerkzeug zur Minimierung des Mitteleinsatzes für Hochwasserschutzmaßnahmen an Fließgewässern **317**
Lutz Feldmann, Jens Schramm (Dresden)

Velocity Profiles through a sewer channel: Using CFD to obtain velocity fields **327**
Jean-Bernard Bardiaux, Robert Mose, José Vazquez (Strasbourg), Hossein Bonakdari (Caen), Frédérique Larrarte (Bouguenais)

Experimental Study on Drag Reduction by Surfactant Additives in Turbulent Pipe Flow **337**
Ferhat HADRI, Markus Hertnagel, Sylvain GUILLOU, Rachid MAKHLOUFI and Anthony BESQ (Cherbourg-Ocrteville)

Kalibrierung von Druckrohrnetzmodellen mit Genetischen Algorithmen **345**
Daniel Kozelj, Franci Steinman, Primož Banovec (Ljubljana)

Tree-Dimensional numerical study of flows in complex CSOs for their instrumentation **353**
José Vazquez, Gislain Lipeme Kouyi (Strasbourg), Mathieu Zug, Céline Levecq, Christophe Zobrist (Maisons-laffite)

Validierung von 3D Strömungsberechnungen im Modellversuch und Anwendung in der Studentenausbildung **361**
Detlef Aigner, Reinhard Pohl (Dresden)

Physikalische Modellierung von Grundablassarmaturen **371**
Manhardt Lindel (Heidenheim)

Durchflussmessen mit Ultraschall in Kanälen und Rohrleitungen **381**
Michael Teufel (Eppingen)

Schwallströmungen auf trockener Sohle **391**
Antje Bornschein (Dresden)

Pflanzen in der 2D Simulation von Flüssen **399**
Reinhard Lutz Kowalski (Aachen),
Paul Michael Schröder (Karlsruhe), Tomasz Kaluza (Poznan)

Ökologische Modellkomponenten in hydrodynamischen Simulationsmodellen **407**
Peter Milbradt, Tino Schonert (Hannover)

3-D-Strömungssimulation von beckenartigen Fischaufstiegsanlagen – neue Wege mit bekannten Werkzeugen **421**
Margit HAGMEYER (Heidenheim), Stephan HEIMERL (Stuttgart)

Methodik zur eindimensionalen Strömungsberechnung naturnaher Fließgewässer **437**
Hans-Helmut Bernhart, Boris Lehmann, Franz Nestmann (Karlsruhe)

Einfluss der Retention auf die Abflussvorhersage **445**
Markus Fischer, Manfred Schindler (München)

Zur Modellierung von Sonderbauwerken natürlicher Fließgewässer **453**
Ulf Teschke (Hamburg)

Hydrodynamic flow simulation in pipe networks including heat transfer **461**
M. Töppel, M. Rada, E. Pasche (Hamburg)

Messergebnisse und Messunsicherheiten bei der Ermittlung von Hochwasserabflüssen der Elbe in Sachsen-Anhalt und deren Darstellung im hydraulischen Modell 471
Benno Bjarsch (Berlin), Reinhard Warmbold (Verden/Aller)

Numerische und aerodynamische hydraulisch-morphologische Untersuchungen eines Oderabschnitts mit strukturreichen Ufern 479
Petra Faulhaber, Thorsten Hüsener (Karlsruhe)

Vergleich des numerischen und physikalischen Modells der Strömungsstruktur an einer negativen Sohlstufe 493
Petr Lichtneger (Brünn),
Andreas Mathias, Theresa Horten (Dresden)

Verification on physical model of the erosion downstream of an asymmetrical stream flow 501
G. Ciaravino, L. Ciaravino (Naples)

Einfluss von Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf den Hochwasserabfluss 509
Gabriele Schwaller (München)

Großflächige numerische 2d-Modellierung auf Basis eines hochauflösenden Laserscanner-Gitters (1 m) 517
Frank Michel (München)

Outlets capacity analysis of the Złotniki storage reservoir on the Kwisa River 525
Jerzy Machajski, Wojciech Rędowicz (Wrocław)

Simulation von ein- und zweidimensionalen Abflussmodellen 533
Cornel Beffa (Schwyz)

2-D vortex method for pressure evaluation on protruding wall for high Reynolds flow 541
Stanisław Kostecki (Wrocław, Polen)

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Vorwort

Das Dresdner Wasserbaukolloquium ist 2006 der Strömungssimulation im Wasserbau gewidmet. Obwohl dies eine sehr grundlagenorientierte Thematik ist, wurden Beiträge nicht nur von Universitäten und Forschungsinstitutionen eingereicht, sondern auch vielfach aus Behörden, Ingenieurbüros und Firmen. Damit und mit der ebenso breit gestreuten Teilnehmergemeinschaft kann das jährliche Kolloquium erneut seine Brückenwirkung zwischen Universität und Praxis und die gute Verzahnung der grundlagenorientierten Forschung mit der Anwendung nachweisen. Erstmalig mussten – um dem regen Interesse Rechnung zu tragen – für einen Teil des Kolloquiums zwei parallele Sessions angeboten werden. Hier waren die Möglichkeiten des neuen Internationalen Congress Center Dresden dienlich, wobei versucht wurde, der Parallelsession den Charakter einer kleineren Arbeitsgruppensitzung zu geben. Wie üblich werden darüber hinaus einige Beiträge als Poster angeboten, eine Fachausstellung ergänzt die angebotenen Informationen.

Unter der allgemeinen Thematik Strömungssimulation werden zwei Schwerpunkte den speziellen Problemen freier Oberflächen und beweglicher Sohlen gewidmet. Andere Vortragsblöcke betreffen Strömungen an und in Bauwerken oder in Druck- und Freispiegelleitungen, hydraulisch-hydrologische Fragestellungen sowie ökologische Aspekte, setzen sich mit Turbulenz und Mischvorgängen, Messaufgaben und Modellversuchen auseinander oder behandeln Grundlagen und Lösungsstrategien. Verständlicherweise decken Vorträge oft mehrere Themenfelder ab, so dass die Einordnung einen Schwerpunkt wiedergeben und den Zuhörern eine grobe Orientierung bieten soll.

Ein knappes Dutzend Vortragende aus dem nicht-deutsprachigen Ausland werden simultan ins Deutsche übertragen werden, alle anderen Beiträge zumindest in den „Hauptsessions“ ins Englische. Mit Hilfe der Simultandolmetscher verbindet weiterhin der Veranstalter des Kolloquiums – die Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der Technischen Universität Dresden e.V. – die unterschiedlichen Ansprüche einer internationalen Veranstaltung und einer lokalen Fortbildung. Nur so ist es möglich, internationale Aspekte in die Veranstaltung hineinzutragen.

Die Vorbereitung der Veranstaltung lag wesentlich in den Händen der Mitarbeiter der Professur für Technische Hydromechanik, die Durchführung erfolgt kollegial durch Mitarbeiter und Studierende des Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik. Die Auswahl der Beiträge erfolgte durch

Mitglieder des Institutsvorstands und des Vorstands des Fördervereins. Allen Beteiligten, insbesondere Prof. Pohl, der federführend mit der Koordination betraut war, möchte ich an dieser Stelle vielmals danken.

Ich hoffe, dass es dem Dresdner Wasserbaukolloquium gelungen ist, Ihnen nicht nur viele, sondern vor allem viele interessante Beiträge anzubieten, die Ihnen neue Denkanstöße und möglicherweise sogar Lösungsansätze geben. Und ich hoffe, dass alle Teilnehmer Zeit und Gelegenheit finden, die Themen in Diskussionen zu vertiefen und neue Kontakte zu knüpfen. In diesem Sinne wünsche ich dem Dresdner Wasserbaukolloquium 2006 einen erfolgreichen Verlauf.

Prof. Dr.-Ing. habil. Kai-Uwe Graw

Numerische hydrologische und hydraulische Simulation der Auswirkungen einer möglichen Flutwelle im Rahmen einer Risikoanalyse und Risikomanagements am Mäßtobel

Gerald Jäger, Markus Moser

Das Mäßtobel, mit einem Einzugsgebiet von 0,42 km², stellt aufgrund einer Felsgleitung im Oberlauf ein großes Gefahrenpotential dar. Im Jahre 1999 hat sich diese Felsgleitung laut einer geologischen Untersuchung beschleunigt und dadurch besteht die Gefahr einer Verklausung des Vorfluters durch herabfallende Fels- bzw. Murmassen von ca. 800.000 m³. Die weitere Folge ist laut Experten ein Dammdurchbruch mit anschließender Hochwasserwelle, welche direkt auf die Ortschaft St. Gallenkirch trifft. Aufgrund dieses Szenarios wurde ein Projekt ausgearbeitet, welches aufbauend auf den neuen Erkenntnissen und Messungen im Einzugsgebiet des Mäßtobels, das Gefahrenpotential und die Auswirkungen dieser Flutwelle für den Siedlungsraum von St. Gallenkirch beurteilt und Maßnahmen im Rahmen eines Risikomanagements beinhaltet.

Als Projektsgrundlagen wurden dem Stand der Technik entsprechend Laser-Scan Daten zur Erstellung eines Geländemodells herangezogen. Ebenfalls als Grundlage diente eine geologische Detailuntersuchung durch das Büro Geognos Bertle, wonach mit einer Entlastung der labilen Hangbereiche zu rechnen ist. Aufgrund dieser geänderten Ausgangssituation wurde von Experten für das Bemessungsereignis eine Kubatur von ca. 150.000 m³ Fels- und Murmassen im unmittelbaren Einstoßbereich in den Vorfluter Suggadinbach festgelegt. Die hydrologische Berechnung erfolgte mit dem Modell HEC-HMS. Die Plausibilitätsprüfung und Kalibrierung des Modells konnte mithilfe der dokumentierten Anschlaglinien und Niederschlagsmengen des Ereignisses vom August 2005 durchgeführt werden.

Der Einfluss des Dammbruches auf die Überflutung des Siedlungsgebietes erfolgte durch die hydraulische Berechnung und Analyse verschiedener Szenarien. Zur Genauigkeitssteigerung und Plausibilitätsprüfung wurde der Simulationsabschnitt nach hydraulischen und topographischen Gesichtspunkten in 3 Abschnitte gegliedert. Im Abschnitt 1 wird ein Murgang im Mäßtobel mit Einstoß in den Vorfluter und möglicher maximaler Aufstauhöhe simuliert. Diese Simulation erfolgte

mit dem Softwarepaket FLO-2D. Eine Grundlage dafür ist eine rheologische Untersuchung des Murmaterials. Abschnitt 2 beschäftigt sich mit dem Dammbruchszenario, welches mögliche Varianten eines Dammbruchs mit anschließender Flutwelle beinhaltet. Im dritten Abschnitt befindet sich die Schluchtstrecke und der Schwemmkegel bzw. das Siedlungsgebiet von St. Gallenkirch. In diesem Abschnitt wird das „Worst Case Szenario“ einer Flutwelle simuliert und die potentiell gefährdeten Bereiche am Schwemmkegel ermittelt. Aufbauend auf diesen Ergebnissen und Erkenntnissen konnte ein Maßnahmenkatalog im Rahmen des Risikomanagements ausgearbeitet werden.

The Mäßtobel, having a catchment area of 0.42 square kilometres, bears high risks due to a rockslide in the upper reach. According to geological findings, this rockslide gained momentum in the year 1999; this means there is the danger of debris jam in the receiving stream caused by tumbling rock and debris flows of approximately 800,000 cubic metres. According to experts, dam failure and a consecutive flood wave would follow. The flood wave would then directly hit the town of St. Gallenkirch. Due to this scenario, a project was designed which assesses the hazard potential and the effects of this flood wave on the residential area of St. Gallenkirch on the basis of the newest findings and data gathered, and also contains measures as part of risk management.

Corresponding to the latest technical standard, laser scan data was used in the project to set up a digital terrain model. Another basis was a detailed geological scan by Geognos Bertle which says that the unstable slopes are likely to come down. Due to the altered situation, experts assumed a total of approximately 150,000 cubic metres of rock and debris in the immediate tributary into the receiving stream Suggadinbach as a recurrent design event. The hydrologic calculations were carried out with the aid of the HEC-HMS model. In August 2005, a plausibility test and calibration of the model was carried out with the aid of documented precipitation and maximum flood levels.

As to how much dam failure would flood residential areas, various scenarios were assumed in hydraulic calculations and analyses. So as to increase accuracy and test plausibility, the simulation section was split into three sub sectors according to topographic and hydraulic aspects. In sector 1, debris flow in the Mäßtobel is simulated, involving its flow into the receiving river and the possible maximum height of retained debris and water. This simulation was carried out with the software pack FLO-2D. Rheologic analysis of debris flow material formed a basis for this. Sector 2 deals with the scenario of dam failure, and it contains different variants of dam failure and the consecutive flood wave. In the third sector, there is the gorge section as well as the debris cone and the residential area of St. Gallenkirch. In this section, the worst case scenario is simulated. Moreover, the threatened areas on the debris cone are defined. On the basis of these findings and results, a bundle of measures could be worked out as part of risk management.

1 Einleitung

Steigender Siedlungsdruck im alpinen Lebensraum und ein erhöhter Sicherheitsanspruch der Öffentlichkeit verbunden mit der technologischen Entwicklung fordern vom Forsttechnischen Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung (WLV) in Österreich eine ständige Weiterentwicklung und den Einsatz neuester Technologien und Instrumente für den präventiven Schutz der Menschen und des Lebens- und Kulturraumes. Umfassende Risikoanalysen und ein Risikomanagement bilden das Grundkonzept eines umfassenden Naturgefahrenmanagements. Im gegenständlichen Projekt wurde die Auswirkung einer möglichen Flutwelle im Rahmen einer Risikoanalyse und Risikomanagements am Mäßtobel mittels neuester Simulationstechniken untersucht.

2 Problemstellung

Das Mäßtobel, mit einem Einzugsgebiet von 0,42 km², stellt aufgrund einer Felsgleitung im Oberlauf ein großes Gefahrenpotential dar. Im Jahre 1999 hat sich diese Felsgleitung laut einer geologischen Untersuchung beschleunigt und dadurch besteht die Gefahr einer Verklausung des Vorfluters durch herabfallende Fels- bzw. Murmassen von ca. 800.000 m³. Die weitere Folge ist laut Experten ein Dammdurchbruch mit anschließender Hochwasserwelle im Suggadinbach, welche direkt auf die Ortschaft St. Gallenkirch trifft.

3 Zielsetzung

Die vorliegende Arbeit, die den Einsatz neuester Technologien und Simulationstechniken beinhaltet, soll die Auswirkung und den Einfluss eines Verklausungsbruchs (Dammdurchbruch) im Mäßtobel/Suggadinbach auf das Siedlungsgebiet von St. Gallenkirch quantifizieren. Die grundsätzliche Frage lautet, ob die Abflussspitze mit Verklausungsbruch ein erhöhtes Gefahrenpotenzial für die Siedlung am Schwemmkegel bedeutet, oder ob sich durch die 2,2 km lange Schluchtstrecke die Abflussspitze abflacht und somit das Gefahrenpotenzial gering gehalten werden kann?

4 Methode

Mit Hilfe einer detaillierten Ereignisdokumentation und Ereignisanalyse des Ereignisses vom 22. auf den 23. August 2005 werden die Grundlagen zur Rückrechnung des Ereignisses ermittelt. Die hydrologischen Berechnungen erfolgen mit dem hydrologischen Modell HEC-HMS. An ausgewählten Querprofilen werden die errechneten Abflüsse mit den dokumentierten und rückgerechneten Abflüssen zeitlich und in ihrer Größenordnung gegenübergestellt und somit die Ergebnisse des Niederschlag-Abfluss-Modells verifiziert. Diese Grundlagen dienen als Basis für die hydraulische Simulation des Ereignisses. Die Berechnungen konzentrieren sich auf den Gerinneabschnitt im Zusammenfluss Mäßtobel und Suggadinbach, indem laut Experten die Verklausung erwartet wird. Um die auftretenden Prozesse (Murgang, Dammbruch, geschiebeführendes Hochwasser) möglichst realitätsnah nachzubilden, wird der Gerinneabschnitt in 3 Berechnungsabschnitte gegliedert, und eine Kombination von 1- und 2-D Modellen durchgeführt.

5 Ereignisanalyse

Die Grundlagen zur Rückrechnung des Ereignisses lieferte eine Ereignisdokumentation und Ereignisanalyse. Die Ereignisdokumentation enthielt die Bereitstellung von Niederschlagsdaten, die Kartierung von Anschlaglinien unmittelbar nach dem Ereignis vom 22. auf den 23. August 2005, die Darstellung der maßgeblichen Transportprozesse, die Erfassung der hydraulisch relevanten Parameter. Die Ereignisanalyse umfasste die Rekonstruktion des Gebietsniederschlags, die Bestimmung des Abflusses an ausgewählten Profilstandorten und die Ableitung eines Hydrographen an aus wildbachtechnischer Sicht erforderlichen Standpunkten. Die Quantifizierung der Größe der Verklausung durch einen massiven Mureinstoß vom Mäßtobel in den Suggadinbach erfolgte gutachtlich anhand der Abschätzung von Experten aus den Fachbereichen Geologie und Wildbach/Lawinenverbauung.

6 Hydraulische Simulation

Die Eingangshydrographen basieren auf den Ergebnissen, die im Zuge der hydrologischen Simulation (Programm HEC-HMS) ermittelt wurden. Der erste Abschnitt dient der Simulation des Murganges, der zweite Abschnitt der

Simulation des Verklausungsbruchs und der dritte Abschnitt der Simulation der Wellenverformung bis zum Schwemmkegel.

1. Abschnitt:

Simulation 1: Murgang des Mäßtobels in den Suggadinbach – Die Murmasse führt zu einem Aufstau des Suggadinbaches von ca. 15 m Höhe (FLO 2D).

Simulation 2: Murgang des Mäßtobels in den Suggadinbach, wobei der Ablagerungszeitpunkt mit der Hochwasserspitze zusammenfällt (FLO 2D).

2. Abschnitt:

Simulation 3: Dammbruchszenario mit dem Softwarepaket HEC-RAS; die entstehende Bresche erhöht die Abflussspitze des Suggadinbaches von 180 m³/s auf 380 m³/s.

3. Abschnitt:

Simulation 4: Murgang durch den Mittellauf des Suggadinbaches (FLO 2D); Zu der Reinwasserabflussganglinie kommt noch der Geschiebeanteil dazu – Abflussspitze: 380 m³/s + Geschiebe ergibt eine Spitze von ~760 m³/s

Simulation 5: Murgang am Schwemmkegel ohne Verklausung

Simulation 6: Murgang am Schwemmkegel mit Verklausung

Die nachfolgende Abbildung 1 zeigt schematisch die prozessorientierte Gliederung in 3 Abschnitte. Jeder Simulationsabschnitt besitzt einen Eingangs- und Ausgangsknoten. Die für das jeweilige Szenario berechnete Abflussganglinie am Ausgangsknoten dient als Eingangsganglinie für den nächsten Abschnitt.

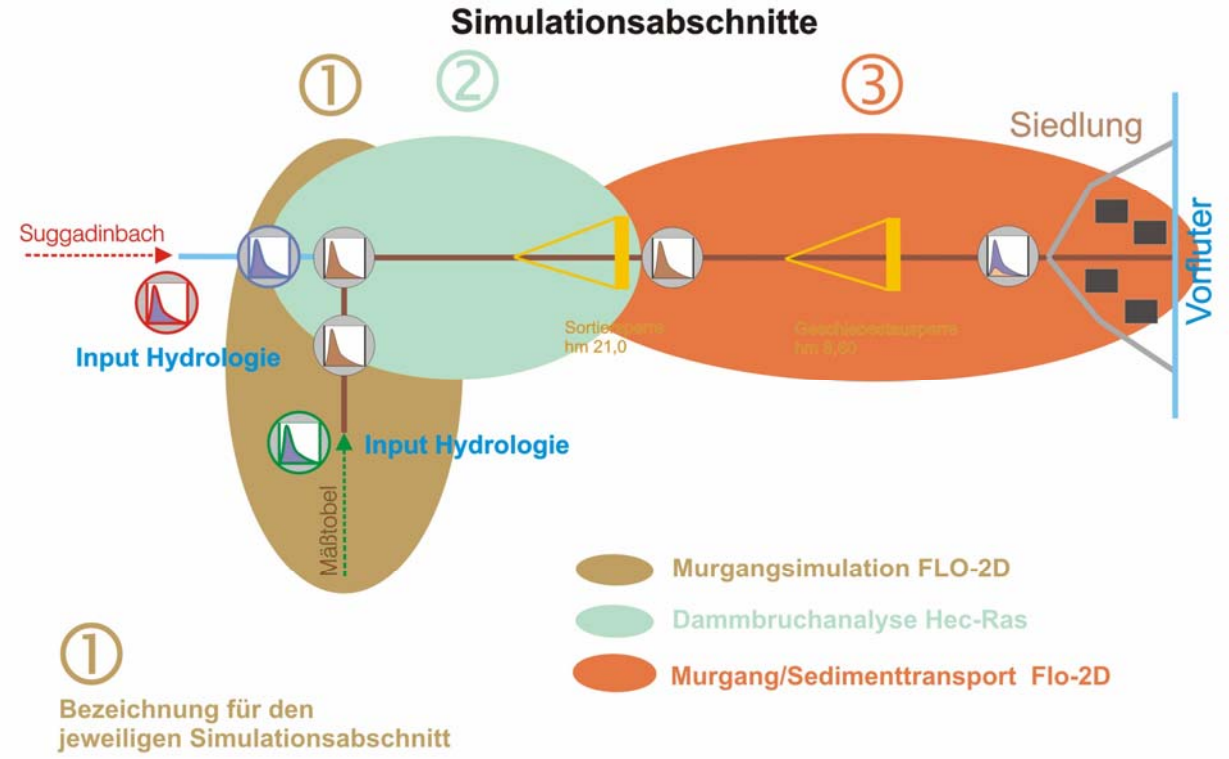


Abbildung 1: Schema Simulationsabschnitte

6.1 Simulation des Murgangs aus dem Mäßtobel im Abschnitt 1

Die Grundlage für die Berechnung des Murgangs mit dem Softwarepaket FLO-2D stammt aus der geologischen Studie Bertle, einer rheologischen Untersuchung des Murmaterials am Institut für Alpine Naturgefahren der BOKU Wien, der Aufbereitung der Laser-Scan Daten und einer Detailbegehung des Einzugsgebietes. Die laut Experten zu erwartenden Szenarien eines Aufstaus des Suggadinbaches durch das Mäßtobel (ohne Hochwasserführung des Suggadinbaches) und ein Murgang des Mäßtobels mit gleichzeitiger Hochwasserspitze des Suggadinbaches bilden die Ausgangslage für die Simulation 1 und 2.

Als Ergebnis liegen somit zwei Szenarien für einen Mureinstoß in den Vorfluter vor, die als Grundlage für den Damm- bzw. Verklausungsbruch im Abschnitt 2 dienen.

6.2 Ermittlung des Hydrographen infolge Sperrenbruch im Abschnitt 2

Bisher gibt es nur wenige Beispiele von Verklausungsbrüchen durch Wassereinstau. Erkenntnisse aus der Literatur werden als Anhaltswerte für die Abschätzung des Breschenabflusses und der Ausflusszeiten verwendet.

Die Größe und Einstauhöhe am Knoten Mäßtobel/Suggadinbach konnte auf Basis der Ergebnisse im Abschnitt 1 mit ca. 15 m über Bachsohle festgelegt werden. Als Abflussszenario wird ein Murgang mit ca. 350.000 m³ Sedimentanteil und laut Expertenschätzung eine Breschengröße mit einer Breite von 25 m und einer Höhe von 10 m festgelegt. Der Bruch erfolgt bei Abflussspitze des Suggadinbaches mit 180 m³/s. Die Bresche erreicht den Höchststand nach ca. 10 min und erhöht den Abfluss des Suggadinbaches von 180 m³/s auf 380 m³/s. Dabei handelt es sich um einen Reinwasserabfluss. Die Abflussspitze wird ca. nach 25 min nach Bruchbeginn erreicht.

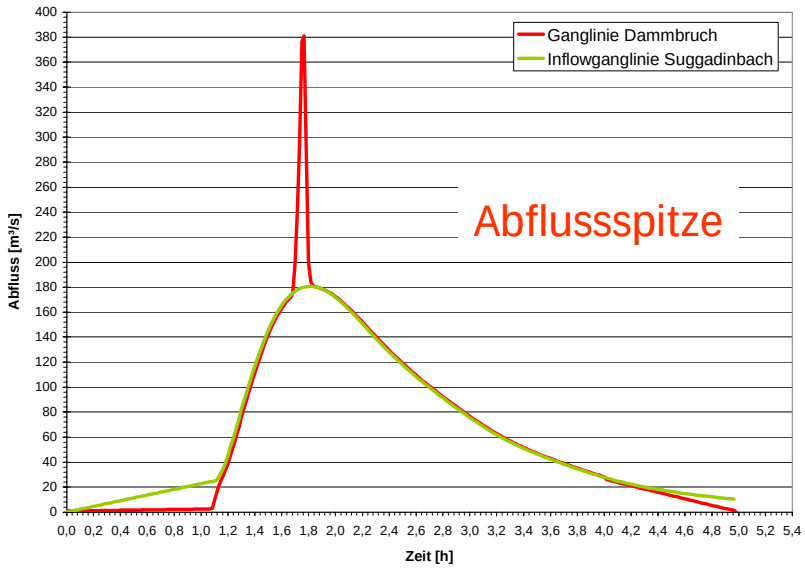


Abbildung 2: Abflussganglinie Dammdurchbruch und Ganglinie des Vorfluters Suggadinbach

6.3 Ergebnis Abschnitt 3

Für die weitere Berechnung der Flutwelle im Abschnitt 3 wurde der Reinwasserdammbruchganglinie noch ein entsprechender Geschiebeanteil hinzugefügt, da das abgelagerte Geschiebe vom Mäßtobel in weiterer Folge durch die Wassermassen erodiert und in den Unterlauf bzw. am Schwemmkegel abtransportiert wird. Die Simulationsergebnisse sind ein Teil der Prozessanalyse, wodurch mögliche Gefahren am Schwemmkegel bzw. im Siedlungsgebiet identifiziert, lokalisiert und in ihrer räumlichen Ausbreitung abgegrenzt werden können.

7 Schlussfolgerungen

Die Gemeinde St. Gallenkirch hat einen Antrag an den Forsttechnischen Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung um Ausarbeitung einer Studie bzw. eines Projektes zur Erhöhung der Sicherheit im Siedlungsraum von St. Gallenkirch gestellt. Nach Einschätzung von Experten besteht die Gefahr einer Verklausung durch den Einstoß von Fels- und Murmassen aus dem Mäßtobel und somit ein möglicher Dammdurchbruch mit anschließender Flutwelle.
Aufgrund dieses Szenarios wurde ein Projekt ausgearbeitet, welches aufbauend auf den neuen Erkenntnissen und Messungen im Einzugsgebiet des Mäßtobels, das Gefahrenpotential und die Auswirkungen dieser Flutwelle für den Siedlungsraum beurteilt und Maßnahmen im Rahmen eines Risikomanagements beinhaltet. Dieses Risikomanagement beinhaltet eine Risikoanalyse mit einer Ereignisdokumentation und eine Gefahrenanalyse. Durch eine Gefahrenanalyse, die sich in Prozessanalyse und Wirkungsanalyse gliedert, können mögliche Gefahren identifiziert, lokalisiert und in ihrer räumlichen Ausbreitung abgegrenzt werden. Da die räumliche Ausbreitung bei großen und seltenen Ereignissen vor allem bei Murgängen nur schwer vorhersehbar ist, wird durch sinnvolle Szenarienbildung versucht, die Vorhersagesicherheit zu erhöhen. Das Ziel ist die Klassifizierung der Art, der Ausdehnung und des Grades der Gefährdung am Schwemmkegel.
Als Ergebnis dieser Studie wurde festgestellt, dass sich die Gefährdungsbereiche („Rote“ und „Gelbe Gefahrenzonen“) im Wesentlichen mit dem erstellten Gefahrenzonenplan aus dem Jahre 2003 decken. Als Maßnahmen im Rahmen des Risikomanagements Mäßtobel/Suggadinbach sieht das Projekt nun die Errichtung von weiteren 2 Wildbachsperren mit Retentionsräumen vor, die die Abflussspitze bei einem eventuellen Dammbruch abflachen und entschärfen sollen. Eine derartige Sperre wurde im Jahr 2002 bereits errichtet und hat sich beim Hochwasser im August 2005 bestens bewährt. Das Sicherungssystem beinhaltet ebenfalls ein Frühwarnsystem, wodurch eine Warnung der Bevölkerung im Siedlungsbereich erfolgt und die Personen im Rahmen des bestehenden Katastrophenplans evakuiert werden können. Das Projekt Mäßtobel/Suggadinbach kann als ein gelungenes Beispiel vom Zusammenwirken von temporären und permanenten Verbauungs-/ Schutzmaßnahmen angesehen werden.

8 Literatur

BEFFA, C. (2001): Diagramme zur Bestimmung der flächigen Ausbreitung von Breschenabflüssen, In: wasser, energie, luft, Heft ¾

BEFFA, C. (2002): Integration ein- und zweidimensionaler Modelle zur hydrodynamischen Simulation von Gewässersystemen, Int. Symposium „Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau“; 7.–9. Oktober 2002, ETH Zürich

GEOGNOS BERTLE (2004): Felsgleitung Mäßtobel – geologisch-geomorphologisch-hangtektonische Detailuntersuchung; Jahresbericht 2004

FRANK, J. (1951): Betrachtungen über den Ausfluss beim Bruch von Stauwänden; In: Schweizerische Bauzeitung, 69 Jg., Juli 1951, Seite401 – 406

HAMPEL, R. (1960): Bruchversuch an einer Bogensperre der Wildbachverbauung; In. Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 8/9, Jahrgang 12

FORSTTECHNISCHER DIENST FÜR WILDBACH- UND LAWINENVERBAUUNG – GEBIETSBAULEITUNG BLUDENZ (WLV 2000): Suggadinbach, Verbauungsprojekt 2000, Technischer Bericht und diverse Unterlagen

FORSTTECHNISCHER DIENST FÜR WILDBACH- UND LAWINENVERBAUUNG – GEBIETSBAULEITUNG BLUDENZ (WLV 2002): Mäßtobel, Bauprogramm für Einzelbaumaßnahmen 2003, Technischer Bericht und diverse Unterlagen

RADLER, S.,(1989): Wasserwirtschaft und allgemeiner Wasserbau (I) für KT, WW u. WLV); Studienblätter zur Vorlesung, SS 1989, Kapitel 6 Hochwasserschutz

STEINWENDTNER, H. (2002): Einsatzmöglichkeiten von Numerischen Modellen im Zuge der Maßnahmenplanung in geschiebeführenden und murfähigen Wildbächen; unveröffentlicht.

Autoren:

DI Gerald Jäger
Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung, Sektion Vorarlberg, Gebietsbauleitung Bregenz
Rheinstraße 32/5
A 6900 Bregenz
Tel.: ++43 – 5574 – 74995/414
Fax: ++43 – 5574 – 74995/5
E-Mail: gerald jaeger@die-wildbach.at

DI Markus Moser
Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung, Sektion Salzburg, Gebietsbauleitung Tamsweg
Raiffeisenstraße 258
A 5580 Tamsweg
Tel.: ++43 – 6474 – 2256/16
Fax: ++43 – 6474 – 2256/17
markus.moser@die-wildbach.at

Weitere Titel des Standardwerks:

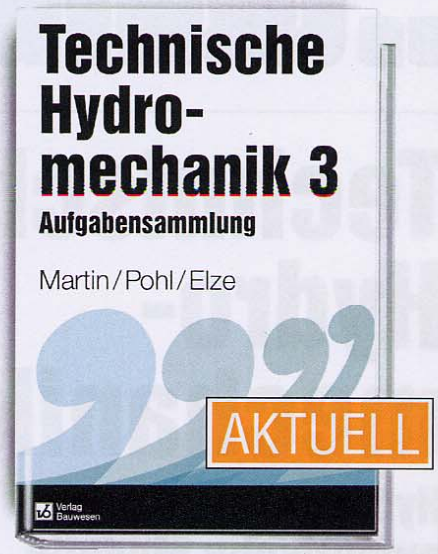


Die Technische Hydromechanik befaßt sich mit den Kraftwirkungen ruhender Flüssigkeiten, insbesondere aber mit Strömungsvorgängen in Bauwerken und Anlagen.
Im Band 1 werden zusammenfassend die Grundlagen des Fachgebietes dargestellt, insbesondere geeignet für Studium und Weiterbildung.
Zusammen mit Band 3: Martin/Pohl/Elze, Technische Hydromechanik – Aufgabensammlung wird ein umfassendes Lehrbuch auf diesem Gebiet angeboten.

Gerhard Bollrich
Technische Hydromechanik
Band 1: Grundlagen
5. Auflage 2000, 456 Seiten, 310 Abbildungen,
Hardcover, ISBN 3-345-00744-4
€ 51,00



Gerhard Bollrich u.a.
Technische Hydromechanik
Band 2: Spezielle Probleme
1. Auflage 1989
680 Seiten, 323 Zeichnungen ,11 Fotos,
23 EDV-Programme, 58 Tafeln,
Hardcover/Schutzumschlag
ISBN 3-345-00245-0
(nur noch in Bibliotheken erhältlich)



Diese Aufgabensammlung wurde als Ergänzung und in Abstimmung zum Lehrbuch Bollrich, Technische Hydromechanik: Grundlagen konzipiert. Der Student kann so seine Fertigkeiten in der Berechnung der Aufgaben festigen, seinen erworbenen Wissensstand überprüfen und sich hervorragend auf Prüfungen vorbereiten.

Helmut Martin/Reinhard Pohl/Rainer Elze
Technische Hydromechanik
Band 3: Aufgabensammlung
2. Auflage 2000
152 Seiten, mit 78 Aufgaben und Lösungen,
Paperback
ISBN 3-345-00728-2
€ 15,30

Gleich anfordern!

HUSS-MEDIEN GmbH
Verlag Bauwesen
10400 Berlin

Direkt-Bestell-Service: Tag & Nacht
☎ 030/42151-325 · Fax 030/42151-468
e-mail: versandbuchhandlung@hussberlin.de

Internet:
www.bau-fachbuch.de

Vertrauensgarantie: Mir ist bekannt, dass ich diese Bestellung innerhalb von zwei Wochen ohne Begründung bei der HUSS-MEDIEN GmbH, 10400 Berlin, schriftlich widerrufen kann. Zur Wahrung der Frist genügt die rechtzeitige Absendung.

Tel: 0 30/4 21 51-325 – Fax: 0 30/4 21 51-468
Bestellungen per e-mail: versandbuchhandlung@hussberlin.de

Firma/Name, Vorname
Branche
z.Hd. Position
Telefon Telefax
Straße/Nr. Postfach
Land PLZ Ort

Antwort

HUSS-MEDIEN GmbH
Versandbuchhandlung

10400 Berlin

TH4 0103

BESTELLSCHEIN

Ich bestelle zur Lieferung gegen Rechnung zzgl. Versandspesen zu den mir bekannten Geschäftsbedingungen bei der **HUSS-MEDIEN GmbH, Versandbuchhandlung, 10400 Berlin**

Exempl.	Bestell-Nr./ISBN	Autor/Titel	€/Stück
	3-345-00682-0	Martin/Pohl, Technische Hydromechanik, Band 4	65,50
	3-345-00744-4	Bollrich, Technische Hydromechanik, Band 1	51,00
	3-345-00782-2	Martin/Pohl/Elze, Technische Hydromechanik, Band 3	15,30

✗
Datum Unterschrift

Vertrauensgarantie: Mir ist bekannt, dass ich diese Bestellung innerhalb von zwei Wochen ohne Begründung bei der HUSS-MEDIEN GmbH, 10400 Berlin, schriftlich widerrufen kann. Zur Wahrung der Frist genügt die rechtzeitige Absendung.

✗
Datum Unterschrift

Betrachtung von Auswirkungen der Hysterese auf die Verwendung von Abflusstafeln mittels Messwertanalyse und instationärer 1D/2D-Modellierung

Dipl.-Ing. Matthias Fritz, Dipl.-Hydr. Georg Johann,
Dipl.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. Ekkehard Pfeiffer, Dr.-Ing. Hartmut Sacher

Water gauges record continuous water level data that can be converted into flood hydrographs using stage-discharge-relations. Due to the effect of hysteresis in unsteady flow this conversion might be ambiguous. This must be considered carefully when flood hydrographs are used to calibrate runoff-models. This phenomenon is investigated and proved in calculations covering different categories of rivers and creeks in the catchment area of the rivers Emscher and Lippe.

1 Einleitung

Abflussganglinien sind Grundlage der Kalibrierung Hydrologischer Gebietsmodelle (Niederschlag-Abfluss-Modelle). Kritisch zu prüfen ist, ob Abflussganglinien auf der Grundlage von Wasserständen aus Pegelaufzeichnungen und Abflusstafeln aus einer stationären, hydraulischen Berechnung eindeutig sind.

Beim Abfluss einer (Hochwasser-)Welle verändert sich die Wasserstands-Abfluss-Beziehung an einem Messquerschnitt durch ein variables Energieliniengefälle (sogenannte Hochwasserschleife oder Hysterese). Zu einem Wasserstand gibt es zwei Geschwindigkeiten bzw. zwei Abflüsse, die beide die Energiegleichung erfüllen. Eine nicht eindeutige Q(h)-Funktion im an- und absteigenden Ast einer Welle hat demnach eine Unterschätzung bzw. Überschätzung des kalibrierten bzw. berechneten Abflusses zur Folge. Grundlegende Eingangsdaten bei der Kalibrierung Hydrologischer Gebietsmodelle sind also möglicherweise fehlerbehaftet.

Zur Abschätzung dieser Ungenauigkeit wurden die maßgeblichen Parameter Gerinnegeometrie und Form der Hochwasserwelle analysiert. Dabei wurden Gewässer unterschiedlicher Größenordnungen im Emschergenossenschafts- und Lippeverbandsgebiet betrachtet, an denen Messungen von Ultraschall-Laufzeitanlagen sowohl von urban geprägten Gewässern mit steilen, schnellen Wellen als auch von Gewässern mit natürlichen Einzugsgebieten und langen Wellenlaufzeiten vorliegen.

Ausgangsfrage der Untersuchung war, wie zuverlässig Abflusstafeln bei instationären Strömungsverhältnissen sind, bzw. wo Anwendungsgrenzen bei der Kalibrierung von Hydrologischen Gebietsmodellen mit Hilfe von Abflussganglinien liegen und welche Parameter benötigt werden, um Abweichungen zwischen Abflusstafeln und Abflussschleifen hinreichend genau abzuschätzen.

2 Theoretischer Hintergrund

2.1 Stationärer Abfluss

Ein übliches Vorgehen zur Ermittlung von Abflusstafeln ist neben der turnusmäßigen Abflussmessung die Berechnung von Wasserspiegellagen in einem Gerinneabschnitt mit gestaffelten Abflüssen.

Die Lösung der Bewegungsgleichung und der Kontinuitätsgleichung bereiten keine Schwierigkeiten, da nach Umformung der Gleichungen lediglich die Unbekannte h iterativ bestimmt werden muss.

Die Erweiterung der Bewegungsgleichung um die Terme $\frac{\partial}{\partial x}$ zum ungleichförmigen Abfluss erfordert die Berücksichtigung einer Randbedingung, da zur Lösung des Gleichungssystems eine zusätzliche Größe bekannt sein muss. Dies ist üblicherweise im strömenden Bereich eine untere, im schießenden eine obere und bei Fließwechseln eine obere und eine untere Bedingung.

Gestaffelte Abflüsse können quasi-instationär betrachtet werden, wenn für den Wellentransport, dem sogenannten flood routing, Methoden wie z. B. von Kalinin Miljukov oder das Muskingumverfahren im Rahmen hydrologischer Berechnungen zur Anwendung kommen.

Da gestaffelte Abflüsse bzw. entsprechende Wasserspiegellagen untereinander keinerlei mathematische Beziehung haben, ergibt sich zu jedem Abfluss eine eindeutige Wassertiefe.

Zur vollständigen Beschreibung des Abflussgeschehens müssen jedoch alle dynamischen Terme in der Bewegungsgleichung und der Kontinuitätsgleichung berücksichtigt werden und damit die vollständigen Saint Venant Gleichungen gelöst werden.

2.2 Instationärer Abfluss

Mit den Saint Venant Gleichungen liegen zwei Gleichungen zur Bestimmung der zeitlich und räumlich variablen Größen v(x,t) und h(x,t) vor.

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + I_E - I_{SO} = 0$$

$$\frac{A}{b} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{v}{b}\left(\frac{\partial A}{\partial s}\right)_{h=konst} = 0$$

Lösungsmöglichkeiten für diesen Gleichungssatz existieren z. B. durch Differenzenverfahren, Charakteristenverfahren, etc., die in der einschlägigen Literatur hergeleitet sind.

Die instationären Terme $\frac{\partial}{\partial t}$ beschreiben die zeitliche Veränderung an einem Querprofil aufgrund eines veränderlichen Abflusses und der damit verbundenen Änderung der Querschnittsfläche.

Anlaufende Hochwasserwellen bedeuten einen positiven instationären Term, dementsprechend haben ablaufende Wellen ein negatives Vorzeichen. Bei einer Welle durchläuft die Abflusstafel eine sogenannte Hochwasserschleife, die physikalisch als Hysterese bezeichnet werden kann. Zu einem Wasserstand gibt es zwei Geschwindigkeiten bzw. zwei Abflüsse, die beide die Energiegleichung erfüllen. Daraus wird deutlich, dass eine Abflusstafel nicht eindeutig ist.

Da die Abflusstafel auch von der Größe des Differentialquotienten dv/dt abhängt, folgt, dass aus unterschiedlichen Wellen unterschiedliche Q(h)-Beziehungen ermittelt werden können.

3 Untersuchungen an Pegeln im Emscher- und Lippegebiet

Der Hysterese-Effekt wird an vier Beispielgewässern mit großen und kleinen Einzugsgebieten, die entweder natürlich oder anthropogen geprägt sind, untersucht. Dabei werden sowohl Messdaten von Pegeln mit Ultraschall-Durchflussmessanlagen ausgewertet als auch instationäre 1D- bzw. 2D-Berechnungen durchgeführt (1Di/2Di). In Tabelle 1 sind die untersuchten Gewässer aufgelistet. Dabei wurden der Lippe-Pegel Kessler und der Rotbach-Pegel Schlägerheide mit einem natürlichen Einzugsgebiet ausgewählt. Die Lippe ist ein ausgeprägter Flachlandfluss, der bei Hochwasser große Teile seiner landwirtschaftlich genutzten Aue durchströmt. Für den Pegel Kessler wurden zweidimensionale instationäre Berechnungen durchgeführt. Am Pegel Schlägerheide entwässert der Rotbach ein kleines überwiegend bewaldetes Einzugsgebiet. Als Beispiel für ein

kleines, dicht besiedeltes Einzugsgebiet wurde der Hüller Bach-Pegel BAB 42 aufgrund seines eingedeichten Profils mit eindimensionalen instationären Berechnungen untersucht. Als Beispiel für ein großes, anthropogen geprägtes Gewässer wurden die Messdaten des Emscher-Pegels Bahnstraße analysiert.

Tabelle 1 Untersuchte Gewässer - Übersicht Gebietseigenschaften

Gewässer-Pegel	**Lippe Kessler**	**Rotbach Schlägerh.**	**Emscher Bahnstr.**	**Hüller Bach BAB 42**
EZG-Größe [km²]	2000	26	860	70
Befestigungsgrad [%]	4	2	25	30
Gefälle [‰]	0,3	2,5	0,6	1,6
Profilgeometrie	Gegliedertes Profil	Kompakt-profil	Kompakt-profil	Kompakt-profil
Pegel-Messgrößen	W	W, v	W, v	W, v
Hydraulik	2Di	-	-	1Di

3.1 Lippe

Die Abbildung 1 zeigt die Daten eines zweidimensional instationär nachgerechneten Hochwasserereignisses am Lippe-Pegel Kessler.

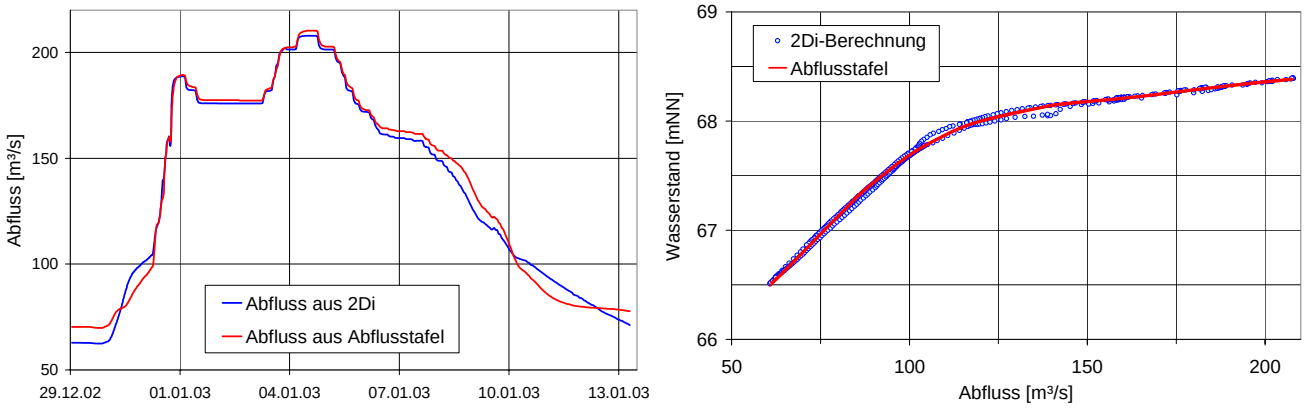


Abbildung 1: Links: Abflussganglinie vom 23.12.02 - 10.01.03 (2Di Berechnung und aus Abflusstafel). Rechts: Wasserstand / Abfluss aus 2Di Berechnung am Lippe-Pegel Kessler

In der rechten Grafik sind die berechneten Wasserstände und Abflüsse und die sich daraus ergebende Abflusstafel aufgetragen. Die prozentuale Abweichung des Abflusses bei gleichem Wasserstand, gegenüber dem Abfluss in der anlaufenden Welle, beträgt in der Hysterese maximal 12 %. In der Ganglinie (linke Graphik) ist dieser Effekt auch an den an- und ablaufenden Wellenästen deutlich zu erkennen. Ab einem Abfluss von rund 100 m^3/s ufert die Lippe in die breite

Aue aus. Dies führt dazu, dass der Hysterese-Effekt im anlaufenden Wellenast dann nicht mehr signifikant ist. Der Unterschied des Abflussvolumens zwischen den beiden Wellen beträgt 0,5 %. Die Abflussspitze der mit der Abflusstafel erzeugten Ganglinie liegt 1,5 % über der 2Di Berechnung.

3.2 Rotbach

Die verzögert abfließende Hochwasserwelle des bewaldeten Einzugsgebiets des Rotbachs erzeugt eine Hysterese mit einer Abweichung des Durchflusses von maximal 9 % (siehe Abbildung 2). In der Ganglinie ergeben sich in Bezug auf die Hochwasserwelle minimale Abweichungen, deren Auswirkungen auf das Abflussvolumen vernachlässigbar sind.

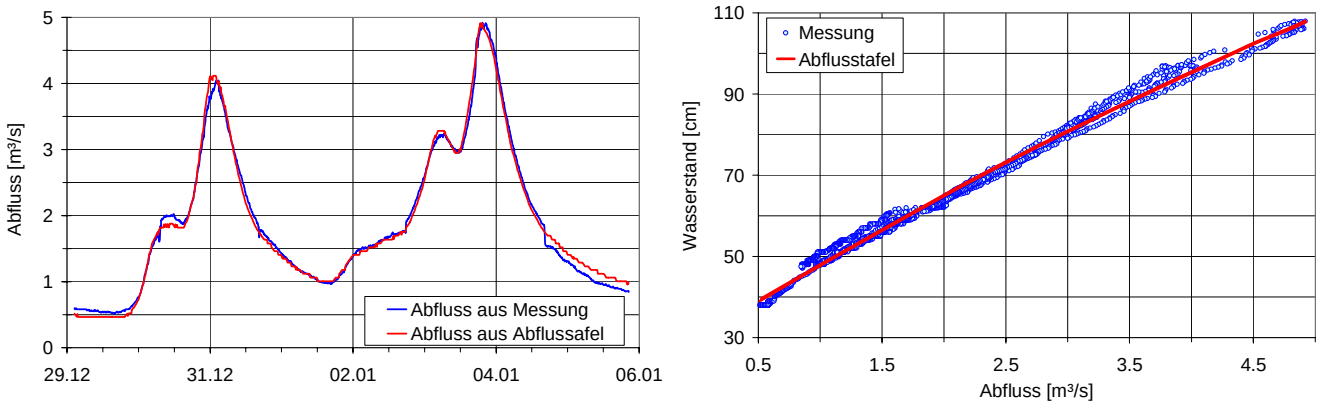


Abbildung 2: Links: Abflussganglinie 29.12.02 - 06.01.03 (gemessen und aus W/Q-Tafel). Rechts: Wasserstand / Abfluss am Rotbachpegel Schlägerheide

3.3 Emscher

Die Abbildung 3 zeigt eine gemessene Abflussganglinie am Emscher-Pegel Bahnstraße.

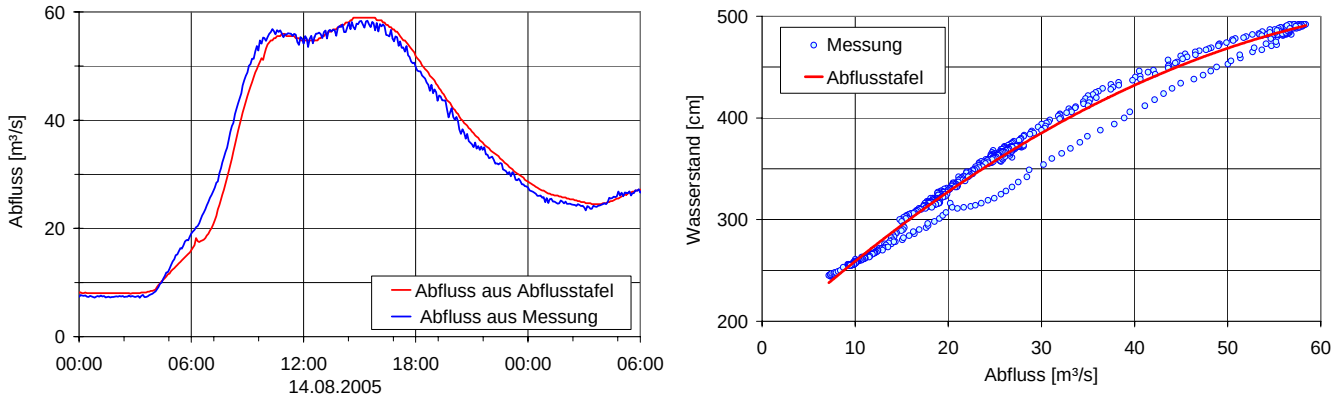


Abbildung 3: Links: Abflussganglinie vom 14.08.05 (gemessen und aus W/Q-Tafel). Rechts: Wasserstand / Abfluss am Emscher-Pegel Bahnstraße

In der rechten Grafik sind die mit der Durchflussmessanlage erfassten Wasserstände und Abflüsse und die Abflusstafel des Pegels für den Sommer gegeneinander aufgetragen. Die Abweichung des Abflusses beträgt in der Hysterese maximal 20 %. In der Ganglinie (linke Graphik) ist dieser Effekt auch an den an- und ablaufenden Wellenästen deutlich zu erkennen. Der Unterschied des Abflussvolumens zwischen den beiden Wellen beträgt nur ca. 1 %, da sich bei diesem Ereignis die Abweichungen des an- und ablaufenden Wellenastes aufheben. Die Abflussspitze der mit der Abflusstafel erzeugten Ganglinie liegt ca. 2 % über der Messung.

3.4 Hüller Bach

Die Abbildung 4 zeigt eine gemessene Abflussganglinie am Hüller Bach-Pegel BAB 42. In der rechten Grafik sind die mit der Durchflussmessanlage erfassten und die instationär eindimensional (1Di) berechneten Wasserstände und Abflüsse sowie die stationäre Abflusstafel aufgetragen. Die Abweichung des Abflusses beträgt in der gemessenen Hysterese maximal 28 %. Die Abflüsse auf Basis der stationären Abflusstafel liegen im Bereich hoher Wasserstände über den gemessenen und 1Di berechneten Werten.

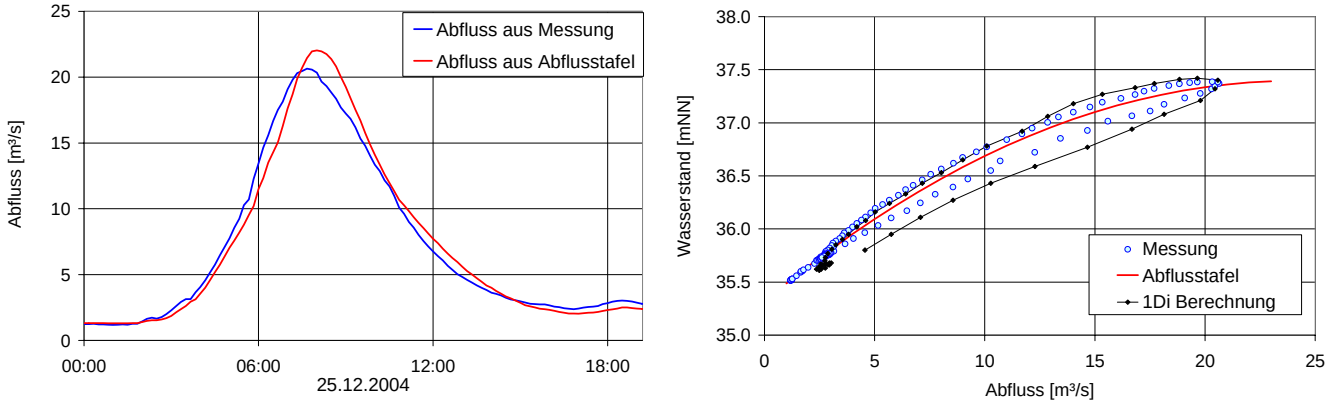


Abbildung 4: Links: Abflussganglinie vom 25.12.05 (gemessen und aus W/Q-Tafel). Rechts: Wasserstand / Abfluss am Hüller Bach Pegel BAB 42

In der linken Grafik sind die gemessenen und die aus der stationären Abflusstafel ermittelten Abflussganglinien abgebildet. Die Auswirkungen der Hysterese sind im Vergleich der gemessenen mit der stationär berechneten Ganglinie signifikant. Es unterscheiden sich nicht nur die an- und ablaufenden Wellenäste, sondern auch die Abflussspitze (ca. 6,7 % gegenüber der Messung). Der Unterschied des Abflussvolumens zwischen den beiden Wellen beträgt ca.1,5%.

4 Ergebnisdiskussion

In der Tabelle 2 sind die Ergebnisse zusammengefasst. Die durch Hysterese induzierten Auswirkungen auf die Abflussganglinie sind folgende:

Tabelle 2 Untersuchte Gewässer - Übersicht Ergebnisse

Gewässer-Pegel	**Lippe Kessler**	**Rotbach Schlägerh.**	**Emscher Bahnstr.**	**Hüller Bach BAB 42**
Ereignis	04.01.2003	04.01.2003	14.08.2005	24.12.2004
Abflussspitze [m³/s]	210	4,9	58	20,5
Wellendauer	20 d	4 d	20 h	6 h
max. Wellenverschiebung	10 h	0	50 min	20 min
Hysterese-Abweichung %	14	9	20	28
Volumen-Abweichung %	0,5	0	1,0	1,5
Spitze-Abweichung %	1,5	0	2,2	6,7

4.1 Differenz der Abflussspitze

Der Scheitelwert des Wasserstandes in der Hysterese fällt nicht mit dem maximalen Abfluss zusammen. Die stetig steigende Abflusstafel hingegen erzeugt immer einen maximalen Abfluss beim größten Scheitelwert. Diese führt bei der Verwendung einer Abflusstafel zur Ermittlung einer Q-Ganglinie zwangsläufig dazu, dass Spitzenabflüsse überschätzt werden.

4.2 Wellenverschiebung

Weiterhin führt das Durchlaufen der Hystereseschleife dazu, dass im anlaufenden Wellenast bei einem gemessenen Wasserstand der Abfluss eher als bei der Verwendung einer Abflusstafel erreicht wird. Im ablaufenden Ast verursacht die Hystereseschleife ein früheres Absinken der Abflussganglinie, sodass insgesamt ein Abfluss bei Berücksichtigung der Hysterese früher als bei der Verwendung einer Abflusstafel stattfindet.

4.3 Volumendifferenz

Aus den Abweichungen des Spitzenabflusses und des Zeitversatzes der Wellenäste folgt eine Volumendifferenz zwischen der tatsächlich abgelaufenen und der mit einer Abflusstafel ermittelten Abflussganglinie. Die Volumendifferenz ist überwiegend an die Unterschiede der an- und ablaufenden Wellenäste geknüpft und steigt mit der Asynchronität der Wellenform an. Die durchgeführte Analyse zeigt die Tendenz, dass die mit der Abflusstafel berechneten Abflüsse das Wellenvolumen eher überschätzen, besonders wenn sich der anlaufende Wellenast wesentlich vom ablaufenden unterscheidet.

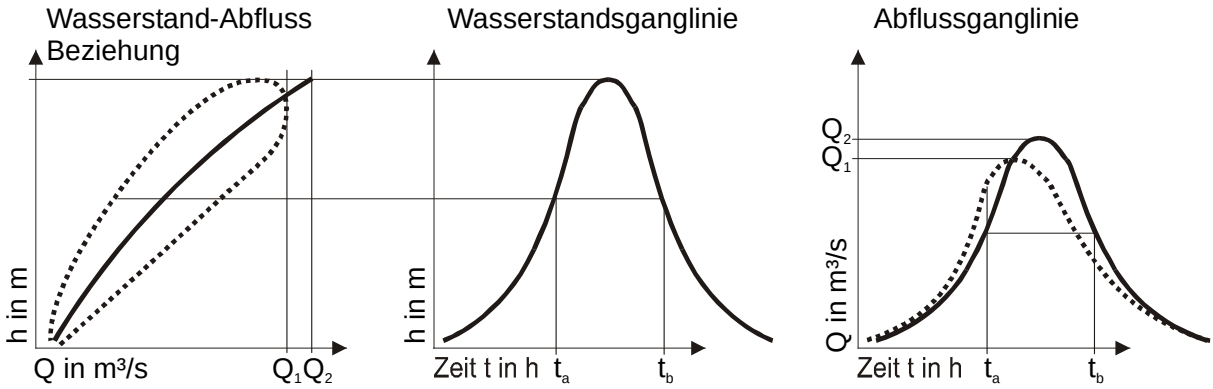


Abbildung 5: Schematischer Zusammenhang der Hysterese-bedingten Abweichungen in der Wasserstand-Abfluss-Beziehung und der Abflussganglinie

4.4 Einflussgrößen

Als entscheidende Parameter für die Ausbildung der Hysterese und somit auf die beschriebenen Abweichungen in den Abflussganglinien konnten die Profilgeometrie und die Wellenform sowie stark veränderte Energiegefälle identifiziert werden.

Die Profilgeometrie ist die relevante Systemeigenschaft. Je kompakter ein Gewässer, desto anfälliger reagiert das System auf instationäre Fließvorgänge.

Weiterhin hat der Differentialquotient dv/dt bzw. dQ/dt einen entscheidenden Einfluss auf die Ausbildung der Hysterese. Je schneller eine Hochwasserwelle das Gewässer durchläuft, desto größer ist ein Effekt auszumachen.

4.5 Auswirkungen auf die Hydrologische Gebietsmodellierung

Die tatsächliche Abflusswelle hat im anlaufenden Ast nicht nur einen steileren Gradienten, sondern erreicht auch früher höhere Abflusswerte, als die mit einer Abflusstafel erzeugte Ganglinie. Die ablaufende Welle fällt früher mit einem flacheren Gradienten ab. Besonders bei der Hochwasservorhersage sollte der Anwender also berücksichtigen, dass die Hochwasserwelle schneller abfließt, als die mit einer Abflusstafel erzeugten Daten es zeigen.

Das Volumen und die Spitze einer Hochwasserwelle werden durch stationäre Abflusstafeln überschätzt. Wie die Tabelle 2 zeigt, liegen diese Werte allerdings trotz einer signifikanten Hysterese innerhalb der Messtoleranz. Aus der Kalibrierung mit solchen Daten folgt, dass ein höheres abflussbereites Wasserdargebot ermittelt wird und Bemessungsabflüsse- und Wasserstände überschätzt werden. Dies führt zu einem höheren und damit sicheren Hochwasserschutz aber auch zu höheren Investitionskosten.

4.6 Fazit

Die beobachteten signifikanten Hysterese-Effekte mit Abweichungen von bis zu 30 % haben lediglich geringe Auswirkungen auf die Genauigkeit der bemessungsrelevanten Parameter Abflussvolumen und -spitze wasserwirtschaftlicher Anlagen. Die Wellenverschiebung sollte vor allem bei der Hochwasservorhersage Berücksichtigung finden. Insgesamt ist festzustellen, dass die durch die Hysterese erzeugten Abweichungen der hier untersuchten Ganglinien für die Bemessungspraxis (Extrapolationsstatistik) innerhalb der Messtoleranz liegen.

Gewässer mit kompakten Gerinnen und schnell ablaufenden Hochwasserereignissen, wie beim betrachteten Beispiel Hüller Bach, aber auch an Engstellen großer Gewässer, sollten in Hinsicht auf die gewonnenen Erkenntnisse untersucht und ggfs. instationär modelliert werden. Die hier gemachten Ausführungen für die vier Beispielsgewässer müssen mit weiteren Untersuchungen fortgeführt werden, um die ermittelten Einschätzungen abzusichern.

5 Literatur

DVWK (1999): Numerische Modelle von Flüssen und Küstengewässern. Schriften 127, Kommissionsvertrieb Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, Bonn

Technische Hydromechanik 1, Preißler/Bollrich, 3. Auflage, Verlag für Bauwesen, Berlin, 1992

Staatliches Umweltamt Lippstadt: Hochwasser an der Lippe Neujahr 2003, Lippstadt, 2003

Autoren:

Dipl.-Ing. Matthias Fritz,
Dr.-Ing. Hartmut Sacher
Hydrotec Ingenieurgesellschaft
für Wasser und Umwelt mbH
Bachstraße 62-64
52066 Aachen
Tel.: ++49 – 241 – 946890
Fax: ++49 – 241 – 506889
mail@hydrotec.de

Dipl.-Hydr. Georg Johann,
Dipl.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. Ekkehard Pfeiffer
Emschergenossenschaft / Lippeverband

Kronprinzenstraße 24
45127 Essen
Tel.: ++49 – 201 – 104 2249
Fax: ++49 – 201 – 104 2800
johann.georg@eglv.de

...damit alles fließt



Martin, Helmut, Pohl, Reinhard (Hrsg.)
Technische Hydromechanik
Band 4:
Hydraulische und numerische Modelle
1. Auflage 2000,
404 Seiten, Hardcover
mit CD-ROM
ISBN 3-345-00682-0

Spitzenpreis € 65,50!
früher € 100,–

Eine CD-ROM mit über 30 Videoclips und 8 Software-Angeboten zu Simulationsaufgaben und hydraulischen Berechnungen unterstützt die Anschaulichkeit und erleichtert die Anwendung in der Praxis.

Viele Aufgaben und Planungen im Wasserbau, in der Wasserversorgung und bei der Abwasserbehandlung, sowie im Umweltschutz sind mit komplexen hydromechanischen Problemen verbunden.

Selbst der erfahrene Ingenieur wird vielfach mit Fragestellungen konfrontiert, die über das im Studium vermittelte Wissen aus diesem Fachgebiet hinausgehen.

Eine Auswahl solcher weiterführenden Problemkreise wird in diesem neuen Band des bekannten Standardwerks behandelt.

Die vorgestellten Ansätze und Problemlösungen werden durch zahlreiche Berechnungsbeispiele ergänzt.

Das Buch ist Anregung für den in der Planung tätigen Ingenieur und es ist zugleich als Literatur für das vertiefende Studium der Technischen Hydromechanik konzipiert.

Internet: www.bau-fachbuch.de

INHALT

Bollrich, Aigner
Hydraulisches Versuchswesen
Ähnlichkeitskriterien und -gesetze, Modellregeln und Übertragungsgrenzen, Hydrometrie, Anwendungen

Martin/Carstensen
Gerinneströmungen
Fließformeln und Anwendungsbereiche, ungleichförmige Fließbewegungen, lokale Fließbewegungen bei Querschnittsänderungen, Schubspannungsermittlung

Diersch
Numerische Modellierung Ober- und unterirdischer Strömungs- und Transportprozesse
Grundlagen, Strömungen mit freier Oberfläche, Grundwasserströmungen

Aigner
Hydraulik der Wasserbehandlungsanlagen und industriellen Prozesse
Bemessungsgrundlagen, hydraulischer Längsschnitt, Turbulenz, Wasserverteilung, Wasserabzug, Dichteströmung, Verweilzeit

Pohl
Probabilistische Aspekte der hydraulischen Bemessung
Basisvariable, Verteilungen, Versagenswahrscheinlichkeit, Geschlossene Lösungen, Statistische Versuche, Beispiele

Martin
Spezielle hydraulische Probleme an ausgewählten Betriebseinrichtungen
Kavitation, Überfallströmungen, Großarmaturen

Horlacher
Rohrnetze, Druckstoß in Rohrleitungen
Netztopologie, numerische Verfahren zur Ermittlung des Druck- und Fließzustandes, Pumpen, Druckstoßerscheinungen in Leitungen und Netzen

Gleich anfordern!

HUSS-MEDIEN GmbH
Verlag Bauwesen
10400 Berlin

Direkt-Bestell-Service: Tag & Nacht
☎ 030/42151-325 · Fax 030/42151-468
e-mail: versandbuchhandlung@hussberlin.de

Ein hybrider Ansatz zur adäquaten Berücksichtigung des Betriebs von Wehr- und Kraftwerksanlagen im Rahmen des Hochwasservorhersagemodells Inn

Günther LEONHARDT, Stephan SENFTER, Friedrich SCHÖBERL, Helmut SCHÖNLAUB

Für den Inn in Tirol/Österreich und Bayern/Deutschland wird ein Hochwasservorhersagesystem auf Grundlage eines hybriden Ansatzes erstellt. Dazu werden hydrologische Modelle zur Ermittlung der Zuflüsse aus den Teileinzugsgebieten mit einem hydraulischen 1D-Modell zur Berechnung des Wellenablaufes im Inn kombiniert.

Die für das hydraulische Modell verwendete Software bietet die Möglichkeit, den Betrieb von Laufkraftwerken und Wehranlagen abzubilden. Dies erlaubt die vorausschauende Berücksichtigung der Regelungsvorschriften für Wehranlagen im Prognosemodell. Weiters steht ein Modul zur inversen Modellierung zur Verfügung, welches vor allem die Anpassung von Rauigkeitskoeffizienten im Rahmen der Modellkalibrierung erleichtert, insbesondere wenn Wasserspiegelmessungen an vielen Orten vorliegen. Es besteht jedoch auch die Gefahr, dass physikalisch unplausible Werte ausgewiesen werden, die der Rauheitsstruktur des Gerinnes widersprechen. In Kombination mit sorgfältigen, manuellen Änderungen können schnell gute Kalibrierungsergebnisse erzielt werden.

Flood Forecasting for the Inn River under Consideration of Power Plant Operations using a Hybrid Approach

A flood forecasting system to predict discharge and water level along the river Inn in Tyrol, Austria and Bavaria, Germany is developed as a hybrid system. Runoff from the main lateral valleys is computed with a hydrological model, while a 1D-hydrodynamic model is used to simulate the flood wave propagation in the river channel.

The hydraulic model is set up within a software-environment which provides the opportunity to represent the operation of run-of-river plants and weirs by the help of an integrated controller. Another important feature is the inverse modeling function, which is applied to identify roughness coefficients during the calibration-process. This facilitates the model calibration, but can lead to physically unreasonable values of the roughness coefficients. In combination with careful manual changes, numerical instabilities can be avoided and good calibration results achieved.

1 Einleitung

Der Inn ist der Hauptfluss Tirols und eines der bedeutendsten Fliessgewässer Bayerns. Vor allem im Bayerischen Abschnitt, aber auch in Tirol wird das Abflussgeschehen durch die Wasserkraftnutzung mit Laufkraftwerken beeinflusst.

Zur Verbesserung der Hochwasserprognosen werden für den Tiroler sowie den Bayerischen Abschnitt des Inn derzeit Vorhersagemodelle erstellt, die als Kombination aus hydrologischen und hydraulischen Modellen sowie eines meteorologischen Moduls aufgebaut sind. Dieser hybride Ansatz bietet sich an, da einerseits für den Flusslauf des Inn entsprechend gute Daten in hoher räumlicher Auflösung für die hydraulische Modellierung zur Verfügung stehen, andererseits Eingriffe in das Abflussgeschehen, z.B. durch Laufkraftwerke, mit hydrologischen Ansätzen zur Berechnung des Wellenablaufes nicht berücksichtigt werden können.

2 Hydraulisches Modell

Für die über 400km lange Fließstrecke des Inn zwischen der Grenze Schweiz – Österreich und der Mündung in die Donau werden eindimensionale hydraulische Modelle mit der Software Flux$^{DSS/DESIGNER}$ der Firma SCIETEC erstellt. Als Kern verwendet diese das Programm FLORIS2000 (Reichel und Baumhackl 2000).

Neben den für 1D-Programme üblichen Berechnungen bietet die Software die Möglichkeit, den Betrieb und die Regelung von Flusskraftwerken im Modell abzubilden, sowie diverse Parameter mittels inverser Modellierung zu bestimmen bzw. abzuschätzen. Weiters können verschiedene Schnittstellen zum Datenaustausch eingerichtet werden, weshalb sie auch schon bei anderen Vorhersagesystemen eingesetzt wurde (z.B. Kanne et al. 2002).

3 Kraftwerksregelung

Eine essentielle Aufgabe des hydrodynamischen Modells für das Hochwasserprognosesystem besteht darin, die Beeinflussung des Wellenablaufs am Inn im Voraus möglichst gut abzubilden. Der Betrieb der am Inn liegenden Wasserkraftwerke beeinflusst im Hochwasserfall das Abflussgeschehen vor allem für die stromabwärts liegenden Abschnitte in wesentlicher Weise.

Als interner Regelalgorithmus wird ein PID-Ansatz (Proportional-Integral-Differential Ansatz) mit Störgrößenaufschaltung und Sollwertbeobachtung

verwendet. Eine Besonderheit dieses Ansatzes liegt darin, dass neben der aktuellen Störgröße eine erwartete Störgröße für den nächsten Zeitschritt berücksichtigt werden kann, die auf der Entwicklung der Störgröße in einer frei zu wählenden Anzahl vorausgehender Zeitschritte basiert (Reichel und Baumhackl 2000).

3.1 Wehrbetrieb Kraftwerk Kirchbichl

Das Kraftwerk Kirchbichl ist seit 1941 in Betrieb und nutzt bei einer Ausbauwassermenge von 300m^3/s eine Fallhöhe von maximal 9,70m. Das Krafthaus liegt am Ende des etwa 1km langen Zuleitungskanals, der die Innschleife Kirchbichl abschneidet.

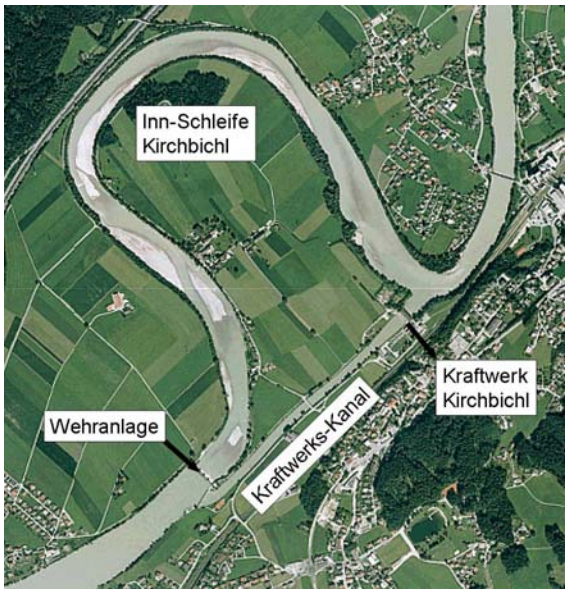


Abbildung 1 Übersicht: Kraftwerk Kirchbichl mit Wehranlage, Kraftwerkskanal und Kraftwerk, Inn-Schleife (Orthophoto: Land Tirol/tiris)

Eine Besonderheit des Wehrbetriebes Kirchbichl liegt darin, dass an 2 Knoten (Wehranlage bei der Abzweigung des Kanals vor der Inn-Schleife, Kraftwerk am Kanal) parallel Regelungsbewegungen durchzuführen sind:

- Bis zu einem Abfluss von 700m^3/s am Oberlieger-Pegel Brixlegg ist die Regelung des Wasserstandes am Kraftwerk auf 497,00m ü.M. maßgeblich. Dabei wird über die Innschleife nur jener Abfluss abgegeben, der über die Ausbauwassermenge von 300m^3/s hinausgeht.
- Ab einem Abfluss von 700m^3/s muss der Kraftwerksbetrieb eingestellt und der Stau an der Wehranlage im Inn gelegt werden. Von diesem Zeitpunkt an geht die Regelungs-Priorität auf die Wehranlage am Inn über.

Die Kombination der Wehrbetriebsordnungen am Kraftwerk Kirchbichl wurde anhand mehrerer Ganglinien auf Stabilität und auf die Abweichung von den Soll-Werten geprüft. Die nachfolgenden Diagramme zeigen einen Vergleich der Durchflussganglinien am Beginn des Teilmodells (Pegel Brixlegg, ca. 18,5km

stromaufwärts), im Kraftwerks-Kanal, in der Inn-Schleife und unmittelbar nach dem Zusammenfluss der Innschleife mit dem Unterwasserkanal.

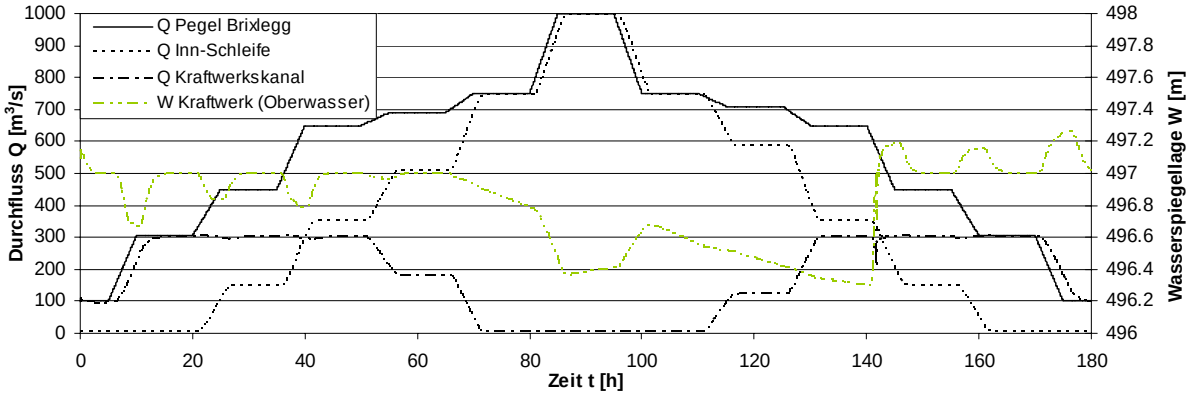


Abbildung 2 Ganglinien des Durchflusses beim stromaufwärts liegenden Pegel Brixlegg und unterhalb der Kraftwerksanlage; Ganglinie des Wasserstandes beim Kraftwerk Kirchbichl (Oberwasser)

Für Abbildung 2 wurde als Modell-Input eine fiktive, gestufte Ganglinie verwendet, um die Wehrbetriebs-Vorgaben im Modell für definierte Zuflüsse unter quasi-stationären Bedingungen zu testen. In Abhängigkeit des Durchflusses am Pegel Brixlegg zwischen 650m^3/s und 750m^3/s wird der Kraftwerksdurchfluss von 300m^3/s auf 5m^3/s reduziert. Durch den Mindestdurchfluss von 5m^3/s wird die Verwendung des effizienteren Finite-Differenzen-Schemas ermöglicht.

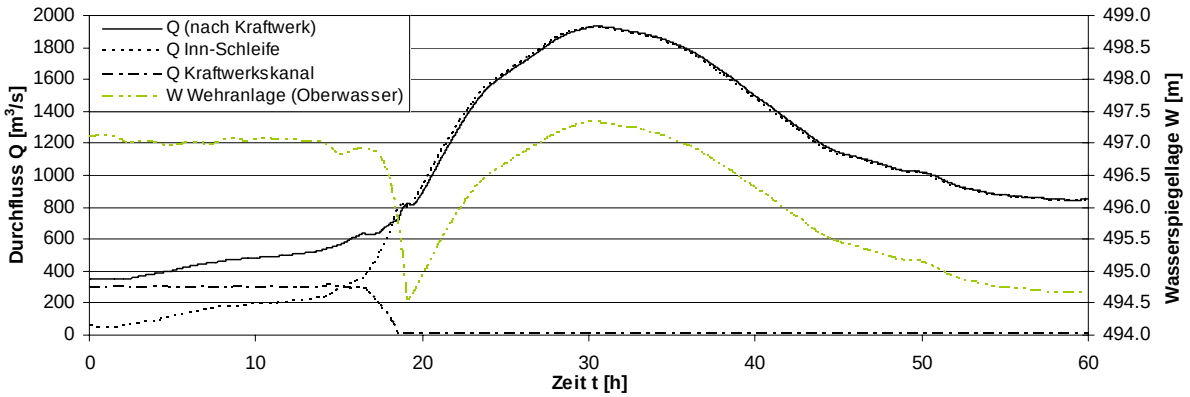


Abbildung 3 Ganglinien des Durchflusses im Kraftwerkskanal, in der Inn-Schleife und unterhalb der Kraftwerksanlage; Ganglinie des Wasserstandes beim Wehr Kirchbichl (Oberwasser)

Für Abbildung 3 ist als Input-Datensatz die Hochwasser-Ganglinie vom 23.08.2005 am Pegel Brixlegg verwendet worden. Gut erkennbar ist die Einstellung des Kraftwerksbetriebes (Reduktion des Durchflusses im Kraftwerkskanal) und die Staulegung bei t ≈ 17h. Der nachfolgende Anstieg des Wasserstandes ist durch die hydraulische Leistungsfähigkeit des Gerinnes vorgegeben. Der Wiederaufstau erfolgt erst nach einem weiteren Rückgang des Durchflusses am Inn.

3.2 Erfahrungen

Die Abbildung und vor allem die Optimierung und Validierung komplexer Wehrbetriebsordnungen im hydraulischen Modell ist trotz der anwendungsorientierten Bedienung in der Software mit einigem Aufwand verbunden. Eine Vielzahl von Einflussfaktoren (Wehrbetriebsordnungen, Messorte, Beobachtungspunkte, Regelungsparameter, Rechenzeitschritte, Störgrößen,…) muss berücksichtigt werden, um einen Parametersatz zu finden, der den sehr unterschiedlichen Anforderungen verschiedener Input-Hydrographen gerecht wird.

4 Inverse Modellierung

Mit der Funktion der inversen Modellierung können verschiedene Modellparameter durch Lösung des inversen Problems automatisch ermittelt bzw. geschätzt werden.

Die Methode wird in der Grund- und Bodenwassermodellierung oft verwendet (z. B. Olyphant 2003), aber auch Anwendungen in der hydraulischen Modellierung sind bekannt (z.B. Sulzer et al. 2002, Ding et al. 2004). Weiters kann diese Funktion auch zur Verbesserung und Vervollständigung von Messdaten eingesetzt werden (Reichel und Trösch 2003).

In der verwendeten Software ist ein indirektes Verfahren für die inverse Modellierung implementiert. Dabei werden die Systemgleichungen wiederholt gelöst und mittels Optimierung die Abweichungen zwischen gemessenen und berechneten Werten minimiert. Dies erfolgt durch die Definition einer zu minimierenden Zielfunktion, die die Quadratsumme der gewichteten Residuen der Wasserspiegelmessungen ausdrückt. Durch die Gewichtung können Informationen über Messfehler eingebracht sowie Parametervorkenntnisse berücksichtigt werden. Als Optimierungsverfahren wird der Algorithmus von Marquardt-Levenberg eingesetzt (Reichel und Baumhackl 2000).

Als Eingangsdaten werden Messwerte zu einem bestimmten Zeitpunkt und eine zugehörige Standardabweichung zur Berücksichtigung von Messfehlern, Anfangswerte und Vorkenntnisse für die zu optimierenden Parameter sowie zu letzteren die Standardabweichung zur Bewertung der Qualität benötigt.

In der hier behandelten Arbeit wurde die inverse Modellierung zur Ermittlung der Rauigkeitskoeffizienten im Rahmen der Modellkalibrierung eingesetzt. Als „Messwerte“ dienten Wasserspiegellagen für die Bemessungsabflüsse HQ_{30} und HQ_{100}, die mit einem früheren numerischen Modell für sämtliche Querprofile ermittelt wurden (TIWAG 1999-2003). Als Abflussszenarien wurden stationäre Bedingungen gewählt.

4.1 Manuelle Kalibrierung versus inverse Modellierung

Die Unterschiede zwischen beiden Methoden werden am Beispiel des Abschnittes Rotholz - Brixlegg am Tiroler Inn aufgezeigt. Dieser ist 8km lang, seine Geometrie ist durch 15 vermessene Querprofile definiert, für die auch Wasserspiegellagen für HQ_{30} und HQ_{100} bekannt sind. Das mittlere Sohlgefälle beträgt 1,1‰, die Bemessungsabflüsse liegen im Bereich zwischen 1390 und 1800m³/s. Einen Längenschnitt des Abschnittes zeigt Abbildung 4.

Als Ausgangswert wurde die Rauigkeit in allen Querprofilen auf $k_{st} = 35m^{1/3}/s$ gesetzt. Ziel der Kalibrierung war, bei beiden Abflussszenarien (HQ_{30} und HQ_{100}) Abweichungen kleiner bzw. gleich ±0,3m zu erreichen. Weiters wurden als Kriterium für die Qualität verschiedener Parametersätze die Standardabweichungen der Differenzen herangezogen sowie die Längenschnittdarstellungen der Wasserspiegel visuell betrachtet.

Bei der manuellen Kalibrierung (MK) waren über 5 Schritte notwendig, um gute Ergebnisse mit Abweichungen innerhalb der gewünschten Grenzen zu erhalten. Die Anzahl der zur Kalibrierung notwendigen Schritte ist natürlich von der Erfahrung und den Anfangswerten abhängig.

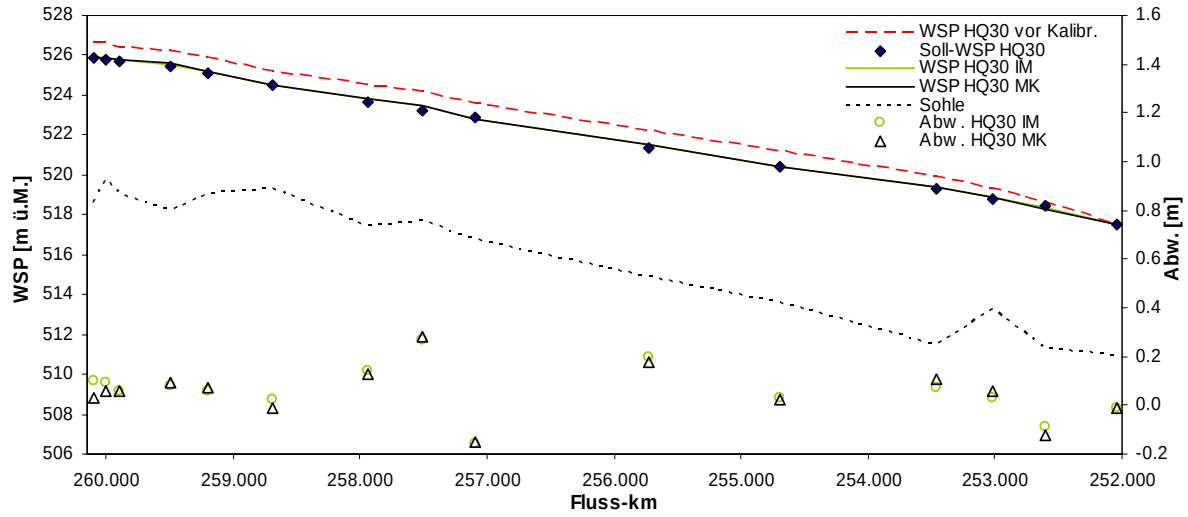


Abbildung 4 Längenschnitt des Abschnittes Rotholz – Brixlegg mit den Wasserspiegelverläufen vor und nach der Kalibrierung mit verschiedenen Methoden, Soll-WSP-Lagen für HQ_{30} sowie Abweichungen von den Soll-Lagen

Bei der inversen Modellierung (IM) wurde für alle Querprofile entsprechend den obigen Ausgangswerten als Vorkenntnis $k_{st} = 35m^{1/3}/s$ gewählt, als Messwerte wurden in verschiedenen Simulationen die Wasserspiegelhöhen für HQ_{30} bzw. HQ_{100} sowie beide zusammen vorgegeben. In allen Fällen lieferten die mit der ersten Optimierung ermittelten Parameter für beide Abflussszenarien Abweichungen innerhalb der gewünschten Grenzen. Für einige Profile ergaben sich hohe k_{st}-Werte, jedoch wurde $46m^{1/3}/s$ als obere Grenze festgelegt, was für diesen Abschnitt als physikalisch plausibel erscheint. Daher wurden höhere Werte

durch $k_{st} = 46 m^{1/3}/s$ ersetzt, aber auch dann blieben die Abweichungen der Wasserspiegel von den Soll-Werten kleiner ±0,3m.

Abbildung 4 zeigt die mit den ermittelten Parametern für den Bemessungsabfluss HQ_{30} berechneten Wasserspiegellagen. Die Variabilität der durch inverse Modellierung bestimmten k_{st}-Werte ist erwartungsgemäß größer als jene der manuell angepassten, die grundsätzliche Charakteristik ist aber im Großteil des Abschnittes ähnlich (vergl. Abbildung 5). Die ermittelten Parametersätze wurden mit Durchflussdaten und Wasserspiegelbeobachtungen des Hochwasserereignisses 1985 verifiziert.

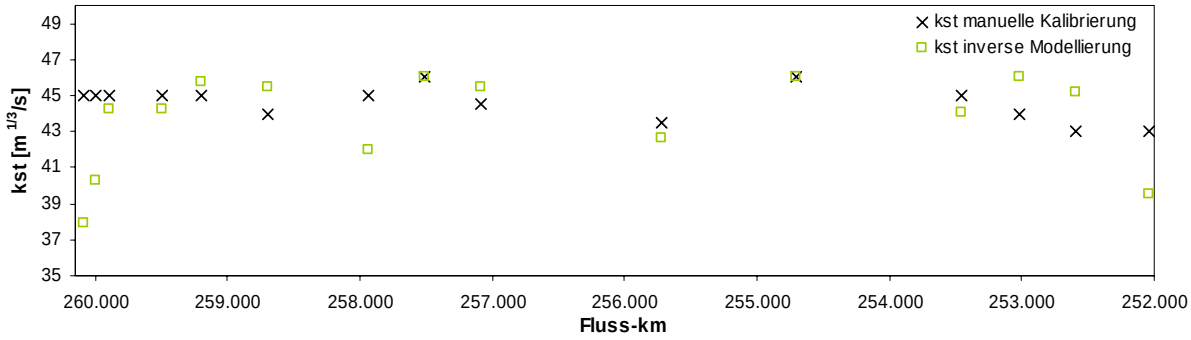


Abbildung 5 Mit den verschiedenen Kalibrierungsmethoden ermittelte k_{st}-Werte.

4.2 Lokale Verbesserungen der Kalibrierung

In manchen Fällen führt eine Kalibrierung mittels inverser Modellierung für einzelne Querprofile oder kurze Teilabschnitte nicht zu zufriedenstellenden Ergebnissen. Für die weitere Optimierungen der Parameter in diesen Bereichen hat sich die inverse Modellierung nicht bewährt, bessere Ergebnisse konnten durch eine manuelle Veränderung der k_{st}-Werte erzielt werden.

5 Schlussfolgerungen

Der Beitrag der Regelung von Wehranlagen an der Beeinflussung des Wellenablaufes ist vor allem in den ersten Stunden der prognostizierten Ganglinie wesentlich, da sich die Vorhersage in diesem Zeitraum vorwiegend auf die Daten der hydraulischen Modellierung stützt. Optimierungen im Bereich der Abbildung eines regelbasierten Kraftwerksbetriebes sind deshalb in zweierlei Hinsicht von Bedeutung: Einerseits kann dadurch die Prognosegenauigkeit in den ersten Stunden erheblich verbessert werden, andererseits kann durch die Möglichkeit der Simulation verschiedener Szenarien eine Optimierung von Betriebsregeln für Kraftwerke im Hochwasserfall erreicht werden.

Prinzipiell können mittels manueller Kalibrierung ähnlich gute Ergebnisse wie mit der Anwendung der inversen Modellierung erreicht werden, letztere kann jedoch die Modellkalibrierung in großem Maße erleichtern, indem sie schnell zu guten Parametersätzen führt. In manchen Fällen ist eine lokale Verbesserung notwendig, wofür sich jedoch eine manuelle Korrektur der Parameter besser eignet. Die Möglichkeit, Grenzen für die zu ermittelnden Parameter festlegen zu können, würde eine weitere Verbesserung dieses Instruments darstellen.

6 Literatur

Ding, Y. Jia, Y. Wang, S.S.Y.:Identification of Manning's Roughness Coefficients in Shallow Water Flows, J. of Hydraulic Engineering, Vol. 130, No. 6, 2004

Kanne, S. Meier, R.Cl. Reichel, G. Schmid, M.: Hochwasserschutz und -management am Lech, Int. Symp. Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau, Zürich, 2002

Olyphant, G.A.: Temporal and spatial (down profile) variability of unsaturated soil hydraulic properties determined from a combination of repeated field experiments and inverse modeling, J. of Hydrology 218, 23-35, 2003

Reichel, G. Baumhackl, G.: A New Simulation Tool for Flood Routing in Man-controlled River Systems Focusing on to the Needs of Operational Hydrology, International Symposium on Flood Defense, Kassel, 2000

Reichel, G. Trösch, J.: Die Verwendung von Numerischen Modellen zur Verbesserung und Erweiterung der Aussagekraft von Messdaten, Hydro-graphentag 2003 der Deutschen Hydrographischen Gesellschaft, Wien, 2003

Sulzer, S., Rutschmann, P. Kinzelbach, W.: Flood Discharge Prediction using Two-Dimensional Inverse Modeling, J. of Hydraulic Engineering, Vol. 128, No. 1, 2002

TIWAG – Tiroler Wasserkraft AG, Bautechnik – Abteilung Wasserbau: Schutz-wasserwirtschaft Inn, Ermittlung der Ausuferungsbereiche bei einem HQ_{100} bzw. HQ_{30} Hochwasserereignis, Technischer Bericht, Innsbruck, 1999-2003

Autoren:

DI Günther Leonhardt
DI Stephan Senfter
alpS - Zentrum für Naturgefahren Management GmbH
Grabenweg 3
A 6020 Innsbruck, Österreich
leonhardt@alps-gmbh.com
Tel.: +43/512/392929-38

A.o. Univ-Prof. Dr. DI Friedrich Schöberl
Institut für Geographie, Universität Innsbruck, Österreich

Dr. DI Helmut Schönlaub
TIWAG – Tiroler Wasserkraft Aktiengesellschaft, Innsbruck, Österreich

Towards the prediction of free-forming meander formation using 3D computational fluid dynamics

N. Rüther & N.R.B. Olsen

The present paper presents results of a 3D numerical simulation applied to a free-forming alluvial laboratory channel. Using computational fluid dynamics (CFD) the initial bed deformation as well as the propagation of meander bends was investigated. The model computed the river bed evolution over a real time period of 72 hours. On the basis of the simulation of water and sediment flow in an alluvial channel, different algorithms and parameters are applied and evaluated. Continuing the research of previous studies, the present paper focuses on the use of a free surface algorithm. Earlier investigations showed that the simplification of using a rigid lid approach for the water surface does not result in a sufficient agreement with the physical model data. The simulation was started from an initially straight grid, with neither sediment feed nor a geometrical perturbation at the inflow boundary. The results showed that three dimensional modeling of free forming meander is one step closer of having a predictor for alluvial channel migration. However, there are still uncertainties that have to be clarified in future investigations.

1 Introduction

The initialization and formation of meander bends is still a debated topic in the field of sedimentation engineering and geomorphology. The sediment transport in river bends is a complex phenomenon and influenced by many processes. E.g. the formation of bed forms in alluvial channels as well as the so-called helical flow. This characteristic flow exerts extra forces on the river banks, leading to possible bank retreat. The interaction of these processes and which one is dominating under certain flow conditions and how they are modeled numerically is still under investigation.

Modeling of sediment transport in river bends or meander related systems has been a topic of research over the last 30 years. Initially researches found universal relations for sediment transport on generally sloped river beds. The goal was to correlate the bed load transport rate in the transversal direction to that in the longitudinal one. The result were the first generation sediment transport models predicting transport rates in bended flow with the related bed deformation (Engelund, 1974, Odgaard, 1981 and Struiksma et al, 1985). With

the time and increasing computer power, Duan et al (2001) presented a 2D hydrodynamic model on a structured grid, coupled with a sediment transport rate module, including algorithms for basal bank erosion to predict migration of meander evolution. The 2D hydrodynamic approach was enhanced with empirical formulas taking into account the effects of the three dimensional flow in a channel bend. In the study of Olsen (2003) a fully 3D model was presented and verified on the same data set Duan et al (2001) used. The model (Olsen, 2004) will be described in detail in chapter 2. The results from the simulation showed good agreement when predicting the meander migration from an initially straight channel with an upstream perturbation in terms of a single bend. Going one step further, Rüther and Olsen (2003 & 2005) showed first results on the simulation of meander evolution when using no initial perturbation. Their work focused on the formation of alternate bars and the initiation of meandering starting from a completely straight channel. The migration and rotation of meander bend could be modeled as well as characteristic meander bend topography. However, the results showed that the research is under current development and that the presented model configuration could predict only some characteristics observed in the meander experiment of Friedkin (1945). The goal of the present study was therefore to implement a free surface routine and to model the plan form evolution of an initially straight alluvial channel with neither an initial perturbation nor sediment feed from upstream and verify the CFD program on the data recorded by Friedkin (1945).

2 The Numerical Model

The numerical model used in the present study was developed by Olsen (2004). It solved the time-depending Reynolds-averaged Navier-Stokes equations in three dimensions to compute the water flow. The k-e turbulence closure scheme (Rodi, 1980) was used and the SIMPLE method (Patankar, 1980) was applied for computing the pressure. The discretisation method was based on a finite volume approach.

The free surface was computed by first solving the differential Equation (1). The difference in vertical elevation of the surface cell was then based on the pressure gradient . The obtained value was then corrected so that the final change in vertical distance in one cell was a function of the changes in the surrounding cells.

$$\frac{\partial z}{dx} = \frac{1}{\rho g} \cdot \frac{\partial p}{\partial x} \tag{1}$$

Simultaneously to these operations, the convection-diffusion equation for sediment concentration was solved. As boundary condition van Rijns' (1984b)

formula for the sediment concentration close to the bed was used. Additionally, the sediment continuity and empirical formulas (van Rijn, 1984a) were used to compute the bed load transport in order to predict the vertical changes in the bed morphology over time.

The model used a three dimensional unstructured grid with a mixture of tetrahedral and hexahedral cells to model the geometry. To allow changes in the bed morphology mainly in the lateral direction, the CFD program included an algorithm for wetting and drying (Olsen, 2000). This algorithm generated new cells in areas where erosion took place and let cells disappear where sediment deposited. Consequently the grid changed in shape and size over time as the geometry of the meandering river was formed. The criterion for the formation or disappearance of a cell was correlated to a certain minimum water depth ζ_1. A second value, ζ_2 was the responsible criterion for the formation of just one cell over the depth. Meaning, in areas with $\zeta_1 \leq y \leq \zeta_2$ only one cell was used and if $y \leq \zeta_1$ or $\zeta_1 \geq y$ cells will dry up or be wetted, respectively.

3 Results of the Numerical Simulation

The numerical model was setup similar to a physical model study performed by Friedkin (1945). A 40.0 m long tilting flume with a 12.0 m wide effective section was filled up with sand of about 0.6 m depth and an initially straight, trapezoidal shaped channel, with an average width of 0.6 m, a depth of 0.088 m and a slope of 0.009 was excavated.

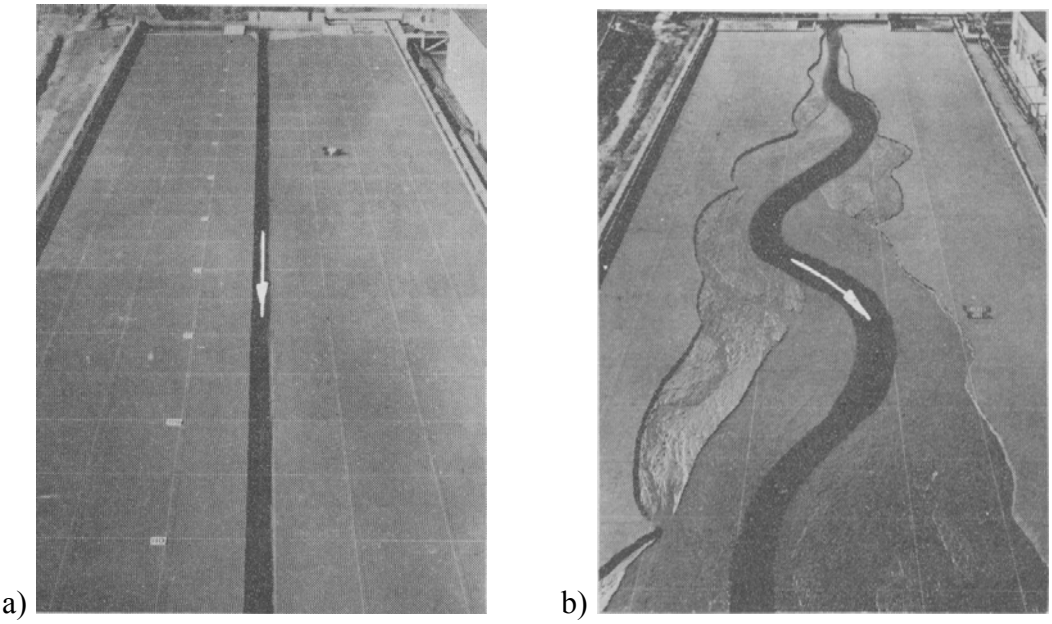


Abbildung 1 Initial condition, a) and developed meandering plan form b) in a physical model study. (Friedkin 1945)

It was then exposed to a constant discharge of 8.5 l/s with a water depth of 0.05 m. The sand material was fairly homogenous with a grain size distribution of d50 and d90 with 0.2 mm and 0.26 mm, respectively. Figure 1 shows the plan form after 72 hours duration of the experiments. The result showed a meandering channel with a maximum meander amplitude and wavelength of about 3.0 m and 12 m respectively. The meandering evolution started downstream of the first third of the channel length. In addition to this one can see that the bend size grow with increasing longitudinal distance.

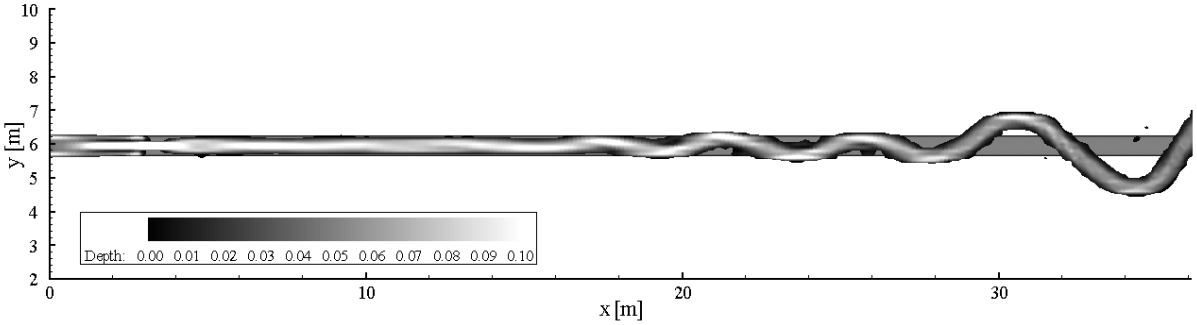


Abbildung 2 Simulation results with rigid lid approach

To illustrate the newly obtained results and to point out the improvement, they were compared to previously published results first. Figure 2 shows the meander formation when applying the rigid lid approach for the elevation of the water surface. The water level was continuously drawn down with a constant surface slope. Ruether & Olsen (2005) stated that the meander wavelength and amplitude was far underestimated and the location where the initially straight channel starts to alternate was far too downstream than compared to the physical model.

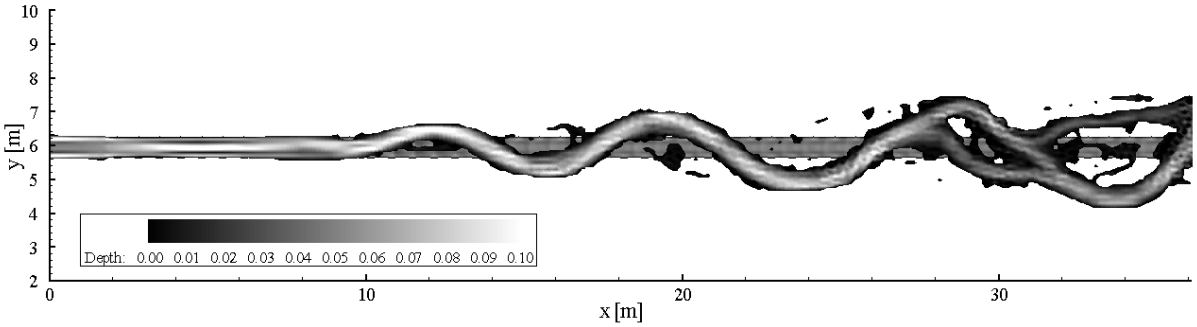


Abbildung 3 Simulation results with free water surface

Considering now the results obtained while applying the free surface algorithm, one can see the improvements clearly. Figure 3 shows the result of the

developed meander formation. The location of the initiation of meandering, at around 11m of the channel, was clearly shifted upstream. In addition the one can see that the wave length was increasing. However the characteristic amplitude of the observed meander bends was not obtained in the numerical model.

One reason for the amplitude being too small might have been the fact that the sediment entrainment from the side was not sufficiently. The model was therefore extended with an algorithm that reduced the critical shear stress for sediment particles on side slope. The relation by Brookes (1963), Equation (2) was used and applied only in cells located at the side of the geometry. The reduction of the critical shear stress is expressed with a factor R defined as

$$R = -\frac{(\sin\alpha \sin\delta)}{\tan\Phi} + \sqrt{\left(\frac{(\sin\alpha \sin\delta)}{\tan\Phi}\right)^2 - \cos^2\alpha\left[1 - \left(\frac{\tan\alpha}{\tan\Phi}\right)^2\right]} \tag{2}$$

The factor R is a function of δ, the angle between the streamline and the direction of the bed shear stress, of α, the transversal slope of the channel bed and a slope parameter Φ, being similar to the angle of repose.

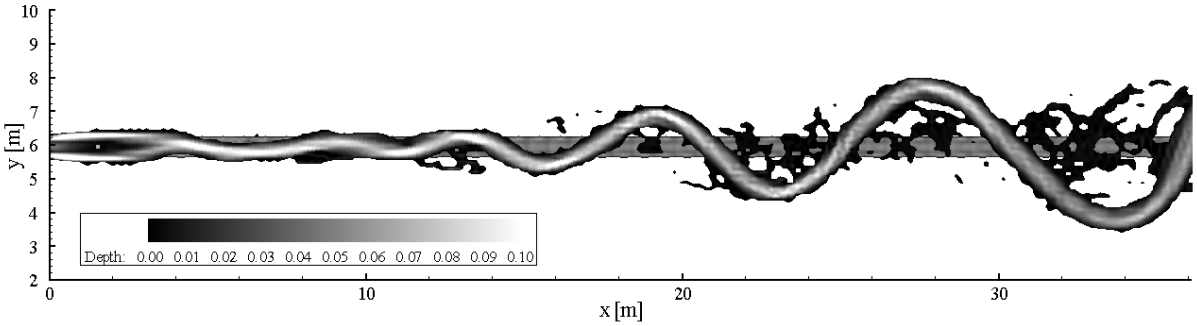


Abbildung 4 Simulation results with free water surface and a special algorithm for the initial motion of sediments on side slopes

In Figure 4 one can see the result using the improved numerical model simulating free forming meander formation. The wave length got slightly longer and the meander amplitude increased as well. The results showed that applying a free surface algorithm and a special treatment of the side cells improved the results.

4 Discussion

The result of a numerical model simulation of a free forming meander formation was presented in paragraph 3. In this paragraph the result is evaluated and

compared to the physical model test (Friedkin 1945). The result is depicted in Figure 5. The center line of the meandering alluvial channel is extracted and illustrated with a solid line and compared against the centerline of the channel developed in the physical model test, marked with a dashed line.

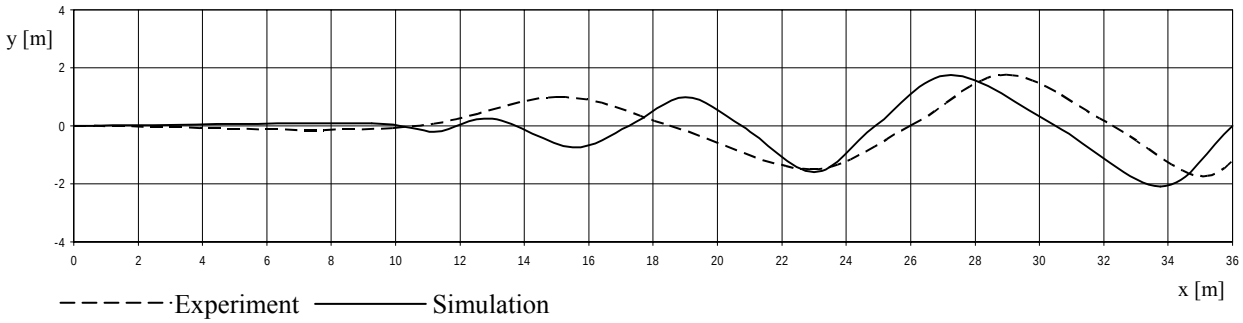


Abbildung 5 Centerline of the channel after 72 hours.

Considering first the upstream part of the channel, one can see that the initiation of alternation and meandering started roughly at the same location of the longitudinal coordinate of 11 m. However, looking at the consequent meander bends, one can see that the wave length in between x = 12 and 21 m was strongly underestimated by the numerical model, leading to the development of an additional bend. In contrast to that negative result stood the meander evolution in the most downstream end of the channel. The results showed that the wave length deviates 15 % from the physical model results, only.

When dealing the meander formation from an initial straight channel, the meander is increasing with increasing longitudinal direction. One can see from the Figure 5 that the growing amplitude at each location of the plan view matches very well to the measured values. This fact could be considered as the largest improvement compared to previous published results.

5 Conclusion

A CFD model has been used to simulate a self forming meander pattern over time. From an initially straight alluvial channel with neither an initial perturbation nor sediment feed, the model computes the initiation and the migration of the meander bends. Hence, the program predicts the process of erosion and sedimentation as well as the lateral movement of the channel. The results matched the measurements of the physical model study concerning the meander amplitude and downstream growth. The maximum meander wavelength was underestimated by around 15 %. The results showed that for the present case, model computing the free forming meander is functioning well.

Further research has to be carried out to improve the stability of the free surface algorithm and to test the model to other cases in order to obtain a universal predictor for meander formation in alluvial channels.

6 Literatur

Duan, J., Wang, S.S.Y., Jia, Y., 2001. "The applications of the enhanced CCHE2D model to study the alluvial channel migration process". Journal of Hydraulic Research, Vol.39, No.5, pp. 1-12.

Engelund, F., 1974. "Flow and topography in channel bends". Journal of Hydraulic Division, Vol.100, No. HY11, pp. 1631-1648.

Friedkin, J.K., 1945. A laboratory study of the meandering of alluvial rivers, US Army Corps of Engineers Waterways Experiment Stations, Vicksburg, Mississipi, USA.

Odgaard, A.J., 1981. "Transverse bed slope in alluvial channel bends". Journal of Hydraulic Division, Vol.107, No. HY12, pp. 1677-1694.

Olsen, N.R.B., 2003. "Three dimensional CFD modeling of free-forming meander channel", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 129, No 5, pp. 366-372

Olsen, N.R.B., 2004. Hydroinformatics, fluvial hydraulics and limnology, Department of Hydraulic and Enironmental Engineering, The Norwegian University of Science and Technology, Norway. (www.ntnu.no/~nilsol/tvm4155/flures5.pdf)

Olsen, N.B.B. 2000. Olsen, N. R. B. (2000) "Unstructured hexahedral 3D grids for CFD modelling in fluvial geomorphology", Proc. 4th Int. Conference on Hydroinformatics , Iowa, USA.

Patankar, S.V., 1980. Numerical Heat transfer and fluid flow, Taylor and Francis Publishers.

van Rijn, L.C., 1984a. "Sediment Transport Part I: Bed load transport", Journal of Hydraulic Engineering, Vol.110, No. 10, pp. 1431-1456

van Rijn, L.C., 1984b. "Sediment Transport Part II: Suspended load transport", Journal of Hydraulic Engineering, Vol.110, No. 11, pp. 1613-1641

Rodi, W., 1980. Turbulence models and their application in hydraulics, IAHR state-of-the-art publication, Monograph Series, 3rd Edition, A.A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands.

Rüther, N., Olsen, N.R.B. 2003. "CFD modeling of alluvial channel instabilities", Proc. 3rd IAHR Symposium on River, Costal and Estuarine Morphodynamics 2003, Barcelona, Spain

Rüther, N., Olsen, N.R.B. 2005. "Advances in 3D modeling of free-forming meander formation from initially straight alluvial channels, 31st. IAHR Congress, Seoul, Korea.

Struiksma, N., Olesen, K.W., Flokstra, C., De Vriend, H.J. (1985). "Bed deformation in curved alluvial channels". Journal of Hydraulic Research, Vol.23, No.1, pp. 57-79

Autoren:

Nils Rüther,
Dr. Nils Reidar B. Olsen
Institute of Hydraulic and Environmental Engineering
Norwegian University of Sciene and Technology, NTNU
S.P.Andersens veg 5
7491 Trondheim, Norway
Tel.: ++47 – 7359 – 4756
Fax: ++47 – 7359 – 1298
nils.ruther@ntnu.no

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

OUTFLOW HYDROGRAPH AS A BASIS OF FLOOD WAVE PROPAGATION CAUSED BY EARTH DAM FAILURE

Jerzy Machajski

In the paper the principles of outflow hydrograph determination from breach of earth dam body as a base of flood wave propagation are presented. Thus it is admitted that outflow hydrograph constitute one from the most important elements of failure consequences complex analysis, having a bearing on the estimation of the whole event progress, in this the resultant flood freshet propagation along the river valley.
Discussing procedures of determination of breach final parameters and outcome outflow hydrograph, attention was turned not only onto time of duration of dam washing away course and breach section formation, but onto duration time of the whole failure process as well, in this time of reservoir emptying.
Moreover the attention was paid to values having the impact on final computational effect, in this selection of soil geotechnical parameters whether parameters characterizing resistance on erosional caving of outer dam slope. Presented consideration are illustrated by computational example.

1 Introduction

Requirement of inundation extent determination, form in result of breakdown of dam of storage reservoir, is connected with valid in Poland regulations related to safety of hydrotechnical structures. Usually they include the failure cause determination and its effects, connected with outflow of flood wave having definite parameters and its downstream propagation in valley. Range of inundation downstream of structure is usually determined as an envelope of maximum filling of valley with water outflowing from formed breach. Usually also inundation range divides into zones, differentiating their character. We get then quantitative knowledge about potential range of flood threat and outcome possibilities of counteraction this threats.

Material losses accompany every breakdown, also casualties can accompany to it. Number of victims will depend, first of all, on size and range of inundation, number of inhabitants on that area and on disposable time and above all on efficiency not only of warning system but also of civil defence services, functioning on given area.

Determination and recognition of conditions that can lead to dam failure and prediction of such failure is not easy. From literatures' data it result e.g. that from over 11.000 of casualties of dams breakdown that took place on the world in last 200 years, almost 60% are due to failure of large dams, such as dam in Vaiont in Italy (1963), Johnstone in Pennsylvania (1889) and Machlu II in India (1974). In every of these cases local population was not adequately early or not at all warned. Time of warning is the most essential parameter conditioning number of potential victims, e.g. according to data from 1985 the average number of failure victims, re-counted per one dam, is 19 times bigger in case of inappropriate warning.

Analysing an occurrence of dam failure, we should command or try to elaborate the efficient tools for estimation of different possible cases of failure. Such analysis should include all possible threat scenarios and also possible progress of that failure. Usually also the failure should be considered as three-phases process – first phase is a dam washout and outflow of flood wave, second one a propagation of resultant wave along river valley downstream, third one the consequences of that outflow. In the paper the first stage of that process is described.

2 Dam washout and outflow of flood wave

Simulation of dam body break process and also determination of formed breach parameters are loaded with serious errors. The reason of them is that most of existing solutions are based on data from occurred in the past and documented dam failures or on results from numerical models, procedures of that have been based on such events descriptions. Unfortunately they do not give completely either mechanism of earth dam washout or real parameters of flood wave outflowing from breach.

A number of different failures that occurred in the world have not been precisely described, so only limited information concerning the final depth, width and the shape of breach in the dam body, value of maximum outflow, time the dam break have been arrised and formation of the final breach shape and size, and also time the storage reservoir have been completely emptying. Data coming from available dam failure descriptions do not give sufficient basis for determination of time minimum needed for initiating the dam body breaking process, breach forming time and total time the breach will have achieved its final shape. It could be resulted from the fact that often failure descriptions were given by incidental people without knowledge of proceeding processes, usually also not understanding for them. Elaboration of methodology of earth dam failure analysis consists usually in determination of:

- prediction of outflow hydrograph from breach in the dam body,
- transformation of predicted hydrograph along river valley and adjacent left and right side area.

Solution of problem related to wave transition through breach in dam body and also along river valley downstream is relatively less complicated, for that purpose standard broad used numerical models are applied. More difficult problem is connected with simulation of dam breach formation process. It resulted from the fact that many of available models not directly simulates the process leading to failure but threats characeristics of washout process as input data given by user. Available methods applied to above considerations are divided into four categories, from which usually the first one is used, based on physical equations, predicting breach extention in dam body and resultant outflow hydrograph (Boss DamBreach Model applied by paper author). In that model are used: erosion model, hydraulics rules, bed load mechanics rules and soil mechanics.

For the necessity of risk analysis caused by earth dam failure the most significant is accuracy of dam body breach parameters forecasting. It is essential for real obtaining – quantitative assesment of outflow and resulting from it inundated area downstream of dam. Breach parameters simulation gives the most uncertainty, from all flood modelling aspects as consequences of dam break. Usually meaning of parameters describing breach is related to storage reservoir capacity. For large reservoirs maximum outflow occurs when breach achieved its maximum size. In this case breach forming is accompanied with relatively small water levels changes in reservoir. So the accuracy of breach shape and parameters forecasting is very essential. For small reservoirs breach forming is accompanied with substantial water levels changes and resultant maximum outflow through breach occurs before entire shape of breach have been formed. In this case it is essential to determinate correctly breach forming speed.

3 Breach shape and parameters

Breach in earth dam body arise in every failure risk situation. It could be resulted from overflow over dam crest, uncontrolled filtration along reservoir bottom outlets, uncontrolled filtration through earth dam body or hydraulic piping in subsoil the dam is based on. As a result through newly created breach in earth dam body an outflow of flood wave come after, which such parameters as discharge, velocity and height depends mainly on two factors – final breach parameters and initial time of dam washout process in connection with time of breach formation.

Breach in the dam body could be described by the following geometric parameters:

- breach depth defined as vertical distance, measured from dam crest to breach base,
- breach width, defined as value of mean width of hole fordem in dam body or as independently width of lower and upper hole edge,
- breach side-slopes inclination, defined as value that together with height and width fully determine a breach shape in the dam body.

Breach shape and parameters at the beginning were determined on the basis of available descriptions of dam failure events. It appeared that breach shape changes from triangular to trapezial together with washout sizes progression. More problems occurred with trial of breach width defining, from analysis of well documented earth dam failures it appeared that washout width usually vary from two to five times of dam height. Describing breach parameters, as a very interesting factor appeared so called breach formation factor, defined as product of water volume outflowing through breach and water depth above lower edge. With this factor the volume of material extracted from breach during washout process have been connected. On that basis it have been stated that range of the breach slopes inclination should vary from 1:1 to 1:2.

During analysis concerning shape and parameters determination, a lot of attention have been pointed out on breach depth. In observed cases it happened that breach reached subsoil of dam or stopped at certain level above subsoil. It appeared also that breach formed above dam basis had a triangular shape whereas strictly at dam basis it had trapezium shape. Earth dam failures documentations analyses led to statements that on breach parameters and shape essential influence had dam characteristics – body soil (easy or hard washout), method of dam body proofing (concrete lining on upstream slope, clay core inside dam body), dam crest width, presence and sizes of coping wall, resevoir capacity, water damming level in reservoir and possibility of dam crest immerse. Usually breach caused by water flowing over earth dam crest is broader and is characterized with faster side erosion than in case of breach made by other causes.

4 Time of washout initiation and time breach forming

On flood wave propagation progress caused by dam failure essential influence have not only time breach forming, but also time related to washout initiation process. This time can vary from 1 to 4 hours.

Initiation time is comparatively important for breach forming conditions and resultant outflow. Differentiation of initiation and breach froming time, have

proved that dam body washout process is not immediate as it was supposed earlier and that during its progressing two phases having places, in which mechanism and washout speed can change rapidly. As a beginning of washout initiation process the occurrence of first small outflow from dam body can be taken. The structure has not been damage yet and outflow source can be e.g. insignificant – local dam crest immerse or seepage through channel forming in dam body in piping processes. If during of this phase it could be possible to react against these processes, avoiding of dam failure is still possible, if not initiation time of this process ends and simultaneously process of breach forming time begins, which stay till the moment its entire shape and parameters have been formed.

In situation when dam failure is caused by overtopping, beginning of breach forming succeeds as a result of progressing downstream slope erosion and rising crack increases its parameters towards the dam crest. If erosion processes will have been initiated so in view of their rapidly increasing outflow, it is less probable to stop at this stage the discharge from reservoir and protect dam against washout.

Introduced as an additional phase of dam body washout process the initiation time, it directly impact on early warning time and evacuation plan of population living downstream dam and reservoir. Warning time becomes thereby the sum of initial time, breach forming time and time that flood wave need to propagate to aln development. As literature' data show, casualties can vary from 0,02 % at warning time equal 90 min. to 50 % when this time is lower than minutes.

In Poland is obligatory the division on four risk zones caused by dam failure. These zones are determined on the base of time which have to pass from the failure beginning till the moment flood wave will reach computational section. Division on zones take into account lack of possibility or possibility to organize an effective evacuation action of population from threat areas.

Zone No I consists of area in which wave front reaches from failure source to the end of this zone within 15 minutes. Zone No II consists of area in which wave front reaches from failure source to the end of this zone within 30 minute. Zone No III consists of area in which wave front reaches from failure source to the end of this zone within 45 minutes. Zone No IV consists of area in which wave front reaches from failure source to the end of this zone within 60 minute. Below the last zone it is assumed that freshet wave loses its destructive character.

Reach time of freshet wave equal to 15 minutes is considered as a time in which there is no possibility to organize an effective evacuation action. In this moment it is important to quick recognize the risk of dam failure by reservoir service and

their proper reaction i.e. the alarm system switching on. It gives chances to run away to higher located areas. The area within this time zone is considered as the most subjected on destructive impact of freshet wave treated as shock wave, without practically any possibilities for counteraction of its consequences.

Reach time equal to 30 minutes is considered as a time in which it is possible to warn local population enough to that they will be able to take away their most valuable things. This time also closes the area in which freshet wave impact is as dangerous as in Zone No I.

Reach time equal 45 miutes gives certain chance for organizing an evacuation action, thereby it ensures to save by local population a majority of their things. This time consists the zone in which imact force of freshet wave gradually disappear. However it strictly depends on local conditions – morphology, slope, land use on the way of flood wave propagation.

Reach time equal 60 minutes is considered as sufficient time to inform local society by common communication systems i.e. phones, radio etc. At shorter reach time of flood wave local popullity information ought to be done with fast means of communications – systems switched on by radio or special cable systems.

5 Computational example

Computational example of time duration of earth dam washout process have been carrid out for Kamieniec Zabkowicki storage reservoir situated in 102,2 km of the Nysa Klodzka river course. It is a structure actually being under designing process, this reservoir will be the fifth storage reservoir on the Nysa Klodzka river, at the same time the first of reservoir cascade, receiving actually not regulated flood wave from the upper the Nysa Klodzka catchment. Simultaneously outflow from this reservoir will constitute inflow to downstream localized other cascade reservoirs.

Designed storage reservoir Kamieniec Zabkowicki will belong to multifunctions reservoirs. This reservoir will have the same functions as other reservoirs: Topola, Kozielno, Otmuchow i Nysa. As a basic function is flood protection, however a secondary functions are: low flow smoothing, aggregate exploitation from reservoir area, hydro-power, tourism, water supply (if such demands will occure).

As expected effect of Kamieniec Zabkowicki construction it will be the essential flood discharge reduction on located downstream reservoir inflow, and in consequence flood discharge reduction of outflow from the cascade lowest reservoir in such way to be significantly reduced in the mouth cross section of

the Nysa Klodzka river to the Odra river, what is important for Wroclaw flood protection.

Computational discharges of the Nysa Klodzka river for main hydraulic structures of reservoir taken on the basis of valid in Poland regulations – for earth dams classified to I class, not founding on the rock (main dam) are as follow:

- design discharge: $Q_m = Q_{0,1\%} = 1994$ m^3/s,
- conrolled discharge: $Q_k = Q_{0,02\%} = 2972$ m^3/s (with estimation error).

Taking designed reservoir capacity division on particular layers – flood and usable, water – economic demands attributed to reservoir were regarded. From calculations results that flood capacity given efficient effects of valley protection downstream reservoir is value V_p equal to 60 mln m^3. Warranted secondary demands need usable capacity V_u equal to 40 mln m^3, from that total reservoir capacity V_c equal to 100 mln m^3.

Downstream of designed Kamieniec Zabkowicki reservoir on the Nysa Klodzka river there are four storage reservoirs:

- reservoir Topola (km 97,0),
- reservoir Kozielno (km 94,4),
- reservoir Otmuchów (km 79,8),
- reservoir Nysa (km 66,9).

These reservoirs create cascade, from that consequences of each other failure can influence on structures localized below. Particularly it is important for Kamieniec Zabkowicki situated at the cascade beginning.

Kamieniec Zabkowicki resevoir will create main eart dam, made of local materials taken from reservoir area. Length along dam crest is equal 2260 m, maximum height – 18,70 m, dam crest width – 8,0 m, upstream slope inclination – 1 : 2,5, downstream slope inclination – 1 : 2. Dam will be constructed as homogeneous with clay core. Dam body materials are sand-gravel-clay mix of the following geotechnical parameters:

- natural humidity – $W_n = 10{,}17 \div 28{,}10$ %
- bulk density – $\gamma_d = 19{,}2 \div 22{,}6$ kN/m^3
- internal friction angle – $\Phi_u = 25^o \div 34^o$
- cohesion – $C_u = 2 \div 40$ kPa
- filtration coefficient – $k_f = 2{,}5 \times 10^{-7} \div 2{,}9 \times 10^{-4}$ cm/s.

For elaboration ”Feasibility study of Kamieniec Zabkowicki storage reservoir”, paper author carried out initial simulation of earth dam washout process of this reservoir applying model BOSS DamBreach, the american firm BOSS International (6300 University Avenue, Madison, Wisconsin, 53562-3486 USA). Model in details analizes breach forming process in body of earth dam, caused by overtopping or by piping. Modelling of dam body washout process needs to give several geotechnical parameters of dam body soil, such as: shear stresses, cohesion, internal friction angle, and also needs description of protection form of washing out downstream slope – vegetation protection or other. Model also includes form of dam body proofing – concrete lining on upstream slope or clay core.

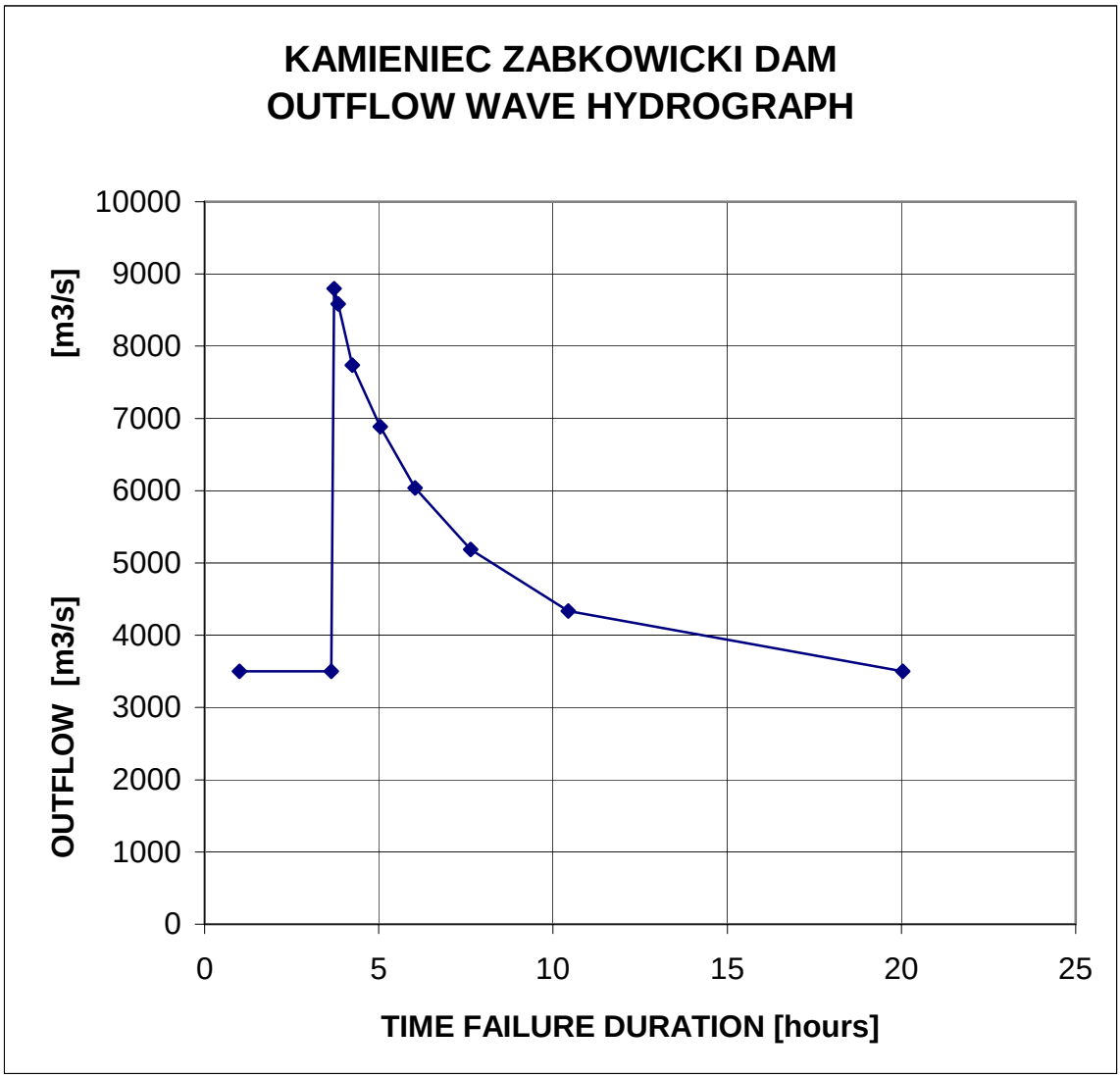


Figure 1 Breach-out flow hydrograph from Kmieniec Zązkowicki reservoir

Simulation was carried out on the basis of taken geometrical dam parameters, dam body soil parameters, designed reservoir parameters (capacity and inundation area curves) and on assumed catastrophic inflow to reservoir equal to

3500 m^3/s, causing hypothetical dam and reservoir failure by overtopping. Results of calculations are shown below.

6 Conclusion

According to regulations valid in Poland every new designed storage reservoir should have determined the consequences of hypothetical failure of its main structures on area downstream the dam. On the basis of them te activities are established that have to be done in case of failure situation occurrence, the warning system is chosen, evacuation paths are planned, activities of particular emergency services are planned. Presentd computational example shows necessity of precisely determination of dam washout time duration, time that is needed for effective evacuation action organization. More precisely this time will be determined and if it will be more reliable the rescue action will be more efficient, and risk for population downstream the dam will be lower.

7 References

Rozporządzenie Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa z dnia 20 grudnia 1996 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać obiekty budowlane gospodarki wodnej i ich usytuowanie. Dz.U. Nr 17/1997, poz. 111 (in Polish).

Nachlik E., Kostecki S., Gądek W., Stochmal R., Strefy zagrożenia powodziowego. Biuro Koordynacji Banku Światowego. Wrocław 2000 (in Polish).

Cheng-Iung Chen, Armbruster J.T. Dam-Break Wave Model: Formulation and Verificaton. Journal of the Hydraulic Division, No 5/1980.

Vischer D.L., Hager W.H. Dam Hydraulics. John Wiley & Sons Ltd. Chichester, England 1998.

Derski W., Izbicki R., Kisiel I., Mróz Z., Rock and Soil Mechanics. Elsevier, Amsterdam 1988.

Matematyczne modelowanie hydraulicznych skutków awarii zapór wodnych. Praca zbiorowa pod redakcją Michała Szydłowskiego. Monografie Komitetu Gospodarki Wodnej Polskiej Akademii Nauk. Zeszyt Nr 22/2003. Warszawa 2003 (in Polish).

Author:

Dr. Jerzy Machajski
Wrocław University of Technology
Wybrzeże Wyspiańskiego Sreet 27
50-370 Wrocław, Poland
Tel.: ++48 – 71 320 – 3940
Fax: ++48 – 71 328 – 4814
Jerzy.Machajski@pwr.wroc.pl

Anzeige


Eberhard Lattermann
Wasserbau-Praxis
Binnenwasserstraßen
Seewasserstraßen und Seehäfen
Seebau und Küstenschutz
Band 2
Bauwerk BBB
Wasserbau-Praxis
Gewässerkunde
Flußbau
Stauanlagen
Wasserkraftwerke
Band 1
Bauwerk

Modellierung von Kurvenströmungen mit einem 2D-tiefengemittelten HN-Modell

Tobias Hafner, Manfred Schindler

This paper reports experiences in the modelling of flow behaviour in curved channels with a two-dimensional depth-averaged numerical model. Additional so called dispersion terms are used to take into account the effects of secondary currents in channel bends. The results of the 2D-simulation are compared with the results of two three-dimensional numerical models and show good agreement after calibration. It is also shown that, in some cases, an estimation for the vertical and horizontal secondary velocities is possible even with a simple two-dimensional model.

1 Einleitung

Die Strömungsprozesse in Flusskurven sind von drei-dimensionalem Charakter. Daher sollte eher einem drei-dimensionalen Simulationsprogramm der Vorzug gegeben werden. Hat die numerische Simulation das Ziel, morphologische Prozesse wie Sohl- und Böschungserosionen über lange Zeiträume und mehrere Kilometer Fließstrecke zu studieren, besitzen 2D-Programme allein wegen der kürzeren Rechenzeiten einen großen Vorteil. Vor diesem Hintergrund soll das bestehendes 2D-Modell[1] UFERLOS zur Simulation von Sohl- und Böschungserosion in geraden Fließstrecken (Schmautz, 2003) weiterentwickelt werden, um in Zukunft auch für kurvige Fließstrecken Aussagen über mögliche morphologische Entwicklungen treffen zu können. Ein Kernpunkt dieser Weiterentwicklungen ist die Berücksichtigung von Sekundärströmungseffekten 1. Ordnung in den Strömungsgleichungen des 2D-Modells.

Grundsätzlich sind in den Flachwassergleichungen die Fliehkräfte implizit enthalten. Hierdurch stellt sich auch in 2D-Modellen in Kurven ein Quergefälle im Wasserspiegel ein. Nicht berücksichtigt wird jedoch in den Standard 2D-

[1] Ursprung dieses Programms ist das Modell RISMO-2D (weitere Information und Download unter www.hnware.de), welches an der RWTH Aachen von Herrn Dr. Schröder im Rahmen des DFG-Projekts Ro 365/31-6 entwickelt und anschließend um Ansätze des Geschiebetransports und der Böschungserosion an der TU München ergänzt wurde.

Ansätzen der Einfluss der Sekundärströmung, welcher für die Verlagerung des Geschwindigkeitsmaximums zur Außenseite sorgt. Hierdurch wird in den meisten 2D-Modellen die Geschwindigkeit in Kurveninnenseite über- und an der Außenseite unterschätzt.

2 Dispersionsterme

In der Literatur sind verschiedene Ansätze zu finden, um mit 2D-tiefengemittelten Modellen in Flusskurven bessere Simulationsergebnisse zu erzielen. Hier wird auf die Möglichkeit der Modellierung über so genannte Dispersionsterme zurückgegriffen, welche in die Flachwassergleichungen als zusätzliche Terme erscheinen. Diese Terme (1) berücksichtigen die Abweichungen des vertikalen Geschwindigkeitsprofils von den tiefengemittelten Geschwindigkeiten (Stein, 1990).

$$D_{UU}^{C} = \int_0^h \rho(u_c - U_c)^2 dz$$
$$D_{VV}^{C} = \int_0^h \rho(v_c - V_c)^2 dz \qquad \rho = \textit{Dichte [kg/m³]} \qquad (1)$$
$$D_{UV}^{C} = \int_0^h \rho(u_c - U_c)\,(v_c - V_c) dz$$

(h = Fließtiefe, U_c, u_c = Geschwindigkeiten in Längsrichtung (tangential) und V_c,v_c = Geschwindigkeiten in radialer Richtung; Die Großbuchstaben stehen für die tiefengemittelten Werte)

Berechnen lassen sich diese Terme, wenn sowohl für die Hauptströmung u_c als auch für die Sekundärströmung v_c die Geschwindigkeitsprofile bekannt sind. Unter der Annahme eines logarithmischen Hauptströmungsprofils sind mit Kenntnis der tiefengemittelten Geschwindigkeit U auch die Werte u_c über die Fließtiefe h bekannt. In den hier verwendeten Dispersionstermen (Herleitung Malcherek, 2001) wird als Sekundärströmungsprofil ein lineares Profil so angenommen (2), dass der tiefengemittelte Wert V_c bei einer voll entwickelten Sekundärströmung zu null wird.

$$v_c(z) = v_{Sec}\left(\frac{2z}{h} - 1\right) \qquad v_{Sec} = \textit{Sekundärströmung an der Oberfläche} \qquad (2)$$

Das Profil (2) der Sekundärströmung ist folglich bekannt, wenn ein Wert für v_{sec} an der Wasserspiegeloberfläche gefunden wird. Mit bestimmten Vereinfachungen (z.B. hydrostatischer Druck, parabolischem Ansatz für die Verteilung der Wirbelviskosität) lässt sich für v_{sec} folgende Beziehung herleiten (siehe Malcherek, 2001).

$$v_{Sec} = \alpha \frac{U_c h}{R} \qquad \textit{mit } \alpha = \frac{2m+1}{2\kappa^2 m} \textit{ und } m = \kappa \frac{U_c}{u_*} \tag{3}$$

(h = Fließtiefe, κ = Karman-Konstante, u_* = Schubspannungsgeschwindigkeit, R = Radius)

Für die Dispersionsterme ergibt sich nun mit Hilfe der getroffenen Profilannahmen die Beziehung (4).

$$\begin{aligned} D^C_{UU} &= \int_0^h \rho(u_c - U_c)^2 dz &&= \rho \frac{U_c^{\,2}}{m^2} h \\ D^C_{VV} &= \int_0^h \rho(v_c - V_c)^2 dz &&= \rho \frac{1}{3} \alpha^2 \frac{U_c^{\,2} h^3}{R^2} \\ D^C_{UV} &= \int_0^h \rho(u_c - U_c)\,(v_c - V_c) dz &&= \rho \frac{1}{2} \frac{\alpha}{m} \frac{U_c^{\,2} h^2}{R} \end{aligned} \tag{4}$$

Die Terme (4) sind in Strömungsrichtung orientiert und werden zur Verwendung in dem vorliegenden kartesischen Koordinatensystem noch entsprechend transformiert (Transformationsvorschriften siehe Duan, 2004).

In den aufgeführten Gleichungen taucht der Radius auf. Dieser ist in der 2D-Berechnung zunächst nicht bekannt. Er könnte zwar von dem Benutzer vorab angegeben werden, dies ist allerdings bei morphologischen Berechnungen, bei denen sich die Laufform des Flusses ändert nicht sinnvoll. Der Radius muss also in der Simulation dynamisch bestimmt werden. Hierzu wurden zwei Möglichkeiten untersucht. Zum einen kann aus den Strömungsvektoren der Radius der Stromlinien ermittelt werden, zum anderen lässt sich auch über das Quergefälle des Wasserspiegels der Radius zurückrechnen (Zanke, Mewis; 2002). Bei Vergleichsrechnungen zeigte die erste Möglichkeit hier tendenziell die besseren Ergebnisse.

3 Vergleichsrechnungen mit 3D-Modellen

Mit dem durch obige Ansätze erweiterten 2D-Modell wurden drei Testgeometrien (Abbildung 1) simuliert und die Ergebnisse anschließend mit Simulationsergebnissen eines 3D-Modells (SSIIM-3D, Olsen) und eines 3D-Querschnittsmodells (SIMK, Kölling, 1994) verglichen.

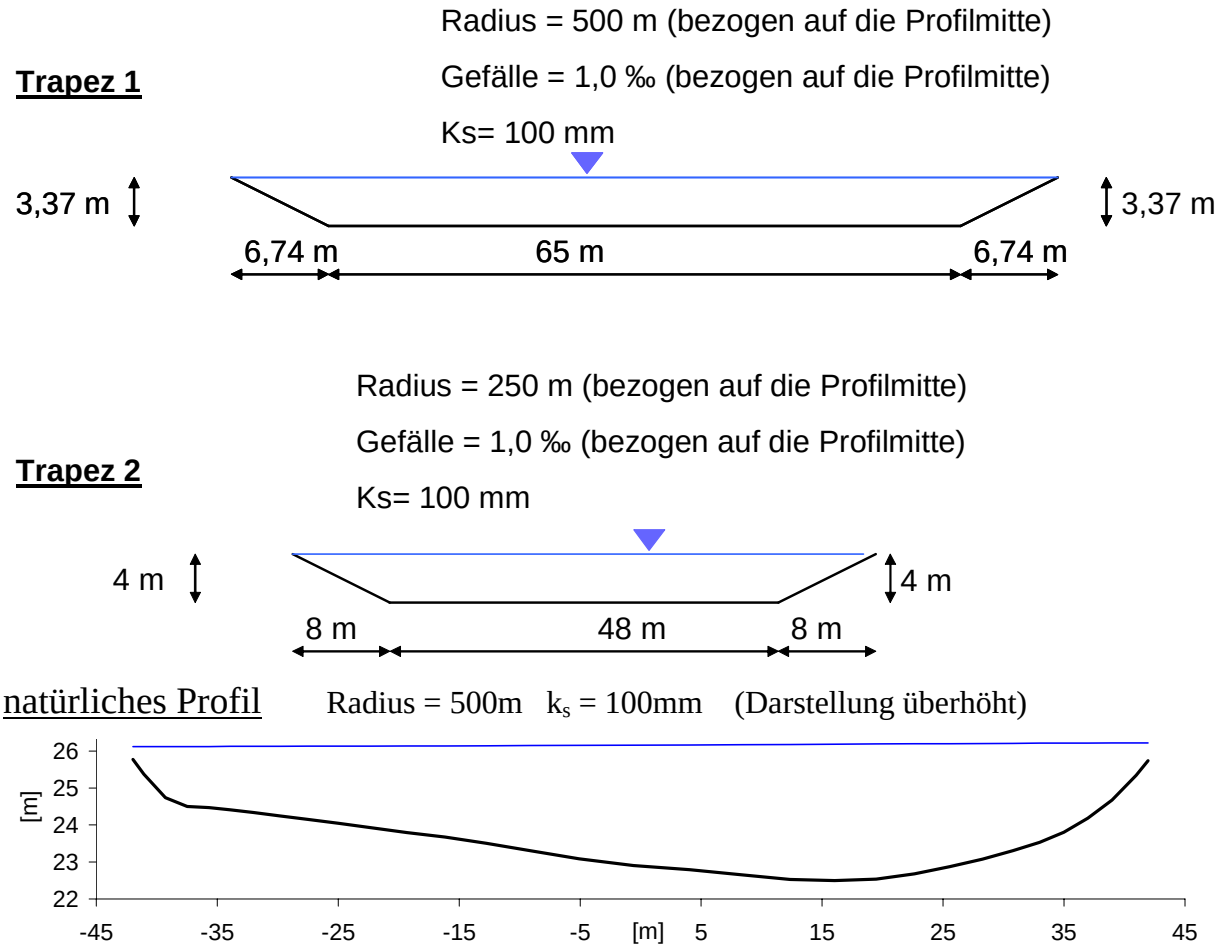


Abbildung 1 Testgeometrien

Abbildung 2 zeigt verschiedene Simulationsergebnisse des 2D-Modells und die Ergebnisse der beiden 3D-Modelle. Ohne Dispersionsterme liegt das Geschwindigkeitsmaximum im 2D-Modell an der Kurveninnenseite. Durch die Dispersionsterme gelingt es auch im 2D-Modell das Geschwindigkeitsmaximum an die rechte Kurvenaußenseite zu verlagern. Es zeigt sich allerdings, dass das Maximum etwas zu weit in den Böschungsbereich gedrängt wird. Dies ist vermutlich dadurch zu begründen, dass der Ansatz zur Ermittlung der Sekundärströmungen im 2D-Modell (Gleichung 3) lediglich die Fließtiefe nicht aber die geometrische Gesamtsituation berücksichtigt und so im Böschungs-bereich vermutlich zu hohe Sekundärströmungen angesetzt werden (siehe Abbildung 3 - Situation b). Hierauf wurde im Pralluferbereich ein modifizierter Dispersionsansatz (var. Dispersion) eingeführt in welchem der verwendete Sekundärströmungsradius durch eine Art Blendingfunktion ergänzt wird (Gleichung (4)). Letztendlich werden so die berechneten Sekundärströmungen im Böschungsbereich in Abhängigkeit der Böschungsneigung β abgemindert. Weiter wurde der Wert für die dimensionslose Diffusivität e* auf 0,2 heruntergesetzt, wodurch geringere Werte für die Wirbelviskosität berechnet werden. Hierdurch gelingt es, das Geschwindigkeitsmaximum im 2D-Modell

etwas von der Böschung in Richtung Böschungsfuß zu verlagern. 3D und 2D Ergebnisse stimmen nach der Kalibrierung gut überein. Für die Kalibrierkonstante k_B in Gleichung (4) wurde hier 1,8 verwendet.

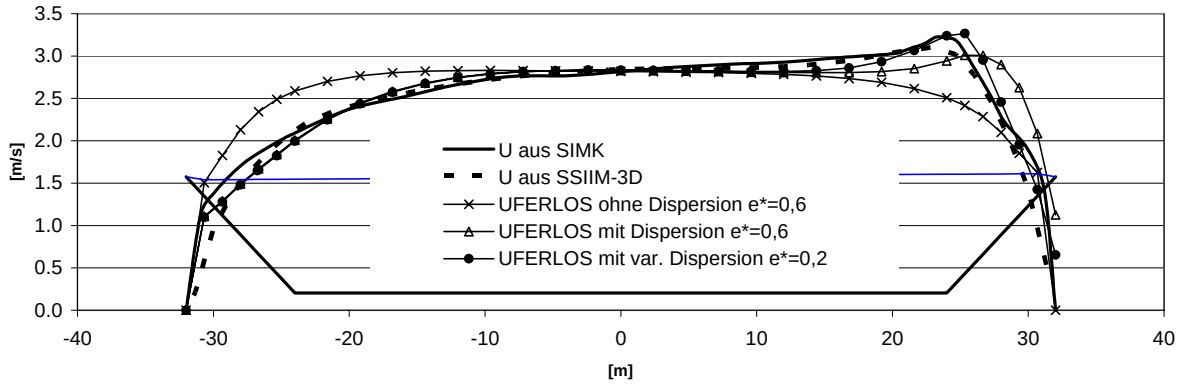


Abbildung 2 Simulationsergebnisse Trapez 2 – tiefengemittelte Geschwindigkeiten

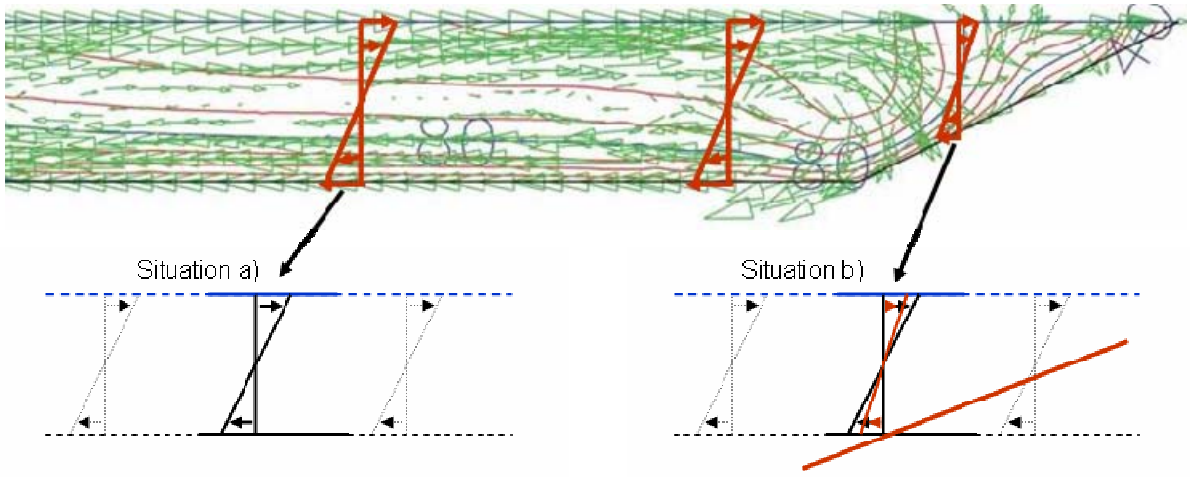


Abbildung 3 Prinzipskizze der Sekundärströmung im Uferbereich

$$1/R_{sec} \Rightarrow 1/R_{sec} \cdot \left(1 - k_B \cdot \tan(\beta)\right) \geq 0 \quad \textit{mit } k_B \textit{ = Kalibrierkonstante} \qquad (4)$$

Die gefundenen Einstellungen wurden für das natürliche Profil bzw. Trapez 1 beibehalten. Ohne weitere Kalibrierung ergaben sich mit dem 2D-Modell bei Verwendung der Dispersionsterme gute Übereinstimmungen mit den Ergebnissen der beiden 3D-Modelle (Abb. 4 und Abb. 5).

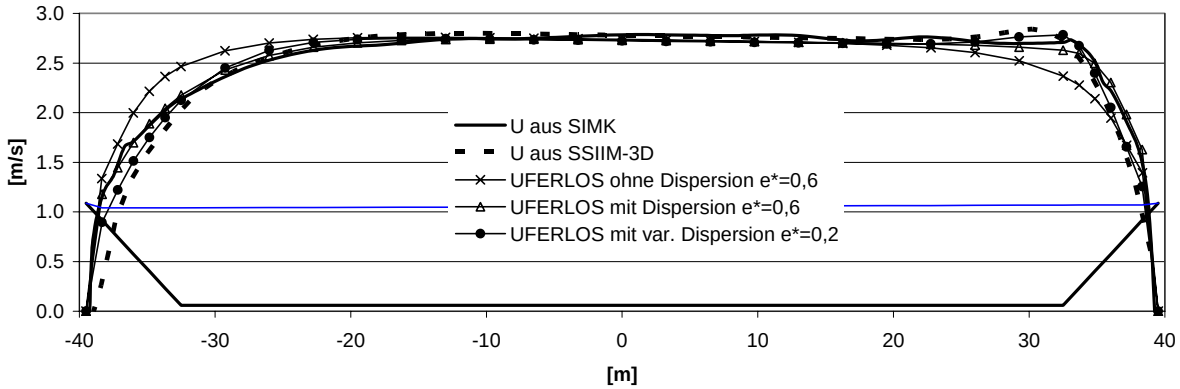


Abbildung 4 Simulationsergebnisse (Trapez 1, überhöhte Darstellung)

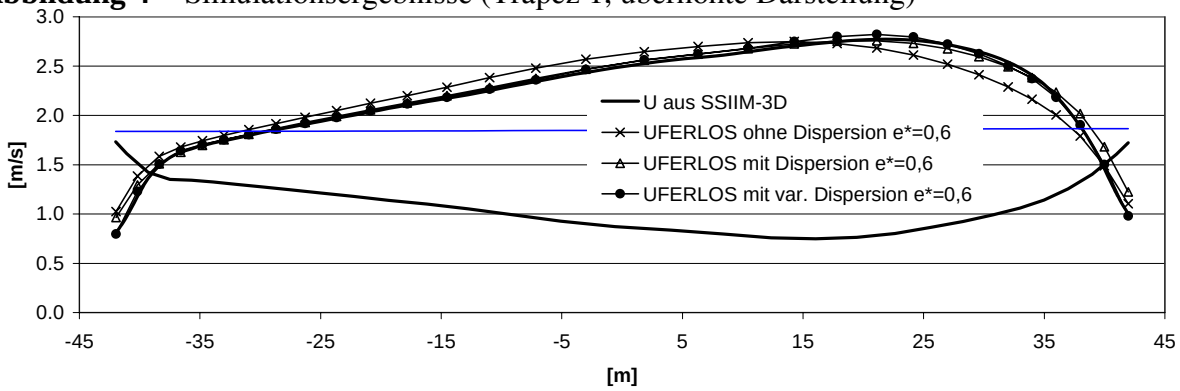


Abbildung 5 Simulationsergebnisse (natürliches Profil, überhöhte Darstellung)

In der Abbildung 6 wurden für das Trapez 1 die Sekundärströmungen aus SSIIM-3D mit denen aus UFERLOS verglichen. Für das 3D-Modell sind jeweils die maximalen Werte für die sohlnahe nach innen gerichtete und die nach außen gerichtete Strömung angegeben. In UFERLOS sind beide Werte aufgrund der linearen Profilannahme identisch. Die Größenordnung der im 2D-Modell errechneten Sekundärströmung stimmt gut mit dem 3D-Modell überein.

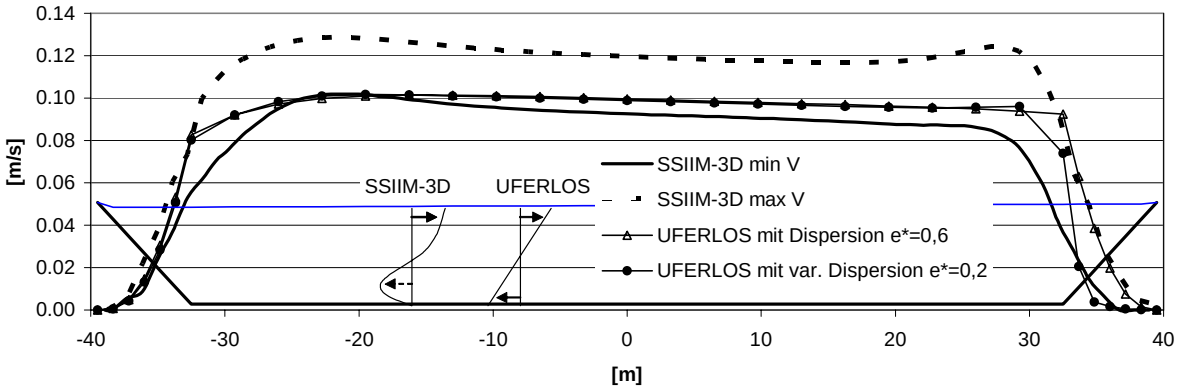


Abbildung 6 Vergleich der horizontalen Sekundärströmungen für Trapez 1

Ist ein Sekundärströmungsprofil bekannt, kann hieraus mit Hilfe einer einfachen Kontinuitätsbetrachtung (Gleichung 5) auch im 2D-Modell ein Wert für die im Böschungsbereich auftretenden vertikalen Strömungskomponenten abgeschätzt werden. Für das lineare Sekundärströmungsprofil (2) ergibt sich für die maximal

auftretende vertikale Geschwindigkeitskomponente w_{max} an einem beliebigen Ort im Querschnitt:

$$w_{max} = \frac{\partial(v_{sec} \cdot h/4)}{\partial r} \qquad \textit{mit } v_{sec} \textit{ aus Gl. (3); r = radiale Richtung} \qquad (5)$$

In der Abbildung 7 sind die in der 3D-Berechnung maximal über die Fließtiefe aufgetretenen Vertikalströmungen für Trapez 1 mit denen in UFERLOS berechneten verglichen. Es zeigt sich, dass auch mit einem 2D-Modell die Vertikalströmungen, die aufgrund von Sekundärströmungen im Böschungsbereich auftreten, abgeschätzt werden können.

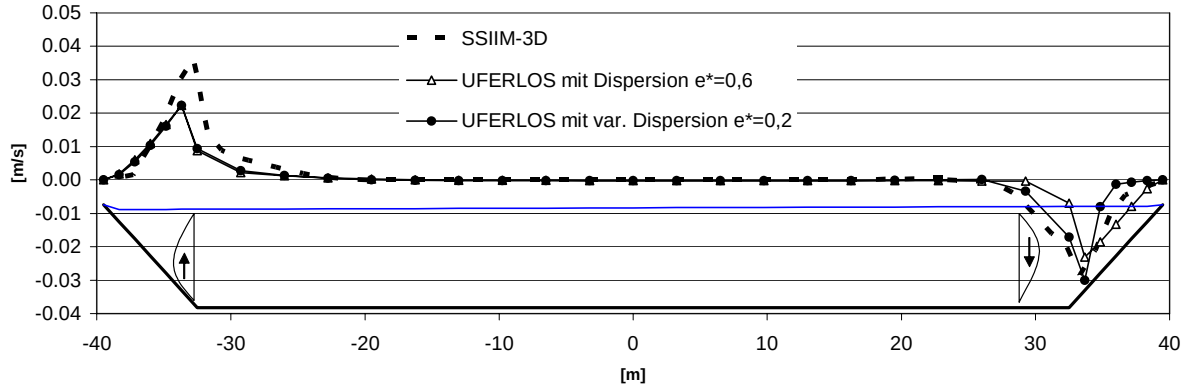


Abbildung 7 Vergleich der vertikalen Strömungskomponente für Trapez1

4 Zusammenfassung

Mit Hilfe der Dispersionsterme lassen sich mit dem 2D-Modell für die hier aufgeführten moderaten Krümmungssituationen nach erfolgter Kalibrierung ähnliche Ergebnisse wie mit 3D-Modellen erzielen. Die Längsgeschwindigkeiten, die horizontalen Sekundärströmungen und die auftretenden vertikalen Strömungen im Böschungsbereich lassen sich hierdurch im 2D-Modell näherungsweise abbilden. Die hier vorgestellten Ansätze wurden mit Simulationsergebnissen von „idealen Kreisströmungen“ verglichen. Wie sich das 2D-Modell bei aufeinander folgenden gegensinnigen Kurven verhält, ist nicht untersucht. Es ist anzunehmen, dass die Simulationsergebnisse des 2D-Modells bei natürlichen Krümmungsfolgen deutlich schlechter ausfallen. Hier ist auch das langsame Entstehen und Zerfallen der Sekundärströmung von Bedeutung. Darüber hinaus geht der 2D-Ansatz von einer einzelnen voll entwickelten Sekundärströmungswalze aus, was gerade für den Wechselbereich zwischen zwei gegensinnigen Kurven nicht zutreffend ist.

5 Literatur

Duan, J.: Simulation of Flow and Mass Dispersion in Meandering Channels, Journal of Hydraulic Engineering, 2004, Vol. 130, No. 10, Seite 964-976

Kölling, Ch.: Finite-Element-Simulation der Geschwindigkeitsverteilung in Kanälen und teilgefüllten Rohleitungen, Lehrstuhl für Hydraulik und Gewässerkunde, TU München, 1994, Bericht Nr. 60

Malcherek, A: Hydromechanik der Fließgewässer, Institut für Strömungsmechanik und elektronisches Rechnen im Bauwesen, Universität Hannover, 2001, Bericht Nr. 61

Olsen, N. R. B.: SSIIM users manual, Norwegian Univ. Of. Science and Technology, available at www.bygg.ntnu.no/~nilsol/ssiimwin

Schmautz, M.: Eigendynamische Gewässerentwicklung in einer geraden Gewässerstrecke – Entwicklung und Untersuchungen an einem numerischen Modell, berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München, 2003, Nr. 96

Stein, C. J.: Mäandrierende Fließgewässer mit überströmten Vorländern – Experimentelle Untersuchungen und numerische Simulation, Mitteilungen des Institutes für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, 1990, Band 76

Zanke, U.; Mewis, P.: Morphodynamisches Simulationsmodell TIMOR. Wasser & Boden, 54/4, 14-22, Jahrgang 2002

Autoren:

Dipl.-Ing. Tobias Hafner,
Dr.-Ing. Manfred Schindler
Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft
TU München
Arcisstr. 21
80333 München
Tel: ++049/ 289-23161
Fax: ++049/ 289-23172
E-Mail: t.hafner@bv.tum.de m.schindler@bv.tum.de

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Simulating of Unsteady Flow in Tidal Zones

By Using HEC-RAS Model

Ahmad Hosseini, N. Javaheri, Y. Daghigh, A. Tolooiyan

Abstract: In this paper, the manner of simulating and flood plain limiting of areas which have affected of sea tide, has shown by using HEC-RAS model in unsteady flow condition. At firs, meanwhile physiography and hydrology studding and producing floodwater unit hydrograph in different recur period, statistics and data of maximum oscillation of sea tide produced, and by using topography maps of zone, started out to producing cross sections of main route and its flood water sheet. At the end, by right and exact defining of boundary conditions of upstream and downstream of zone, the model of enforcement and results, analyzed.

Comparing results of simulating which has done by model, whit natural conditions and height digits of occurred tide in under consideration zone, are the expositors of high accuracy on flood simulating for using on similar zones.

Introduction:

This study has done on a tidal zone which itHs area is 60 km^2 and situated at the north border of *Boushehr-Borazjun* road at the beginning input of *Boushehr* city. This zone has almost 7×8 kilometers dimensions, which parted to two almost equal west and east parts by the access road of *SADRA* industrial island, so that east part boundary limited to shore road and west and south boundaries limited to *Boushehr-Borazjun* road. Also this zone limited to *Khor lashgari* and Persian Gulf from north boundary. Situation of under study zone including downward and upward lands from *Boushehr-Borazjun* road, has shown in figure 1.

Materials and Methods:

- Study on hydraulic conditions of zone

At tidal zone, Locative and time oscillations of water surface, is reaction of gradient balance between topographic effect and changes in bed resistance. The

target of this study is, producing Locative and time data of water level of under study zone, at synchronism conditions of incidence of floodwater and sea tide, at zone.



Figure (1).sketch of total under study zone

Materials and Methods:

- Study on hydraulic conditions of zone

At tidal zone, Locative and time oscillations of water surface, is reaction of gradient balance between topographic effect and changes in bed resistance. The target of this study is, producing Locative and time data of water level of under study zone, at synchronism conditions of incidence of floodwater and sea tide, at zone.

Using HEC-RAS mathematic model is a method to determining water level and hydraulic specifications of flow. Therefore, the parameters of water surface profile, within times of maximum tide level at zone, and for unsteady flow conditions, have calculated. This calculations, determine the hydraulic specifications of flow, such as speed, flow depth, critical depth, flow energy and other hydraulic parameters of zone.

- Introduction of HEC-RAS model

HEC-RAS model which is a part of *USARMY ENGINEERING CORPS* models, is able to calculating the profiles of water surface in 1D steady and unsteady flow conditions by each cross section in over critical, under critical and compound flow conditions. Also this model, can calculate the structures effects, such as bridge, culvert, spillway and ext.

Most important hydraulic property is water level changing along the time. Naturally, this changing at each location of zone, leads to change in flow

hydraulic specifications such as depth and speed. Therefore, for hydraulic specifications calculating, it's necessary to using unsteady conditions equation. In this case, these equations are calculable by HEC-RAS model in step by step method.

This model has produced for calculating Longitudinal profiles of water surface in gradual variable and unsteady conditions for natural or artificial streams to characterizing hydraulic specifications of flow such as speed, flow depth, flow energy amounts and ext.

Also, by this simulator it's possible to calculating the profiles of water surface at the conditions which, water flow can escape over the walls and hydraulic structures.

- Input data of HEC-RAS model

1- Topographic specifications of bed
2- Time series and boundary conditions of zone (in this study, there are amounts of floodwater flows and tidal oscillations of sea)
3- Manning factor of zone

In this study by using digital elevation map (DEM), along 7 kilometers of under study route, 14 cross sections with almost 500 meters spacing and in perpendicular on zone declivity ward, traced and geometric specifications of them produced. Figure 2 shows the situation of produced cross sections.

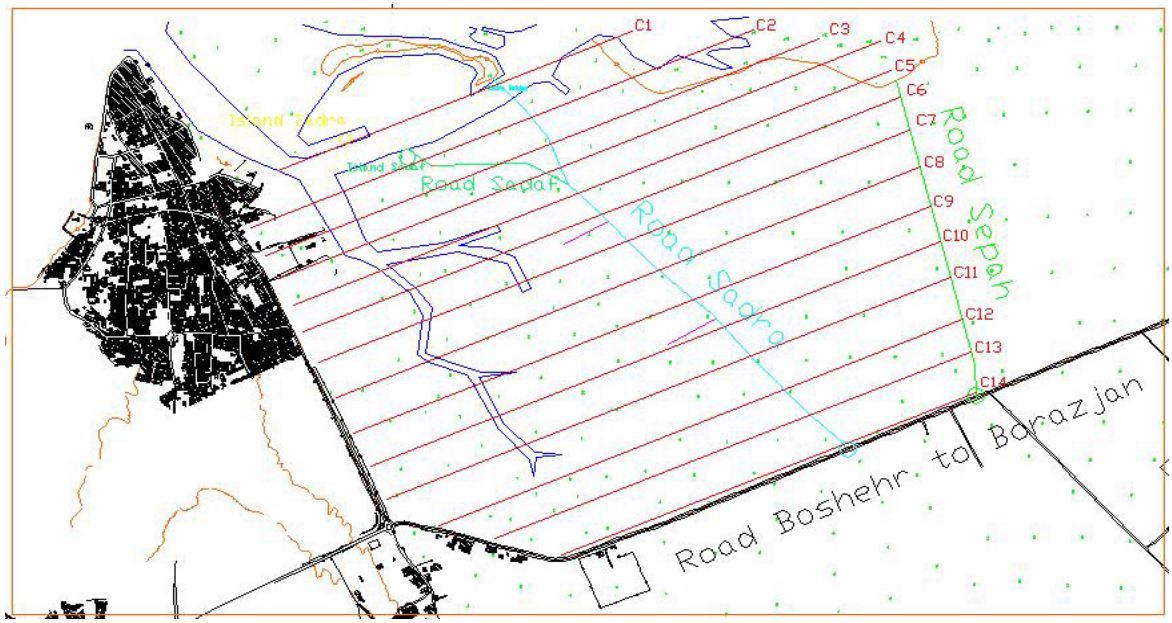


Figure (2).situation of produced cross sections (C1-C14), for using in model

- Study on oscillations of sea tide

In this study and similar cases, it is necessary to producing statistics and information of maximum oscillations of sea. Study on statistics of sea tide also field evaluations, shows that two times per month the oscillations of sea tide attains to maximum amount. So that, at peak amount of floodtide, the maximum length of flow front is almost 5 kilometers, and in this condition the flow front arrived to 2 kilometers spacing from *Boushehr-Borazjun* road.

Study on monthly statistics of tide in *Boushehr* station, which has midday tide, shows that the amount of maximum tide is 1.7 meter, the amount of maximum floodtide is 2.4 meters and the average of minimal value of ebb is 0.68 meter.

Because the oscillations of sea tide are almost fixed and in longtime this statistics have no considerable changes whit annual statistics of zone, it is possible to calculating based on annual statistics.

After study on data, acutest daily conditions due to oscillations, which are because of sea tide along one year, deliberated and mentioned amounts used in model under cover of boundary conditions of downstream.

- Estimation of manning factor

By using field evaluations and conformity of natural conditions of soil and zone cover whit present standards, roughness coefficient of zone estimates almost 0.02 to 0.03. And amounts of roughness of each section, imported in model suitably. Figure 3 shows generic conditions of soil texture and grass cover of zone for estimating of manning factor.



Figure (3).sample of soil texture and grass cover of zone

-Boundary conditions of upstream and downstream, which have imported in model

For exact calculating of water surface profile, it is necessary to allocate to model floodwater hydrograph under the notion of boundary conditions of upstream, and maximum oscillations of tide level under the notion of boundary conditions of downstream. There, by using results of hydrology analyzes of zone, hydrographs of floodwater of zone in 25 years return period produced and allocated to model under the notion of boundary conditions of upstream.

Table 1 shows maximum produced amounts of level of seawater surface in time series of *Boushehr* station, which used in HEC-RAS model under the title of boundary conditions of downstream.

- Simulation of hydraulic flow

For simulating hydraulic flow of zone, by using amounts of water surface level due to sea tide along the time of maximum level of floodtide at zone and hydrograph amounts of floodwaters, started out to studding on hydraulic flow conditions by using HEC-RAS model. For this reason, at first it is necessary to take talweg of understudy zone under the notion of riverbed, and after importing specifications of cross sections and their spacing in model, amounts of manning factor imports in model. Then after importing boundary conditions of upstream (amounts of floodwater hydrograph) and boundary conditions of downstream (maximum amounts of oscillations and water surface level along the time of maximum level of flood tide at zone), mentioned model runs in defined hydraulic conditions and time-period.

Results due to model running have shown in figure 4 to figure 17.

Table (1).maximum amounts due to tide oscillations of understudy zone, along one day

Time (hr)	Elevation (m)	Time (hr)	Elevation (m)
0	1.28	12	2.05
1	1.19	13	1.66
2	1.07	14	1.23
3	0.95	15	0.81
4	0.93	16	0.44
5	1.08	17	0.22
6	1.38	18	0.19
7	1.73	19	0.3
8	2.05	20	0.51
9	2.28	21	0.76
11	2.39	22	1.01
12	2.31	23	1.18

- Study on parameters of hydraulic flow

Based on results due to model running, the parameters such as maximum amounts of flow elevation (W.S.Elev), amounts of flow energy digits (E.G.Elev), conditions of slope profile of flow energy (E.G. slope), amounts of total cross section of flow in each range (Flow Area) and amounts of width of total water section in each section (Top Width) along the route, produced.

Also in model running, it is necessary to considering time convergence of befalling peak of floodtide and peak of floodwater.

Results of studding showed that in return period, the level of flow height will not arrive to asphalt edge of *Boushehr-Borazjun* road and there is no problem of road submersion.

- Totalization and Propositions

1- Comparison the results due to simulating of flow by model with natural conditions and tide digit in zone, shows high accuracy of HEC-RAS model on plain limiting and flow simulating in such as this zone.
2- Logical cognition of natural conditions of zone and right defining of boundary conditions of upstream and downstream, have important effect on results due to model running. Therefore recommend that extreme of accuracy be utilized in defining these conditions.
3- Supplying topographic maps and exact producing of cross sections information of zone, is very important in final analyzing of model. Therefore recommend that, surveying of zone, compass under the scale of 1:2000.
4- Because in not stormy conditions, the oscillations of water surface level in embouchure of tidal rivers are almost fixed, by using HEC-RAS model it's possible to simulating submersible zone due to sea floodtide with high accuracy.
5- Results due to model running show that, because manufactured road in understudy zone is in earth slope ward, oscillations of water flow level at roadside of *Boushehr*, don't have essential changes after and before manufacturing the road. On the other hand as for increasing exude of manufacturing road, foresee that there is no essential level difference at two sides of the road for a longtime.

- Reference

1- Isenberg, A.Y, R.B. Mayes, H.J. Warren, D.L. Winsett and R.B. Young. 1978. Design of small canal structures, United States Department of the Interior (USBR).
2- Chow, V.T, D.R.Maidment, L.W.Mays, .1988.Applied Hydrology.

3- Meijerink, A.M.J., H.A.M. Debrouwer, C.M.Mannaerts, and C.R.Valenzuela, 1994, Introduction to the use of geographic information systems for practical hydrology. ITC Publication, No.23, 243p.
4- Bayat.H, 1373(A.H), Water Structures, Rahshahr Consulting Engineers, 360 pages.
5- Beyrami.M, 1378(A.H), Water Structures, Publication of *ISFAHAN* University, 462 pages.
6- Samani.H, 1376(A.H), Water Structures Designing, Publication of DezAb Adviser Engineers, 424 pages.
7- Surveying & Cartography Organization of IRAN, 1381(A.H), Charts of Tide Predicting for Seaports and Islands of IRAN (PERSIAN-gulf And OMAN-sea)
8- Surveying & Cartography Organization of IRAN, 1383(A.H), GIS Department, Department of Topographic Project, 1:25000 Scale maps
9- Aero logy Organization of IRAN, 1381(A.H), Statistics and Data of Rain Amounts of IRAN (30 Years Statistics of Boushehr Station)
10- Mahdavi.M, 1371(A.H), Applied Hydrology, Publication of Tehran University.

Appendix

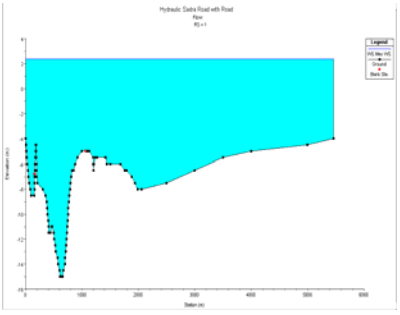


Figure (4).Profile of water surface at conditions of maximum floodtide and floodwater, in section 1

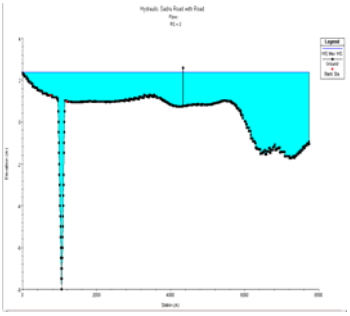


Figure (5).Profile of water surface at conditions of maximum floodtide and floodwater, in section 2

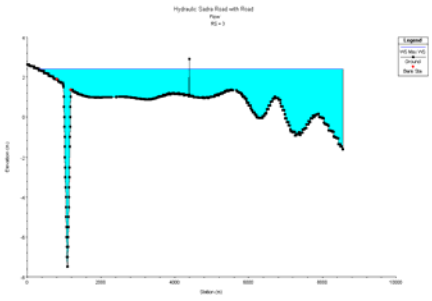


Figure (6).Profile of water surface at conditions of maximum floodtide and floodwater, in section 3

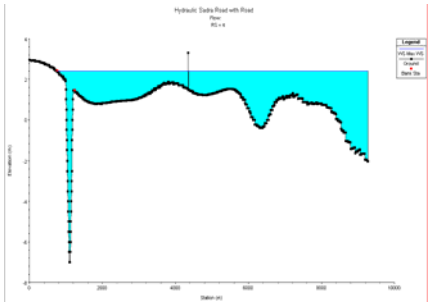


Figure (7).Profile of water surface at conditions of maximum floodtide and floodwater, in section 4

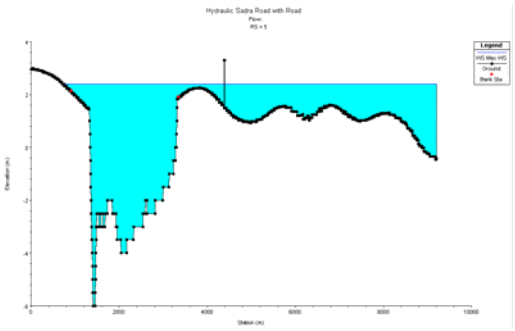


Figure (8).Profile of water surface at conditions of maximum floodtide and floodwater, in section 5

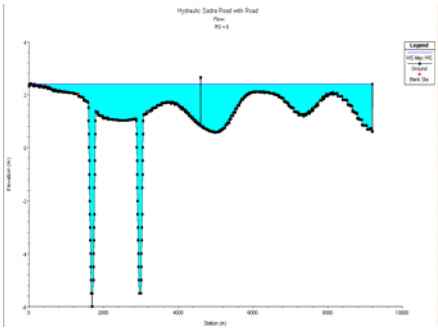


Figure (9).Profile of water surface at conditions of maximum floodtide and floodwater, in section 6

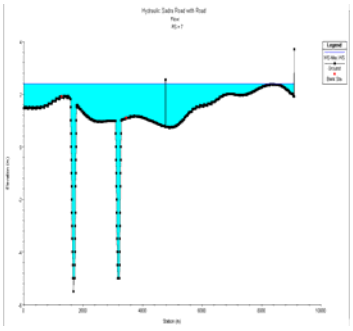


Figure (10).Profile of water surface at conditions of maximum floodtide and floodwater, in section 7

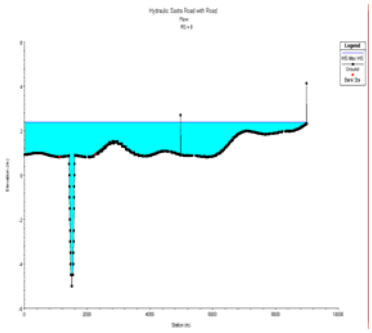


Figure (11).Profile of water surface at conditions of maximum floodtide and floodwater, in section 8

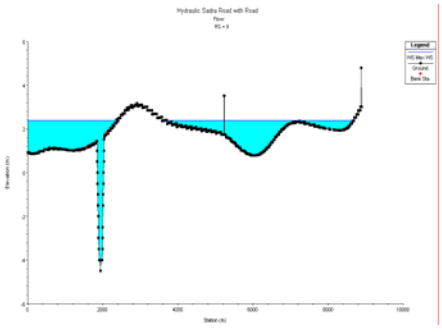


Figure (12).Profile of water surface at conditions of maximum floodtide and floodwater, in section 9

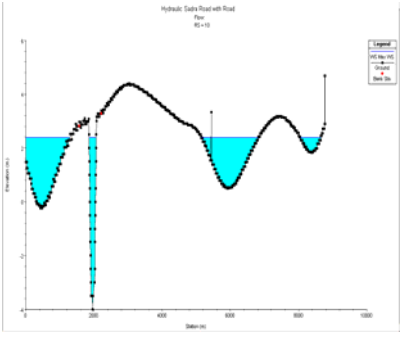


Figure (13).Profile of water surface at conditions of maximum floodtide and floodwater, in section 10

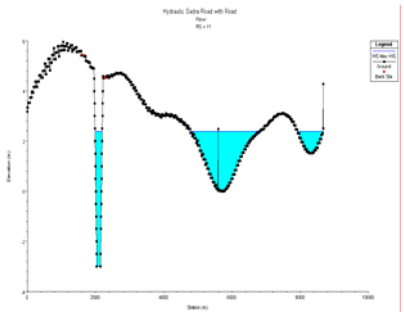


Figure (14).Profile of water surface at conditions of maximum floodtide and floodwater, in section 11

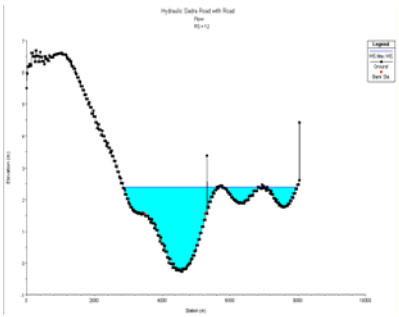


Figure (15).Profile of water surface at conditions of maximum floodtide and floodwater, in section 12

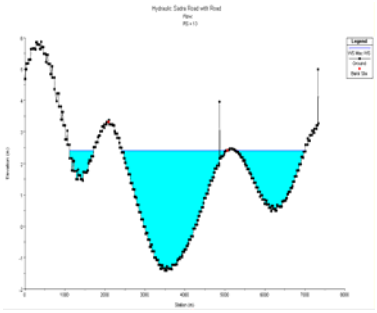


Figure (16).Profile of water surface at conditions of maximum floodtide and floodwater, in section 13

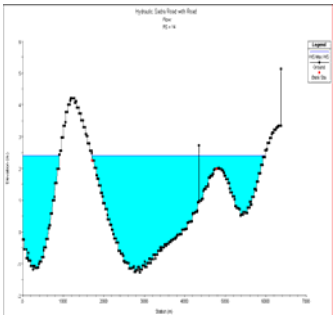


Figure (17).Profile of water surface at conditions of maximum floodtide and floodwater, in section 14

Autoren:

Ahmad Hosseini, Senior Research Engineer, Deputy Dept. of River Engineering, Soil Conservation and Watershed Management Research Center, P. O. Box 13445-1136, Tehran, Iran
N. Javaheri, Assistant Professor of Gilan University of Iran
Y. Daghigh, Assistant Professor of Soil Conservation and Watershed Management Research Center
A. Tolooiyan, Research Engineer of Soil Conservation and Watershed Management Research Center

Gemeinsam zu neuen Ufern ...



Planungsgemeinschaft Tief- und Wasserbau GmbH

- Beratende Ingenieure, VBI -

Planung von:

Baugruben
Spezialtiefbau
Fluss- und Kanalbau
Hafenbau und Kaianlagen
Hochwasserschutzanlagen
Wehre und Schleusen
Uferbefestigungen
Renaturierung

Firmensitz Dresden

Lewickistraße 12
01279 Dresden

Telefon: 03 51-45 251 0
Telefax: 03 51-45 251 45
E-Mail: ptw@ptw-dresden.de

Zweigniederlassung Berlin/Brandenburg

Rehfelder Straße 23
15566 Schöneiche

Telefon: 030-64 38 97 80
Telefax: 030-64 38 95 88
E-Mail: berlin@ptw-dresden.de

www.ptw-dresden.de

Integrierte Modellierung eines Flusseinzugsgebietes am Beispiel der Oberen Iller

Silvia Matz[1], Matthias Pätsch[1], Ole Larsen[1], Helmut Weis[2]

The implementation of WFD in water resources management requires an integrated approach. For the river Obere Iller a coupling of the water resources simulation model MIKE SHE and the river simulation model MIKE 11 was processed. Running the highly dynamic coupled system the exchange between groundwater and river was calculated.

1 Einleitung

Die Umsetzung der europäischen Wasserrahmenrichtlinie erfordert einen ganzheitlichen/integrierten Ansatz bei der Bewirtschaftung von Wasserressourcen und schafft einen einheitlichen Handlungsrahmen für nachhaltiges und integriertes Wassermanagement. Die Verbesserung des Zustandes aller Wasserkörper der EU-Mitgliedsstaaten und der assoziierten Staaten bis 2015 ist das Hauptziel der Richtlinie [BMU, 2001].

Wie die Umsetzung des geforderten integrierten Ansatzes aussehen kann, soll am Beispiel des Einzugsgebietes der Oberen Iller gezeigt werden. Im Illereinzugsgebiet kam es zu Pfingsten 1999 zu einem der größten Hochwasser der letzten 100 Jahre, in dessen Verlauf es u. a. zu Deichbrüchen und Überschwemmungen kam [LFW BAYERN, 2003]. Der Abfluss der Iller entsprach bei Blaichach in etwa einem HQ_{300} [WWA KEMPTEN, 2004a]. In Folge des Hochwassers wurde vom Wasserwirtschaftsamt Kempten ein Hochwasserschutzprojekt veranlasst und ein neuer Schutzgrad (HQ_{300}) festgelegt. Konkrete Maßnahmen waren u. a. die Aufweitung des Flussbettes und die Verbesserung der Standsicherheit der Deiche [WWA KEMPTEN, 2004b]. Im Zuge dieses Projektes wurde DHI mit dem Aufbau eines integrierten Oberflächen- und Grundwassermodells des Einzugsgebietes der Oberen Iller bis Immenstadt beauftragt. Da sich das System hochdynamisch verhält, d.h. Grundwasser und Fließgewässer nahezu zeitgleich auf ein Niederschlagsereignis reagieren, wurde der Ansatz eines integrierten Modells ausgewählt. Für die Simulation wurden das Wasserhaushaltsmodell MIKE SHE und das Fließgewässermodell MIKE 11 verwendet.

2 Modellaufbau

Das Untersuchungsgebiet, das Einzugsgebiet der Iller bis zum Pegel Iller/Immenstadt liegt in Süddeutschland im Allgäu und ist rund 723 km² groß.

Zunächst wurde ein Niederschlagsabflussmodell (NAM) für dieses Gebiet mit dem NA-Modul von MIKE 11 aufgebaut. Das aufgebaute Modell setzt sich aus dreizehn Teileinzugsgebieten, welche die Einzugsgebiete der Nebenflüsse bis zu ihren Abflusspegeln umfassen und Teileinzugsgebieten der Iller zwischen den Abflusspegeln, zusammen. Aus den dabei simulierten Abflüssen der Nebenflüsse konnte – über den Abflussüberschuss – der unterirdische Gebietszufluss in das Illertal aus den Einzugsgebieten der Nebenflüsse mit Grundwasserleiter bestimmt werden.

Für das Gebiet des Oberen Illertals (s. Abbildung 1) wurde ein integriertes Modell aufgebaut. In dem mit MIKE SHE erstellten Modell wurde die gesättigte Zone – bestehend aus den Schichten Unterer Aquifer, Seeton, Oberer Aquifer und Deckschicht –, die ungesättigte Zone, die Evapotranspiration, der Niederschlag – unter Verwendung von vier Niederschlagsstationen –, die Temperatur (DWD-Stationen Fischen und Obersdorf), die Niederschlagsretention durch den Schneespeicher, die Landnutzung – mit den jeweiligen Blattflächenindices und den Durchwurzelungstiefe und ihrer jährlichen Schwankung –, der Oberflächenabfluss, die Topographie und das – mit MIKE 11 erstellte – Fließgewässermodell berücksichtigt.

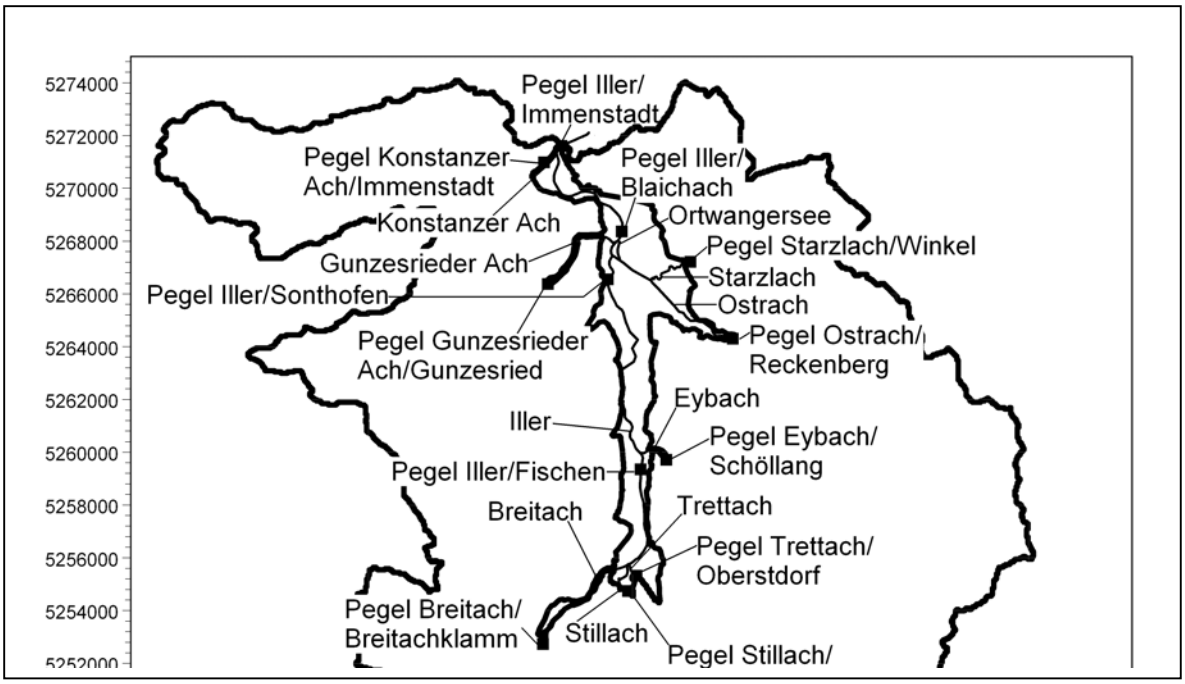


Abbildung 1. Einzugsgebiet der Iller bis zum Pegel Iller/Immenstadt (groß) und Untersuchungsgebiet Oberes Illertal (klein) mit den simulierten Gewässern, sowie den Abflusspegeln.

3 Mathematische Grundlagen von MIKE SHE und MIKE 11

3.1 MIKE 11

Die Berechnung der Fließgewässer erfolgt instationär über das 1-dimensionale Modell MIKE 11. Die verwendete, angepasste Saint-Venant Gleichung (Gl. 1 und Gl. 2), d.h. die nichtlineare Gleichung für offene Gerinne, setzt sich aus der Kontinuitäts- und Impulsgleichung zusammen. Die Kontinuitätsgleichung lautet (vgl. DHI, 2004):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \qquad \text{Gl. 1}$$

mit dem Abfluss Q, dem Fließquerschnitt A, der Raumkoordinate x, der Zeit t und dem lateralen Zufluss q.

Die Impulsgleichung wird über den Abfluss Q, die Zeit t, den Impulsverteilungskoeffizienten α, den Fließquerschnitt A, die Raumkoordinate x, die Erdbeschleunigung g, den Wasserstand h_a im Gewässer, den Chezy Widerstandsbeiwert C_a, und den hydraulischen Radius R berechnet (vgl. DHI, 2004):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\alpha \frac{Q^2}{A})}{\partial x} + gA\frac{\partial h_a}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C_a{}^2 AR} = 0 \qquad \text{Gl. 2}$$

Die Lösung der Gleichungen erfolgt über das implizite Finite Differenzen Schema von ABBOTT und IONESCU [1967]. In dem automatisch erstellten Berechnungsgitter wechseln sich Q- und h-Punkte ab, d.h. Punkte an denen der Abfluss bzw. der Wasserstand berechnet wird.

3.2 MIKE SHE

Die mathematischen Grundlagen (vgl. DHI, 2005) des verwendeten physikalisch basierten Finiten Differenzen Modells MIKE SHE bildet für die Grundwasserströmung die nichtlineare 3-dimensionale Bossinesq-Gleichung (Gl. 3)

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(K_{xx}\frac{\partial h}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(K_{yy}\frac{\partial h}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(K_{zz}\frac{\partial h}{\partial z}\right) - S = S_a\frac{\partial h}{\partial t} \qquad \text{Gl. 3}$$

mit der hydraulischen Leitfähigkeit K_{xx}, K_{yy}, K_{zz} entlang der x-,y- und z-Achse des Modells, der hydraulische Druckhöhe h, dem Quellen- und Senkenterm S und dem spezifischen Speicherkoeffizienten S_a.

Die Strömung der ungesättigten Zone erfolgt in diesem Beispiel mit einer vereinfachten Richardsgleichung, dem so genannten „Gravity Flow“, mit einem einheitlichen vertikalen Gradienten ohne Berücksichtigung der Kapillarkräfte. Die Berechnung der aktuellen Evapotranspiration erfolgt nach dem Ansatz von Kristensen und Jensen (1975). Der Oberflächenabfluss wird mittels der diffusen Wellenapproximation der Saint-Venant Gleichung berechnet. Er entsteht, sobald der Effektivniederschlag die Infiltrationskapazität übersteigt.

4 Kopplung MIKE SHE mit MIKE 11

Das Grundwasser im Illertal weist nicht nur nahezu die gleiche Dynamik, wie der Wasserstand der Iller auf, es reagiert auch nahezu zeitgleich. Dieses Phänomen kann darauf beruhen, dass es durch die hohe Durchlässigkeit der Kolmationsschicht zu einer hohen Infiltration bzw. Exfiltration in/aus der Iller kommen kann. Bei Fischen (Abbildung 2) erfolgt der Anstieg im Grundwasser in ein bis zwei Stunden nach dem Anstieg des Illerwasserstandes und ist in diesem Fall rund zehn Zentimeter höher als dieser.

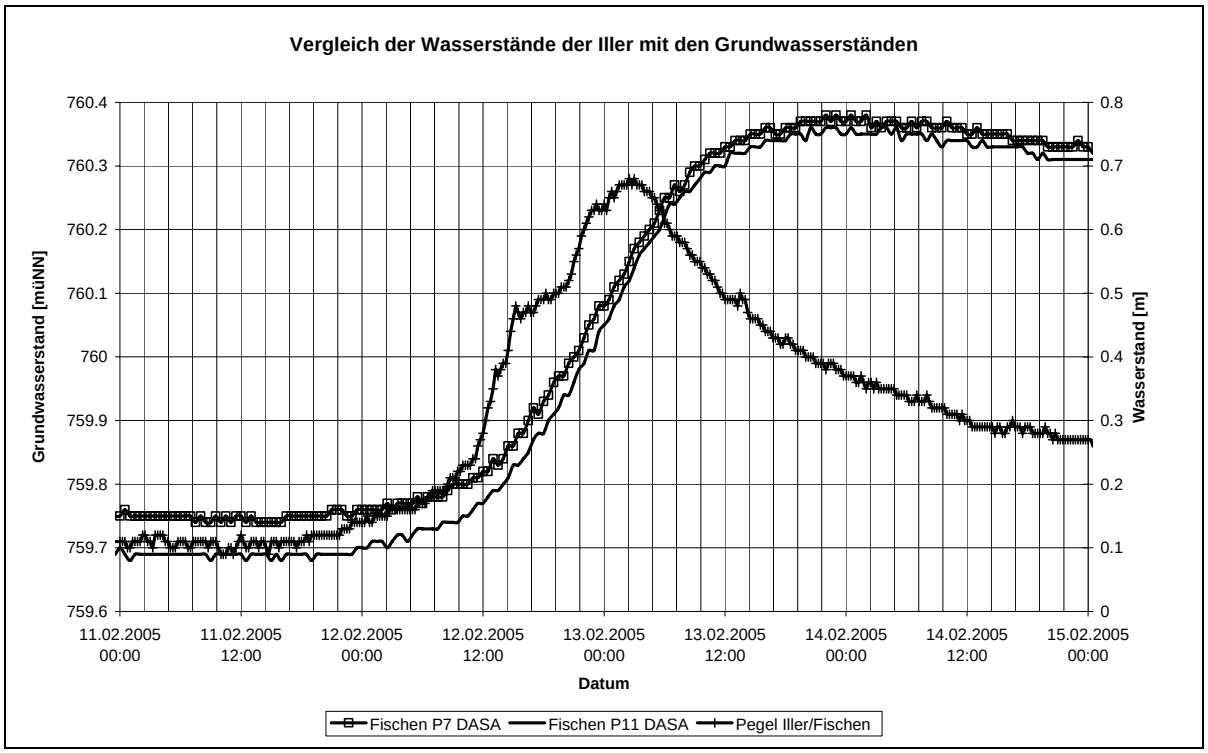


Abbildung 2. Wasserstand der Iller am Pegel Iller/Fischen (rund 620 m Iller aufwärts des Zuflusses des Eybachs) und an den Grundwassermessstellen P7 und P11 (1400 und 1450 m flussaufwärts des Pegels, rund 265 bzw. 75 m von der Iller entfernt) bei Fischen.

Dieses Phänomen setzt sich im gesamten Illertal fort. Am Pegel Iller/Blaichach (s. Abbildung 3) fällt die Schwankungsamplitude im Grundwasser etwas geringer aus als an der Iller.

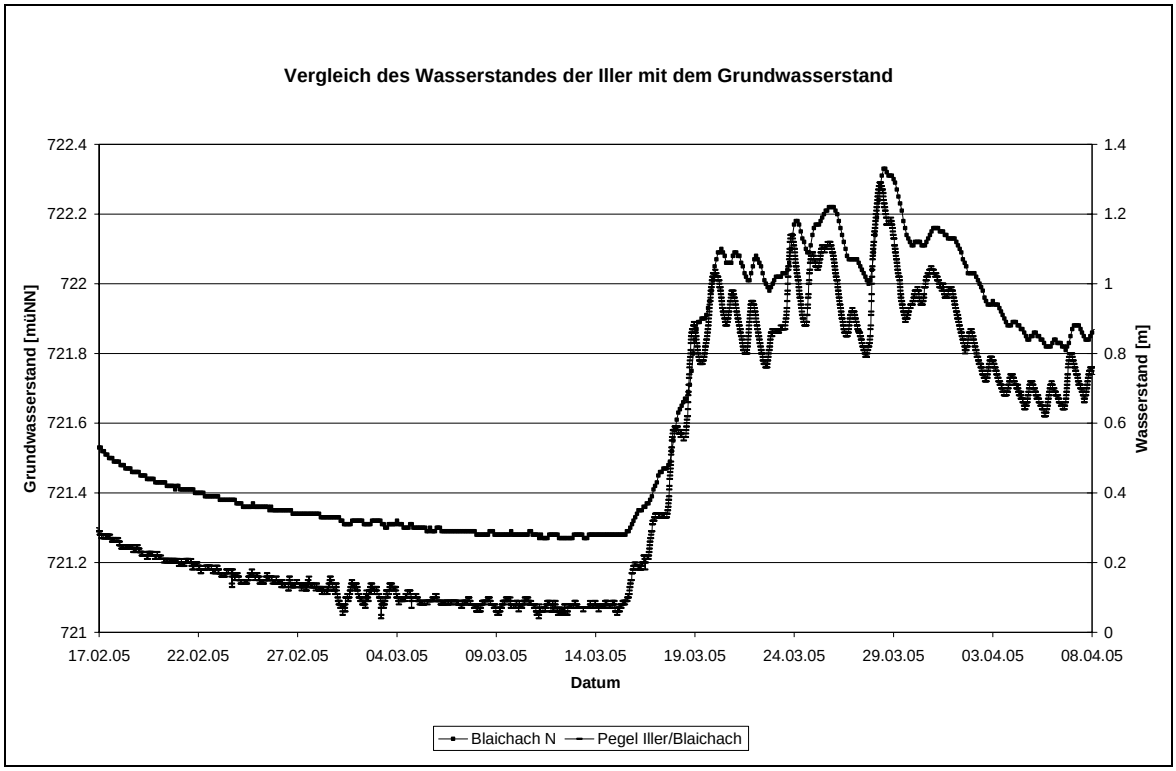


Abbildung 3. Wasserstand der Iller am Pegel Iller/Blaichach (rund 440 m Iller flussaufwärts des Zuflusses der Gunzesrieder Ach) und an der Grundwassermessstelle Blaichach N (250 m vom Pegel entfernt) bei Blaichach (Sonthofen).

An der Ostrach, welche bei Sonthofen in die Iller mündet, wurde durch das Pfingsthochwasser 1999 die Kolmationsschicht entfernt, so dass sie bei Niedrigwasser auf ungefähr den letzten zwei Kilometern fast vollständig versickert. Spätestens durch das Hochwasser 2005 wurde die sich neu aufbauende Kolmationsschicht wieder abgetragen.

Um die starke Interaktion zwischen Grundwasser und Gewässer berechnen zu können war es notwendig ein integriertes Wasserhaushalts-Fließgewässer-Modell aufzubauen. Die Kopplung zwischen den beiden Modellen erfolgt, wie nachfolgend beschrieben über den Leakagekoeffizienten des Flussbettes. In Abb. 4 wird der simulierte Grundwasserzufluss in die Iller beim Pegel Iller/ Blaichach gezeigt.

Bei der Kopplung (vgl. DHI, 2005) von MIKE 11 mit MIKE SHE wird der Fluss in MIKE SHE als Linie zwischen den Gitterzellen generiert. Der Austausch erfolgt auf beiden Seiten des Flusses in Abhängigkeit vom Wasserstand.

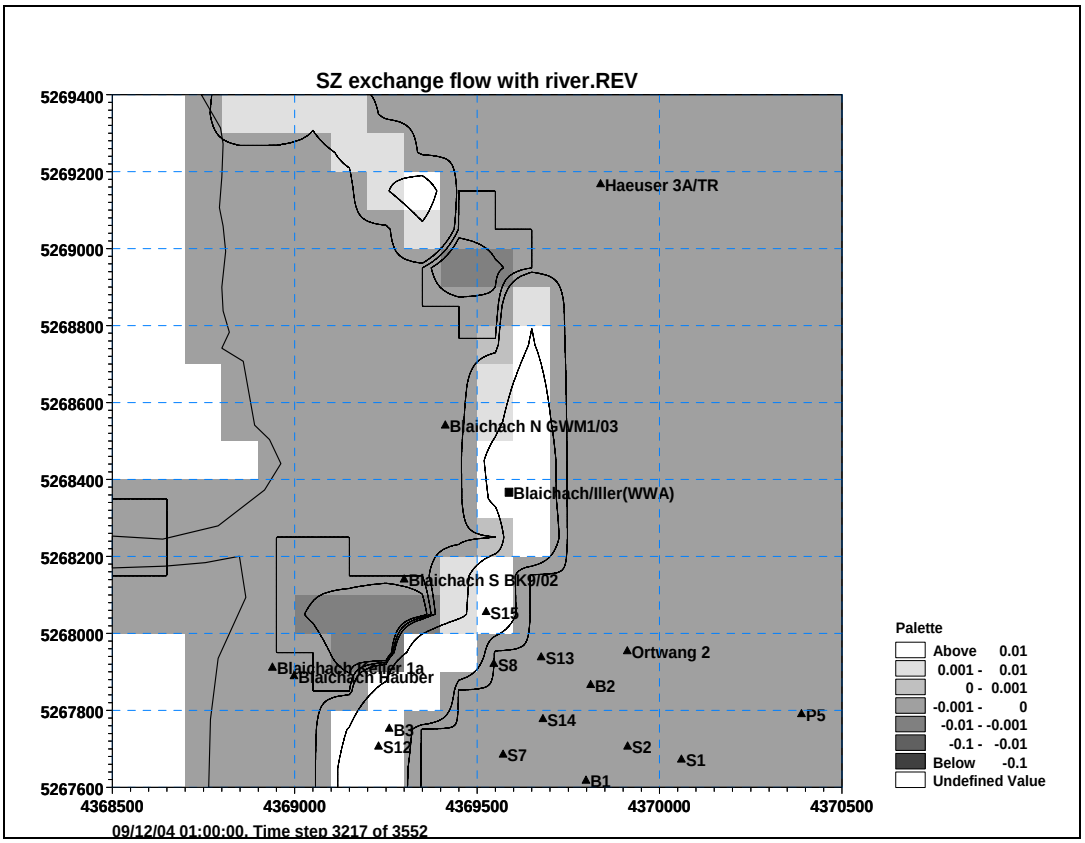


Abb. 4 Grundwasserzufluss (positiv) in die Iller beim Pegel Iller /Blaichach am 12.09.2004 um 1:00 Uhr.

Gekoppelt werden Flüsse in dem Modell MIKE SHE über so genannte "river links". Die berechneten Wasserstände werden in die "river links" übertragen, wo der Austausch mit dem Oberflächenabfluss, der gesättigten und ungesättigten Zone berechnet wird. Die dynamische Kopplung zwischen MIKE 11 und MIKE SHE erfolgt über die Übertragung von Wasservolumina. Der Austausch zwischen Aquifer und Fließgewässer wird über die Leitfähigkeit des Flussbett- und Aquifermaterials bzw. nur über die Leitfähigkeit des Flussbettes und die Differenz des Wasserstandes berechnet. Bei reduziertem Kontakt zwischen Fließgewässer wird der Austausch wie folgt kalkuliert:

$$Q = \Delta h \cdot C_{sz-river} \quad \text{und} \quad C_{sz-river} = C_{i,river} \cdot w_i \cdot dx \qquad \text{Gl. 4}$$

mit dem Abfluss Q, der Wasserstandsdifferenz Δh, der hydraulischen Leitfähigkeit zwischen gesättigter Zone und Fließgewässer $C_{sz\text{-}river}$, dem Leakagekoeffizient des Flussbetts $C_{i,\,river}$, dem angenommenen, benetzten Umfang in Gitter i w_i und der Mächtigkeit der gesättigten Zone dx.

Durch die Berücksichtigung aller Wasserhaushaltskomponenten konnte das Systemverhalten des Einzugsgebietes der Oberen Iller beschrieben werden. Die

Kopplung vom Wasserhaushaltsmodell mit dem Gewässermodell ermöglichte die Darstellung der Dynamik und der Interaktion zwischen Grundwasser und Gewässer.

5 Literatur

Abbott, M.B., Ionescu, F.: On the numerical computation of nearly-horizontal flows, Journal of Hydraulic Research, 5, S. 97-117, 1967.

Bayrisches Landesamt für Wasserwirtschaft (Hrsg.): Hochwasser Mai 1999, Gewässerkundliche Beschreibung. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München, 2003. (URL http://www.hnd.bayern.de/ereignisse/hw210599/Bericht-HW99.pdf, 24. November 2004).

BMU (Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit) (Hrsg.):Umweltpolitik; Wasserwirtschaft in Deutschland; Teil I – Grundlagen – Oktober 2001

DHI (Hrsg.): MIKE SHE. An Integrated Hydrological Modelling System. DHI Software. 2005.

DHI (Hrsg.): MIKE 11. A Modelling System for Rivers and Channels. Reference Manual. DHI Software. 2004.

Kristensen, K.J., Jensen, S.E.: A model for estimating actual Evapotranspiration from potential transpiration. Nordic Hydrology. 6, 1975.

Wasserwirtschaftsamt Kempten: Hochwässer im Rückblick, Pfingsthochwasser 1999 (URL http://www.bayern.de/WWA-ke/hvz/index.htm, 24. November 2004).

Wasserwirtschaftsamt Kempten: Hochwasserschutzprojekt Obere Iller (URL http://www.bayern.de/*WWA*-ke/projekte/hochwasserschutz/hwsoi/index.htm, 24. November 2004).

Autoren:

Dipl.-Geoökol. Silvia Matz[1], Dipl.-Ing. Matthias Pätsch[1], Dr. Ole Larsen[1], Dipl.-Ing. Helmut Weis[2]

[1]DHI Wasser & Umwelt GmbH
Wiesenstraße 10a
28857 Syke
Tel.: ++49-4242-16380
Fax.: ++49-4242-163818
sma@dhi-umwelt.de

[2] Wasserwirtschaftsamt Kempten
Rottachstr. 15
87439 Kempten
helmut.weis@wwa-ke.bayern.de

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Morphodynamische Untersuchungen zur Verbesserung der Unterhaltungssituation an der Tideems

Christoph Heinzelmann, Harro Heyer

Das Feststoffregime der Tideems ist geprägt durch einen deutlich stromauf gerichteten Sedimenttransport (tidal pumping) und starke Sedimentationen im Bereich des Emder Fahrwassers und der Unterems, verbunden mit hohen Kosten für Unterhaltungsbaggerungen und die Unterbringung des Baggerguts. Die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes ist bestrebt, die ungünstige Unterhaltungssituation durch ein Bündel von Maßnahmen nachhaltig zu verbessern. In diesem Zusammenhang ist die Bundesanstalt für Wasserbau beauftragt, ausgehend von einer umfassenden wasserbaulichen Systemanalyse des Emsästuars die geplanten Maßnahmen zu gestalten und ihre Wirksamkeit durch numerische Modelluntersuchungen (2D-, 3D-Modelle zur Analyse der Tidedyamik und des Sedimenttransports) abzusichern. Über das Untersuchungskonzept und die ersten Modellergebnisse wird berichtet.

1 Einleitung

Der tidebeeinflusste Teil der Bundeswasserstraße Ems erstreckt sich von der Nordsee bis zum Wehr Herbrum auf einer Länge von ca. 115 km. Der Abschnitt von der See bis zur Knock wird als Außenems bezeichnet; stromauf schließen sich das Emder Fahrwasser (bis Emden), die Unterems (bis Papenburg) und der Dortmund-Ems-Kanal (bis Herbrum) an (Abb. 1). Bis Papenburg ist die Ems Seeschifffahrtsstraße, oberhalb davon Binnenschifffahrtsstraße.

Die Außenems und der Dollart sind Grenzgewässer zwischen Deutschland und den Niederlanden mit der Besonderheit, dass der Verlauf der Staatsgrenze in diesem Bereich bis heute ungeklärt ist. Die Zusammenarbeit beider Staaten auf dem Gebiet des Wasserbaus ist in dem 1960 geschlossenen Ems-Dollart-Vertrag geregelt, der vorsieht, dass beide Vertragsparteien im Bewusstsein ihrer gemeinsamen Interessen und in Achtung der besonderen Interessen der anderen Vertragspartei im Geiste guter Nachbarschaft zusammenarbeiten, um eine den je-

weiligen Erfordernissen entsprechende seewärtige Verbindung ihrer Häfen zu gewährleisten.



Abbildung 1 Satellitenaufnahme der Unter- und Außenems

Die verkehrswirtschaftliche Bedeutung der Unter- und Außenems lässt sich an den Umschlagszahlen der Häfen ablesen. In den beiden niederländischen Häfen Eemshaven und Delfzijl betrug der Güterumschlag im Jahr 2004 insgesamt 6,6 Mio. t; davon entfielen auf den Seegüterumschlag 2,8 Mio. t. Im gleichen Zeitraum wurden im Hafen Emden 5,3 Mio. t (Seegüterumschlag: 3,4 Mio. t) umgeschlagen. Bedeutendste Gütergruppe ist in Emden der Kraftfahrzeugumschlag, der sich auf ca. 770.000 Fahrzeuge belief. In den Unterems-Häfen Leer und Papenburg wurden im Jahr 2004 insgesamt 1,7 Mio. t umgeschlagen. Besondere wirtschaftliche Bedeutung für das Emsland hat der Schiffbau auf der Papenburger Meyer Werft.

Bei den Fahrrinnenabmessungen ist zwischen der Unterems und der Außenems zu unterscheiden. Der maximale Schiffstiefgang, mit dem Seeschiffe in tideun-

abhängiger Fahrt – d.h. jederzeit – die Außenems befahren können, beträgt 7,50 m; tideabhängig sind Tiefgänge bis maximal 10,70 m möglich. Im Bereich der Unterems wurde die Wasserstraße in den letzten Jahrzehnten stufenweise ausgebaut. Dabei orientierte sich das jeweilige Ausbauziel an den Abmessungen der größten auf der Meyer Werft hergestellten Schiffe, die nach ihrer Fertigstellung von Papenburg in Richtung Nordsee überführt werden. Anfang der 1980er Jahre betrug der zulässige Tiefgang für die tideabhängige Fahrt bis Papenburg 4,60 m. Werftschiffe konnten bei Springtide und Zwei-Tiden-Fahrt bis 4,95 m Tiefgang überführt werden. Nach der ersten Ausbaustufe Mitte der 80er Jahre erhöhte sich der zulässige Tiefgang auf 5,70 m, nach der zweiten Stufe Mitte der 90er Jahre auf 6,80 m (Werftschiffe: 7,30 m). Seit der Inbetriebnahme des Emssperrwerks bei Gandersum im Jahr 2002, das neben seiner Bestimmung als Sturmflutsperrwerk auch für Überführungsfahrten von Werftschiffen eingesetzt werden kann, sind durch kurzzeitigen Aufstau der Unterems Überführungsfahrten bis maximal 8,50 m möglich.

Als Folge der Ausbaumaßnahmen haben sich das Tide- und das Feststoffregime der Ems nachhaltig verändert. Hiermit verbunden sind starke Sedimentationen im Bereich des Emder Fahrwassers und der Unterems, die im Rahmen von Unterhaltungsbaggerungen regelmäßig beseitigt werden müssen. Im Jahr 2004 beliefen sich die Kosten für die Baggerungen und die Unterbringung des Baggerguts auf ca. 14 Mio. €. Verglichen mit den Unterhaltungskosten anderer Reviere sind die Kosten an der Ems besonders hoch, da im Bereich der Unterems nur kleine Baggergeräte eingesetzt werden können und das Baggergut überwiegend an Land untergebracht wird.

Aus diesem Grund hat die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) ein Maßnahmenpaket entwickelt, mit dem die ungünstige Unterhaltungssituation nachhaltig verbessert werden soll. Die Maßnahmen zielen zum einen darauf ab, die Sedimentationen und damit die Baggermengen zu reduzieren. Zum anderen soll die Unterbringung des Baggerguts optimiert werden.

In diesem Zusammenhang ist die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) beauftragt, ausgehend von einer gewässerkundlichen Bestandsaufnahme und einer umfassenden wasserbaulichen Systemanalyse des Emsästuars die geplanten Maßnahmen zu gestalten und ihre Wirksamkeit durch numerische Modelluntersuchungen der Tidedyamik und des Sedimenttransports abzusichern.

Nachfolgend wird zunächst die Phänomenologie des Feststofftransports an der Tideems beschrieben. Im Anschluss daran werden das Unteruntersuchungskonzept erläutert sowie die ersten Ergebnisse der Modelluntersuchungen vorgestellt.

2 Phänomenologie des Feststofftransports an der Tideems

2.1 Grundlagen zur Gewässerphysik

Das Eindringen salzhaltigen Meerwassers in den Süßwasserkörper der Ems und die Art und Weise der Vermischung beider Wassermassen werden durch wechselwirkende physikalische Prozesse gesteuert. Die durch Mitschwingungsgezeiten (Tideerscheinungen) und das Wetter in der Deutschen Bucht auftretenden Wasserstandsschwankungen setzen sich in Form von langen Wellen bis zur stromauf gelegenen Grenze bei Herbrum fort. Die Topographie der Ems – gekennzeichnet durch ihre Längen-, Breiten- und Tiefenverhältnisse und die Abmessungen der Strombauwerke – beeinflusst das Maß der örtlichen Wasserstandsschwankungen, die Eintrittszeiten des Hoch- und Niedrigwassers sowie die Strömungsverhältnisse, auf die vor allem in der Brackwasserzone Dichtegradienten wirken. Da auch die Oberwasserabflüsse (Süßwasser) jahreszeitlich erheblichen Schwankungen unterliegen, überlagern sich in der Tideems komplexe Prozesse von jeweils unterschiedlicher Dauer.

Während ihres Fortschreitens verändert sich die Form der Tidewelle auf dem Weg von der Deutschen Bucht bis zum Wehr Herbrum. Es kommt deshalb in den einzelnen Abschnitten des Gewässers zu unterschiedlichen Flut- und Ebbedauern (Zeitdauer für das Steigen und Fallen des Wasserstandes). Dies führt zu räumlich und zeitlich unterschiedlichen Tideströmungen und Transporten von Meersalz und Sedimenten.

Eine wesentliche Eigenschaft der Tideströmungen besteht in ihren an den Rinnen orientierten alternierenden Richtungen. Bei einem sehr geringen Oberwasserabfluss kann ein Wasserteilchen mit dem Flutstrom fast so weit stromauf transportiert werden wie mit dem Ebbestrom stromab. Eine mittlere Flutströmung von z.B. 0,8 m/s kann ein Wasserteilchen bis zu 15 km stromauf transportieren.

Der Sedimenttransport wird primär durch die Tideströmungen gesteuert und überlagert durch Einflüsse des Seegangs und der Schiffswellen. Insbesondere in der Tideems dominiert der suspendierte Feststofftransport den Geschiebetransport an der Gewässersohle. Da mit den alternierenden Flut- und Ebbeströmungen auch die Sedimente stromauf und wieder stromab transportiert werden, ist die Kornverteilung der suspendierten Transporte abhängig vom räumlich verteilten Sedimentinventar an der Gewässersohle.

2.2 Veränderung der Tideverhältnisse in den vergangenen Jahrzehnten

Die Ursachen für die ungünstige Unterhaltungssituation an der Tideems sollen zunächst am Beispiel der zeitlichen Entwicklung der kennzeichnenden Tidekennwerte diskutiert werden. Ausgangspunkt der Analyse sind die Tidewasserstände und die Form der Tidekurve. Hierdurch kann auch ohne mathematische Simulation der Tidedynamik auf das charakteristische Verhalten des Systems Ems geschlossen werden. Zur weiter gehenden Analyse der Strömungen und Transporte ist auf zwei- und dreidimensionale Simulationen mit kalibrierten und validierten mathematischen Modellen zurück zu greifen, weil der suspendierte Feststofftransport der Tideems derzeit nur an wenigen Orten gemessen wird. Bisher können auf der Grundlage von Messungen und mathematischen Simulationsmodellen folgende Aussagen getroffen werden:

Seit Anfang der 80er Jahre ist das Tideniedrigwasser in der Unterems – vornehmlich durch die o.g. Ausbaumaßnahmen – um ca. einen halben Meter abgesunken. Seit 1950 beträgt der Absunk sogar ca. einen Meter. Damit hat sich die Tidekurve im Emder Fahrwasser und in der Unterems weitergehend asymmetrisch verformt. Die Flutdauer wurde verkürzt und folglich die Ebbedauer verlängert, die Steiggeschwindigkeit des Wasserstandes wurde insbesondere in der ersten Flutphase gesteigert und das Tidewellenliniengefälle wurde in der Flutphase nachhaltig erhöht. Von Pogum bis Papenburg hat sich die mittlere Laufzeit des Tidehochwassers etwa um die Hälfte vermindert.

Bezogen auf die im Tidezyklus auftretenden maximalen Strömungen ist durch die verstärkte Asymmetrie der Tideprozesse in der Unterems eine ausgeprägte Flutstromdominanz entstanden. Diese Dominanz wird durch den Dichtegradienten in der Brackwasserzone gestärkt. Die Dominanz der maximalen Flutströmungen, die aus der verkürztem Flutstromdauer und den hohen Steiggeschwindigkeiten des Wasserstandes in der ersten Flutstromphase entstanden ist, führt in der Feststoffbewegung zu einer Dominanz der Transporte bestimmter suspendierte Feststoffe in Flutstromrichtung. Dieser Sachverhalt wird auch als Nettotransport stromauf oder als tidal pumping bezeichnet.

Durch Veränderung der Tidedynamik in den vergangenen Jahrzehnten und der damit gekoppelten Transportprozesse hat sich das System Ems mehr und mehr mit Feststoffen "aufgeladen". Beim Verklappen von Baggermaterial oberhalb der Knock wird das Material in einem Kreislauf gehalten.

2.3 Systemverhalten der Unterems im Ist-Zustand

Aufgrund der beschriebenen Entwicklungen haben sich große Schlickmengen in der Unterems akkumuliert. Insbesondere der noch nicht konsolidierte Anteil bildet ein „bewegliches Depot“. Die Tideströmungen können somit zu hohen Suspensionskonzentrationen (örtlich bis über 10.000 mg/l) führen. An der Sohle der tiefen Rinne bilden sich hoch konzentrierte Schlicksuspensionen (fluid mud), welche die hydraulisch wirksame Reibung an der Gewässersohle vermindern kann. Die dadurch verminderte Dissipation der Strömungsenergie kann noch zur Verstärkung des Nettotransports stromauf führen. Mit dem Oberwasser kommen im Mittel vergleichsweise geringe Sedimentmengen (ca. 20 mg/l) in die Tideems. Bezogen auf einen mittleren Jahresabfluss von 80 m³/s werden damit jährlich ca. 50.000 t Sediment in die Unterems eingetragen.

Bei hohen Oberwasserabflüssen (> 100 m³/s) ergibt sich in der Unterems ein Spüleffekt. Sedimente mit geringer Sinkgeschwindigkeit werden über viele Tiden netto stromab transportiert. Aber auch bei einem Spüleffekt in der Unterems werden die Sedimente möglicherweise nicht wie gewünscht über die Außenems hinaus in die Deutsche Bucht transportiert, weil es auch bei hohen – durch das Oberwasser verstärkten – Ebbestromgeschwindigkeiten seewärts des Emder Fahrwassers zu einer Flutstromtransport-Dominanz kommen kann. Bei abnehmenden Oberwasserabflüssen verlagert sich die Zone der Flutstromtransport-Dominanz wieder weiter in die Ems hinein. Das System hat folglich das Bestreben, Feststoffe unablässig zyklisch stromauf zu pumpen.

3 Untersuchungskonzept

Mit dem Ziel, das Tide- und Feststoffregime der Ems durch ein Bündel von Maßnahmen nachhaltig zu verbessern, werden von der WSV mehrere Wege parallel untersucht und von der BAW wissenschaftlich bewertet:

(1) Durch erweiterte flussparallele Fluträume (Tidepotenzial) und künstlich angeschlossene Retentionsbecken, die regelmäßig von Schlickablagerungen zu räumen sind, könnte das Tideniedrigwasser wieder angehoben und damit der Stromauftransport vermindert werden.

(2) Durch Dämpfung der in die Unterems eindringenden Tideenergie könnte der Tidehub vermindert und insbesondere das Tideniedrigwasser günstig beeinflusst werden.

(3) Durch Einrichten einer Schlickfalle als lokale Aufweitung im Gewässerquerschnitt mit gezielter Entnahme und Unterbringung des Baggergutes kann möglicherweise die in die Unterems eintreibende Nettotransportmenge vermindert werden. Bereits in den 50er Jahren wurden für eine Regulierung des Emder Fahrwassers Naturdaten analysiert und Modellversuche durchgeführt. Man erkannte die naturgegebene flutseitige Räumung des Emder Fahrwassers und schlug einen Sandfang oberhalb der Hafenzufahrt nach Emden vor (Hensen u. Passlack, 1961; Steen, 2000). Dieser Sandfang kam aber nicht zur Ausführung, weil sich in diesem Bereich schon damals vor allem Schlick absetzte. Das Konzept einer Schlickfalle ist heute auch im Hinblick auf eine möglicherweise zunehmende Sauerstoffzehrung zu bewerten.

(4) Durch optimierte Klappstellen soll die Sedimentation des umgelagerten Baggergutes entweder im Dollartgebiet oder im weiter entfernten Gebiet der Außenems in Abstimmung mit den niederländischen Nachbarn dergestalt stattfinden, dass Wiedereintreibungen in die Fahrrinne minimiert werden.

(5) Durch Ertüchtigung vorhandener Strombauwerke auf dem Geiserücken kann die Verdriftung von Sedimenten aus dem Dollart in das Emder Fahrwasser vermindert werden, um die Sedimentbilanz des Emder Fahrwassers möglicherweise zu verbessern.

Da solche Maßnahmen mit erheblichen Kosten verbunden sind und im Regelfall öffentlich-rechtlichen Genehmigungen unterliegen, muss die beabsichtigte Wirkung der Maßnahmen auf Grundlage einer belastbaren Prognose nachgewiesen werden. Versuche am Natursystem Tideems sind nur sehr eingeschränkt möglich. Hinzu kommt, dass die Fachwelt die Wirksamkeit der Maßnahmen unterschiedlich bewertet, insbesondere weil es um sehr komplexe tidedynamische Prozesse und nun vornehmlich um damit verbundene Feststofftransporte geht. Die Untersuchung der Tidedynamik allein genügt nicht zur Einschätzung der Transportprozesse. Zur Verbesserung der Prognosen und zur Herstellung von mehr Transparenz in der Darstellung der Transportprozesse wird derzeit in der BAW ein neues 3D-Modell der Tideems betrieben und im Rahmen der Kalibrierung und Validierung auf der Grundlage von Feldstudien schrittweise verbessert. Das Modellgebiet umfasst alle wichtigen topographischen Elemente in einem unstrukturierten Gitternetz zwischen der Tidegrenze bei Herbrum und dem offenen Rand seewärts der Insel Borkum. Neu vermessene Daten für die Wassertiefen und Landhöhen sowie für das vorhandene Sedimentinventar werden berücksichtigt. Das Modell beschreibt die Strömungen und die Transporte von Salz und Sedimenten dreidimensional. Die Simulationen werden mit der Modellsoftware

UnTRIM (Cheng, R.T., Casulli, V., 2001, BAW, 2004) und SediMorph (BAW, 2005) durchgeführt.

4 Erste Ergebnisse der Modelluntersuchungen

Die nachfolgend zusammen gestellten Abbildungen zeigen beispielhaft erste Ergebnisse der mathematischen Simulationen im Rahmen der Analyse des Ist-Zustands.

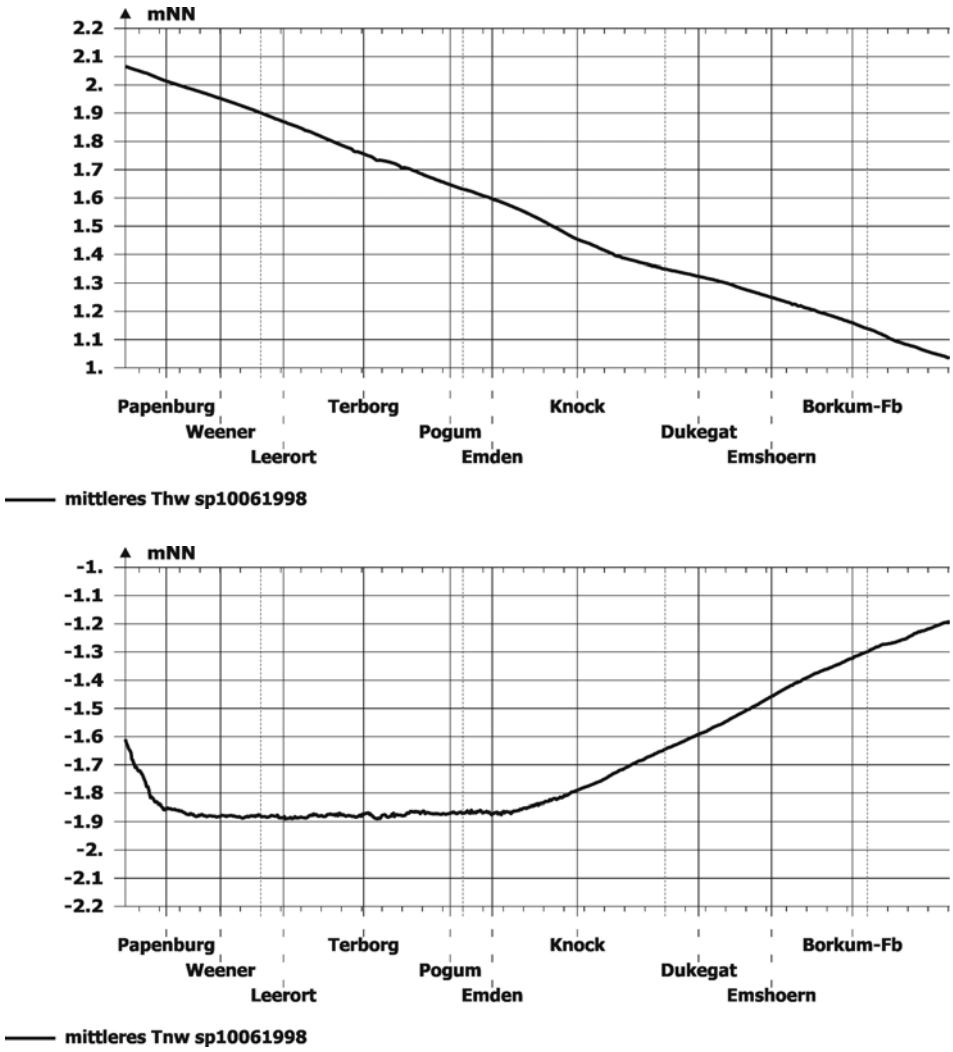


Abbildung 2 Verlauf des mittleren Tidehochwassers (oben) und des mittleren Tideniedrigwassers (unten) im Längsschnitt (Fahrrinnenmitte)

Ausgehend vom Übergang der Deutschen Bucht in die Tideems zeigt die Zunahme des Tidehochwassers bis zum Wehr Herbrum einen nahezu linearen Anstieg (Abb.2). Das Tideniedrigwasser fällt bis kurz vor Emden nahezu linear (jedoch mit einem größeren Gefälle) ab. Zwischen Papenburg und Emden erreicht

es in etwa gleiche Werte. Dieser Verlauf hat sich durch ein schrittweises Absenken des Tideniedrigwassers zwischen Pogum und Papenburg in den vergangenen Jahrzehnten ergeben. Die Entwicklung hat die Strömungs- und Transportverhältnisse in der Unterems nachhaltig verändert.

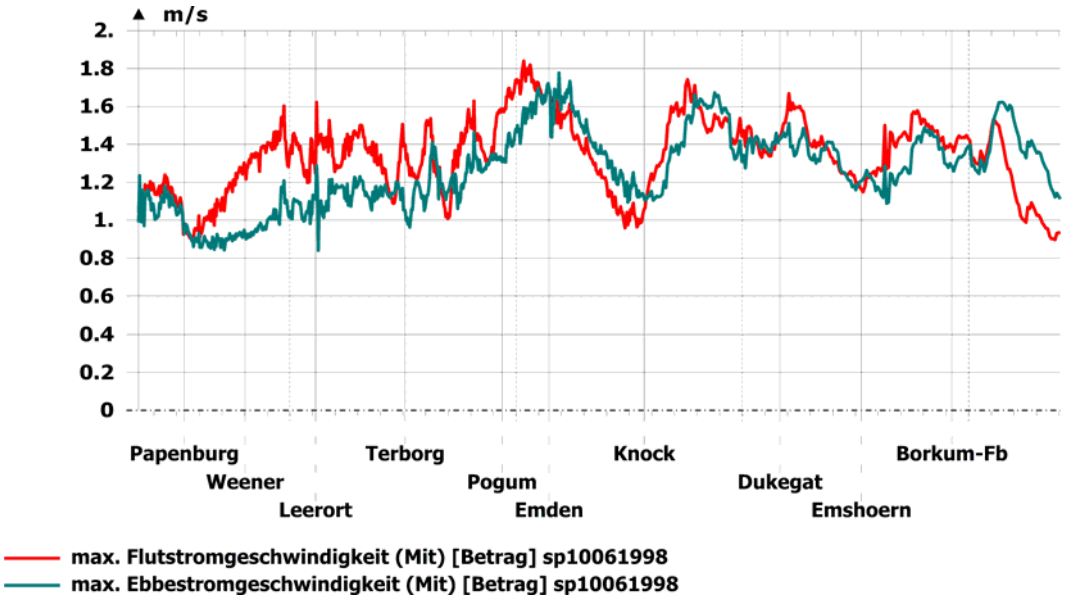


Abbildung 3 Verlauf der maximalen Strömungsgeschwindigkeiten in der Fahrrinne

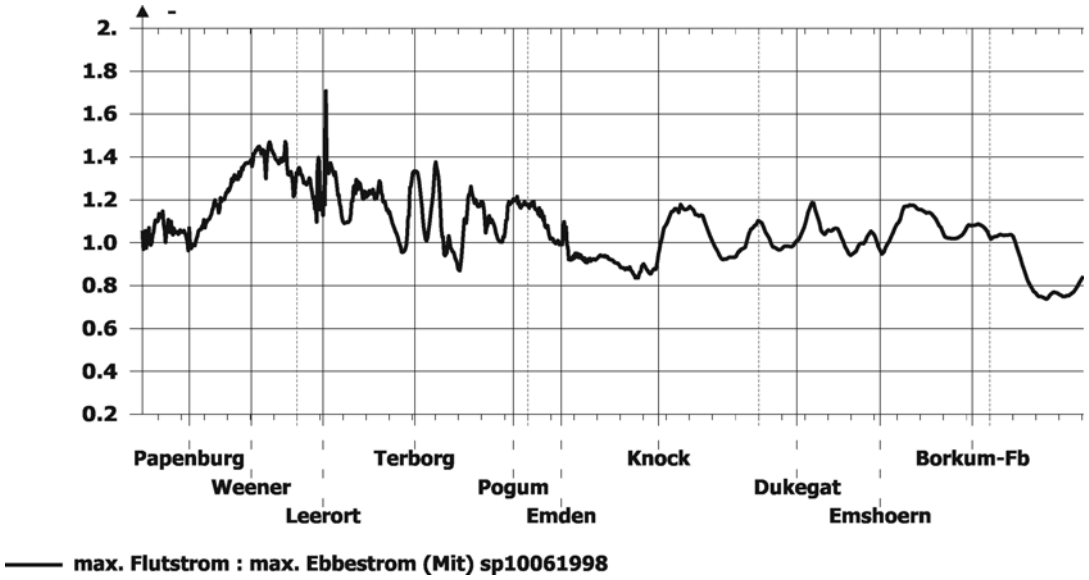


Abbildung 4 Quotient aus maximalem Flutstrom und maximalem Ebbestrom entlang der Fahrrinne des Emsästuars

Die Richtung des Nettotransports von Feststoffen, der sich aus den alternierenden Flut- und Ebbeströmungen in der Fahrrinne ergibt, kann zunächst aus dem Verhältnis der maximalen Strömungsgrößen abgeschätzt werden. Abb. 3 zeigt,

dass sich insbesondere zwischen Papenburg und Emden eine Dominanz der Flutströmungen im Vergleich zu den Ebbeströmungen eingestellt hat. Dieser Befund wird durch Abb. 4 verdeutlicht: In einigen Abschnitten der Unterems ist die maximale Flutströmung bis zu 1,4 mal größer als die maximale Ebbeströmung. Im Rahmen der Interpretation dieser Ergebnisse muss berücksichtigt werden, das die Unterems über ausgeprägte Kurvenströmungen verfügt. Aber auch die Analyse der über die gesamte Fahrrinnenbreite gemittelten Strömungen ergibt ein ähnliches Verhalten, wie es in den Abbildungen 3 und 4 dargestellt ist. Dieses Verhalten erklärt das oben erwähnte tidal pumping. Wie sich das tidal pumping in den einzelnen Tidephasen darstellt, kann durch eine mathematische Simulation der Feststoffbewegung analysiert werden.

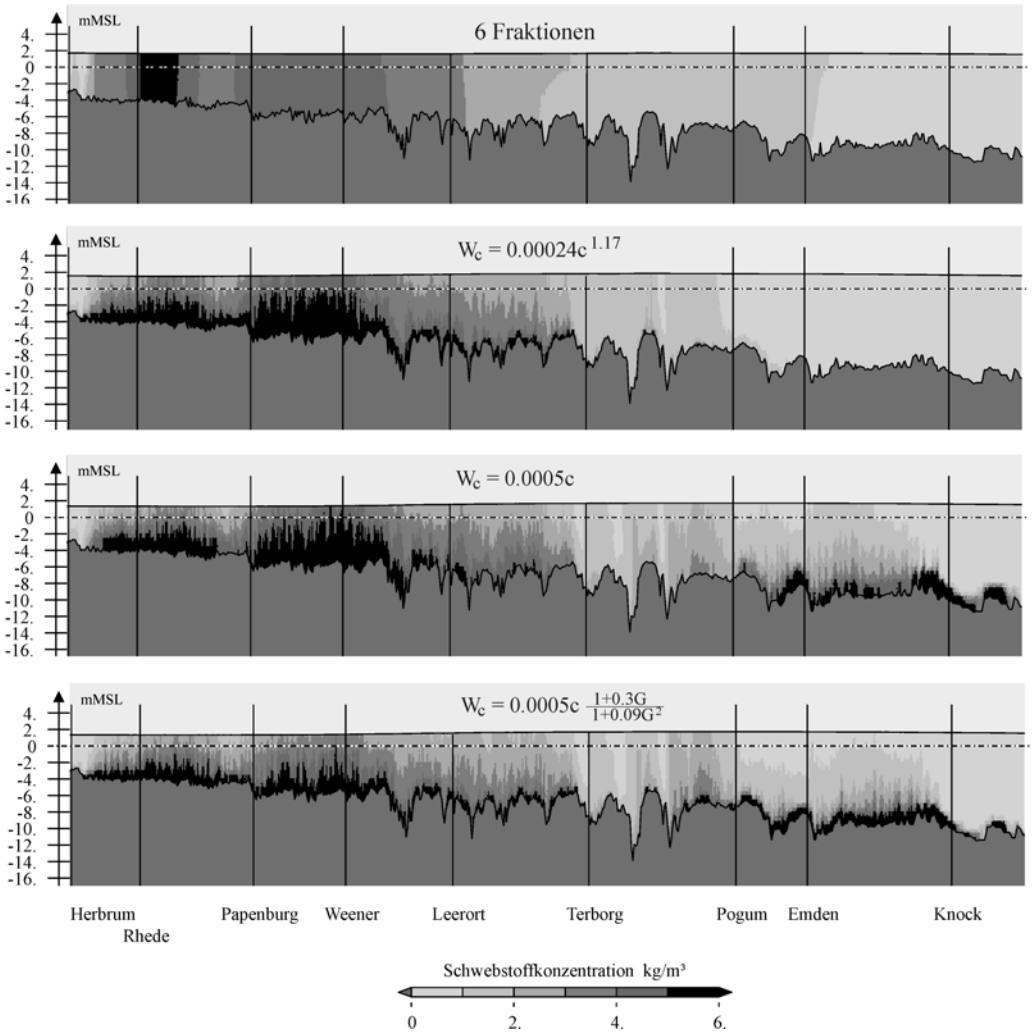


Abbildung 5 Mit mathematischen 3D-Modellen des Emsästuars berechnete Feststoffkonzentrationen für eine Flutstromphase, dargestellt im Längsschnitt der Fahrrinne oberhalb der Knock

Bei der Simulation der Feststoffbewegung spielt die Sinkgeschwindigkeit der Feststoffe eine wichtige Rolle. Mit einem einzigen mathematischen Ansatz al-

lein kann ein vollständiges Verständnis für die Naturprozesse nicht erlangt werden. Die BAW verwendet daher mehrere Ansätze als Grundlage für eine Analyse und Diagnose des charakteristischen Systemverhaltens der Feststoffbewegung. Der damit verbundene Entwicklungsprozess wird noch fortgeführt, insbesondere unter Berücksichtigung von neuen Ergebnissen aus Untersuchungen in der Natur. Abb. 5 zeigt, dass die Verhältnisse in der Unterems wohl am besten mit einem Ansatz für die Sinkgeschwindigkeit beschrieben werden kann, der eine funktionale Abhängigkeit von der Konzentration und von der Turbulenz beschreibt. Die Berücksichtigung der Sinkgeschwindigkeiten für mehrere getrennte und jeweils für sich im Modell transportierte Korngrößenklassen führt offensichtlich nicht zu den in der Natur beobachteten hohen Sedimentkonzentrationen direkt über der Gewässersohle.

Die aufgezeigten Beispiele verdeutlichen die sehr hohe Komplexität des Natursystems der Tideems. Sie zeigen aber auch, dass man den heute bestehenden Herausforderungen, die im Zusammenhang mit der Sedimentbewegung und der damit verbundenen Unterhaltung der Wasserstraßen gesehen werden, vor allem mit einer mathematischen Simulation und Analyse nachgehen muss.

5 Literatur

BAW: Technical Report, Mathematical Model UnTRIM – Validation Document, Juni 2004

BAW: Technical Report, Mathematical Module SediMorph – Validation Document, März 2005

Cheng, R.T., Casulli, V.: Evaluation of the UnTRIM Model für 3-D Tidal Circulation, Prodeedings of the 7-th Intnational Conference on Estuarine and Coastal Modeling, St. Petersburg, November 2001

Hensen, W. Passlack, G.: Modellversuche für das Emder Fahrwasser, Mitteilungen des Franzius Instituts, Heft 20, Dezember 1961

Weilbeer, H.: Numerical simulation and analyses of sediment transport processes in the Ems-Dollard estuary with a three-dimensional model. 8th International Conference on Cohesive Sediment Transport Intercoh 2005, Saga, Japan. Vorbereitet zur Veröffentlichung 2006

Steen, D.: Planungen und Eingriffe im Dollartraum nach 1945, Zwischen Weser und Ems, Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nordwest, Dezember 2000.

Autoren:

LBD Dr.-Ing. Christoph Heinzelmann
Bundesanstalt für Wasserbau
Kußmaulstraße 17
76187 Karlsruhe

Tel.: ++49 – 721 – 9726 3000
Fax: ++49 – 721 – 4540
christoph.heinzelmann@baw.de

LRD Dr.-Ing. Harro Heyer
Bundesanstalt für Wasserbau
Dienststelle Hamburg
Wedeler Landstraße 157
22559 Hamburg
Tel.: ++49 – 40 – 81908 300
Fax: ++49 – 40 – 81908 373
harro.heyer@baw.de

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Physikalisches Geschiebetransportmodell der Oder zur Untersuchung der Wechselwirkung von Stromregelungsbauwerken, Sohlformen und nautischen Bedingungen

Bernd Hentschel

Summary

Taking a reach of the Oder River by Hohenwutzen as an example, the German Waterways Engineering and Research Institute investigates the dune motion using a physical model with changeable, mobile bottom. The investigations consider planned variants of river training measures and are performed for instationary and stationary flow regime. Besides the mean water and bed level changes, the shape and migration of bottom dunes are analysed, taking the nautical definition of the fairway into account.

1 Die Aufgabenstellung

In Flachlandflüssen wie der Oder oder der unteren Mittelelbe werden erhebliche Mengen an Sand und Kies an der Flusssohle transportiert. Dieser Transport findet zu einem wesentlichen Teil in Form von Dünen statt. Diese Dünen können in der Oder Längen bis zu 800 m bei Höhen von 1 bis 2 m aufweisen und sie bewegen sich mit relativ großen Geschwindigkeiten von bis zu 5 m pro Tag stromabwärts (s. Abbildung 1). Die Form der Dünen und die Art ihrer Bewegung ist dabei neben den morphologischen, hydraulischen und hydrologischen Randbedingungen auch von der Methode der Flussregelung abhängig. Die Form- und Lageänderungen sind mehr oder weniger zufällig und nicht im Detail vorhersagbar.

Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) wurde vom Wasser- und Schiffahrtsamt (WSA) Eberswalde mit der Durchführung von Untersuchungen zur Wechselwirkung zwischen unterschiedlichen Unterhaltungs- und Regelungsmaßnahmen und der Form der Gewässersohle beauftragt. Die Auswahl der für diese Untersuchungen gewählten Geometrievarianten erfolgte in Abstimmung mit den zuständigen polnischen Behörden.



Abbildung 1 Düne in der Oder bei Oder-Kilometer 651 (Fließrichtung von links nach rechts)

Da die für die Sohlformen wesentlichen Strömungsvorgänge ausgesprochen dreidimensional sind und stochastische Effekte berücksichtigt werden müssen, wurde in der BAW ein physikalisches Modell mit beweglicher Sohle aufgebaut.

2 Physikalisches Modell

Für die Untersuchungen wurde exemplarisch der Oder-Abschnitt zwischen Odkm 654,7 und 662,5 gewählt (s. Abbildung 2). Die Tabelle 1 zeigt die wesentlichen Modellparameter des physikalischen Modells im Vergleich zu den entsprechenden Naturwerten.

Tabelle 1 Ausgewählte Modellparameter

Modelllänge	Natur: 7,8 Kilometer, Modell: 78 m
Geometriemaßstäbe:	Längenmaßstab: 1:100, Höhenmaßstab: 1 : 40
Geschiebematerial Natur	Grobsand / Feinkies, d_m = 0,9 mm, ρ = 2,65 g/cm³
Geschiebematerial Modell	Polystyrolgranulat, d_m = 2,1 mm, ρ = 1,055 g/cm³ (s. Abbildung 3)



Abbildung 2 Übersicht über das Modell; im Hintergrund die Messbrücke; Fließrichtung von oben nach unten

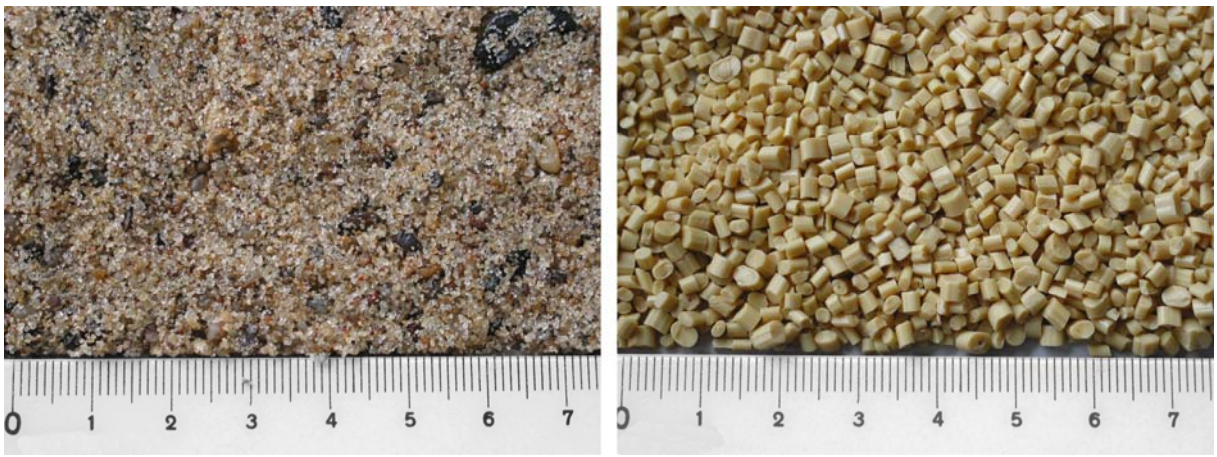


Abbildung 3 Natur- und Modellgeschiebe

Wesentlich bei den durchgeführten Untersuchungen ist die Erfassung der Sohlgeometrie sowohl nach stationären Durchflussereignissen bei ausgewählten Untersuchungsvarianten und -zeiträumen als auch während des Versuchsbetriebes (z.B. Vermessung der Sohlhöhen und Dünenformen während eines instatio-

nären Hochwasserereignisses). Dazu wurde an einer frei positionierbaren Messbrücke (s. Abbildung 2) ein photogrammetrisches Messsytem angebracht. Bei diesem System wird von einem Projektor ein Raster auf die Modellsohle projiziert, welches von 3 Videokameras aus unterschiedlichen Richtungen aufgenommen wird (Abbildung 4). Über räumliche Triangulationsverfahren kann die Lage jedes einzelnen Rasterpunktes im Raum bestimmt werden. Durch eine Erweiterung des Systems, bei der auch die Höhe des Wasserspiegels simultan mit vermessen wird, kann das System auch für Vermessungen der Sohlgeometrie durch das fließende Wasser hindurch verwendet werden [Godding et al. 2003; Hentschel 2006]. In Abbildung 5 ist eine mit dieser Methode vermessene Modellsohle einer mit einem Flächenpeilschiff in der Natur vermessenen Sohle bei einem vergleichbaren Durchfluss gegenübergestellt.

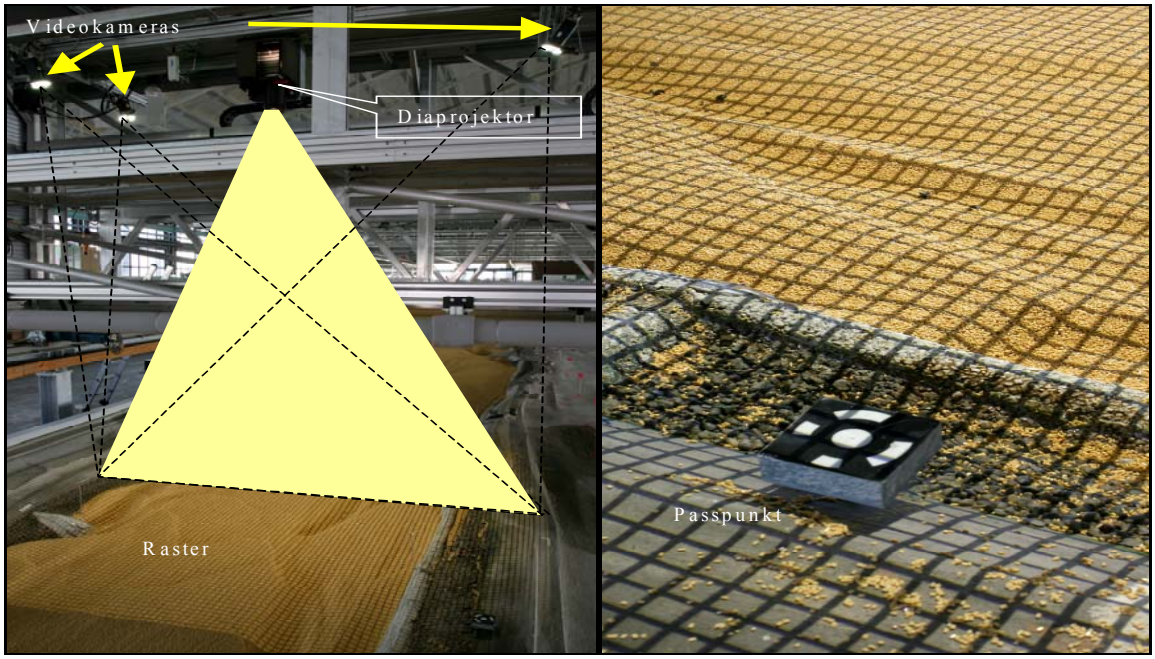


Abbildung 4 Photogrammetrie, Aufbau und Messraster

Neben den Vermessungen der Modellgeometrie wird während des Versuchsbetriebes an 20 Stellen im Modell der Wasserspiegel im Abstand von 5 Sekunden gemessen und gespeichert.

3 Versuchsdurchführung

Geschiebetransportvorgänge gehorchen keinen strengen Regeln, so dass jeder einzelne Versuch im Modell, trotz gleicher Rand- und Anfangsbedingungen anders abläuft. Das entspricht aber auch der Natur. Bei gleichen hydrologischen

und hydraulischen Gegebenheiten gibt es in der Natur nie zweimal genau die gleiche Flusssohle ("Man kann nie zweimal in den gleichen Fluss steigen", Heraklit). Dass sich dieses Phänomen auch im Modell einstellt, ist zum Einen ein Problem, da jeder Versuch hier fünf mal wiederholt wird, um eine ausreichende Datengrundlage für statistische Analyse zu haben. Zum Anderen zeigt das Modell aber auch die Spannweite der Varianz der möglichen Sohlstrukturen.

In der Natur ist es heute so, dass die Dünen in den gestreckten Abschnitten der Oder in Form von "alternierenden Bänken" wandern, dass heißt, dass die Dünen abwechselnd rechts und links im Fluss liegen und stromabwärts wandern. Dadurch ist der Verlauf der Fahrrinne für die Schifffahrt nicht konstant. Ziel der Modellkonzeption war es, dieses Phänomen im Modell ebenfalls abzubilden, um dann bei Untersuchungsvarianten nicht nur Aussagen zu mittleren Veränderungen von Wasserspiegel und Sohlhöhe, sondern auch Aussagen über die Dynamik der Sohlumbildungen zu erhalten. Die in der Natur derzeit erforderliche ständig zu wiederholende Festlegung einer neuen Fahrrinne für die Schifffahrt stellt einen erheblichen Aufwand dar, so dass Aussagen über Maßnahmen, die zur Stabilisierung der Fahrrinne führen, ein wichtiges Ziel der Untersuchungen darstellen.

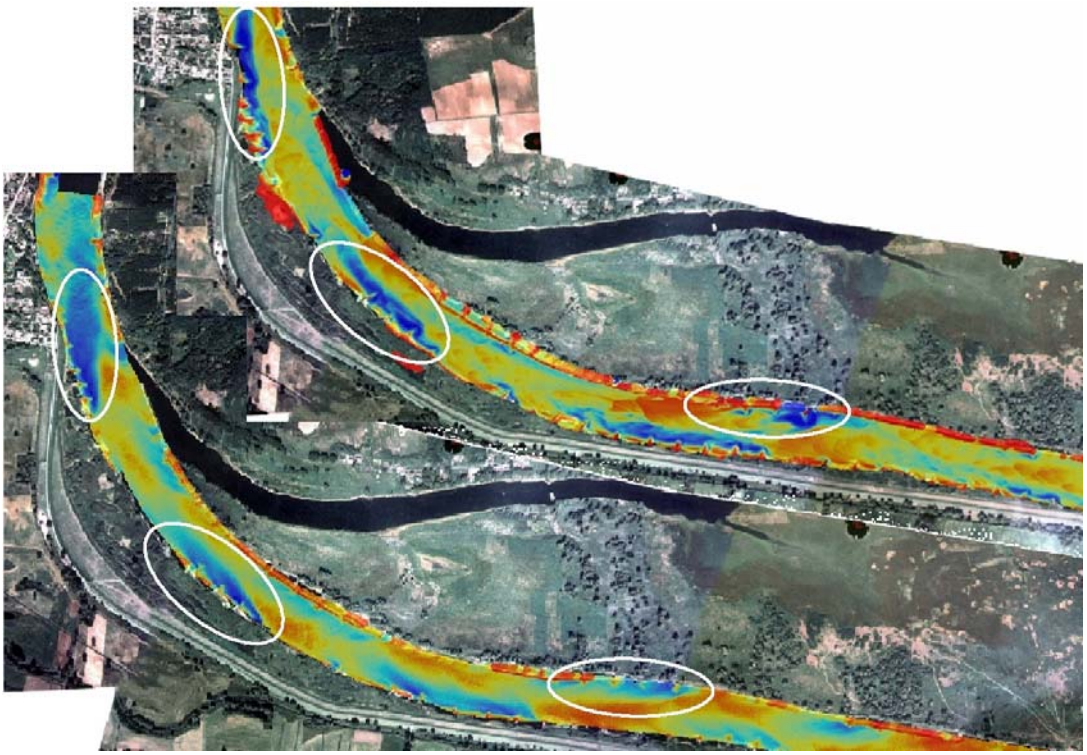


Abbildung 5 Vergleich der Sohlgeometrie in der Natur (unten) mit dem Modell (oben) (Fließrichtung: von rechts nach links; Spannweite der Farbabstufung: blau: -6 m+NN bis rot +4 m+NN)

Abbildung 6 zeigt zum Beispiel in einem Querprofil eine Natur- und drei Modellsohlen, die bei Modellläufen mit identischen Rand- und Anfangsbedingungen aufgenommen wurden. Gut zu erkennen ist die große Streubreite der Sohlhöhen. Man erkennt aber auch, dass die Natursohlhöhe sich innerhalb der Spannweite der Modellsohlhöhen bewegt. Die durchgezogene rote Linie zeigt die maximale Sohlhöhe, die in dem Profil zu irgendeinem Zeitpunkt aufgetreten ist, also die Tiefe mit der die Schifffahrt ohne spezielle Ausweisungen einer lokalen Fahrrinne rechnen müsste. Diese maximalen Höhenwerte liegen um etwa einen Meter über den mittleren Höhen.

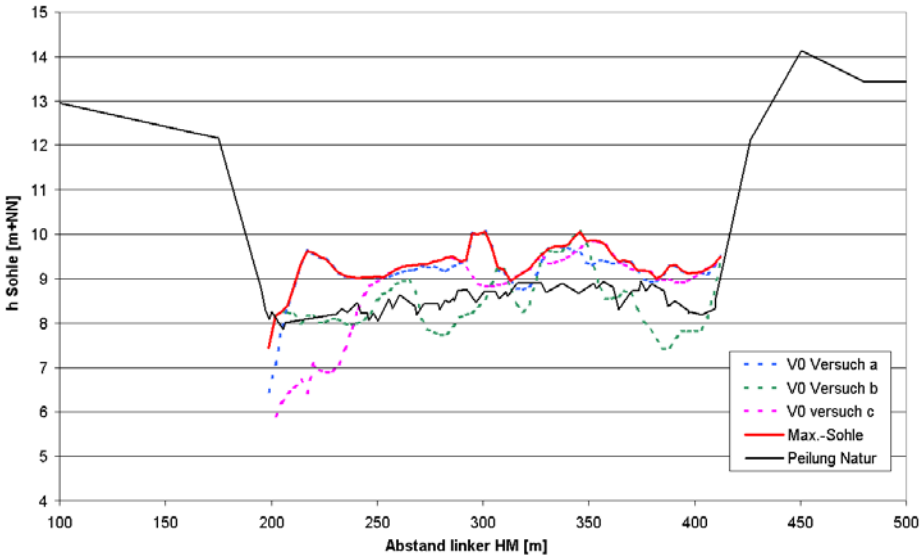


Abbildung 6 Eine Natur- und drei Modellsohlen bei vergleichbaren Abflüssen



Abbildung 7 Nautisch optimierte Fahrrinnen aus 5 unabhängigen Modellversuchen (Variante V0)

Da weder die Betrachtung von Mittelwerten noch die einzelner Querprofile für die Beurteilung einer möglichen Fahrrinne geeignet ist, wurden die in dem Mo-

dell vermessenen Gewässersohlen für eine nautische Analyse herangezogen. Es wurden für einzelne, jeweils unabhängige Modellversuche die Verläufe möglicher Fahrrinnen für ein Europaschiff (Länge 82 m, Breite 11,40 m) berechnet [BAW 2001].

In Abbildung 7 sieht man Beispiele für die Verläufe dieser Fahrrinnen für den Ist-Zustand im Untersuchungsbereich. Auffällig ist hier die große Streubreite. Abbildung 8 zeigt demgegenüber für eine Untersuchungsvariante (Variante V2a) die Verläufe aus ebenfalls 5 Modellversuchen. Deutlich ist hier insbesondere in der Krümmung in der linken Bildhälfte, dass die Streubreite erheblich abgenommen hat, d. h. der Verlauf der Fahrrinne ist weitgehend stabil, so dass im Falle der Realisierung der Aufwand für die Verkehrssicherungspeilungen und für das Abstecken der Fahrrinne erheblich reduziert werden könnte.

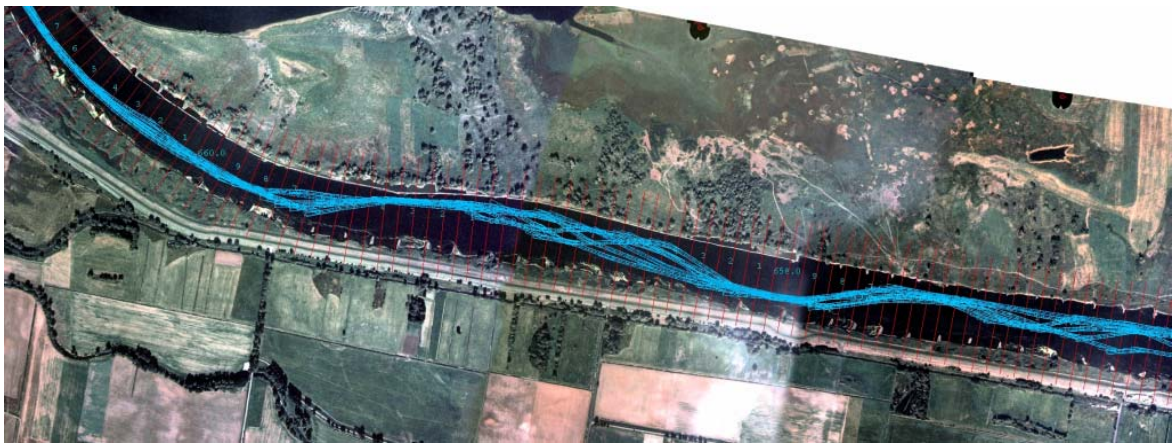


Abbildung 8 Nautisch optimierte Fahrrinnen aus 5 unabhängigen Modellversuchen (Variante V2a)

Die Sohlformen sind ganz wesentlich abhängig von den Abflussverhältnissen. Die Untersuchungen im physikalischen Modell werden daher bei 3 signifikanten stationären Abflüssen (ca. MNQ, MQ und 2 x MQ) durchgeführt. Daneben werden auch Untersuchungen mit einer instationären Abflusssteuerung betrieben. Diese sind jedoch bezüglich der Durchführung und Auswertung der erhobenen Daten ungleich aufwändiger und komplexer, so dass sie bei jeder Variante nur ein- bis zweimal durchgeführt werden. Durch die Möglichkeit in dem Modell während des Versuchslaufes die Sohle zu vermessen, kann dabei während der Welle die Abflussabhängigkeit der Sohlhöhe und -form ermittelt werden. Abbildung 9 zeigt zum Beispiel die Abhängigkeit der Standardabweichung der Sohlhöhe als Funktion der Wasserspiegelhöhe während einer Hochwasserwelle. Gut erkennt man, wie die Standardweichung mit steigendem Abfluss ansteigt, um dann, leicht verzögert wieder abzufallen, d.h. die Sohle wird insgesamt

rauer, die Dünen werden hier mit steigendem Abfluss höher. Für diese Auswertung wurden über einen Zeitraum von etwa 8 Stunden im Modell 150 Sohlvermessungen durchgeführt (Messintervall ca. 190 Sekunden).

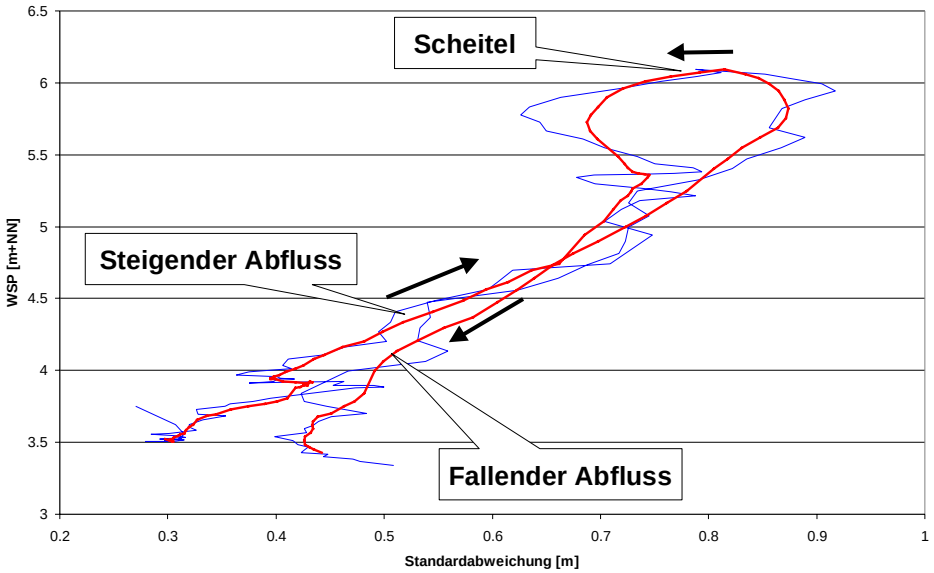


Abbildung 9 Verlauf der Standardabweichung der Sohlhöhe als Funktion des Wasserspiegels während einer Hochwasserwelle

4 Ausblick

Die nautische Analyse von Sohlgeometrien aus einem physikalischen Modell stellt eine neue Methode dar, um Auswirkungen von Maßnahmen am Gewässerbett hinsichtlich ihrer Wirkungen auf den Geschiebetransport beurteilen zu können. Daher sind weitergehende Untersuchungen, insbesondere unter Berücksichtigung von zusätzlichen Naturdaten erforderlich. Ziel ist es dabei, Prognosemethoden zu entwickeln, mit denen die Stabilität von Fahrrinnenverläufen bereits vor Unterhaltungs- oder Ausbaumaßnahmen quantitativ vorausgesagt werden können.

Auch für die Analyse von Dünen in ihrer Wechselwirkung mit dem Abfluss stellt die zur Anwendung gebrachte Methode der Vermessung einer Flusssohle während eines instationären Durchflussereignisses wesentliche Grundlagen dar. Derzeit laufen in Zusammenarbeit mit dem Leichtweiß Institut der Universität Braunschweig [LWI 2005] tiefergehende Interpretationen und Verallgemeinerungen der gewonnnen Daten.

5 Literatur

BAW 2001: Tätigkeitesbericht der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) 2001; FuE-Projekte Wasserbau im Binnenbereich, Optimierung der Befahrbarkeit von Flüssen unter Beachtung hydrodynamischer, fahrdynamischer und morphologischer Kriterien

DVWK 2003: Feststofftransportmodelle für Fließgewässer. ATV-DVWK Arbeitsbericht, Arbeitsgruppe WW-2.4 „Feststofftransportmodelle“, März 2003,

Godding, R.; Hentschel, B.; Kauppert, K.: Videometrie im wasserbaulichen Versuchswesen; Wasserwirtschaft, Wassertechnik, 4/2003

Hentschel, B., Witte, H.-H.: Morphologische Untersuchungen zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse zwischen Dömitz und Hitzacker, HTG-Kongress 1999, Magdeburg

Hentschel, B.: Hydraulische Flussmodelle mit beweglicher Sohle, Mitteilungsheft der BAW 2006, (in Vorbereitung)

LWI 2005: Leichtweiss-Institut für Wasserbau, TU Braunschweig, Bericht Nr 911: Auswertung sedimentologischer Daten der Oder - Machbarkeitsstudie im Auftrag der BAW, interner Bericht, September 2005

Autor:

Dipl.-Ing. Bernd Hentschel
Bundesanstalt für Wasserbau
Kussmaulstrasse 17
76187 Karlsruhe
Tel: ++49 - 721 - 9726 2640
Fax: ++49 - 721 - 9726 4540
hentschel@baw.de

MBT GmbH

MacArtney Gruppe
Wischhofstraße 1-3 Gebäude 11 24148 Kiel
Telefon 0431-7207-200 Fax 0431-7207-207
info@m-b-t.com www.m-b-t.com

Gegründet 1997, gehört die Firma MBT GmbH seit dem Jahr 2000 der dänischen MacArtney Gruppe an, einem führenden Ausrüster und Systemhaus der Meeres- und Gewässermesstechnik. MBT beschäftigt sich mit dem Vertrieb ozeanographischer, hydrographischer, hydrologischer und labortechnischer Ausrüstung.

Unser Angebot umfasst das Spektrum von Einzelsensoren über Sensorsysteme, bis hin zu komplexen Systemlösungen, inklusive Datenerfassung und -übertragung.
Die Mitarbeiter von MBT stehen für ihre Kunden in allen Fragen von der Produktauswahl und der Projektierung, über die Integration, bis hin zur Inbetriebnahme und Schulung zur Verfügung.

Ein Ausschnitt aus unserem Lieferprogramm:

- Messsonden zur Bestimmung hydrologischer Parameter
  - z. B. Strömung und Durchfluss
- Systeme der hydrographischen Vermessung
- Unterwasservideosysteme
- Sonarsysteme zur Kartierung und Objektsuche
- Messstationen für die Umweltüberwachung
- Unterwasserkabelsysteme und Steckverbindungen
  – auch Glasfasertechnologie
- Messgerätewinden
- Geschleppte und frei fahrende unbemannte Über- und Unterwasserfahrzeuge








Wasser ist unser Element!

Geschiebetransportmodell zur Festlegung der Mindestwassermenge bei Stauraumspülungen

Helmut Knoblauch, Hannes Badura, Josef Schneider,

Wolfgang Pichler, Günther Heigerth

Der Geschiebeaustrag bei Stauraumspülungen ist im Wesentlichen von der Überschreitung der Übergangsschleppspannung und damit vom Aufreißen der Deckschicht an der Stauraumsohle abhängig – die maximale Bettstabilität in einem Flussstauraum soll überschritten werden, um eine mobile Deckschicht zu erhalten.. Wasserrechtlich wird dem Betreiber des Kraftwerkes Bodendorf an der Mur eine Mindestwassermenge bei Stauraumspülungen vorgeschrieben. Dabei soll die Größe dieser Mindestwassermenge so gewählt werden, dass die maximale Bettstabilität erreicht bzw. überschritten wird.

Da es schwierig ist, die Überschreitung der maximalen Bettstabilität im Stauraum direkt zu erfassen, wurde ein physikalischer Modellversuch im Labor des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft an der Technischen Universität Graz aufgebaut. In einem Glasgerinnemodell wurden die Deckschicht sowie das Aufreißen der Deckschicht im Maßstab 1:1 nachgebildet. Unter Verwendung von Orginalgeschiebe aus dem Stauraum wurden die Parameter Sohlgefälle und Wassertiefe variiert, um die notwendigen Sohlschubspannungen zu erreichen.

In Ergänzung zu den hydraulischen Versuchen wurde die Spülsituation des Stauraums mit einem detailgetreuen, eindimensionalen numerischen Modell modelliert. In Verbindung mit der numerischen Berechnung konnte die Verteilung der maximalen Bettstabilität über den Stauraum bestimmt und somit die Mindestwassermenge für die Stauraumspülung definiert werden.

1 Einleitung

Das Flusskraftwerk Bodendorf der Verbund Austrian Hydro Power AG (AHP) staut das Wasser der oberen Mur (Abbildung 1). Durch den Aufstau und einer Eintiefung im Unterwasser ergibt sich eine Rohfallhöhe von 16,8 m. Bei einer Ausbauwassermenge von 50 m³/s beträgt die Engpassleistung 7,4 MW bei einem Jahresarbeitsvermögen von 34 Mio. kWh. Das mittlere Sohlgefälle der Mur in diesem Gerinneabschnitt beträgt 0,7 %, die mittlere Gerinnebreite 40 m. Bei Fertigstellung der Anlage im Jahre 1982 betrug der Stauraumінhalt 900.000m^3. Durch den jährlichen Sedimenteintrag von im Mittel 35.000 m^3 bedingt wurden bislang 4 Spülungen des Stauraumes (1996, 1999, 2002 und 2004) als Entlandungsmaßnahme durchgeführt.

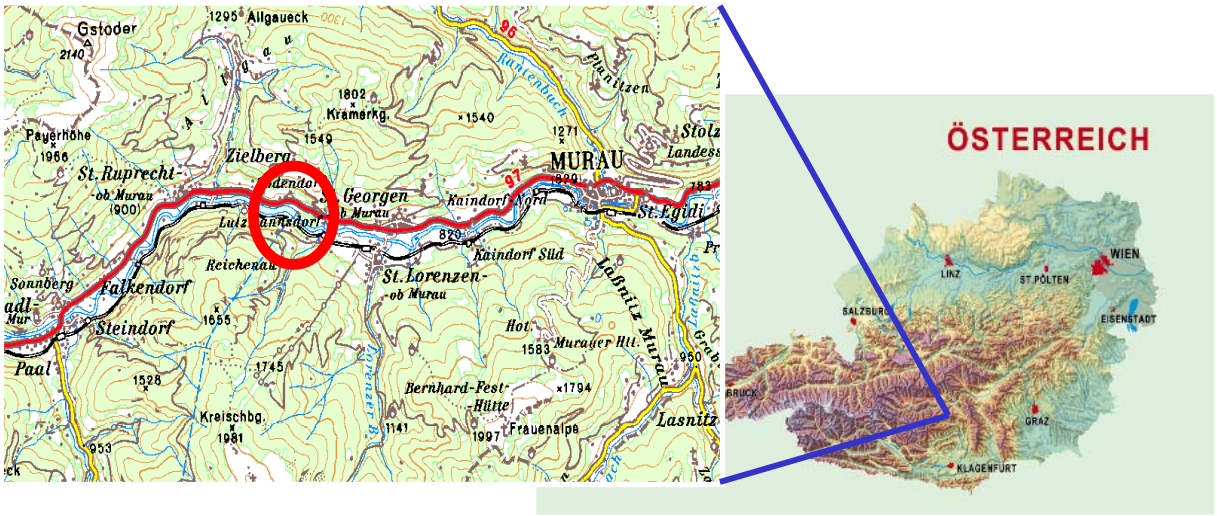


Abbildung 1 Situierung Kraftwerk Bodendorf

Die Spülung als Entlandungsmaßnahme setzt eine Mindestwasserführung der Mur voraus. Diese Mindestwassermenge soll einerseits die Entlandungswirkung der Spülung und den Weitertransport der Sedimente ins Unterwasser gewährleisten, andererseits soll dadurch die Schwebstoffkonzentration während der Spülung möglichst gering gehalten werden, um negative ökologische Auswirkungen zu minimieren.

Das Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft führte im Rahmen des EU Interreg III B Projektes ALPRESERV (www.alpreserv.org) hydraulische Modellversuche mit dem Ziel durch, den Bewegungsbeginn der sedimentierten Feststoffe zu definieren und damit die maximale Deckschichtbildung im Stauraum zu bestimmen. Der so erhaltene Beginn des Geschiebetriebes kann zukünftig als Grundlage und als Anhalt für die Festlegung der Mindestwassermenge für weitere Spülungen herangezogen werden.

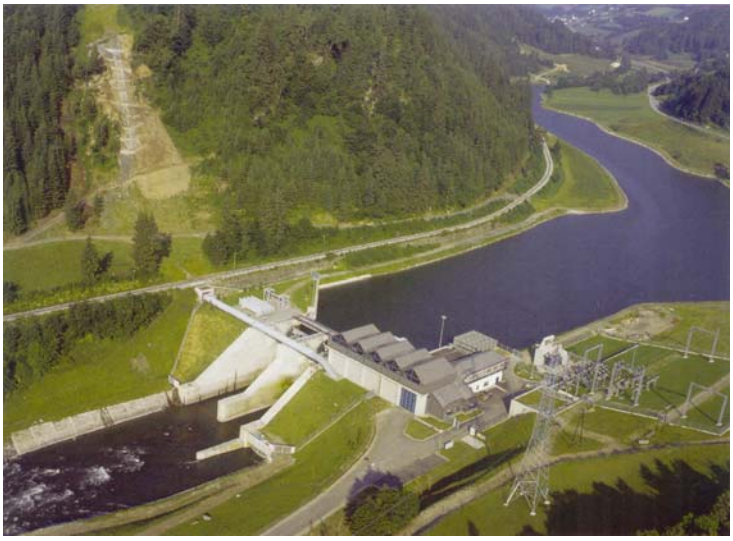


Abbildung 2 Das Kraftwerk Bodendorf

2 Der Modellversuch

2.1 Aufbau

Als Versuchsgerinne für die Geschiebeuntersuchung stand ein in der Neigung verstellbares Glasgerinne mit einer Länge von L=6 m und einer Breite von B=30 cm zur Verfügung. Der Zulauf erfolgte über 2 Leitungen DN 150 und DN 70. Der Durchfluss wurde mit 2 Schiebern gesteuert und über 2 induktive Durchflusszähler erfasst. Der maximale Durchfluss betrug Q = 140 l/s. Im Zulaufbereich wurde eine Strömungsberuhigung eingebaut.

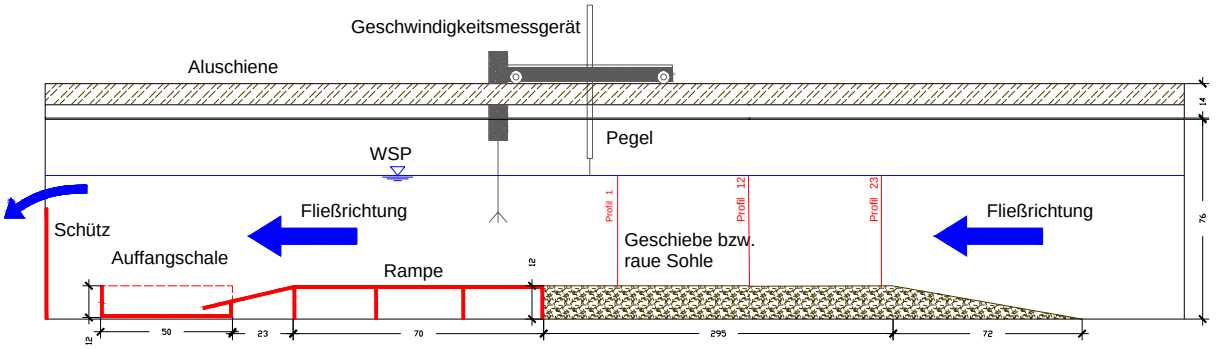


Abbildung 3 Schematischer Schnitt durch das Glasgerinne

Das transportierte Sediment wurde mit einer Auffangschale erfasst, die am Ende des Gerinnes eingebaut war.

Alle Geschwindigkeits- und Distanzmessungen wurden mit dem hochauflösenden, akustischen 3D-Geschwindigkeitsmessgerät Vectrino® der Firma Nortek (Oslo, Norwegen) durchgeführt.

2.2 Variable Sohlneigung

Für die Versuchsserie wurde die Sohlneigung variiert. Dies war notwendig, um die Neigung an ausgewählte Bereiche des Stauraumes anzupassen.

Für den Versuch wurden folgende Abschnitte des Stauraums Bodendorf simuliert: I_{S5} = 2,53 ‰, I_{S6} = 4,65 ‰, I_{S3} = 7,15 ‰ (Abbildung 4). Zusätzlich wurde eine Neigung von I_S = 10 ‰ angesetzt, um auch höhere Sohlenschubspannungen simulieren zu können.

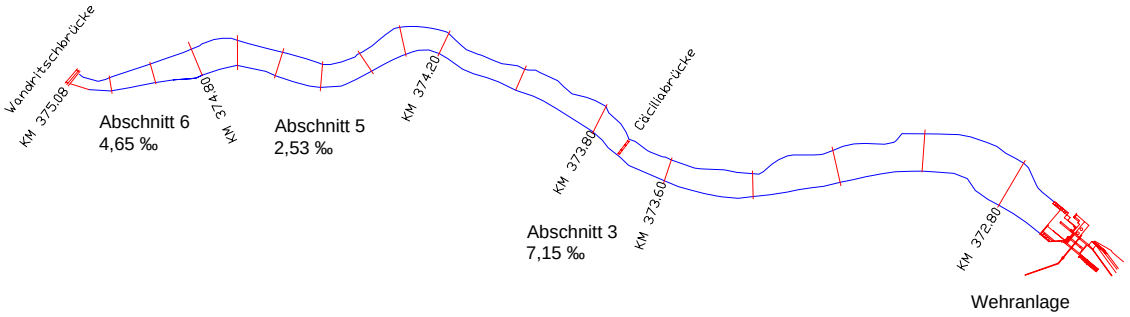


Abbildung 4 Stauraum des KW Bodendorf; Einteilung in definierte Abschnitte

2.3 Verwendetes Sediment

Der Modellversuch wurde im Maßstab 1:1 mit Sediment aus dem Stauraum durchgeführt. Für die Versuche wurden alle Körner d > 40 mm abgesiebt. Die Siebanalysen ergaben im Mittel folgende Ergebnisse:

Tabelle 1 Kennzahlen des verwendeten Feststoffes

d_{10}	d_{50}	d_{90}	d_m
0,36 mm	5,25 mm	44,77 mm	10,59 mm

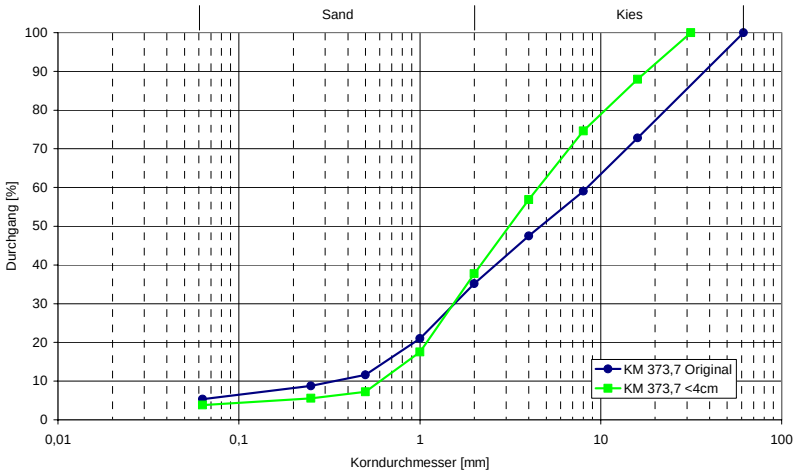


Abbildung 5 Körnungslinie, originales und gesiebtes Material (Mittel aus 2 Proben)

2.4 Versuche mit fester Sohle

Die für die Geschwindigkeits- und Wasserspiegelhöhenmessungen benötigte stabile raue Sohle wurde durch eine eigens hergestellte Sohle simuliert. Auf eine Kunststoffplatte wurde hierfür mit Silikon Originalgeschiebe aufgeklebt. Dabei wurde darauf geachtet, dass die so geformte Sohle ungefähr der entspricht, die sich auch bei den Messungen mit der beweglichen Sohle einstellt hatte.

Es wurden Versuche mit folgenden Randbedingungen durchgeführt:

Tabelle 2 Versuchsdurchführung feste Sohle

Neigung	Durchfluss Q [l/s]	Auswertung
2,53 ‰	10 - 130 l/s	Ermittlung Geschwindigkeitsprofil Berechnung sohlwirksamer hydr. Radius über Abflusstiefe
4,65 ‰	20 - 140 l/s	
7,15 ‰	20 - 140 l/s	
10,0 ‰	20 - 140 l/s	

Die rechnerische Ermittlung der Sohlschubspannung erfolgte nach Gehring (1967). Im Vergleich dazu wurden die Berechnung lt. Gessler durchgeführt.

$$\tau_m \cdot (b + 2 \cdot h) = \tau_S \cdot b + \tau_W \cdot 2 \cdot h$$

Mit τ_m = Mittlere Schubspannung am ganzen Profilumfang
τ_S = Schubspannung an der Sohle
τ_W = Schubspannung an den Seitenwänden

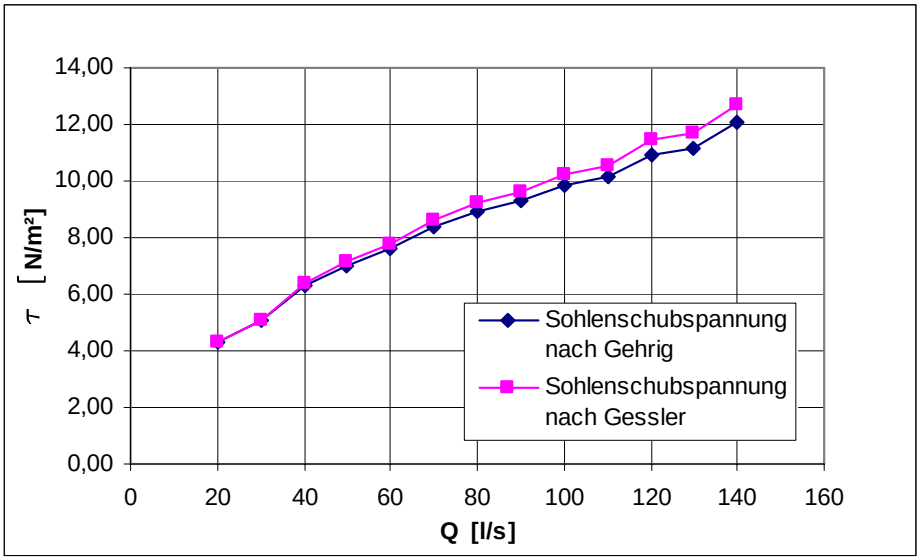


Abbildung 6 Rechnerische Ermittlung der Sohlenschubspannung für I_S = 4,65‰

2.5 Versuche mit beweglicher Sohle

Die für die zweite Phase des Versuches notwendige bewegliche Sohle wurde ohne besondere Maßnahmen eingebaut. Die Verdichtung erfolgte lediglich durch manuelle Verdichtung. Die Versuche mit der beweglichen Sohle wurden mit den Neigungen $I = 2{,}53\,‰$ und $I = 10{,}00\,‰$ durchgeführt. Nach erfolgter Einstellung der Gerinneneigung und dem Einbau des Geschiebes erfolgte über eine Mengenerfassung (Auffangschale) die eigentliche Messung des Geschiebetransportes. Der Durchfluss wurde in Teilschritten von 10 l/s

zwischen 10 bis 140 l/s gesteigert. Um die gleichen hydraulischen Bedingungen wie bei den Schleppspannungsmessungen in den „Versuchen mit fester Sohle“ (Kap. 2.4) zu erhalten, wurden hier dieselben Wassertiefen eingestellt.

Sobald der Geschiebetransport annähernd beendet war (Ausbildung einer stabilen Decksicht), wurde der Versuch abgebrochen und die Dauer notiert. Die über die Auffangschale erhaltenen Proben wurden getrocknet, gewogen und gesiebt.

Festgestellt wurde in diesen Versuchen der Bewegungsbeginn, die Menge des transportierten Geschiebes und daraus folgend der Geschiebetrieb und die Körnungslinien für die einzelnen Teilversuche.

In der Kombination der beiden Sohlgefälle ergeben sich folgende Ergebnisse:

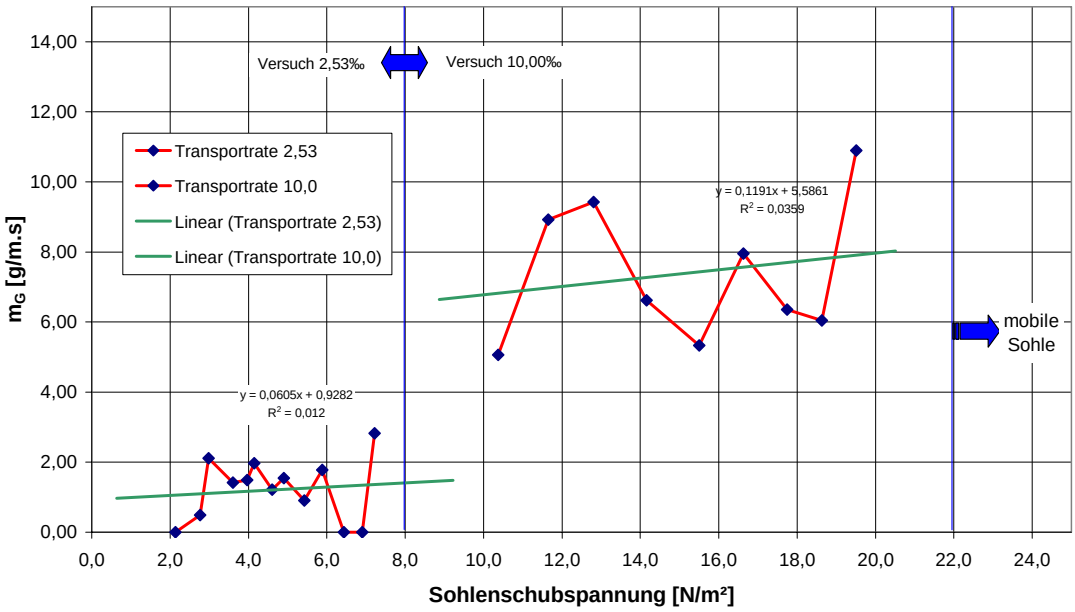


Abbildung 7 Feststofftrieb für Versuche mit beweglicher Sohle für I_S=4,65‰ und I_S=10 ‰

3 Das numerische Modell

Der Bezug zur Natur wurde über ein 1d numerisches Modell (HEC-RAS®) hergestellt. Der Stauraum wurde dazu nach der Spülung im Juni 2004 mittels Echolotung vermessen und daraus ein digitales Geländemodell erstellt.

Um den im Glasgerinne ermittelten Geschiebetransport auf die Natur umlegen zu können, wurden die Berechnungsergebnisse der „Versuche mit fester Sohle“ (Kap. 2.4) verwendet. Durch den Vergleich dieser Werte mit den Ergebnissen

aus dem numerischen Modell wurden die Energieliniengefälle und somit auch die zugehörigen Schleppspannungen für sieben repräsentative Querprofile errechnet. Durch Variation der Abflüsse von 10 bis 160 m³/s wurde eine Abfluss/Schleppspannungs-Beziehung erstellt, mit der der Bezug zum Modell hergestellt werden kann.

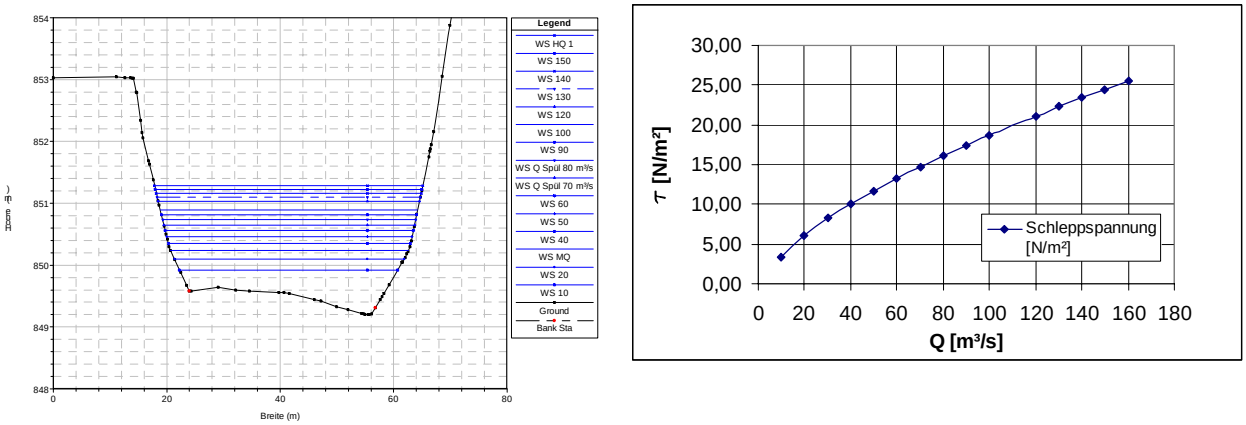


Abbildung 8 Querprofil und Q/τ Beziehung aus HEC-RAS® für Fluss-km 374,05

4 Zusammenhang zwischen Modell und Natur

In der Abbildung 9 sind die Q/τ-Beziehungen der Natur und die Beziehung zwischen Sohlenschubspannung und der Transportrate aus dem Modell in einem Diagramm zusammengefasst. Auf der Abszisse ist die Sohlenschubspannung aufgetragen, auf der primären Ordinate links die Transportrate und auf der sekundären Ordinate rechts der Abfluss in der Natur. Durch diese Darstellungsweise lässt sich die Transportrate für jeden beliebigen Abfluss in der Natur bestimmen.

Weiters ist die Sohlenschubspannung, bei welcher sich die Sohle zu mobilisieren beginnt eingezeichnet (τ = 22 N/m²). Dadurch kann für jedes Profil des Stauraumes der Abfluss für dieses Ereignis bestimmt werden. Dieser ergibt sich durch den Schnittpunkt der vertikalen Linie bei 22 N/m² und der Q/τ-Beziehung (blau). In Abbildung 9 ist diese Beziehung beispielhaft für den Flusskilometer km 374,05 dargestellt.

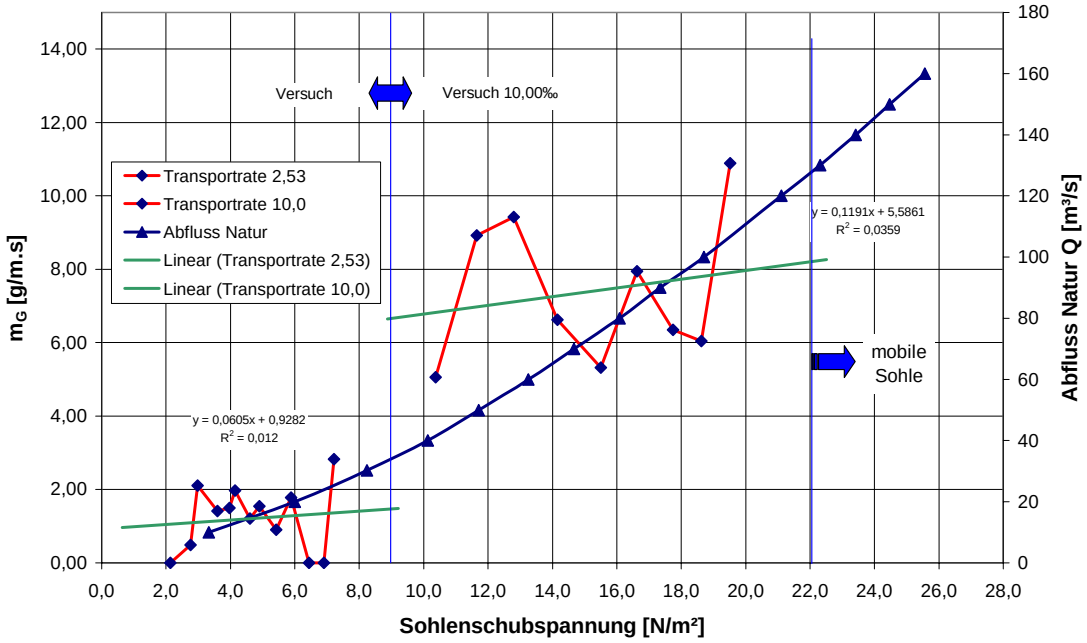


Abbildung 9 Zusammenhang Transportrate und Abfluss in der Natur für Fluss-km 374,05

5 Literatur

Gehrig, W.: Über die Frage der naturähnlichen Nachbildung der Feststoffbewegung in Modellen, aus „Mitteilungen des Franziskus-Instituts für Grund und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover“, Heft 29 (1967)

Die Entlandung von Flussstauräumen für steirische Gewässer, aus „Flussstauräume in der Steiermark“, Amt der Steiermärkischen Landesregierung (2002)

Gessler, H.: Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich ; Nr. 69 (1965)

Autoren:

Dipl.-Ing. Dr. Helmut Knoblauch, Dipl.-Ing. Hannes Badura,
Dipl.-Ing. Dr. Josef Schneider, Wolfgang Pichler,
O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Günther Heigerth
Technische Universität Graz, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Stremayrgasse 10/II, 8010 Graz,
Tel.: 0043-(0)316-873-8362
Fax: 0043-(0)316-873-8357
helmut.knoblauch@TUGraz.at

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Morphodynamik in Buhnenfeldern - Naturuntersuchungen an der Elbe

Martin Henning, Bernd Hentschel

Summary

The Federal Waterways Engineering and Research Institute (BAW) and the Federal Institute of Hydrology (BfG) investigate on a contract of the Federal Waterways and Shipping Administration modified groyne types in order to improve their ecological properties while keeping their hydraulic function. Ten monitoring campaigns have been carried out between 2000 and 2005, including the measurement of flow velocities and topography in eight groyne fields in the River Elbe (El-km 440 – 443). The article indicates the spectrum of erosion and sedimentation and shows, to what extend the usually by ecologists required morphological dynamics and thus high structural diversity can be found in these groyne fields.

1 Einleitung und Vorgeschichte

Das Wasser- und Schifffahrtsamt Magdeburg beauftragte die Bundesanstalten für Wasserbau und Gewässerkunde (BAW/BfG) mit der Entwicklung neuer Buhnenformen: Zusätzlich zur hydraulischen Wirksamkeit wird eine erhöhte morphologische Dynamik im Buhnenfeld zur Verbesserung ökologischer Funktionen gefordert.

Die Abhängigkeit verschiedener Strömungsszenarien im Buhnenfeld von der Buhnenform wurde in aerodynamischen Modellen voruntersucht. Die aus diesen Untersuchungen ausgewählten Buhnen wurden in einem hydraulischen Systemmodell (Maßstab 1:30) im Detail untersucht [Henning 2000, Karg 2001]. Aus den Ergebnissen wurde über Schubspannungsansätze der potentielle Feststoffhaushalt der Buhnenfelder ermittelt. Ein zweidimensionales hydronumerisches Modell begleitete die Modelluntersuchungen mit Parameterstudien [Walzer 2000].

Aus den Modellversuchen wurden zwei Buhnenformen abgeleitet: Bereits vorhandene Buhnendurchrisse werden durch die Anlage von definierten „Kerben“ im Buhnenrücken befestigt. Knickbuhnen kombinieren inklinante und deklinante Buhnenbauweisen miteinander [Hentschel & Anlauf 2001].

Seit 1999 läuft ein Naturversuch, in dessen Rahmen biotische und abiotische Parameter aufgenommen wurden [Kleinwächter et al. 2005, BAW 2003].

2 Naturversuch

2.1 Das Untersuchungsgebiet

Die Naturuntersuchungen erstrecken sich auf acht Buhnenfelder der unteren Mittelelbe zwischen El-km 440 und El-km 444 (Abbildung 1). Die untersuchten Buhnenfelder liegen am Prallufer des Eingangs bzw. Ausgangs einer Flusskrümmung (Radius ca. 1000 m).

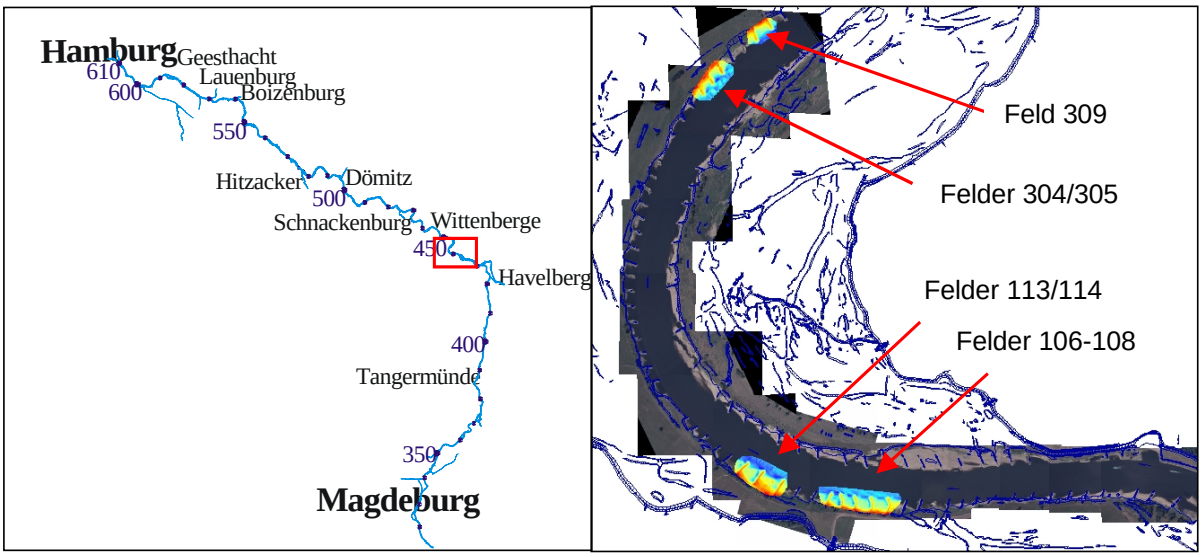


Abbildung 1 Ausschnitt des Elbelaufs mit Markierung des Untersuchungsabschnitts, Untersuchungsabschnitt mit Luftbildern und DBWK

Die stark beschädigten Buhnen der Felder 106 bis 108 wurden im Jahr 2000 zu Knickbuhnen umgebaut. Die Buhnen der 400 m unterstrom gelegenen Buhnenfelder 113 und 114 wurden in Standardbauweise rekonstruiert. Sie weisen mit 130 bzw. 110 m im Vergleich zu den Buhnen der Felder 106 bis 108 (90 bis 100 m) einen relativ großen Abstand auf. Das Buhnenfeld 113 ist vom Ufer her stark verlandet und hat zusätzlich eine Insel in Feldmitte. Die heterogene Topographie der Buhnenfelder 304 und 305 ist geprägt durch Durchrisse im uferseitigen Drittel der Buhnen, die während der Umbauphase im Jahr 2000 als Kerbbuhnen in eine einheitliche Geometrie versetzt und befestigt wurden. Buhnenfeld 309 wurde mit Standardbuhnen ausgestattet, wies jedoch vor dem Umbau von allen untersuchten Buhnenfeldern die am wenigsten zerstörten Buhnen auf. Die Buhnenfelder im Ausgang der Krümmung sind mit Buhnenabständen von ca. 90 m und Buhnenlängen von 70 bis 80 m kleiner, als die im Eingang gelegenen Buhnen-

felder. Das Sohlkorn des Untersuchungsabschnitts liegt mit einem mittleren Durchmesser von ca. 1,5 mm im grobsandigen bis feinkiesigen Bereich [BfG 1994].

2.2 Hydrologie

Die Hydrologie ist geprägt von Winter- bzw. Frühjahrshochwassern. Der Durchfluss während der Sommer- und Herbstmonate ist, bis auf seltene Sommerhochwasser, niedrig.

Zwischen den Frühjahren der Jahre 2001 und 2005 wurde am Bezugspegel Wittenberge (El-km 453,9) das mittlere Hochwasser (MHQ) der Jahresreihe 1971/2000 (1890 m³/s) in drei Wintern überschritten (Abbildung 2). Im August 2002 trat mit einem tagesgemittelten Abfluss von 3670 m³/s ein außerordentliches Sommerhochwasser mit einer Jährlichkeit von ca. 50 auf [Abstimmungsgruppe Hochwasserstatistik 2004]. Die Sommer der Jahre 2000 und 2003 waren durch Trockenheit gekennzeichnet, wohingegen in den Sommermonaten der Jahre 2001 und 2004 der Mittelwasserabfluss (MQ) von 690 m³/s mehrfach überschritten wurde. Eisgang herrschte in den beiden Wintern 2002/2003 und 2003/2004.

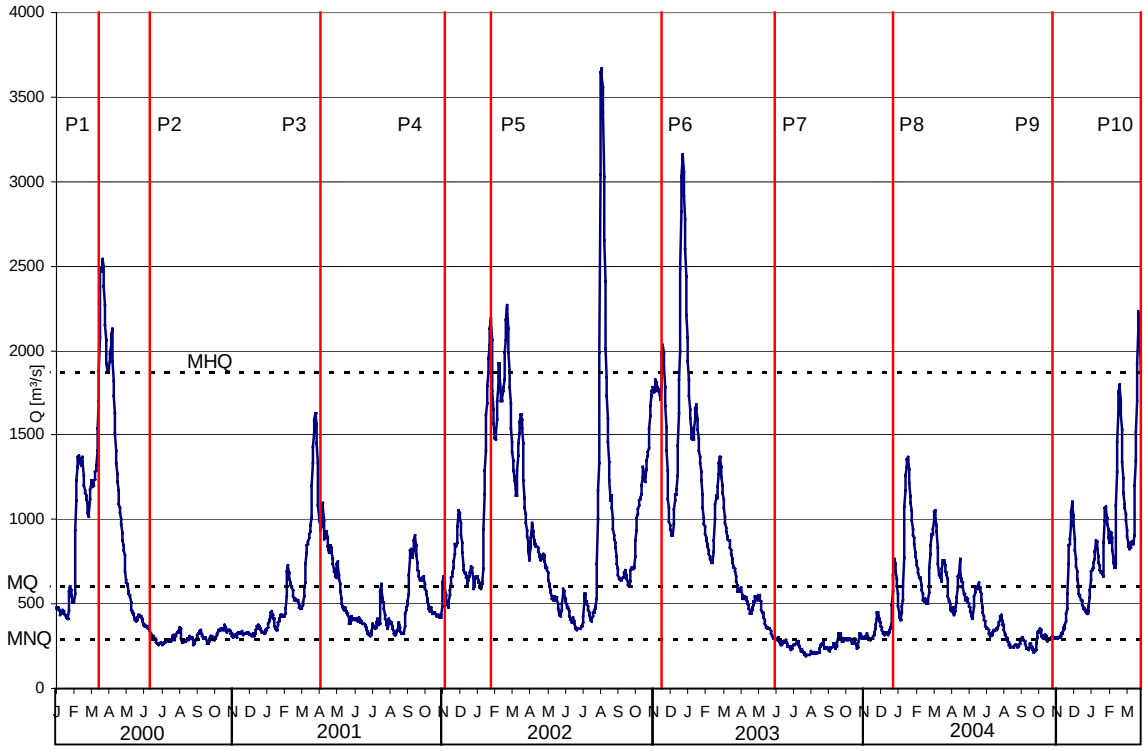


Abbildung 2 Ganglinie des Pegels Wittenberge für den Untersuchungszeitraum und Zeitpunkte der Messungen P1 bis P10

Leitet man aus den Messungen Prognosen ab, muss man die überdurchschnittlich großen Hochwasserereignisse des Beobachtungszeitraums berücksichtigen.

3 Datenanalyse

3.1 Datengrundlage

Es wurden Messungen oberhalb des Mittelwasserstandes vom März 2001 (P3), November 2001 (P4), Februar 2002 (P5), November 2002 (P6) und März 2005 (P10) (Abbildung 2) für die Analysen verwendet. Auch bei niedrigeren Wasserständen wurden Messdaten erhoben und ausgewertet, wobei ein Großteil der Buhnenfelder terrestrisch vermessen wurde. Diese Daten wurden in der vorliegenden Analyse der Morphodynamik jedoch nicht herangezogen, da sie wegen des aufwendigen Messverfahrens in einer geringeren Dichte vorliegen, als die vom Wasser per Echolot aufgenommenen Daten.

3.2 Analyseverfahren

Die Aufbereitung der Höhendaten erfolgte mit der BAW-Software FIKS [BAW 1999]. Um die Daten verschiedener Messphasen untereinander vergleichbar zu machen, wurden diese zunächst in ein Raster interpoliert. Neben dem Interpolationsalgorithmus (Methode der inversen Abstandsquadrate) bietet das Programm zahlreiche Darstellungs-, Filter- und Analysemöglichkeiten.

Durch Vergleich der mittleren Sohlenhöhen der Buhnenfelder und die Bildung von Differenzen zwischen den einzelnen Messungen lässt sich eine Aussage über den Feststoffein- bzw. Feststoffaustrag innerhalb des betrachteten Zeitraums treffen. Die Morphodynamik wird durch diese Art der Auswertung nur bedingt dargestellt, da sich Erosion und Sedimentation in der Mittelwertbildung unter Umständen aufheben und Umverteilungen im Buhnenfeld nicht berücksichtigt werden.

Eine gute Analysemöglichkeit der Dynamik und Vielfalt der Sohlenstruktur bietet die Betrachtung der Standardabweichung. Sie beschreibt die durchschnittliche Abweichung des betrachteten Parameters vom Mittelwert der Gesamtheit. Durch die Auswertung der Standardabweichung eines Parameters lassen sich unterschiedliche Aussagen treffen:

- Bei Vergleichen der Daten einer Messung, etwa der Höhenwerte eines Buhnenfeldes zu einem festen Zeitpunkt, liefert die Standardabweichung Aus-

kunft über die Heterogenität innerhalb des untersuchten Bereichs (Zeit fest, Ort variabel). Eine große Standardabweichung deutet hier auf Unregelmäßigkeiten in der Geometrie, z.B. tiefe Kolke, hin.

- Wenn die Standardabweichung als Parameter zur Beschreibung von Veränderungen zwischen Messungen zu verschiedenen Zeitpunkten herangezogen wird, gibt sie Auskunft über die Schwankungsbreiten an einem festen Ort (Ort fest, Zeit variabel).

Um eine Vergleichbarkeit der Höhen der einzelnen Buhnenfelder zu erreichen, wurde ein Bezugswasserspiegel für Mittelwasser (MW) aus einer Wasserspiegelfixierung berechnet. Auf der Grundlage dieser Berechnung wurde aus allen Messungen die mittleren Buhnenfeldtiefen bezogen auf MW ermittelt.

Zum Vergleich der Geometrien der Buhnenfelder wurden in flächigen Filterbereichen immer die gleichen Ausschnitte betrachtet. Zur Ermittlung der Ausdehnung der Buhnenfelder wurden Luftbilder [WSD Ost 1999, 2002], Höhenfilter und die digitale Bundeswasserstraßenkarte (DBWK) herangezogen. So wurden Filterbereiche gebildet, die den Bereich zwischen den Buhnen von der Streichlinie bis zum Ufer beinhalten (Abbildung 3). Die Bauwerke selbst wurden von der Betrachtung ausgeschlossen.

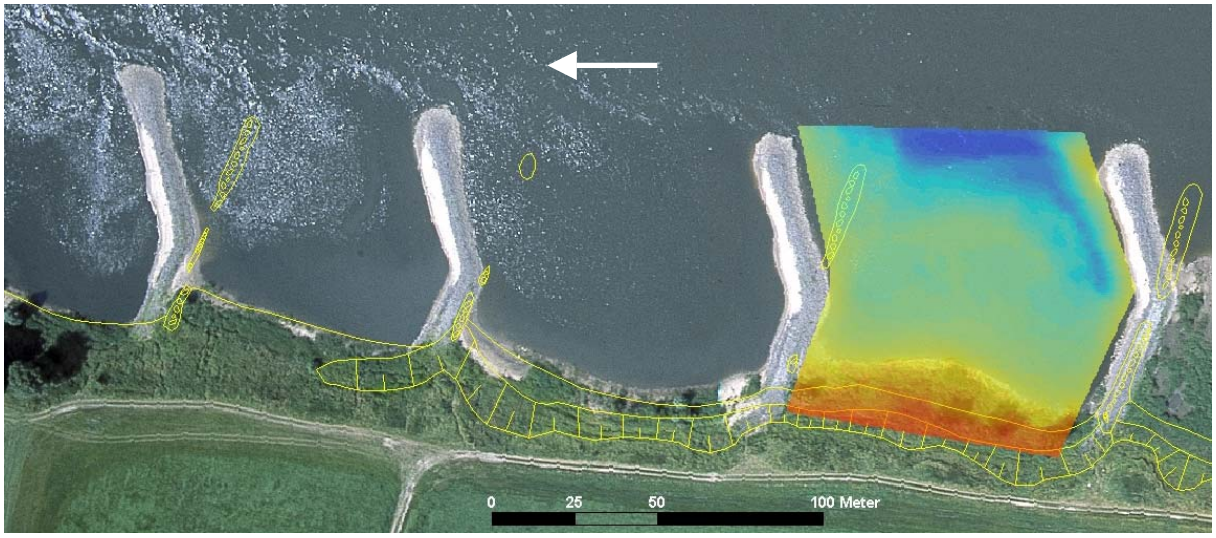


Abbildung 3 Luftbild der Knickbuhnengruppe mit Ausschnitt aus der DBWK und Datenfilter der Höhen von Buhnenfeld 106

Zur Analyse der Morphodynamik der Buhnenfelder wurde die Veränderung der Sohlhöhen aller Messungen betrachtet, indem die Standardabweichung der Wassertiefen bezogen auf die mittlere Tiefe ortsfest ermittelt wurde. Um die Ergeb-

nisse besser einordnen zu können, wurden die Wassertiefen in Tiefenklassen unterteilt.

Mittlere Höhenveränderungen wurden aus der Differenz der Mittelwerte der Sohlhöhen zwischen den jeweiligen Messungen berechnet.

Die Analysen berücksichtigen die unterschiedliche Größe der Buhnenfelder, indem die Ergebnisse auf die Buhenfeldgrößen normiert wurden.

3.3 Ergebnisse

Der Mittelwert der Standardabweichungen der Sohlhöhen aller Messungen, die absolute Sohlhöhenänderung zwischen den Messungen vom Frühjahr 2001 und Frühjahr 2005 und die mittlere Sohlhöhenänderung zwischen zwei Messungen sind für unterschiedliche Tiefenklassen als Mittelwert aller untersuchten Buhnenfelder in Abbildung 4 dargestellt. Außerdem ist der Mittelwert des Anteils der jeweiligen Tiefenklassen an der Gesamtfläche der Buhnenfelder auf der sekundären Ordinate aufgetragen.

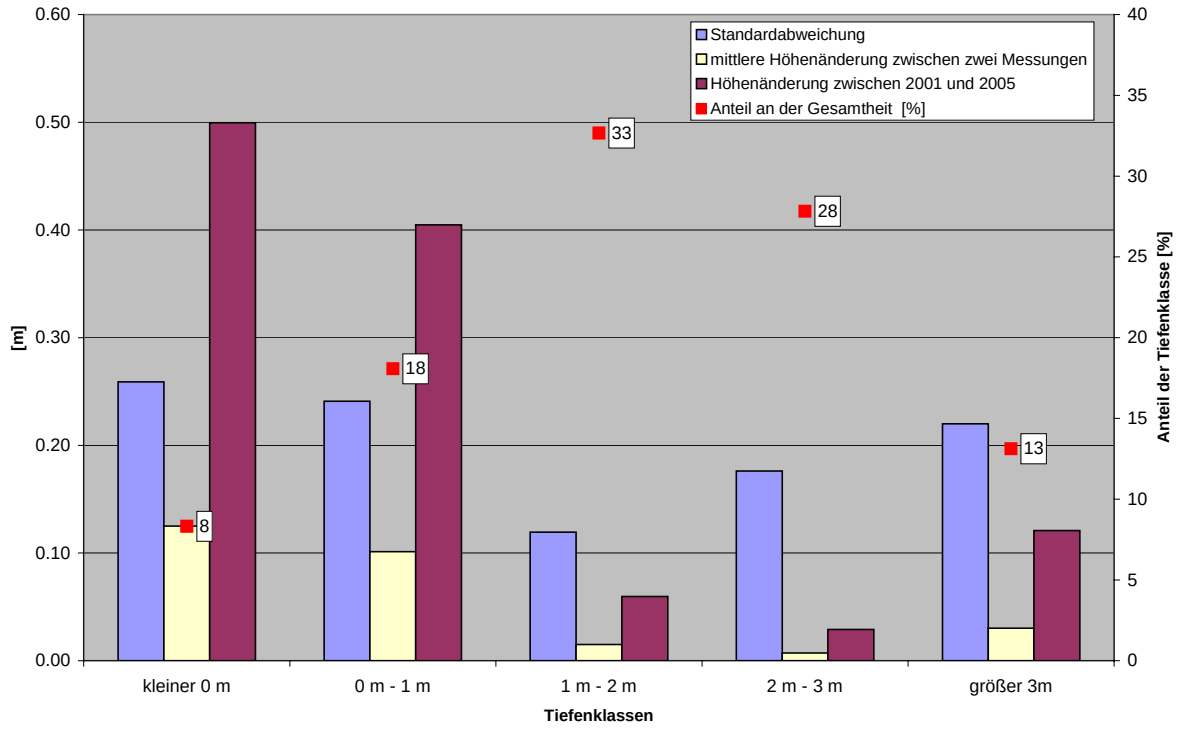


Abbildung 4 Morphodynamik aller Buhnenfelder nach Wassertiefenklassen für den gesamten Untersuchungszeitraum

Die Bereiche geringer und großer Wassertiefen (bei Wassertiefen kleiner 0 m liegt die Sohle oberhalb des Mittelwasserstandes) unterliegen einer größeren Dynamik, als Bereiche mittlerer Wassertiefen. Da sich die Bereiche großer Was-

sertiefen in der Nähe des Flussschlauchs befinden und auch Kolke mit einschließen können, ist diese größere Dynamik zu erwarten. Die Morphodynamik der Uferbereiche korreliert, wie Abbildung 4 zeigt, mit deren Verlandung, die durch die im Untersuchungszeitraum mehrfach aufgetretenen Hochwasser begünstigt wurde.

Die Höhen der Bereiche mit Wassertiefen zwischen 1 und 3 m, die einen Anteil von über 60 % an der Gesamtfläche der Buhnenfelder haben, weisen bei geringer Sedimentation die relativ geringsten Schwankungen auf. Dennoch deuten mittlere Standardabweichungen von 0,12 bis 0,18 m auf eine ausgeprägte Dynamik der Buhnenfeldsohle in diesen Bereichen hin.

Die Werte der Standardabweichungen sind allgemein deutlich höher, als die mittleren Höhenänderungen zwischen den einzelnen Messungen, da bei der Betrachtung der Bilanzen Umverteilungen des Feststoffs im Buhnenfeld nicht berücksichtigt werden und sich Erosion und Sedimentation im Mittel aufheben können. Der relativ große Unterschied zwischen der mittleren Höhenänderung zwischen zwei Messungen und Standardabweichung im Bereich der Wassertiefen größer 1 m zeigt, dass hier Erosion und Sedimentation, im Gegensatz zu den Bereichen geringer Wassertiefen, in ähnlichen Größenordnungen stattfinden.

Der Mittelwert der Standardabweichung in allen Buhnenfeldern beträgt 0,18 m. Im Durchschnitt verändert sich also an jeder Stelle des Buhnenfeldes von einer Messung zur nächsten die Sohlenhöhe um diesen Wert.

In den betrachteten vier Jahren hat sich die Sohlhöhe in allen Buhnenfeldern im Mittel um 0,16 m erhöht, was einer mittleren jährlichen Bilanz von ca. 4 cm oder einem mittleren Feststoffeintrag von ca. 300 m³ bzw. ca. 500 t pro Jahr und Buhnenfeld entspricht.

Buhnenfeld	durchschnittliche Größe [m²]	mittlere Tiefe bei MW [m]	mittlere Standardabweichung [m]	mittlere Sedimentation von 2001 bis 2005 [m]	Verlandungsgrad * [%]
106 bis 108	7157	1.94	0.18	0.19	17
113	13160	1.28	0.19	0.28	45
114	9888	1.72	0.15	0.07	25
304 und 305	4850	1.71	0.23	0.06	24
309	6677	1.70	0.13	0.07	25

* in Anteil der Wassertiefen geringer 1 m am Gesamtbuhnenfeld bezogen auf MW

Tabelle 1 Charakteristische Buhnenfeldmittelwerte

Anhand der in Tabelle 1 gegebenen charakteristischen Mittelwerte lässt sich ein Zusammenhang zwischen bestehender Buhnenfeldverlandung und Verlandungsfortschritt erkennen. So weist das größte, in Feldmitte inselartig verlandete Buhnenfeld 113 den mit Abstand größten Verlandungsgrad und die größte Sedimentation auf. Die Buhnenfelder 106 bis 108 haben wegen der exponierten Lage der Buhnen am Eingang der Flusskrümmung einen überdurchschnittlich großen Anteil an Wassertiefen größer als 2 m, der sich auch in der mittleren Buhnenfeldtiefe niederschlägt. Hier ist die Größe der Sedimentation auf reversible Umverteilungen im Bereich der Streichlinie zurückzuführen. Die relativ heterogenen Buhnenfelder 304 und 305 weisen bei geringer Sedimentation die größte Morphodynamik auf, wohingegen die Standardabweichung der Sohlhöhen des Buhnenfeldes 309, dessen Buhnen die kleinsten Schäden aufwiesen und das mit Standardbuhnen ausgestattet ist, auf die geringste Dynamik hinweist.

Die Auswirkung der Buhnenform auf die Morphologie der Buhnenfelder soll hier nicht näher erörtert werden, da diese von zahlreichen anderen Einflüssen (Lage zum Strom, Topografie vor dem Umbau, Länge und Abstand der Buhnen etc.) überlagert ist.

3.4 Einfluss der Hochwasser 2002

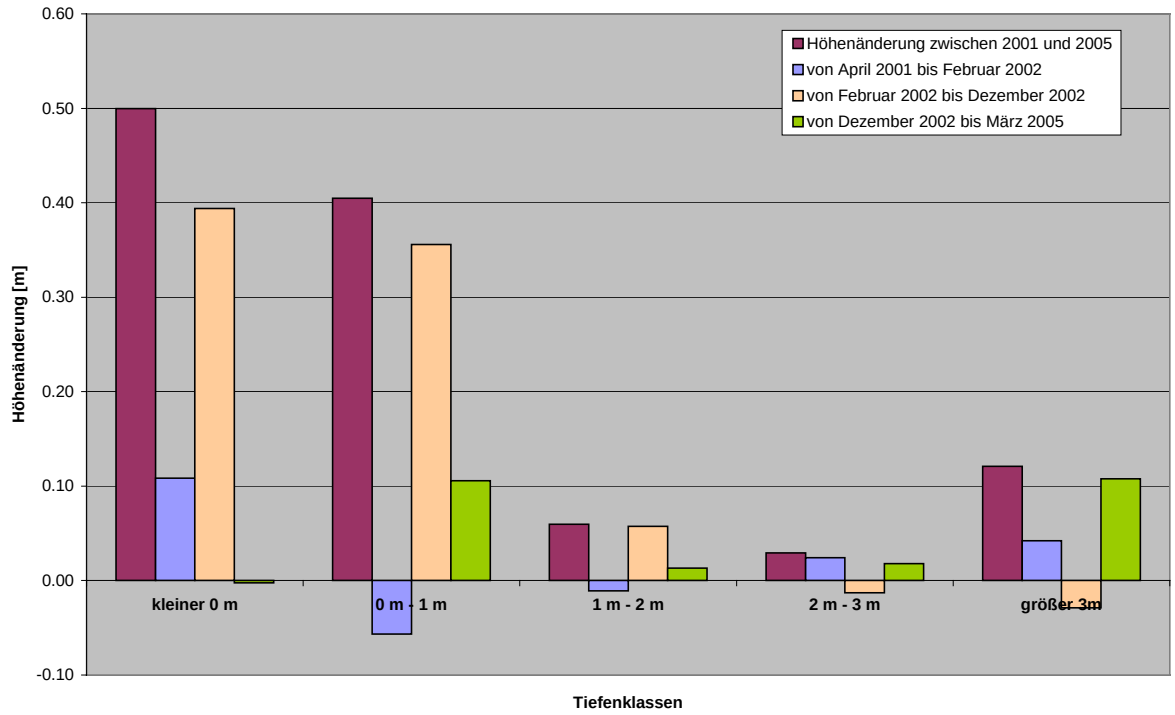


Abbildung 5 Gegenüberstellung der Höhenänderung nach Tiefenklassen vor, während und nach 2002

Im Hochwasserjahr 2002 herrschten mit einer extrem langen Winterhochwasserperiode bis in den Mai hinein und dem Sommerhochwasser mit einer Jährlichkeit von ca. 50 Jahren ungewöhnliche hydrologische Verhältnisse. Die Messungen P5 vom Februar 2002 und P6 vom Dezember 2002 schließen beide Hochwasser und auch den Auflauf der ersten Hochwasserwelle des Winters 2002/2003 ein (vgl. Abbildung 2). Die Auswirkung dieser Ereignisse auf die Morphologie wurde anhand des Vergleichs der Messungen vor (P3, P4, P5), während (P5, P6) und nach (P6, P10) 2002 bestimmt.

In Abbildung 5 ist die Höhenänderung im Untersuchungszeitraum analog Abbildung 4 im Vergleich zur Höhenänderung vor, während und nach 2002 dargestellt.

Es lässt sich zusammenfassend sagen, dass die Hochwasser des Jahres 2002 für die Sedimentation in den Bereichen von Wassertiefen geringer als 2 m maßgeblich verantwortlich sind. Die Tiefenklassen größer 2 m hingegen haben im selben Zeitraum eine geringe Erosion erfahren.

Der festgestellte Einfluss der Hydrologie des Jahres 2002 auf die Verlandung und auch auf die Erosion der entsprechenden Tiefenklassen der Buhnenfelder legt nahe, dass der Abfluss in diesem Zeitraum an der morphologischen Dynamik ebenfalls einen erheblichen Anteil hat.

Tiefenklasse	Standardabweichung im Untersuchungs-zeitraum [m]	Standardabweichung der Messungen vor 2002 [m]	Verhältnis* [%]
kleiner 0 m	0.26	0.13	50
0 m - 1 m	0.24	0.11	47
1 m - 2 m	0.12	0.08	68
2 m - 3 m	0.18	0.11	63
größer 3m	0.22	0.14	65

* der Standardabweichung der Messungen vor 2002 zu der des gesamten Untersuchungszeitraums

Tabelle 2 Gegenüberstellung der Standardabweichung der Buhnenfeldhöhen aller Messungen und der des Zeitraums vor dem Hochwasserjahr 2002

Es wurden die Standardabweichungen der drei Messungen vor 2002 gebildet und denen des gesamten Untersuchungszeitraums in Tabelle 2 gegenübergestellt. Die Schwankungsbreiten der Buhnenfeldsohlen betragen im Untersuchungszeitraum vor 2002 je nach Tiefenklasse nur ca. 50 bis 70 % der gesamten Schwankungsbreiten. Unter Berücksichtigung des Anteils der Tiefenklassen an der Gesamtfläche ergibt sich eine mittlere Standardabweichung von 0,11 m vor dem Hochwasser (61 %).

4 Schlussfolgerungen

Die ausgeprägten Hochwasserereignisse des Jahres 2002 erwiesen sich für die betrachteten Buhnenfelder insgesamt als sedimentationsfördernd, wobei besonders die Ufer und Bereiche geringer Wassertiefen großflächige Anlandungen erfahren haben. Aus diesem Grund verlandeten Buhnenfelder, die bereits zu Beginn der Untersuchungen einen großen Verlandungsgrad aufwiesen schneller, als Buhnenfelder mit relativ großen Wassertiefen. Grundsätzlich lässt sich festgestellen, dass stark strukturierte Buhnenfelder eine höhere morphologische Dynamik aufweisen, als Buhnenfelder mit relativ homogener Sohle. Der Einfluss der Hydrologie des Jahres 2002 schlägt sich auch in der Statistik der durchschnittlichen Schwankungsbreiten nieder. Wie sich die Dynamik bei durchschnittlichen hydrologischen Verhältnissen in 2002 entwickelt hätte, lässt sich nicht bestimmen. Auch durchschnittliche Hochwasser hätten die Schwankungsbreiten vermutlich, wenn auch nicht so drastisch, erhöht.

Die Ergebnisse beruhen auf Untersuchungen an Buhnenfeldern, deren Buhnen mit dem Ziel, die morphologische Dynamik zu erhöhen, zum Teil umgebaut worden sind. Die Geometrien der untersuchten Buhnenfelder sind mit denen der durchschnittlich vorgefundenen Buhnenfelder in diesem Elbeabschnitt vergleichbar. Er ist durch Buhnen aller Schadensklassen und Buhnenfelder unterschiedlichster Verlandungsgrade gekennzeichnet [Nestmann & Büchele 2002].

Letzendlich lassen sich statistisch gesicherte Ergebnisse aus Messwerten, die einem hydrologischen Einfluss unterliegen nur durch langjährige Betrachtungen gewinnen, so dass die vorgestellten Ergebnisse bisher nur Anhaltswerte darstellen können. Die Messungen werden fortgeführt, um die Entwicklung der Morphologie der Buhnenfelder langfristig zu dokumentieren.

5 Literatur

Abstimmungsgruppe Hochwasserstatistik (2004): Niederschrift über die 1. Sitzung der Abstimmungsgruppe “Erstellung einer länderübergreifenden Hochwasserstatistik für die Elbe”, 20.12.2004, Magdeburg (unveröffentlicht).

BAW (1999): Handbuch zum Programm FIKS (unveröffentlicht).

BAW (2003): Forschungskompendium Verkehrswasserbau 2003, S. 79-81.

BfG (1994): Kornzusammensetzung der Elbesohle von der tschechisch-deutschen Grenze bis zur Staustufe Geesthacht, Berlin (unveröffentlicht)

Henning, M. (2000): Untersuchung zur Auswirkung des Buhnenwinkels auf die Strömungsvorgänge in Buhnenfeldern, Diplomarbeit, Technische Universität Karlsruhe (unveröffentlicht).

Hentschel, B. & Anlauf, A (2001): Ökologische Optimierung von Buhnen in der Elbe. - In: Weitbrecht, v. & Mazijk, a. V. (Hrsg.): Bericht zum Workshop am UFZ Leipzig-Halle, Magdeburg 22./23.10.2001. - Technische Universität Delft & Universität Karlsruhe, S. 121-133.

Karg (2005): Untersuchungen zur Hydraulik durchrissener Buhnen, Fachhochschule Karlsruhe, Diplomarbeit, angefertigt an der Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, 2005 (unveröffentlicht).

Kleinwächter, M., Eggers, T. O., Henning, M. , Anlauf, A. , Hentschel, B. & Larink, O. (2005): Distribution patterns of terrestrial and aquatic invertebrates influenced by different groyne forms along the River Elbe, Archiv für Hydrobiologie, Large Rivers, Suppl. Vol. 15, S. 319-338.

Nestmann, F. & Büchele, B. (Hrsg.) (2002): Morphodynamik der Elbe, Schlussbericht des BMBF-Verbundprojektes, Karlsruhe.

Walzer, A. (2000): Numerische Untersuchung einer neuartigen Buhnenform, Bauhaus Universität Weimar, Diplomarbeit, angefertigt bei der Bundesanstalt für Wasserbau, 2000 (unveröffentlicht).

WSD Ost (1999, 2002): Luftbilder der Elbe.

Autoren:

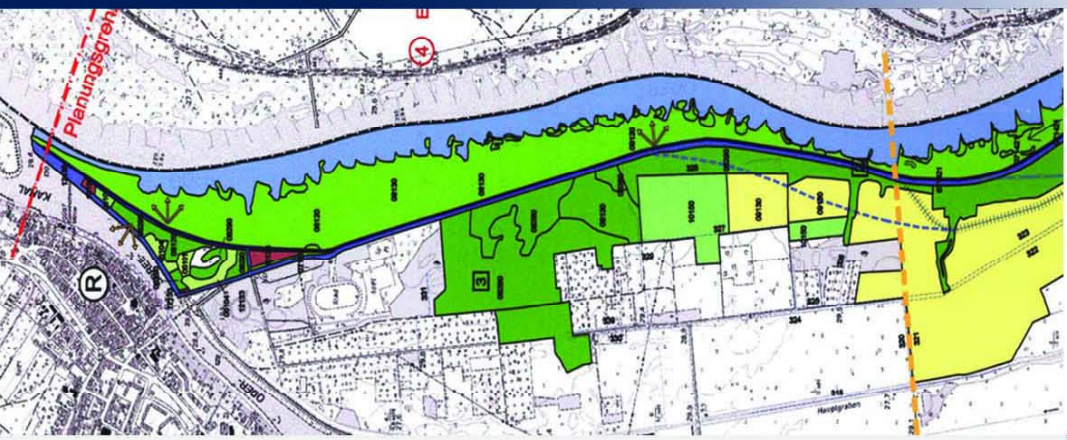
Dipl.-Ing. Martin Henning,
Freier Ingenieur
Hardtstraße 58
76185 Karlsruhe
Tel.: ++49 – 177 – 8898511
wasserbau@email.de

Dipl.-Ing. Bernd Hentschel,
Bundesanstalt für Wasserbau
Kußmaulstraße 17
76185 Karlsruhe
Tel.: ++49 – 721 – 97262640
bernd.hentschel@baw.de

Inros Lackner AG

Berater | Planer | Architekten | Ingenieure

www.inros-lackner.de



Rekonstruktion Oberdeich Neuzeller Niederung



Flussbauliche Maßnahmen an der Spree

Unsere Erfahrungen im Wasserbau – Gewachsene Kompetenz

Die Inros Lackner AG realisiert anspruchsvolle Ingenieurleistungen seit über 70 Jahren. Im Wasserbau erarbeiten wir weltweit Lösungen für die Nutzbarmachung des Wassers als Energieressource, als Verkehrsweg und für den Hochwasser- und Küstenschutz. Unsere Experten im Wasserbau suchen stets nach integrierten Lösungen, die Funktionalität, Wirtschaftlichkeit und Ökologie dauerhaft verbinden.

Fachgebiete

- ▶ Hochbau
- ▼ Wasserbau
  - ▶ Hafenbau
  - ▶ Werften
  - ▶ Binnenwasserstraßen
  - ▶ Hochwasserschutz
  - ▶ Küsteningenieurwesen
- ▶ Verkehrsbau
- ▶ Umwelt- und Tiefbau
- ▶ Baumanagement



Jemnitzschleuse Börgerende



Deichbau Großkühnau

Inros Lackner AG Dresden

Wasastraße 50 • 01445 Radebeul
Tel.: 0351 - 89 56 10
Fax: 0351 - 89 56 113
E-Mail: dresden@inros-lackner.de

Berlin | Bonn | Bremen | Cottbus | Dresden | Hamburg | Jena | Potsdam | Rostock | Schwerin

DQS-zertifiziert nach
DIN EN ISO 9001
Reg.-Nr.: 101776 QM

MIKE 21C – Morphological and Hydrodynamic Modeling Software and its application on River Loire and Labe

B.B. Christensen[1], P. Jirinec[2], Ole Larsen[3], Matthias Paetsch[3]

1 Introduction

The modelling and simulation of hydrodynamic and morphological conditions of inshore waters requires the implementation of an advanced mathematical modelling system. With MIKE 21C a quasi-3D generalized mathematical modeling system for the simulation of the hydrodynamics of vertically homogenous flows, and for the simulation of sediment transport has been developed. The modeling system has the capability of utilizing both a rectilinear and a curvilinear computational grid. The developed solver makes it feasible to carry out detailed long-term morphological simulations in two dimensions.

The paper presents the numerical techniques and examples of application of the model for the river Loire in France and the river Labe in Czech Republic.

2 Theoretical background

The MIKE 21C model has been developed specifically to simulate 2D-flow, sediment transport and morphological processes in rivers. It is a curvilinear model based on a structured orthogonal grid description of the area of interest. The hydrodynamic part of the model is based on the Saint-Venant equations for 2D depth-integrated flow. Convection, viscosity, pressure gradients, and bed friction are all included. The equations are solved in a curvilinear form in the hydrodynamic model. The curvilinear form is based on a transformation, whereby the velocity field is kept in a Cartesian base, which requires that the variables are co-located in the cell-centre. A semi-implicit pressure-velocity coupling is applied for the solution of the continuity equation.

A separate module accounts for the presence of helical flow. The deviation angle, δ_s, of the bed shear stress from the direction of the mean flow is specified as:

$$\tan \delta_s = -\beta \frac{h}{R_s}$$

See e.g. Rozovskii (1957), Engelund (1974) and Struiksma et al. (1985). R_s is the radius of the curvature of flow streamlines, h is the flow depth, and the coefficient β is defined as:

$$\beta = \alpha \frac{2}{\kappa^2}\left(1 - \frac{\sqrt{g}}{\kappa C}\right)$$

where $\kappa = 0.4$ is the von Karman constant, C the Chezy number, and $\alpha = 1.0$ a calibration constant. For the present model the coefficient β typically varies from 9 – 11.

The relatively weak adaptation in space of the helical flow is accounted for through the solution of an adaptation equation. The physics expressed by the adaptation equation is simply that the helical flow will adjust towards equilibrium over a length scale λ_{sf}, which characterizes the process, i.e.:

$$\lambda_{sf} \frac{\partial(\tan\delta_s)}{\partial s_s} + \tan\delta_s = -\beta \frac{h}{R_s}$$

In regions of changing curvature of the streamlines the secondary flow will adapt gradually. The adaptation of the secondary flow profile is considerably faster near the bottom (where the bed shear stress act) than further up in the water column. Thus, the process of adaptation cannot be characterized by one length scale only. The adaptation length is a function of the water depth and friction number. The following differential length scale λ_{sf} is applied (Struiksma et al. (1985) and Olesen (1987), in the present morphological model of river Loire.

$$\lambda_{sf} = \frac{1.2hC}{\sqrt{g}}$$

The bed material is rather coarse e.g. in the investigated part of the Loire River. This implies that the sediment transport mechanism is completely dominated by bed load, i.e. that the influence of suspended load can be ignored in the modelling. The sediment transport is described by the Engelund and Hansen (1967) formula:

$$S_{BL} = 0.05 \frac{C^2}{g} \theta^{\frac{5}{2}} \sqrt{(s-1)gd_{50}}$$

where $s = 2.65$ is the specific density of the bed material, d_{50} is the median grain size, and θ is the Shields parameter. The Engelund and Hansen formula is

originally formulated as a total load model. However, due to the non-presence of suspended load, it can be used directly for the bed load transport.

The transverse component of the bed load transport S_n is calculated, so that it includes the effects from the helical flow and the sloping bed, i.e.:

$$S_n = \left(\tan\delta_s - G\theta^{-a} \frac{\partial z^*}{\partial n} \right) S_{BL}$$

G = 1.25 and a = 0.5 are the calibration parameters and $\partial z^* / \partial n$ the transverse bed slope.

Along the banks where groynes are present a special formulation is needed for the sediment transport, as the groynes will suppress the sediment transport and keep the sediment fixed. The formulation is based on a supply-limited method. This method requires the definition of a supply-map, i.e. a map that specifies the amount of available sediment given as a thickness Δ_{supply}, and an equilibrium layer thickness Δ_{eq} that defines the threshold for full sediment transport capacity, i.e.:

$$S_{BL}^* = \frac{\min(\Delta_{supply}, \Delta_{eq})}{\Delta_{eq}} S_{BL}$$

where S_{BL}^* is the bed load transport adjusted for the supply-limited effect. The thickness of the supply layer is updated in connection with the morphological update of the bed. The morphological calculations are carried out on the basis of the sediment transport using the Exner equation, i.e.:

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -\frac{1}{1-n} \left(\frac{\partial S_x}{\partial x} + \frac{\partial S_y}{\partial y} \right)$$

where z is the bed level, t is time and e.g. n = 0.35 is the bed porosity.

3 Model application – River Loire

The lower part of the Loire River has groynes and guide walls along the banks. The presence of these structures, in combination with extensive sand mining is responsible for the degradation of the riverbed and the associated decrease in low flow water levels of 2-3 meters over an extended length of the river, primarily due to sand mining. This chapter describes a study of how the hydraulic conditions at low flow can be improved by a reduction in height and the extension of the groynes, i.e. how sediment can be forced to resettle in the main channel and increase low flow water levels.

The modelling is carried out using the two-dimensional curvilinear morphological model MIKE 21C. For the most favourable scenario examined,

where the groynes are modified over a reach of 10 km, an increase of 0.35 meters is obtained for the low flow water levels.

The model area covers a reach of 14 km starting at La Pointe (upper right-hand corner), located just downstream of the confluence of the Loire River and the Maine River, and ending at Chalonnes-sur-Loire (lower left hand corner on the photo mosaic shown in Figure 1).

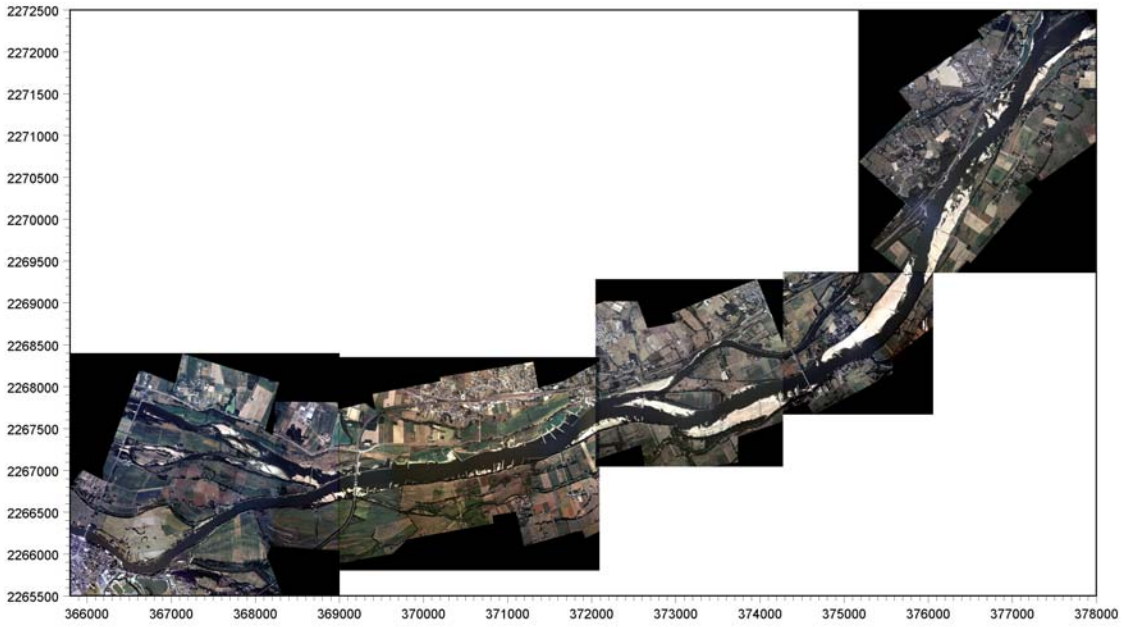


Figure 1: Mosaic of aerial photos of the model area (1999).

The morphological model is run for the selected five-year hydrological period for each scenario in order to investigate and compare the effects of the morphological changes.

The two-dimensional model is primarily established for a study on how a modification/ reduction of the groynes can increase the low flow water levels, without affecting the hydraulic conditions for high flows. The grid resolution is chosen so that the typical meander wave length consists of about 40 points and that a morphological simulation of a five years period can be finished within a reasonable time.

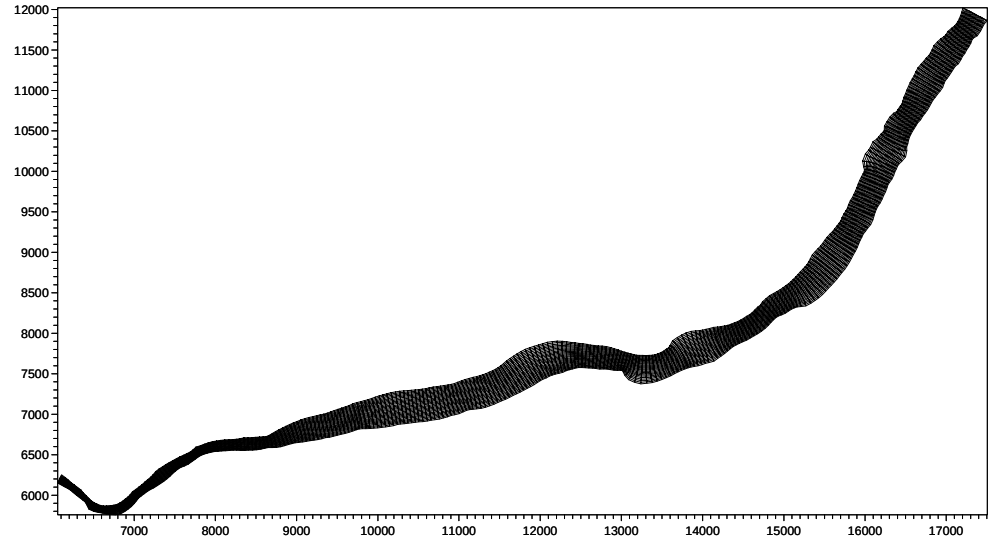


Figure 2: Curvilinear grid used for the 2D model, 297 x 26 grid points.

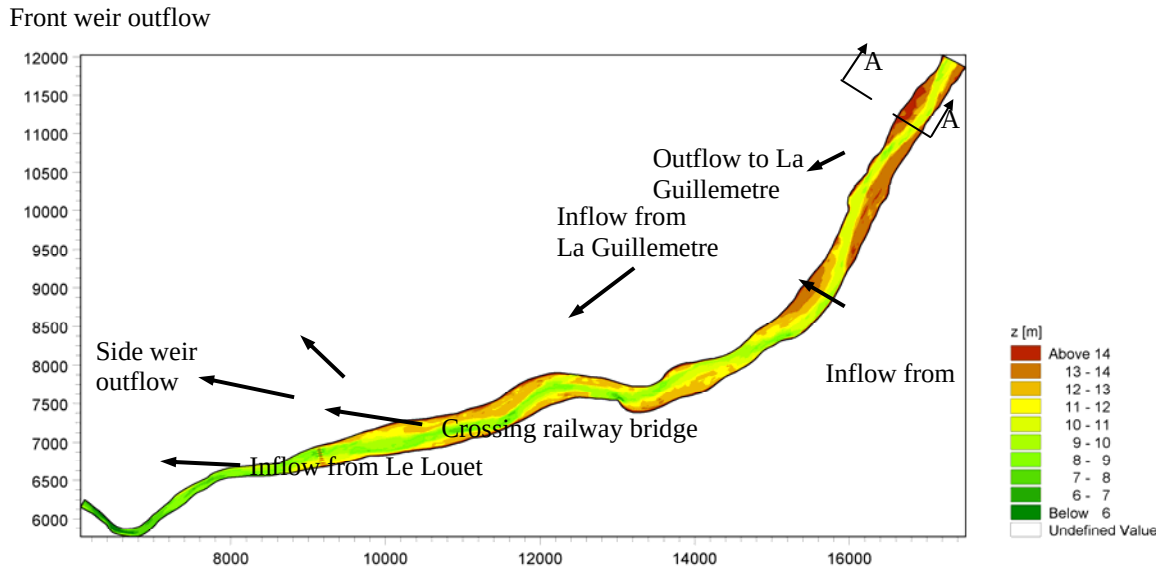


Figure 3: Initial model bathymetry.

The bank lines in the model have been created from digitalized data obtained from the geo-referenced photos. The orthogonal curvilinear grid used for all simulations is shown in Figure 2. The initial bathymetry is created on basis of a bathymetric survey from 1999 and level data from the groyne fields obtained during the summer of 2001. In grid cells with no observations bed levels were obtained by elliptic interpolation of the surrounding points. The base bathymetry that is used as the initial condition for all scenarios is shown in Figure 3. The

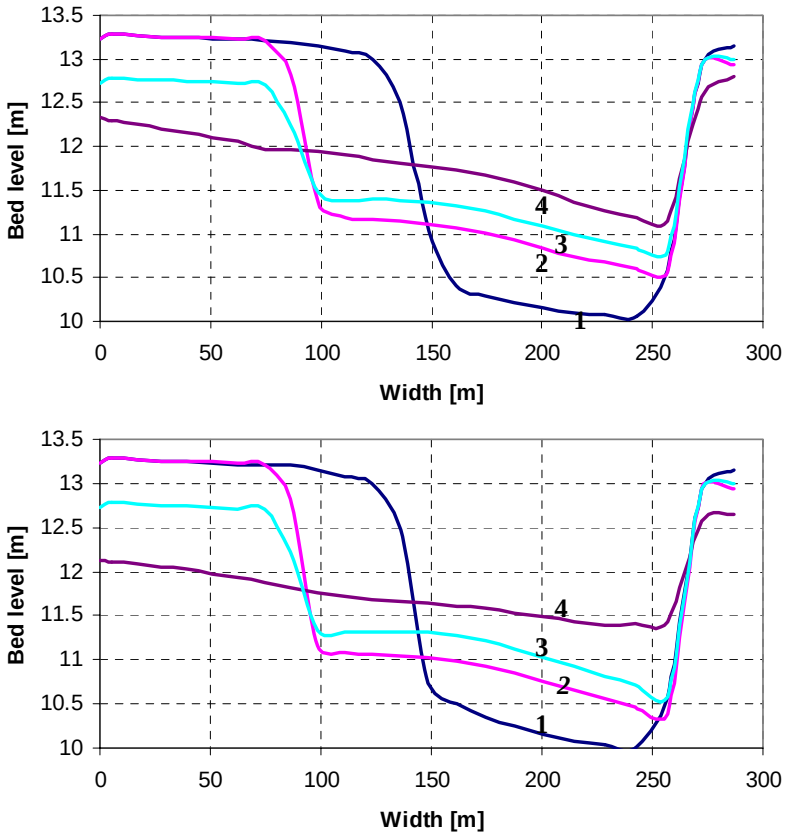
locations along the bank lines at which water either flows in or out of the model domain are also shown.

The groyne fields consist of 52 groynes with a total length of 11.1 km along the left riverbank and 47 groynes with a total length of 10.9 km. along the right riverbank.

The sediment in the model is described by single grain size d_{50} = 1.4 mm, which is a reasonable assumption for this part of the Loire River. In the areas where groynes are located a supply-limited formulation is used to describe the sediment transport due to the fact that the sediment is maintained in these regions.

Four morphological scenarios(1-4) have been defined in order to investigate the impact from modified groyne extension and height on the hydraulic conditions, i.e. water levels at low flow. The first scenario (1) simulates the existing conditions, which are used as reference case. In the second scenario (2) the extension of the groynes has been reduced so that the width of the main channel will grow from a typical width of 130 meters to a width of 180 meters. The third scenario (3) is identical to the second scenario except for the groyne height, which is reduced by 0.5 meters. The fourth scenario (4) simulates a system where all groynes and guide walls have been removed on the first 10 km of the modeled reach.

The morphological development and adaptation to the modified groyne field is illustrated in Figure 4 showing cross sections obtained after one and two years for all four scenarios. The location of the cross sections is marked by A-A in Figure 3. From the plots, it is seen that the river only needs one flood season to adapt to the modified groyne field, and that the impact from the succeeding floods has only a modest influence on the shape of the cross section. For the free system where all groynes have been removed, it is seen that the transverse bed slope decreases with time. This is due to migration of the alternating bars, which are free to move. The third scenario is expected to have a more favorable effect on the low flow water levels than the second scenario. The reason for this is that the modest reduction in the groyne height allows a larger amount of sediment to be released from the groyne fields without affecting the width of the low flow channel.



Scenarios 1-4

Figure 4: Cross sections obtained after one year (top) and two years (bottom).

The migration of the alternating bars in the free system can also be seen in Figure 5 that shows contour plots of the obtained bed levels after three years. From the plot it is seen how the river responds to the changes of the groyne fields. It is seen that the width of the main channel increases as expected in scenario two and three contemporary with the deposition of sediment in the old main channel.

For the free system, it is seen that the alternating bar pattern gets more pronounced. This implies that the flow in the low water channel in general runs a longer distance than the water in the three other systems.

An estimate of the effect on the Q-H relation can also be obtained from a simple analytical approach. This approach is based on a resistance equation, e.g. Manning or Chezy, and assumes equilibrium sediment transport in compound rectangular channels. Basically, it compares the resistance in a typical cross section in the existing system and a groyne modified cross section. However, the problem with this kind of analysis is that it typically exaggerates the effects on the longitudinal water surface profile. This is mainly, because it does not include the impact from spatial depth-variations on the conveyance, or helical flow and

gravity effects on the sediment transport. Another ignored effect is the weaker meandering of the main channel (caused by the wider channel), which is responsible for a shortcut effect, i.e. the flow will have to run a shorter distance in order to get from point A to point B. All the above mentioned effects are included in the two-dimensional morphological model.

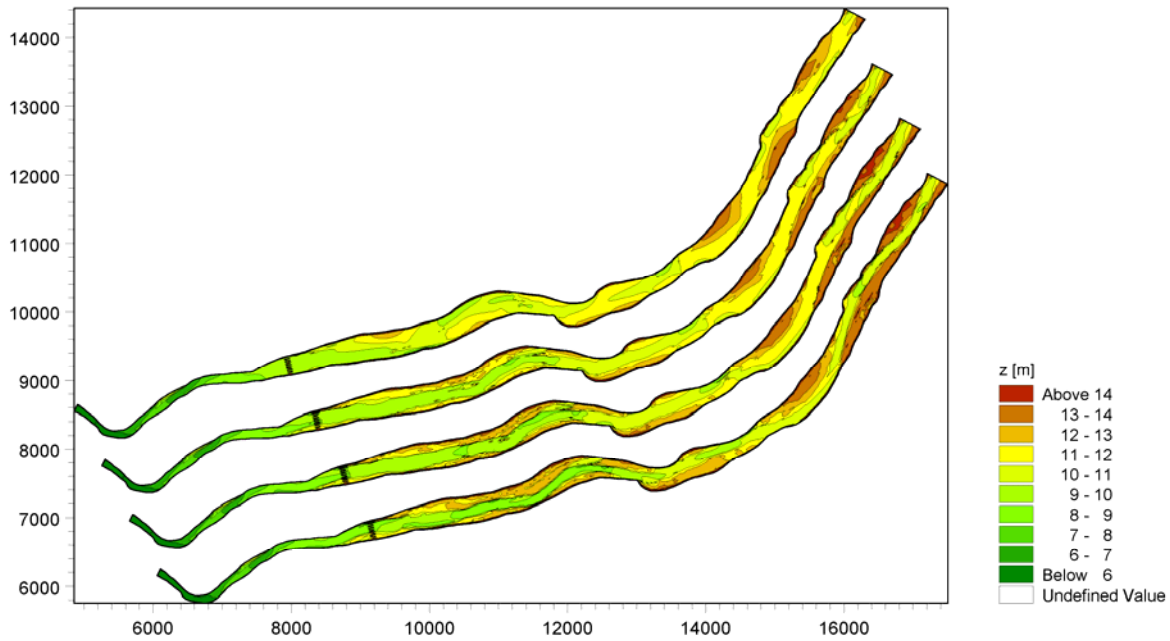


Figure 5: Bathymetries obtained after three years. From top: system where groynes have been removed completely (4), system with reduced extension and height of groynes (3), system with reduced extension of groynes (2), and system with existing conditions (1).

In Figure 6 the low flow part of the Q-H relations are presented for the four systems after one year and three years, respectively.

It is seen that the modification of the groyne fields has a favorable impact on the Q-H relation for low flows, but also for high flows where water levels are slightly lower than in the existing system.

By comparison of the Q-H relation obtained after one and three years, it is seen that the most significant Q-H adjustment takes place during the first flood period. However, some minor changes are seen on the Q-H relations in Figure 6.b. This indicates that the system is adjusted by two time scales. A short time scale for the lateral exchange between the groyne fields and the main channel (of the order one year), and a longer time scale for the time it takes to bring the longitudinal system in equilibrium by adjustment of the sediment flow passing through the system.

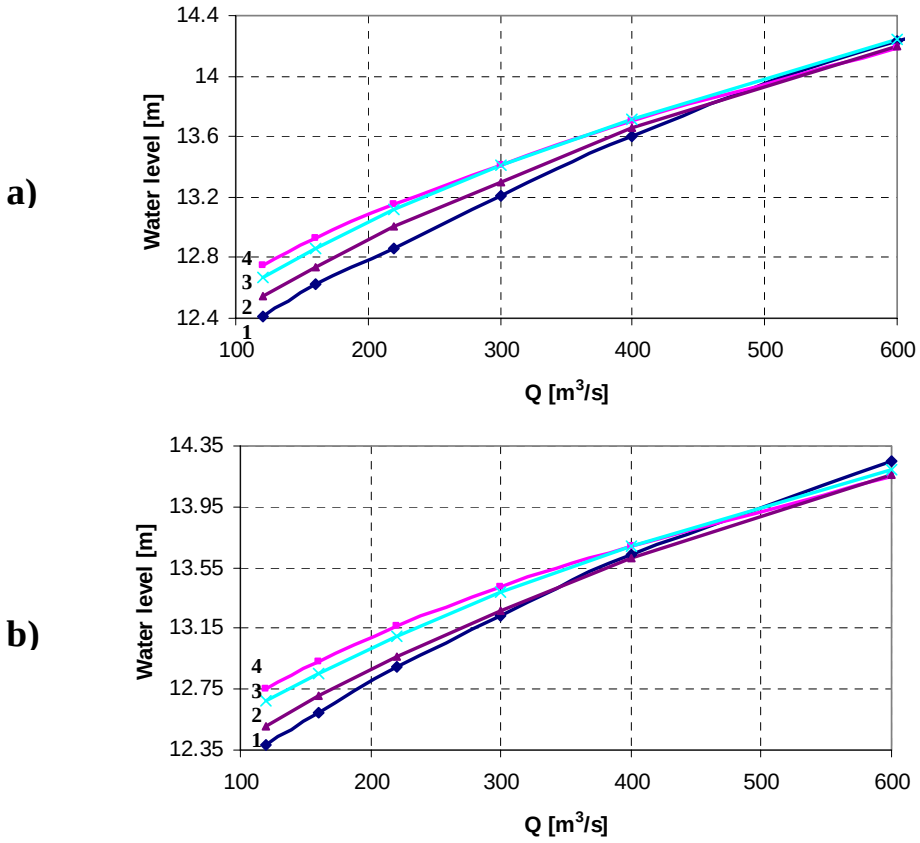


Figure 6: Q-H relations obtained for the four scenarios at La Pointe, a) after one year, b) after three years. 1: existing system, 2: reduced extension of groynes, 3: reduced height and extension of groynes, 4: free system.

Summarizing it can be stated that three model scenarios with modified groyne fields were examined and compared with a model scenario of the existing system. For all three systems a more favorable Q-H relation was obtained with an increase in the low flow water levels up to 0.37 meters. This height corresponds to an increase in the water surface slope from $2.22 \cdot 10^{-5}$ to $2.56 \cdot 10^{-5}$ or a 15 % increase.

The best result was obtained for the free systems where all the groynes have been removed. However, scenario three where the extension and height of the groynes are reduced obtained almost as favorable results, and this scenario must be considered as the most applicable.

4 Model application – River Labe

A detailed flood flow model was created for Labe River and in its flood plain in 265 km long river reach between Hradec Kralove and Czech Republic/Germany

border. The whole modeled area (including 24 barrages and other water constructions) was covered by curvilinear computational grid of size 26 348 x 400 points (with grid density from 2 to 15 m) and was divided into 8 sub-models. Basic inputs for the model construction were digital elevation model and detailed channel shape from measuring boat. Flow parameters (e.g. surface elevation, depths and velocity distribution) were calculated for flood discharges from HQ_1 to HQ_{100}. Simulation results are presented in maps in scale 1 : 10 000, which completely cover the whole flooded area and in detailed longitudinal profiles. Based on calculated hydraulic characteristics conceptual proposal of flood protection was prepared.

The similar detailed model was used for flood flow study (reconstruction of severe flood from August 2002) on Vltava River in Prague. Many different variants of flood protection measures were evaluated on this model. Based on calibrated model the "set of flooded area maps" for emergency operations during various flood events was created. In other studies the most probable scenarios of flood protection measures collapse were taken into account and suddenly/continuously flooding of the city was simulated.

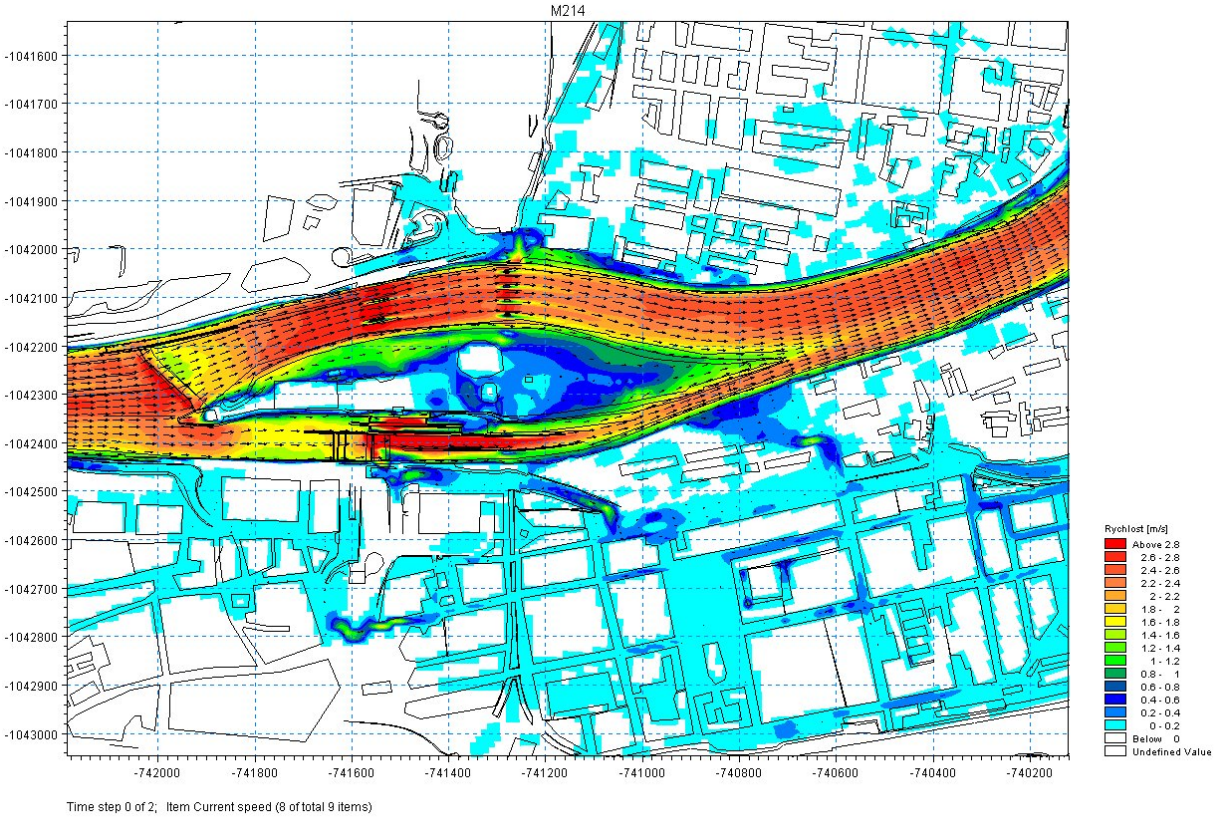


Figure 7: An example of the velocity fields – flood mapping in Prague

The following examples of the results are presented (Fig. 7 - Fig. 9) showing that MIKE 21C 2D technology definitely increased the predicative ability of

models because the combination of flood depths maps with velocity fields predefined more or less exactly the risk zones during the floods and these results are very valuable for preparation of flood management plans and evacuation planning maps.

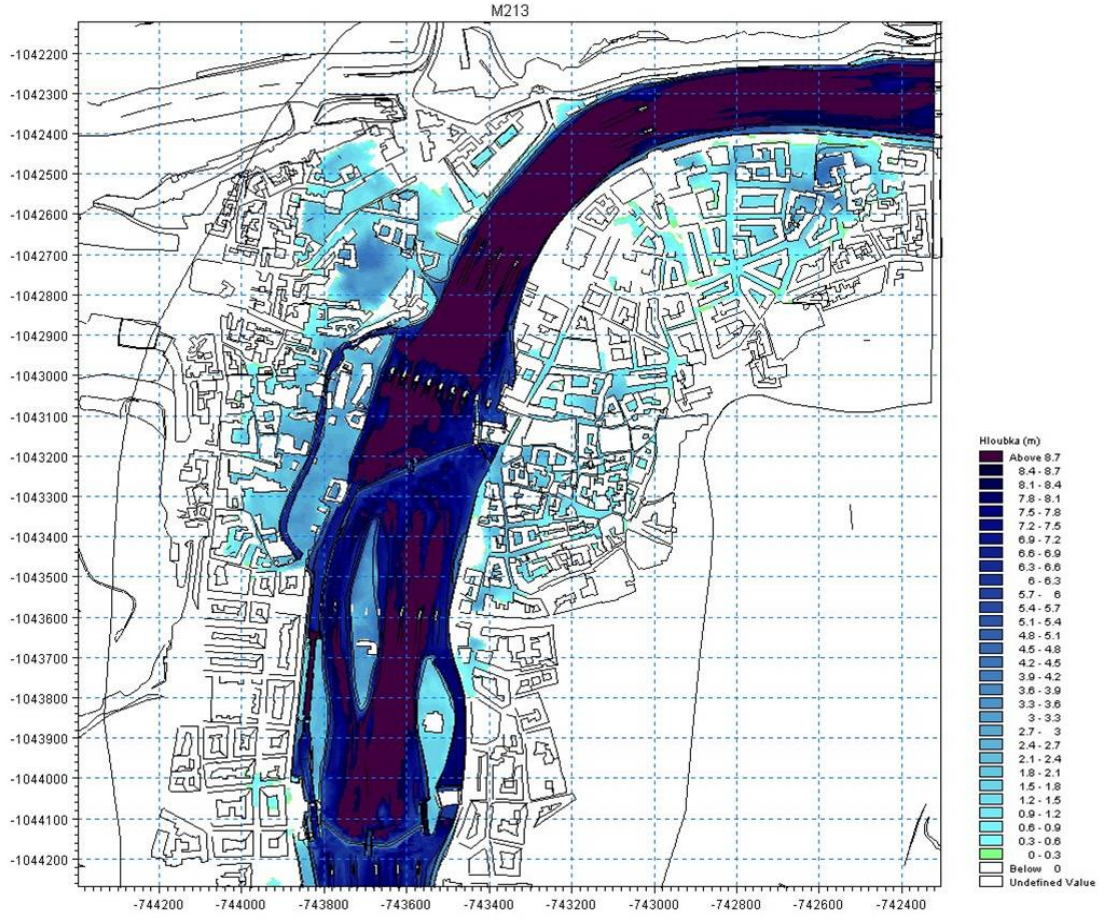


Figure 8: An example of the depths mapping in Prague

As a disadvantage of 2D approach could be taken the fact, that the length of computational time was so enormous, that it made the fully dynamic computations actually impossible.

Nevertheless the benefit of the 2D approach was undoubtable and it was obvious, that it is only question of time, when the hardware development enables fully dynamic simulations as well.

Flood line simulated by the model was compared with a real one (from aerial photographs from August 2002 – See Fig.9). Both lines are very close, so we can state, that mathematical model simulation was successful.

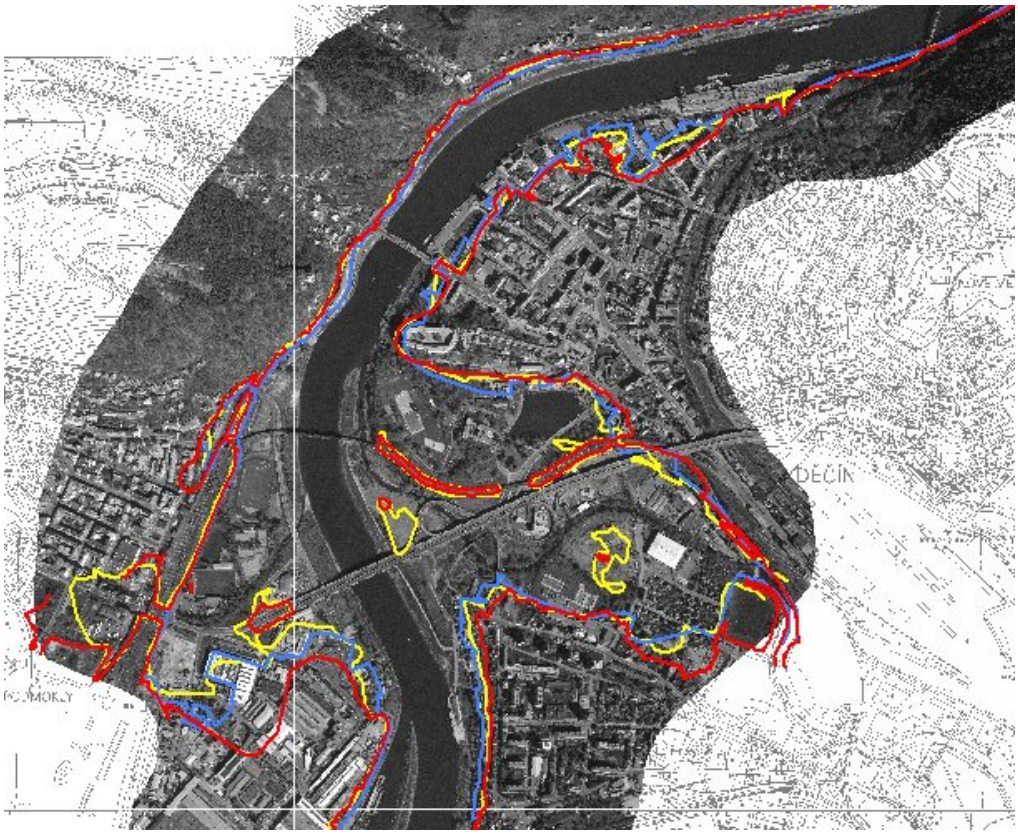


Figure 9: The comparison of real flood extension - water levels (red line – simulated line for predicted discharge, blue line - the reality of flood 2002/8, maximum flooding envelope evaluated from airborne photogrametry) – source the Elbe River Basin Authority – 2002

The 2002 flood fully proved the usefulness of mathematical models for flood protection at any stage, for the flood measures design process, for improving the flood forecasting , for producing easily understood maps and charts for improving the rescue activities. Mathematical model MIKE 21C now have became an integral part of Flood Protection scheme in Czech Republic.

References

Engelund, F. and Hansen, E. (1967). “A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams.”, *Teknisk Forlag, Danish Technological University,* Copenhagen, Denmark.

Engelund, F. (1974). “Flow and bed topography in channel bends.” *Journal of Hydraulic Division, ASCE, Vol. 100, No. HY11.*

Olesen, K. W. (1987). “Bed Topography in Shallow River Bends.” *Faculty of Civil Engineering, Delft Univ. of Tech., Report 87-1.*

Rozovskii, I. L. (1957). "Flow of Water in Bends of Open Channels." *English Translation, Academy of Science of the Ukrainian SSR, Institute of Hydrology and Hydraulic Engineering*, Kiev.

Struiksma, N., Olesen, K. W, Flokstra, C. and de Vriend, H. J. (1985). "Bed deformation in curved alluvial channels." *Journal of Hydraulic Research, Vol. 23, No. 1.*

2003 DHI Hydroinform a.s., *" 2D Prague Flood Model, version 2002"*,report of study, Prague, January 2003

2001 DHI Hydroinform a.s., *" 2D Prague Flood Model"* report of study, Prague March 2001

2002/8 CHMI, "*Preliminary report on hydrometeorological situation in case of the Flood in August 2002"*, 2nd preliminary version of the report August 29, 2002, CHMI , Prague,

1999 Patera, A 1999, "*How floods influence the development of Prague city*, 1999, edited by Patera,A. , the Vltava River Basin Authority, Prague , 1999

1997 Hydroinforn a.s. *"Prague Flood model – Comprehensive study"*, Prague, 1997

Autoren:

B.B. Christensen[1], P. Jirinec[2], Ole Larsen[3], Matthias Paetsch[3]

[1]DHI Water and Environment, River and Flood Management Department, Agern Allé 11, 2970 Hørsholm, Denmark; email: bbc@dhi.dk

[2]DHI Hydroinform a.s. Na Vrších 5/1490, 100 00 Praha 10, Czech Republic, email: p.jirinec@dhi.cz

[3]DHI Water and Environment, Wiesenstrasse 10a, 28857 Syke, Germany, email: ola@dhi-umwelt.de

Hydrotec

Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH

- Hydraulik und Hydrologie
- Hydrometrie und Umweltdaten
- Flussgebietsmanagement
- Gewässerausbau und Gewässerentwicklung
- Hochwasserschutz
- Stadtentwässerung
- Objektplanung
- Umweltberatung und Öffentlichkeitsarbeit
- Umweltinformatik, GIS, Datenbanken, Systementwicklung

planen vermitteln umsetzen



Wasserwirtschaft

Umweltinformatik

Bachstraße 62-64
52066 Aachen
Tel.: (0241) 94 68 9-0
Fax: (0241) 50 68 89

Bochumer Straße 2-4
45276 Essen
Tel.: (0201) 85 01 99-50
Fax: (0201) 85 01 99-55

www.hydrotec.de mail@hydrotec.de

Abschätzung morphodynamischer Entwicklungen im Fluss und in der Aue mittels eines 3D-numerischen Verfahrens

Andreas Dittrich und Michael Marek

A strategy for the assessment of morphodynamic development of natural rivers and floodplains is presented. The strategy is based on the comparison of acting bed shear stresses with critical bed shear stresses. Acting bed shear stresses are obtained from 3D numerical flow simulations while an appropriate approach for the determination of critical bed shear stress is chosen from the literature on the basis of field data. The strategy is successfully applied for the development of flood protection measures at the Upper Rhine River.

1 Einleitung

Die erfolgreiche Umsetzung von Maßnahmen am und im Fließgewässer (Begradigung, naturnahe Umgestaltung, Wasserentnahme und -rückhaltung etc.) setzt grundlegende Kenntnisse des Erosions-/Sedimentationsverhaltens bzw. der Morphodynamik des Flusslaufes und seiner Vorländer voraus. Hierzu wurde im Rahmen von Untersuchungen für das Hochwasserschutzprojekt „Rückhalteraum Weil-Breisach“ am Oberrhein zwischen Märkt und Breisach (siehe Dittrich et al., 2005a und 2005b) ein bestehendes Konzept weiterentwickelt und erfolgreich angewendet. Dieses Konzept basiert im Wesentlichen auf Ansätzen und Modellen zur möglichst genauen Erfassung des Strömungsangriffs und des Sohlenwiderstandes. Mittels dieser Grundlagen sollte u.a. die Frage beantwortet werden, ob die Rheinsohle nach Tieferlegung von Vorlandfläche stabil bleibt.

Für das Konzept selbst wurden folgende Instrumentarien verwendet bzw. entwickelt:

- ein eindimensionales hydrodynamisch-numerisches Modell, welches das Widerstandsverhalten von Auewald erfasst und der Bestimmung des Wasserstandes und des Strömungsangriffes auf die Flusssohle entlang der geradlinigen Flussabschnitte dient,
- Stabilitätsansätze zur möglichst genauen Abschätzung des Bewegungsbeginns der durch ausgeprägte Deckschichten charakterisierten Rheinsohle, sowie

- ein dreidimensionales hydrodynamisch-numerisches Modell, das ebenfalls das Widerstandsverhalten von Auewald erfasst und in Kombination mit den Stabilitätsansätzen der Abschätzung lokaler Erosions- und Sedimentationsprozesse in komplexen Aufweitungs- und Einengungsbereichen des Fließquerschnittes dient.

Nachfolgend soll schwerpunktmäßig auf die Ermittlung der Stabilität der Rheinsohle und das Prinzip der Abschätzung lokaler morphodynamischer Entwicklungen eingegangen werden. Weitere Informationen über die Maßnahme am Rhein und die hydrodynamisch-numerischen Modelle können dem Bericht von Dittrich et al. (2005a) sowie den Veröffentlichungen von Dittrich et al. (2005b) und Stoesser et al. (2006) entnommen werden. Zunächst soll jedoch eine kurze Übersicht über das Projekt „Rückhalteraum Weil-Breisach“ sowie über den exemplarisch ausgewählten Gewässerabschnitt zwischen Rhein-km 208,8 und 214,6 gegeben werden.

2 Tieferlegung von Vorlandfläche am Oberrhein

Am Rhein zwischen Märkt und Breisach soll im Rahmen des Integrierten Rheinprogramms (IRP) zur Wiederherstellung des Hochwasserschutzes für das 200-jährliche Hochwasserereignis (BHQ = 4500 m^3/s) ein Rückhaltevolumen von 25 Mio. m^3 geschaffen werden. Um dieses zu erreichen, ist auf einer Fließlänge von ca. 45 km (Rhein-km 175 bis 220) eine Absenkung des Geländes entlang des rechten Ufers bis auf wenige Dezimeter über das anstehende Grundwasser geplant. Hierdurch soll ein im Mittel etwa 90 m breiter Vorlandbereich entstehen. In Abschnitten, in denen mehr Fläche zur Verfügung steht, sind größere Räume mit seitlichen Ausdehnungen von bis zu ca. 400 m im bestehenden Gelände vorgesehen. Auf den abgesenkten Flächen sollen sich langfristig aueähnliche Strukturen entwickeln, so dass mit Hilfe der Maßnahmen nicht nur der Hochwasserschutz gewährleistet wird, sondern langfristig auch die Strukturvielfalt des Rheins erhöht und ein Beitrag zur ökologischen Wertsteigerung geleistet wird.

Exemplarisch werden in dieser Veröffentlichung Simulationsergebnisse des dreidimensionalen Modells sowie Stabilitätsabschätzungen für einen Teilbereich, den Abschnitt zwischen Rhein-km 208,8 und 214,6 (Abb. 1), vorgestellt und erläutert. Hier befinden sich auf der linken, französischen Seite unter- und oberstrom der ehemaligen Überleitung des Grand Canal d´Alsace in den Rhein (Rhein-km 212,0) zwei ausgedehnte Buhnenfelder. Diese sind verlandet und mit einem ca. 50 Jahre alten Auewald bewachsen.

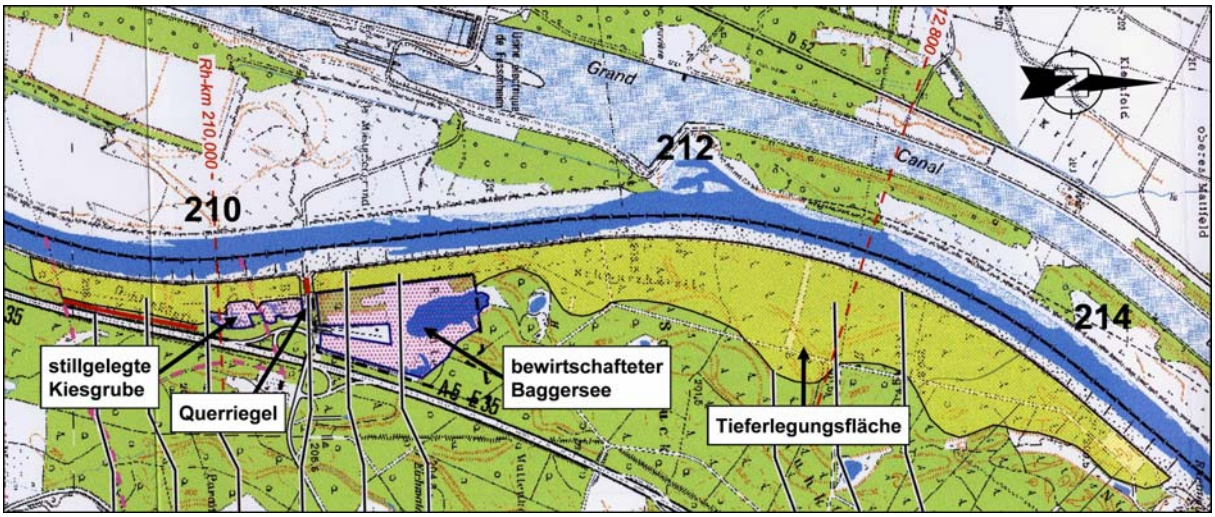


Abbildung 1 Übersichtskarte Rhein-km 208,8 bis 214,6 mit geplanten Tieferlegungsflächen (hellgrün); Quelle: Gewässerdirektion Südlicher Oberrhein/Hochrhein, Projektgruppe Breisach (modifiziert)

Um eine zuverlässige Datengrundlage zu erlangen, wurden vor Ort Messkampagnen hinsichtlich der Kornverteilung des Flussbettes und der vorhandenen Vegetation durchgeführt (Dittrich et al., 2005a). Zusätzlich zur bereits vermessenen Topographie des Projektgebietes konnten somit auch leicht messbare Widerstandsparameter im Modell berücksichtigt werden. Die Auswertung der entnommenen Sohlenproben ergab, dass das Flussbett in diesem Rheinabschnitt aus einer Kiessohle mit ausgeprägter Deckschichtbildung besteht. Die Sieblinien zeigen folglich einen sehr steilen Verlauf, wobei die Körner der Deckschicht Durchmesser von 20 bis 30 cm aufweisen (Abb. 2).

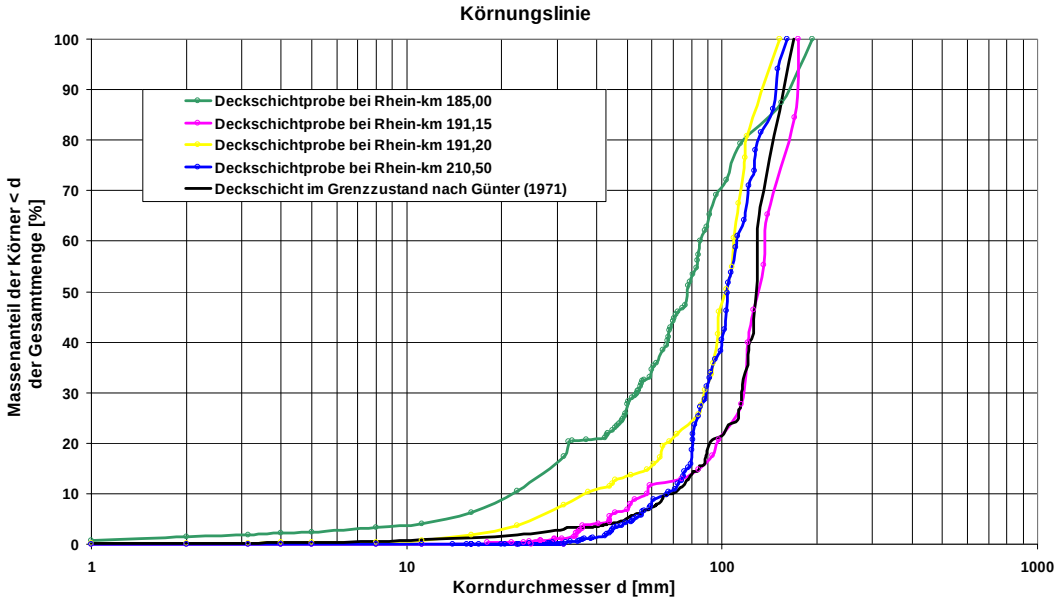


Abbildung 2 Sieblinien der von den Kiesbänken entnommenen Deckschichtproben

Zukünftig sind auf der rechten Rheinseite und in den geplanten Tieferlegungsflächen keine regelmäßigen Unterhaltungsmaßnahmen mehr vorgesehen. Daher wird für die gesamte Abgrabungsfläche (abgesehen vom bewirtschafteten Baggersee) davon ausgegangen, dass sich durch natürliche Sukzession ein Auewald einstellen wird, wie er sich innerhalb der letzten 50 Jahre auf der nicht unterhaltenen französischen Seite entwickeln konnte. In den Prognoseberechnungen für den Planungszustand wurden daher auf der rechten Rheinseite und in den geplanten Tieferlegungsflächen die Vegetationsparameter berücksichtigt, die für den bestehenden linksrheinischen Auewald vermessen wurden.

Die im hier betrachteten Rheinabschnitt vorgesehenen Abgrabungsflächen (in Abb. 1 hellgrün dargestellt) erstrecken sich bis ca. 400 m landeinwärts. Des Weiteren befinden sich bei ca. Rhein-km 210,3 eine ehemals für militärische Zwecke angelegte Anrampung und daran anschließend ein vorgeschütteter Erddamm (Abb. 1). Letzterer dient als Zufahrtsweg und Brückenkopf für eine an dieser Stelle im Bau befindliche Rheinbrücke. Aus hydraulischer Sicht stellt der Damm auf der zukünftigen Tieferlegungsfläche einen Querriegel für die Strömung dar. Voruntersuchungen hatten ergeben, dass in diesem Bereich mit erheblichen Querströmungen und demzufolge mit einer ausgeprägten Strömungsbündelung auf der linken Rheinseite zu rechnen ist. Ursache hierfür ist die abrupte Unterbrechung der langen, am Prallhang gelegenen, gut durchströmten Tieferlegungszone oberstrom des Brückenstandortes. Um diese hydraulisch ungünstige Situation zu verbessern, wurde vorgesehen, einen Teilabfluss mit Hilfe von Durchlässen oder einer Brücke durch den Vorlanddamm zu führen.

3 Abschätzung der Sohlenstabilität

Die Stabilität der Gewässersohle des Rheins ist für den langfristigen Erfolg der geplanten Hochwasserschutzmaßnahme von wesentlicher Bedeutung. Beim Hochwasserereignis vom Mai 1999 (Q_{max} = 3600 m^3/s) war die vorhandene Deckschicht lokal aufgerissen. Dies führte zu begrenzten Umlagerungen von Sohlenmaterial im Rheinbett. Während es in einigen Bereichen zu Erosion kam, traten in anderen Bereichen auch Auflandungen auf. Im Gewässerlängsschnitt verliefen die Umlagerungen weitgehend massenneutral.

Das Ereignis vom Mai 1999 stellte damit eine gute Grundlage zur Abschätzung der maximalen Bettstabilität des anstehenden Sohlenmaterials dar. Hierzu kamen nur Ansätze für die kritische Sohlenschubspannung τ_{cr} in Betracht, die speziell für Deckschichten entwickelt worden waren (siehe Tab. 1). Die Bestimmung des Strömungsangriffs bzw. der von der Strömung ausgeübten Sohlenschubspannung τ_0 erfolgte auf der Grundlage der eindimensionalen Wasserspie-

gellagenberechnung für das Ereignis im Mai 1999 aus Wasserstand bzw. hydraulischem Radius und Energieliniengefälle. Die Gegenüberstellung der vorhandenen und der kritischen Schubspannungen zeigt Abb. 3.

Tabelle 1 Ansätze für die vorhandene Sohlenschubspannungen τ_0 (Strömungsangriff) und die kritische Sohlenschubspannung τ_{cr} (Sohlenstabilität) [Die Artikel der aufgeführten Autoren können Dittrich (1998) entnommen werden]

Vorhandene Sohlenschubspannungen	Kritische Sohlenschubspannungen
Mittlere Wassertiefe (Gl. 1): $\tau_0 = \rho_W \cdot g \cdot h_m \cdot I_E$ Wassertiefe im Talweg (Gl. 2): $\tau_0 = \rho_W \cdot g \cdot h_{max} \cdot I_E$ Hydraulischer Radius (Gl. 3): $\tau_0 = \rho_W \cdot g \cdot R \cdot I_E$ Auf die Sohle bezogener hydraulischer Radius (Gl. 4): $\tau_0 = \rho_W \cdot g \cdot R_{So} \cdot I_E$	Gessler (1965) (Gl. 5): $\tau_{cr} = 0,047 \cdot (\rho_S - \rho_W) \cdot g \cdot d_{m,D}$ Parker/Klingeman (1982) (Gl. 6): $\tau_{cr} = 0,035 \cdot (\rho_S - \rho_W) \cdot g \cdot d_{50,D}$ Günter (1971) (Gl. 7): $\tau_{cr} = \lambda \cdot 0,047 \cdot (\rho_S - \rho_W) \cdot g \cdot d_{max}$ Chin (1985, 1994) (Gl. 8): $\tau_{cr} = 0,05 \cdot \left[0,4 \cdot \left(\frac{d_{max}}{d_{50,D}} \right)^{-1/2} + 0,6 \right]^2 \cdot (\rho_S - \rho_W) \cdot g \cdot d_{50,D}$

Bedeutung der Symbole

τ_0: vorhandene Sohlenschubspannung [N/m^2], τ_{cr}: kritische Sohlenschubspannung [N/m^2], ρ_W: Wasserdichte [kg/m^3], ρ_S: Feststoffdichte [kg/m^3], g: Erdbeschleunigung [m/s^2], h_m: mittlere Wassertiefe [m], h_{max}: maximale Wassertiefe (Talweg) [m], R: hydraulischer Radius [m], R_{So}: auf die Sohle bezogener hydraulischer Radius [m], I_E: Energieliniengefälle [-], $d_{m,D}$: mittlerer Korndurchmesser der Deckschicht [m], $d_{50,D}$: Korndurchmesser der Deckschicht bei 50% Siebdurchgang [m], d_{max}: maximaler Korndurchmesser [m], λ: Beiwert für den Einfluss der Kornverteilung [-]

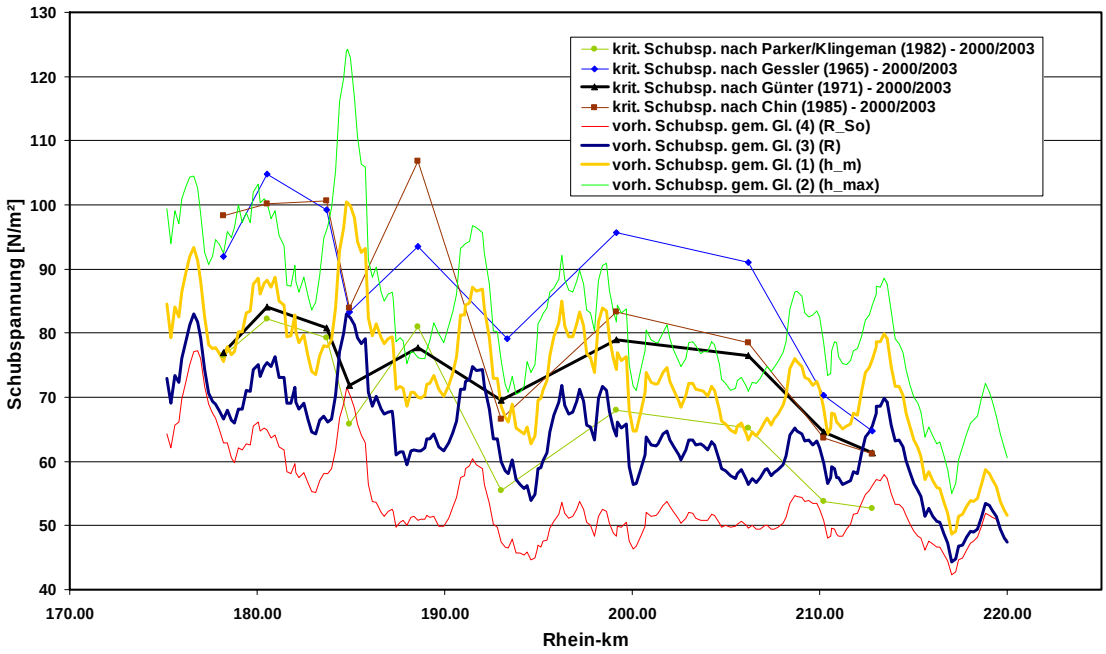


Abbildung 3 Zusammenstellung kritischer und vorhandener Sohlenschubspannungen aus verschiedenen Berechnungsansätzen für das Hochwasser vom Mai 1999 (Q_{max} = 3600 m^3/s)

Die generelle Abnahme der vorhandenen sowie der kritischen Sohlenschubspannungen im Längsschnitt spiegelt die Gefälleverhältnisse des Gewässerbettes wieder. Das Gefälle nimmt von ca. 1,2 ‰ am Beginn der Untersuchungsstrecke im Längsverlauf auf ca. 0,8 ‰ ab. Da die vorhandenen und die kritischen Sohlenschubspannungen nahezu gleichmäßig abnehmen, ist davon auszugehen, dass sich das Gewässerbett näherungsweise in einem Gleichgewicht mit den angreifenden Strömungskräften befindet. Dieses stimmt mit den Berechnungen der maximalen Bettstabilität nach Günter (1971) überein.

Abb. 3 ist weiterhin zu entnehmen, dass die Berechnung der vorhandenen Sohlenschubspannungen mit dem hydraulischen Radius der Sohle R_{So} gemäß Gl. (4) insgesamt zu niedrige Ergebnisse liefert. Sie liegen für das Hochwasserereignis vom Mai 1999 unabhängig vom Berechnungsansatz deutlich unter den kritischen Schubspannungen, so dass das beobachtete Aufreißen der Deckschicht nicht erklärbar ist.

Davon ausgehend, dass unter Berücksichtigung der Fließtiefe im Talweg gemäß Gl. (2) ein Extremwert und somit ein für diese integrale Betrachtung zu hoher Wert der Sohlenschubspannung berechnet wird, reduzieren sich die vorhandenen Sohlenschubspannungen auf die Ergebnisse gemäß den Gln. (1) und (3). Die mit diesen beiden Gleichungen berechneten Ergebnisse liegen relativ eng zusammen.

Die betrachteten Formeln zur Bestimmung der kritischen Schubspannungen bleiben trotz der Vergleichsrechnung schwer zu beurteilen. Die Ergebnisse der Berechnungsansätze von Parker/Klingeman (1982) und Gessler (1965) liegen für den gesamten Untersuchungsabschnitt relativ weit auseinander, obwohl beide Ansätze für den Zustand der Deckschichtbildung entwickelt wurden. Die mit den Berechnungsansätzen von Günter (1971) und Chin (1985) berechneten kritischen Sohlenschubspannungen liegen nur im stromaufwärts gelegenen Rheinabschnitt weit auseinander, im unteren Bereich ergeben sich nahezu identische Ergebnisse. Im oberen Bereich liegen die kritischen Schubspannungen nach Chin so hoch, dass ein Aufreißen der Deckschicht nahezu ausgeschlossen sein sollte. Dies entsprach jedoch nicht den Beobachtungen während bzw. nach dem betrachteten Hochwasserereignis vom Mai 1999. Auf der Grundlage von Abb. 3 sowie der vor und nach dem Hochwasserereignis beprobten Stellen und deren Analyse wurde die Schlussfolgerung gezogen, dass der Ansatz von Günter (1971) die kritischen Schubspannungen im Untersuchungsbereich am besten erfasst. Für die Sohlenstabilität wurden damit Werte für τ_{cr} von 70 bis 75 N/m^2 erhalten.

4 Abschätzung morphodynamischer Entwicklungen im Bereich des Vorlanddammes

Abb. 4 zeigt die für den Ist-Zustand (Q = 4500 m^3/s) simulierte Verteilung der Sohlenschubspannungen. Um die Notwendigkeit einer Öffnung in dem im Planungs-Zustand vorhandenen Vorlanddamm zu unterstreichen, wurde auch der Extremfall des vollständig geschlossenen Damms simuliert. Die entsprechenden Ergebnisse sind in Abb. 5 dargestellt. Die Belastung der Sohle des Hauptgerinnes steigt hierbei im Vergleich zum Ist-Zustand stark an. Die lokalen Schubspannungen von über 110 N/m^2 im Bereich zwischen Rhein-km 210,0 und 210,4 würden in diesem Fall ohne weitere Gegenmaßnahmen zu einer ausgeprägten Erosion der Flusssohle führen.

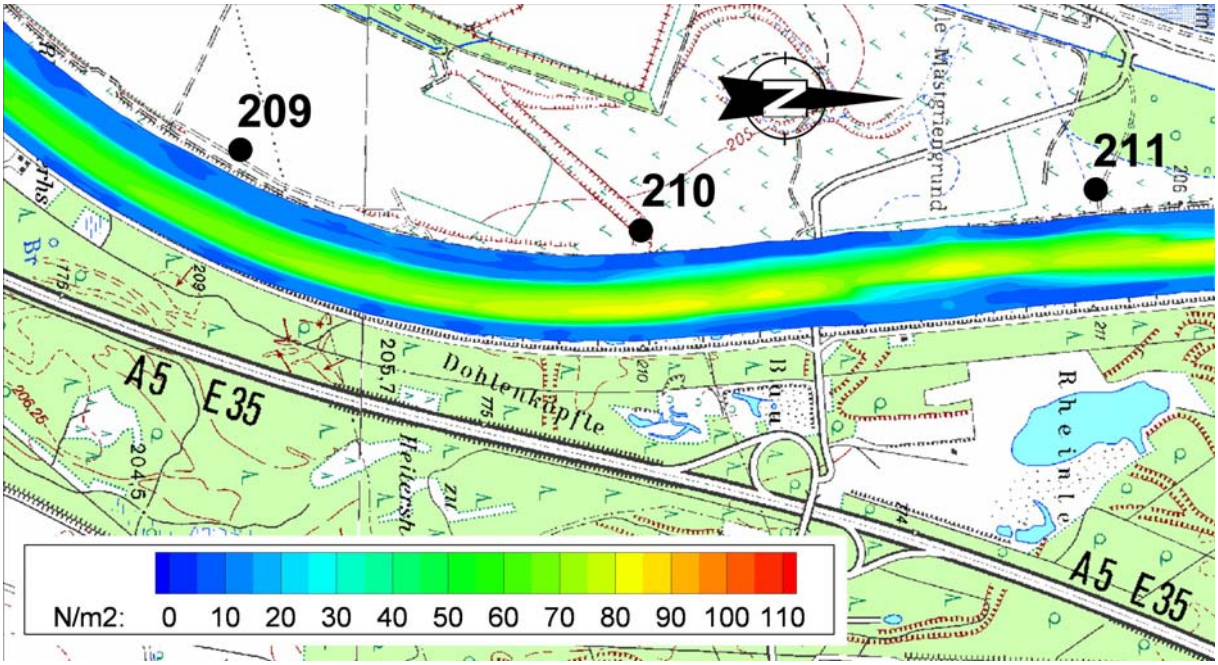


Abbildung 4 Mit Hilfe des 3D-Modells berechnete vorhandene Sohlenschubspannungen zwischen Rhein-km 208,5 und 211,1 für Q = 4500 m^3/s im Ist-Zustand

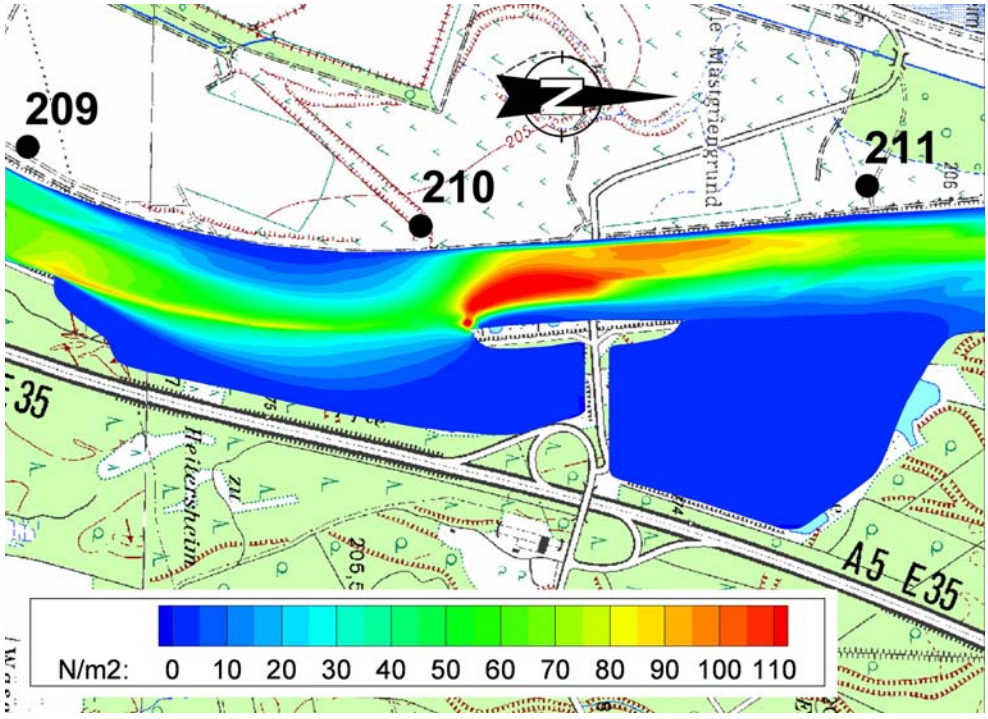


Abbildung 5 Mit Hilfe des 3D-Modells berechnete vorhandene Sohlenschubspannungen zwischen Rhein-km 209,0 und 211,1 für Q = 4500 m^3/s im Planungs-Zustand mit geschlossenem Vorlanddamm

Die Simulationen des Geschwindigkeitsfeldes ergaben, dass aufgrund der Prallhangsituation mit einer rechtsseitigen Konzentration der Strömung und folglich zwischen Rhein-km 209,0 und 210,0 mit einer erhöhten Belastung der Sohle der Tieferlegungsfläche und insbesondere des Übergangsbereiches vom Hauptgerinne in die Tieferlegung zu rechnen ist. Die in Abb. 5 dargestellten Sohlenschubspannungen bestätigen dies.

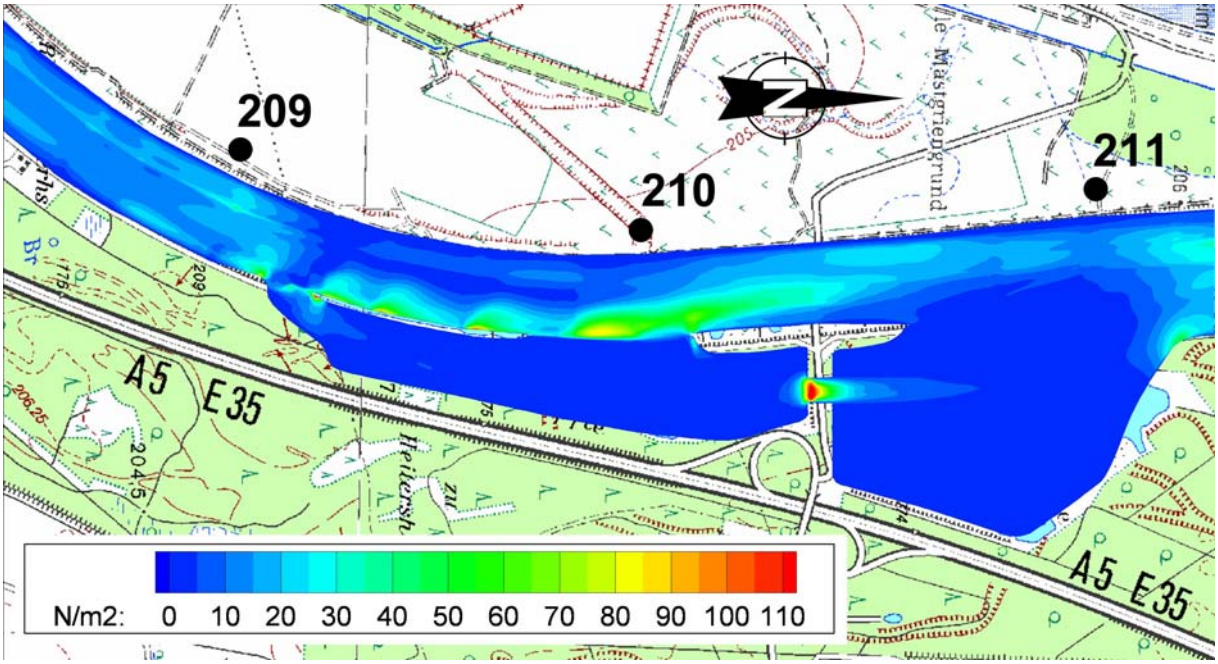


Abbildung 6 Mit Hilfe des 3D-Modells berechnete vorhandene Sohlenschubspannungen zwischen Rhein-km 208,5 und 211,1 für Q = 4500 m^3/s im Planungs-Zustand (optimierte Variante)

Abb. 6 zeigt die endgültige Planungsvariante. Als Gegenmaßnahme zur genannten Problematik soll der Leinpfad hier nicht auf der gesamten Länge tiefergelegt werden. Der somit erhaltene Damm dient dann im Hochwasserfall als Leitdamm. Neben diesem Leitdamm ist in der Berechnung auch die Brücke im Vorlanddamm berücksichtigt, die letztendlich den Durchlässen vorgezogen wurde. Der Vergleich der endgültigen Planung (Abb. 6) mit dem Ist-Zustand (Abb. 4) hinsichtlich der Sohlenschubspannungen zeigt, dass mit Hilfe der dreidimensionalen Berechnungen eine Ausführungsvariante gefunden werden konnte, die zu einer deutlichen Verringerung der Erosionsgefahr führt. Die im Planungs-Zustand lokal noch auftretenden Schubspannungsspitzen liegen maximal in der Größenordnung, die auch für den Ist-Zustand prognostiziert wurden.

5 Literatur

Dittrich, A. (1998): Wechselwirkung Morphologie/Strömung naturnaher Fließgewässer. Mitt. des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe (TH), Heft 198 (Habil.).

Dittrich, A.; Marek, M.; Specht, F.-J.; Dippe, D. (2005a): Hydraulische Berechnungen und morphodynamische Entwicklung für den Rhein zwischen Märkt und Breisach. Erläuterungsbericht, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, Mai 2005.

Dittrich, A.; Marek, M.; Huppmann, O. (2005b): Konzept zur Abschätzung der morphodynamischen Entwicklungen in Fließgewässern und auf ihren Vorländern. NNA-Berichte, 18. Jahrgang, Heft 1, 2005, Alfred Toepfer Akademie für Naturschutz.

Stoesser, T.; Marek, M.; Dittrich, A. (2006): Qualitätssicherung bei der Verwendung mehrdimensionaler Strömungsmodelle in der wasserbaulichen Praxis. Wasserwirtschaft, eingereicht.

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. habil. Andreas Dittrich,
Dipl.-Ing. Michael Marek
Leichtweiß-Institut für Wasserbau
Technische Universität Braunschweig
Beethovenstrasse 51a
38106 Braunschweig
Tel.: ++49 – 531 – 3913940
Fax: ++49 – 531 – 3918184
a.dittrich@tu-bs.de

Simulation of processes acting on water-sediment mixtures in estuaries

Jérôme Thiébot and Sylvain Guillou

This study deals with the different steps that take place when, under gravitational effects, suspended cohesive sediment particles deposit on estuarine beds. We will focus on the evolutions of the deposit's characteristics that lead to the formation of a cohesive bed. The Gibson's theory which constitutes a reference framework in the field of consolidation is presented. We have developed a numerical model based on the resolution of the Gibson's equation that simulates the settling and the consolidation of mud. The numerical results are compared with the experimental data obtained with settling columns.

Diese Studie beschäftigt sich mit den verschiedenen Phasen die stattfinden, wenn unter Gravitationseinfluss, suspendierte kohäsive Sedimentpartikel sich an Sohlen von Ästuaren ablagern. Wir konzentrieren uns auf die Entwicklung der Ablagerungscharakteristiken, die zur Bildung von kohäsiven Sohlen führt. Die Theorie von Gibson, die für das Verfestigungsgebiet einen Bezugsrahmen festlegt, wird präsentiert. Ein numerisches Modell das auf einer Lösung der Gibson Gleichung beruht, wurde entwickelt, um die Schwebstoffe und die Verfestigung von Schlamm zu simulieren. Numerische Ergebnisse werden mit Versuchsergebnissen aus einer Setzungssäule verglichen.

1 Introduction

European estuaries are subjected to an increasing siltation. Due to the combined effects of river flow and tide, very turbid zones called « turbidity maximum » appear in the downstream part of some estuaries. When the cohesive sediment contained in these zones settles rapidly on the bottom, mainly during slack periods, a layer called « fluid mud » is formed. It is a very concentrated suspended matter that can move due to the effects of slope or water current. But when laid on the bottom for a long time, it consolidates and becomes a part of the estuary's bed. Numerical simulations are a useful tool to predict the evolution of the topographical profiles, the determination of the intense deposition areas and the dredging operation's optimization. When settling and consolidation are introduced in sediment transport numerical models, they are not always treated correctly. Empirical methods are sometimes

employed: despite their interesting simplicity and low calculation cost, they suffer from a lack of adaptability. In some models, settling and consolidation are treated separately although the two processes are closely linked. There are also several models which describe the evolution of the mud deposits with a high degree of accuracy but the number of parameters introduced is important and the required calculation time does not permit their use in an already costly sediment transport simulation.

2 The settling – consolidation model

2.1 Definitions

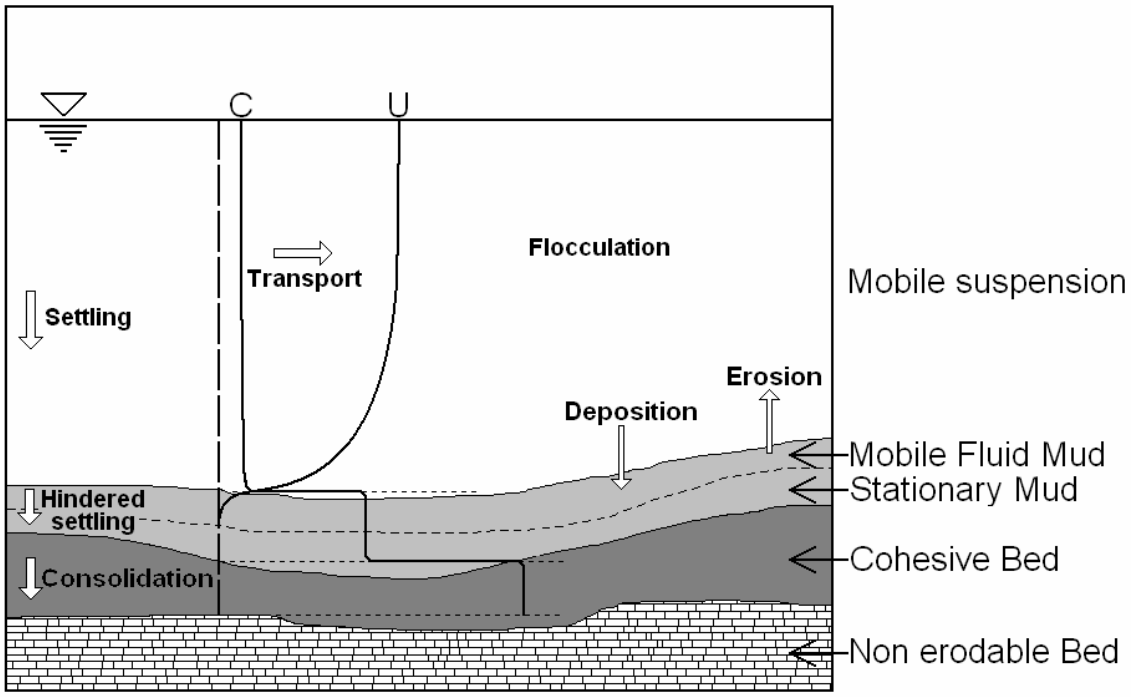


Figure 1 Processes acting in estuaries

Various types of water-sediment mixtures are encountered in estuaries, as it is represented on Figure 1. From the free surface to the bottom, one can encounter, by increasing concentration: the mobile suspension, the fluid mud, the cohesive bed and the "non erodable bed". In the mobile suspension, according to physical, chemical and biological effects, cohesive particles of sediment agglomerate to form flocs whose fall velocity is grater than the fall velocity of isolated particles. When, by gravitational settling, flocs accumulate on the bottom, the space between them decreases; they collide and hinder each other in their settling. As a consequence, the vertical velocity of sediment slows with increasing concentration. When the flocs reach the bottom (very slowly),

they form a dense layer called fluid mud. Beyond a certain concentration, flocs are crushed under their own weight and the water they contain is expulsed, a skeleton appears and the mud can no more be considered as a fluid but as a saturated soil. Finally, under the cohesive bed, there is a consolidated soil which does not evolve much: the "non erodable bed".

2.2 Mathematical background

Settling and consolidation of cohesive sediment has been widely investigated. The Gibson's theory (1967) always constitutes a reference on the subject. The Gibson's equation which characterizes the evolution of the void ratio (or concentration) as a function of time and space is obtained by considering the mechanisms involved in the formation of mud: as long as the flocs collapse under their own weight, the induced pore water flow creates excess pore pressure which reduces the load carried by the structure (skeleton) which is called effective stress. The hypotheses made in the Gibson's theory are the following:

- Mud is saturated: voids are filled by water
- Grains and fluid are incompressible
- Darcy law is applicable to describe the interstitial water expulsion
- Effective stress and permeability depend on the concentration only
- Settlement is a vertical process only

In the Gibson's theory, the interstitial water's flow within the mud is taken into account thanks to the Darcy law. The appearance and collapse of the structure is described by mean of stresses which satisfy the Terzaghi's principle (the total stress due to the weight of mud and water is supported both by effective stress (skeleton) and by water pressure). The water pressure includes a hydrostatic term and a term called "excess pore pressure". When adding the continuity equation, the following expression of the vertical solid velocity comes:

$$V_s = k(C).\left(1 + \frac{1}{g.\rho_w}.\left(\frac{\partial \sigma}{\partial z} - \frac{\partial \sigma'}{\partial z}\right)\right) \qquad \text{Eq. 1}$$

Introducing the mass conservation in Eq. 1, an equation equivalent to the Gibson's one is obtained:

$$\frac{\partial C}{\partial t} - \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w.\rho_s}.\frac{\partial}{\partial z}\left(C^2 . k(C)\right) - \frac{1}{\rho_w.g}.\frac{\partial}{\partial z}\left(C . k(C).\frac{d\sigma'(C)}{dz}\right) = 0 \qquad \text{Eq. 2}$$

The Gibson's equation can be resolved thanks to iterative procedures like Toorman's (1999) finite element method or Le Normant's (2000) finite difference with implicit scheme technique which has been implemented in the

Telemac modeling system. The latter methods are time consuming and consequently can be employed with difficulties in estuaries simulations. That is why we propose the use of an explicit resolution of the Gibson's equation.

2.3 Explicit resolution of the Gibson equation

In the presented model, the settling and consolidating mud is considered to be distributed in a stacking of layers of specified concentrations. At each time step, the solid fluxes between layers are calculated thanks to Eq. 3 which is deriving from Eq. 1. Then, the corresponding quantities of sediment are transferred to more concentrated layers. As a consequence, the thicknesses evolve.

$$\mathrm{Flux}(i) = C(i).k(C(i))\left(1 + \frac{1}{g.\rho_w}.\left(\frac{C(i) - \rho_s}{\rho_s}.g.\rho_w - C(i).g - 2.\frac{\sigma'(C(i+1)) - \sigma'(C(i))}{\mathrm{Epai}(i+1) + \mathrm{Epai}(i)}\right)\right) \quad \text{Eq. 3}$$

2.4 Determination of the constitutive relations

In order to fit the parameter to introduce in our model, that is to say, the constitutive relations k(C) and σ'(C), we have used a settling column. It consists in putting initially a homogeneous sediment-water mixture of known concentration in a transparent tube. After a few minutes, a distinct interface appears between seemingly clear water and the underneath suspension. The graphical representation of the height of the interface as a function of the time gives the settling curve. Constitutive relations can be calculated, with an instrumented column, from pressure measurements and concentration's profiles (Masutti(2001)) but the measurements are not very accurate especially regarding the pressure. The presented method permits the calculation of the constitutive relations from the settling curve only. On the latter, three phases can be distinguished as it is represented on Figures 2 and 3. During the first phase ($t < 40$ min), the interface slowly sinks down at a nearly constant speed. Below this interface, the suspension's concentration is close to the initial value; on the bottom of the column, a more concentrated matter appears as a consequence of hindered settling. During the second phase ($40\text{min} < t < 1350$ min), the hindered settling is the preponderant phenomenon. A second interface appears near the bottom of the column revealing that the mud is acquiring saturated soil characteristics. In the third phase ($t > 1350$min), the solid structure has developed in all the height of mud and the consolidation acts.

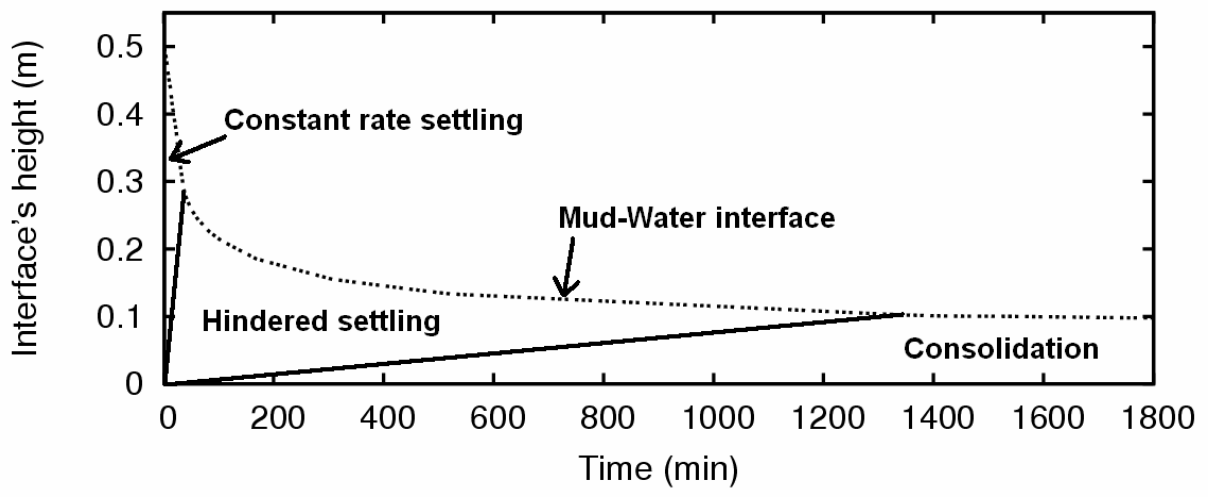


Figure 2 Settling curve obtained with mud of the river Rance

For the calculation of the constitutive relations, we make the assumption that k(C) and σ'(C) can be expressed with the following functions:

$$k(C) = A.\left(\frac{\rho_s - C}{\rho_s}\right)^B, \qquad \text{Eq. 4}$$

$$\sigma'(C) = F \qquad \text{If } C < C_p$$

$$\sigma'(C) = D.C^E + G \qquad \text{Otherwise} \qquad \text{Eq. 5}$$

F and G are unspecified constants. It is not worthy to determinate their value since, in our model, the calculation of the fluxes implies the subtraction of effective stresses of two different layers.

Some authors, like Pane and Schiffman (1985), have shown that hindered settling can be described with a consolidation equation by considering the effective stress null. Applying this principle on our model, hindered settling can be described by:

$$Flux(i) = C(i).\left(k(C(i)) + \frac{k(C(i))}{g.\rho_w}.\left(\frac{C(i) - \rho_s}{\rho_s}.g.\rho_w - C(i).g\right)\right) \qquad \text{Eq. 6}$$

In the second phase of the settling curve, the permeability plays an important role and the effective stress contribution to the evolution of the mud's height can be neglected, thus, Eq. 6 is applicable. By combining Eq. 4 and Eq. 6, we can find the couple (A,B) which minimize the difference between calculated and measured interface's heights. With this technique, we find:

$$k(C) = 0{,}073.\left(\frac{\rho_s - C}{\rho_s}\right)^{121{,}6}$$

Concerning effective stress, we have introduced the latter expression of the permeability and Eq.5 in Eq. 3 and we have fitted D and E so that numerical results were close to the experimental measurements concerning the third phase of the settling curve. We have found:

$\sigma'(C) = F$ If C < 180 g/L

$\sigma'(C) = 1{,}22.10^{-6}.C^{3,2} + G$ Otherwise

3 Results

Introducing the constitutive relations in our model, we have simulated the settling and consolidation of fifty centimeters of mud of initial concentration 50 g/L. The results are presented on Figure 2 and 3. A good agreement is observed between the experimental and the calculated settling curve. Some samples of mud have been taken on the bottom of the mud deposit (at t = 2 days and at the end of the process of settlement) in order to measure the concentrations, they are close to the calculated values. The Figure 4 represents the general shape of the concentration's profiles. It is coherent with theory: on the first profiles, the concentration is close to the initial value in the high part of the suspension and the concentration increases progressively near the bottom as a consequence of hindered settling. The intermediate profiles (t=500 and 1000 min) are composed of two regions: on the top, the fluid mud and on the bottom the consolidating soil. On the final profile, the mud can be considered as a saturated soil.

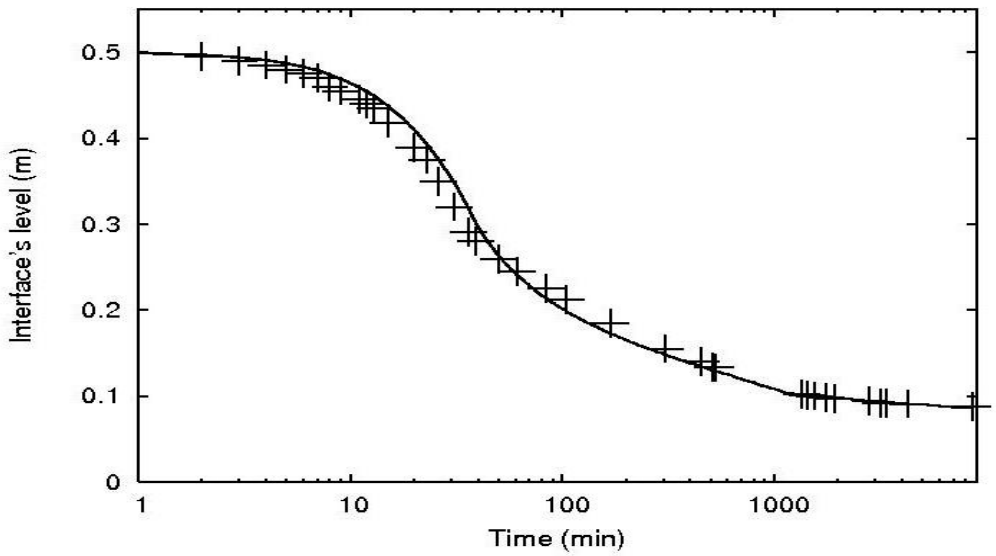


Figure 3 Settling curve (simulated: line ; experimental: points)

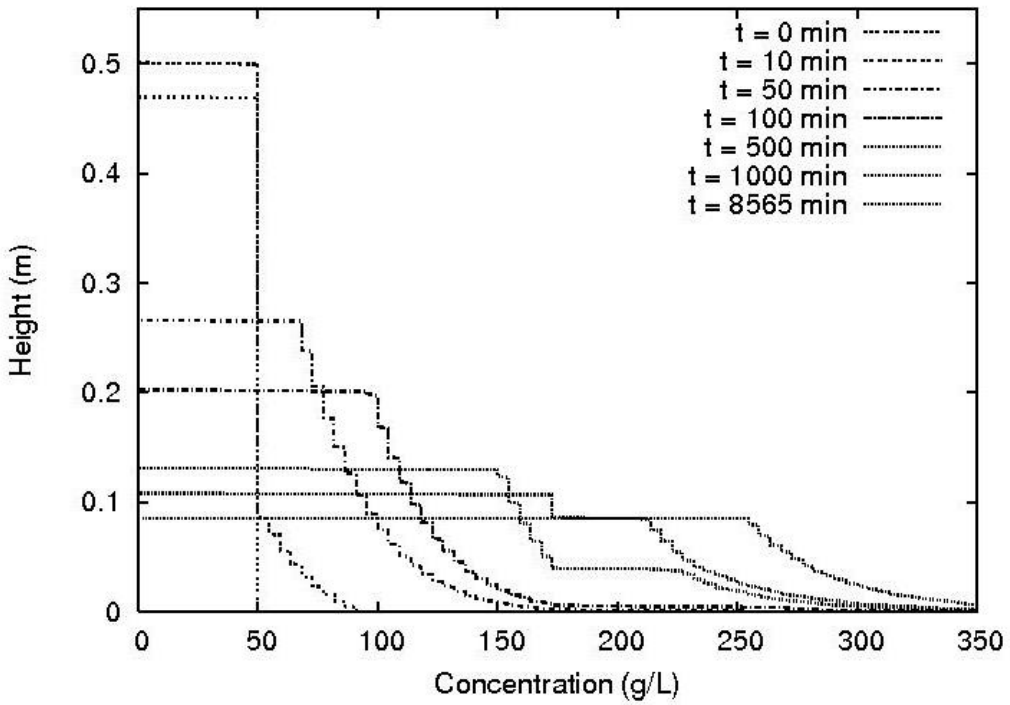


Figure 4 Concentrations profiles

4 Conclusion

A numerical model has been developed to simulate the settling and the consolidation of mud deposits in estuaries. The fact that the Gibson's consolidation equation can characterize the settling of sediment particles (by considering the effective stress null) enables to use a unique equation. An explicit resolution of the Gibson's equation has been chosen in order to avoid a costly iterative method. The constitutive relations are simply calculated from a settling curve: the permeability law is calculated from the interface's level measurements done when the hindered settling is preponderant whereas the effective stress law is obtained by focusing on the consolidation phase. Once the constitutive relations introduced in the model, a good agreement is observed between simulated and measured data. A good compromise has been found between accuracy and cost in term of CPU time.

5 Acknowledgements

This study is carried out within a framework of a thesis; it has been funded partly by EDF GEH Ouest, IIBSN, ENGREF and COEUR.

6 Notation

C(i) :	mass concentration of solid in the i^{th} layer
C_p :	concentration beyond which the mud becomes plastic
Epai(i) :	thickness of the i^{th} layer
k(C) :	permeability as a function of the concentration C
g :	gravity constant
ρ_w, ρ_s :	water and solid density
σ :	total stress
$\sigma'(C)$:	effective stress as a function of concentration
$V_s(i)$:	vertical solid velocity in the i^{th} layer
z :	vertical coordinate oriented upward

7 Reference

Gibson R.E.: The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays, Geotechnique,17, 261-273, 1967

Le Normant C.: Three-dimensional modelling of cohesive sediment transport in the Loire estuary, Hydrological processes,14 ,2231-2243, 2000

Masutti F.: Etude expérimentale de la sédimentation-consolidation et de l'acquisition de résistance d'un sol fin, Thèse de l'INPL de Nancy, 2001

Pane V., Schiffman R.L., A note on sedimentation and consolidation, Géotechnique, 35, 1, 69-72, 1985

Toorman E.A.: Sedimentation and self-weight consolidation: constitutive equations and numerical modelling, Geotechnique, 49, 6, 709-726, 1999

Authors:

PhD. student Jérôme Thiébot
LUSAC
Site universitaire
50130 Cherbourg-Octeville
France
Tel.: ++33 2.33.01.41.37
Fax: ++33 2.33.01.41.35
jerome.thiebot@chbg.unicaen.fr

Dr. Sylvain Guillou
LUSAC
Site universitaire
50130 Cherbourg-Octeville
France
Tel.: ++33 2.33.01.42.13
Fax: ++33 2.33.01.41.35
sylvain.guillou@chbg.unicaen.fr

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Sedimentationsproblematik im Oberwasser der Staustufe Iffezheim – Dreidimensionale Simulation von Strömung und Schwebstofftransport

Thomas Brudy-Zippelius, Andreas Schmidt

Im oberen Wehrkanal der Staustufe Iffezheim am Oberrhein lagern sich jährlich ca. 150.000 m³ Feinsedimente ab, die in regelmäßigen Abständen vom zuständigen Wasser- und Schifffahrtsamt Freiburg beseitigt werden müssen. An der Bundesanstalt für Wasserbau werden die komplexen Strömungs- und Schwebstofftransportvorgänge im Nahbereich der Staustufe mit einem dreidimensionalen mathematischen Modell simuliert, mit dem Ziel, ein zuverlässiges Prognosewerkzeug zur Planung von Maßnahmen zur Reduktion der Sedimentationsraten zu entwickeln. Die Auswirkungen unterschiedlicher Ansätze für die Turbulenzmodellierung auf das Strömungs- und Sedimentationsverhalten werden an Berechnungsergebnissen mit stationären und instationären Randbedingungen aufgezeigt.

1 Einleitung

Seit Inbetriebnahme der Staustufe Iffezheim im Jahre 1977, der letzten einer Reihe von Staustufen am Oberrhein, akkumulieren im oberen Wehrkanal jährlich ca. 150.000 m³ Feinsedimente (Abbildung 1). Diese Ablagerungen haben eine Verringerung des Abflussquerschnitts zur Folge und stellen somit eine Gefährdung des Hochwasserschutzes durch den resultierenden Anstieg des Wasserspiegels dar. Da eine Deponierung bzw. Umlagerung des anfallenden Baggerguts mit hohen Kosten verbunden ist (Huber et al., 2004), sucht das zuständige Wasser- und Schifffahrtsamt Freiburg nach operativen bzw. baulichen Lösungen, die zu einer Reduktion der Anlandungen führen. Grundlage für die Planung derartiger Maßnahmen im Rahmen eines umweltverträglichen und ökonomisch optimierten Sedimentmanagements ist das Verständnis der komplexen Strömungs- und Transportprozesse im Nahbereich der Staustufe.

Mit dem Ziel, ein zuverlässiges Prognosewerkzeug zu erarbeiten, das die qualitative und bestenfalls auch die quantitative Analyse der Auswirkungen von Maßnahmen auf das Sedimentationsgeschehen ermöglicht, untersucht die Bundesanstalt für Wasserbau mit einem dreidimensionalen mathematischen Modell

die Strömungs- und Transportvorgänge im Oberwasser der Stauhaltung Iffezheim.

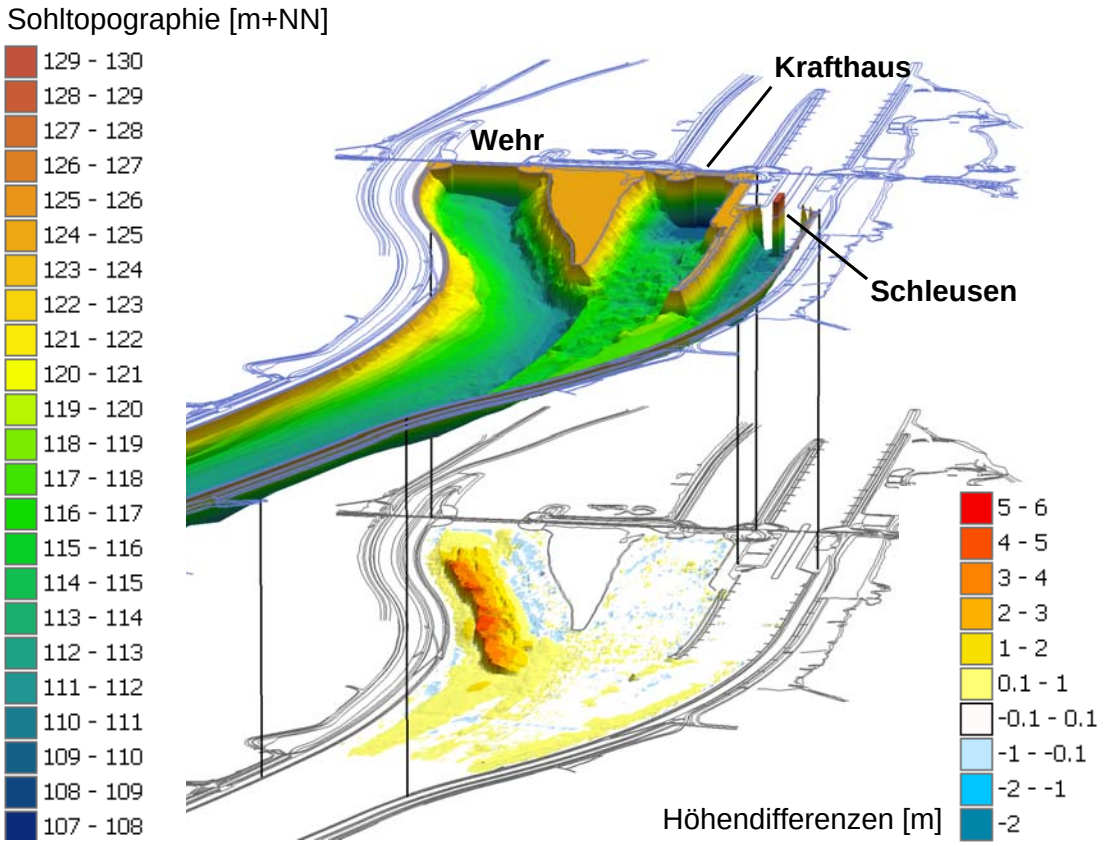


Abbildung 1 Blick vom Oberwasser auf die Staustufe Iffezheim: Sohltopographie im November 2003 und Höhendifferenzen gegenüber dem Baggerzustand im März 2001

2 Methoden

Die numerischen Untersuchungen wurden mit dem Programmpaket TELEMAC-3D durchgeführt, einem dreidimensionalen numerischen Finite-Elemente-Programm, das von der Electricité de France – Laboratoire National d'Hydraulique (Janin & David, 1997) entwickelt wurde. Das Programmpaket beinhaltet das Modul SEDI-3D zur Berechnung des Schwebstofftransports.

TELEMAC-3D löst die dreidimensionalen Flachwassergleichungen für inkompressible Medien mit freier Oberfläche. Das dreidimensionale Berechnungsgitter besteht aus einer für das gesamte Modellgebiet konstanten Anzahl von Schichten mit prismatischen Elementen. Auf Grundlage der Sigma-Transformation wurden die Schichtgrenzen in der Vertikalen entsprechend einem idealisierten logarithmischen Geschwindigkeitsprofil angeordnet. Für die

vorliegenden Untersuchungen wurden unterschiedliche Modelle für die Turbulenzmodellierung verwendet.

Das Schwebstofftransportmodell SEDI-3D berechnet den Transport einer Fraktion kohäsiver Partikel in der Wassersäule sowie die Bodenevolution in Abhängigkeit kritischer Sohlschubspannungen. Das Modell sieht eine direkte Kopplung zwischen hydraulischer und morphologischer Berechnung vor, so dass jede Änderung der Sohltopographie sich unmittelbar auf die Hydraulik des Systems auswirkt.

3 Datengrundlage und Modellgebiet

Geometrie

Die Stauhaltung Iffezheim erstreckt sich von Rhein-km 309,1 bis Rhein-km 334,0. Für die Modellierungen wurden Querprofile aus einer Peilung von Januar 2000 genutzt. Die Profile liegen in Abständen von 100 Metern zwischen km 311,0 und km 332,0 und in Abständen von 20 Metern in der Nähe der Staustufe zwischen km 332,0 und km 333,9 vor.

Seit Juli 2000 werden zwischen km 332,0 und km 333,9 ungefähr vierteljährlich Querprofilpeilungen in einem Abstand von 20 Metern durchgeführt, um detaillierte Informationen über die räumlich-zeitliche Entwicklung der Sohltopographie bereitzustellen.

Das Gebiet der dreidimensionalen numerischen Modellierung erstreckt sich von Rhein-km 331,5 bis Rhein-km 334,0, den Nahbereich der Staustufe. Bei einer mittleren räumlichen Auflösung von ca. 7 Metern in horizontaler Richtung und einer vertikalen Diskretisierung in 20 Schichten ergeben sich ca. 1,1 Mio. prismatische Elemente für das gesamte Modellgebiet.

Steuerung der Anlage

Die Steuerung des Wehres und des Kraftwerkes erfolgt auf der Grundlage einer Steuerkurve, welche die Beziehung zwischen dem Stauziel und dem Abfluss definiert. Das Stauziel wird bis zu einem Abfluss von 3400 m³/s konstant auf 123,683 m+NN gehalten. Im oberen Hochwasserbereich, zwischen einem Abfluss von 3400 m³/s und einem Abfluss von 4800 m³/s, wird das Stauziel linear auf 123,083 m+NN reduziert. Bei noch höheren Abflüssen bleibt das Stauziel

wieder konstant. Die Turbinen des Kraftwerkes sind ausgelegt auf einen Abfluss von 1100 m³/s, so dass das Wehr bis zu diesem Abfluss geschlossen bleibt. Bei höheren Abflüssen wird die den Wert 1100 m³/s überschreitende Abflussmenge über das Wehr geleitet, da das Kraftwerk dann mehr oder weniger konstant mit 1100 m³/s beaufschlagt wird. Der Betrieb der Schleusen konnte bei allen untersuchten Abflusssituationen vernachlässigt werden.

Sedimenttransport

Die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung führt in zahlreichen Querprofilen des freifließenden Rheins regelmäßig sog. Schwebstoffvielpunktmessungen durch (im Mittel an sieben Lotrechten und jeweils vier Tiefenstufen pro Profil), aus denen sich über die räumlichen Verteilungen der Fließgeschwindigkeit und der Schwebstoffkonzentration die Verteilungen des Schwebstofftransports für unterschiedliche hydrologische und saisonale Bedingungen ermitteln lassen. An jedem Messpunkt werden 50 Liter Wasser abgepumpt und zur Bestimmung des Sandanteils der Schwebstoffprobe über ein Sieb mit einer Nennweite von 63 µm geleitet. Der Anteil mit Korndurchmessern $d \leq 63$ µm wird durch Filtration einer 5-Liter-Probe ermittelt. Auch wenn diese vom Schiff ausgeführten Schwebstoffvielpunktmessungen keine detaillierten Aussagen über die Verteilung der unterschiedlichen Kornfraktionen zulassen, lassen sich dennoch die Verhältnisse von Sand- zu Schluffanteilen und deren räumliche Verteilung angeben.

Für die hier präsentierten Ergebnisse wurden die Schwebstoffvielpunktmessungen von sieben unterstrom der Stauhaltung Iffezheim gelegenen Messstellen herangezogen, um einen funktionalen Zusammenhang zwischen Abfluss und Schwebstoffkonzentration herzuleiten. Dieser eindeutige Zusammenhang (keine Berücksichtigung von Hystereseeffekten) wurde für die Zustromrandbedingung des Modells angesetzt. Auf der Grundlage von Baggergutproben wurde eine repräsentative Korngröße von 30 µm gewählt, der eine Sinkgeschwindigkeit von 0,61 mm/s zugeordnet wurde. In Abhängigkeit des Grades der Turbulenz wurde eine Skalierung dieser Sinkgeschwindigkeit vorgenommen.

Nach dem oben beschriebenen Verfahren wurden im Oberwasser der Staustufe an drei Terminen Schwebstoffvielpunktmessungen durch die BAW durchgeführt. Die gewonnenen Messdaten wurden zur Kalibrierung des Modells verwendet.

ADCP-Geschwindigkeitsmessungen

Das Wasser- und Schifffahrtsamt Freiburg hat bei verschiedenen Abflusssituationen an unterschiedlichen Querprofilen in der Stauhaltung ADCP - Geschwindigkeitsmessungen durchgeführt. Diejenigen Messergebnisse, die für den Nah-

bereich der Staustufe vorliegen, wurden zur Kalibrierung des numerischen Modells verwendet.

Numerische Untersuchungen

In Zusammenhang mit der Verlandungsproblematik im Oberwasser der Staustufe Iffezheim wurden im Vorfeld bereits Untersuchungen mit einem eindimensionalen und einem zweidimensionalen numerischen Modell durchgeführt. Beim Aufbau und der Kalibrierung des vorliegenden dreidimensionalen Modells konnte auf die Datengrundlage dieser Modelle zurückgegriffen werden (Schmidt et al., 2004).

4 Ergebnisse

Die numerischen Simulationen wurden mit zwei verschiedenen Ansätzen zur Turbulenzmodellierung durchgeführt.

- Variante A : konstante Wirbelviskosität für die horizontalen Raumrichtungen und Mischungswegansatz nach Prandtl für die vertikale Raumrichtung

- Variante B : k-ω-Modell für alle Raumrichtungen (Weilbeer, 2001)

4.1 Strömungssimulation mit stationären Randbedingungen

In Anlehnung an die Modellierungen mit dem zweidimensionalen Modell wurden vier stationäre Abflusssituationen, die hinsichtlich der Wehrsteuerung von Bedeutung sind, mit dem dreidimensionalen Modell simuliert: ein Abfluss von 581 m³/s als Niedrigwasserabfluss ohne Abfluss über das Wehr, ein Abfluss von 1300 m³/s für eine Situation mit einem geringen Abfluss (200 m³/s) über das Wehr, ein Abfluss von 1800 m³/s für eine Situation mit erheblichem Abfluss (700 m³/s) über das Wehr und ein Abfluss von 4000 m³/s als Hochwassersituation (2900 m³/s über das Wehr).

Bei den Simulationen der Variante A stellt sich nach einer vom Konvergenzverhalten des Verfahrens abhängigen Simulationszeit eine stationäre Strömungssituation ein. Demgegenüber weist die Variante B in Bereichen von Rezirkulations- und Ablösezonen, wie z.B. an der Molenspitze und bei bestimmten Abflusssituationen im Bereich der Anlandungszone instationäre Wirbelablösungen

auf. Abbildung 2 stellt am Beispiel der Molenspitze bei einem stationären Zufluss von 1300 m³/s diese Unterschiede dar. Im rechten Bild (Variante B) ist deutlich der Transport turbulenzinduzierter Wirbelsysteme mit der Hauptströmung zu erkennen.

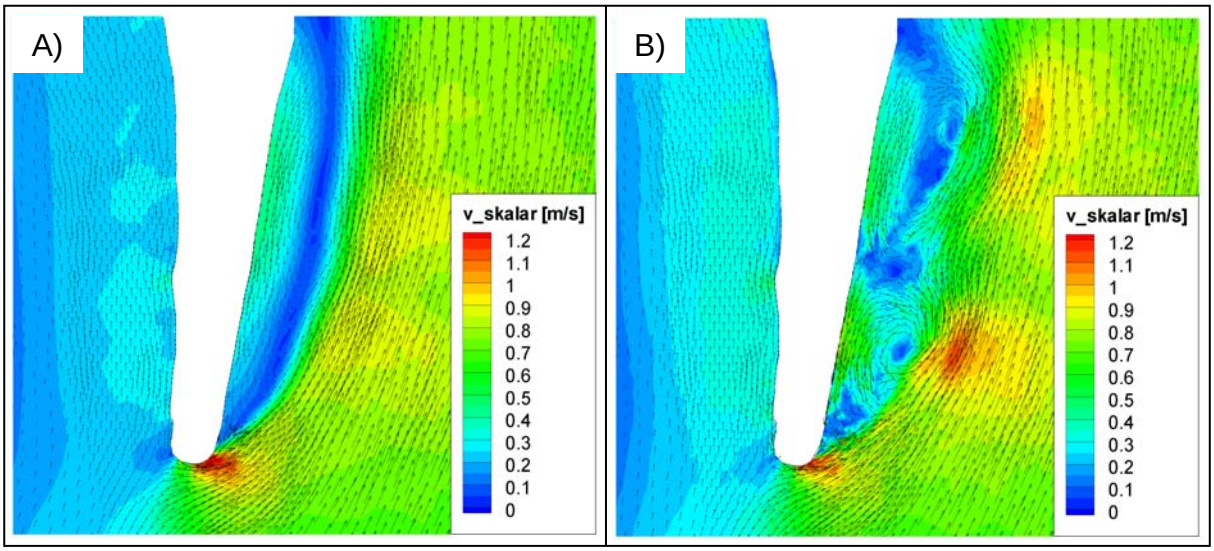


Abbildung 2 Tiefengemittelte skalare Fließgeschwindigkeiten und Geschwindigkeitsvektoren in der Rezirkulationszone hinter der Molenspitze (Q=1300 m ³/s): A) Prandtl'scher Mischungswegansatz B) k-ω-Modell

Eine Folge der Bildung periodischer Wirbelablösungen aufgrund turbulenter Geschwindigkeitsschwankungen in den Uferbereichen ist eine Verringerung der effektiven Breite der Hauptströmung und somit eine Erhöhung der Fließgeschwindigkeiten in diesem Bereich. Die Abbildungen 3 a) und b) veranschaulichen diesen Sachverhalt an einem Vertikalschnitt der berechneten Fließgeschwindigkeiten bei einem stationären Abfluss von 1300 m³/s (Rhein-km 332,5). Die am 01.09.2004 bei einem Abfluss von 1235 m³/s gemessenen Geschwindigkeiten in diesem Profil sind in Abbildung 3 c) gegenübergestellt.

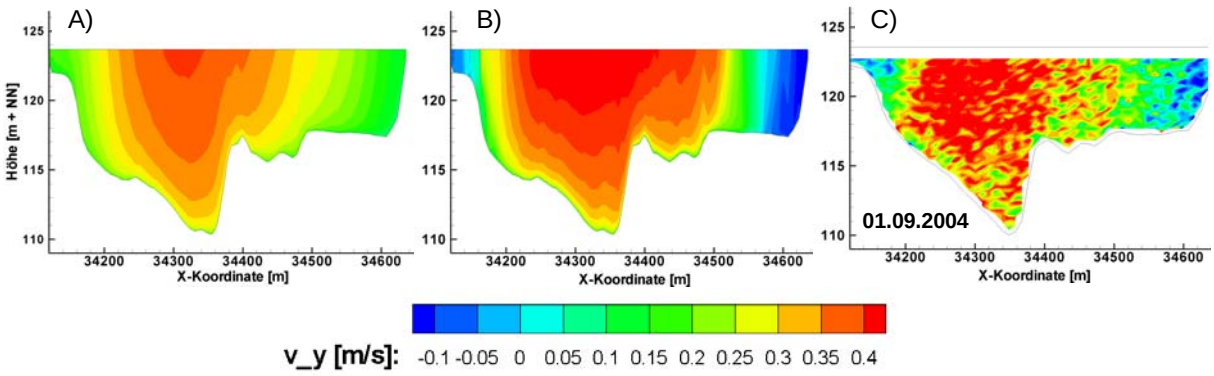


Abbildung 3 Fließgeschwindigkeiten in y-Richtung in einem Vertikalschnitt bei km 332,5: A) Prandtl'scher Mischungswegansatz B) k-ω-Modell C) ADCP-Messung

Die Berechnung mit dem k-ω-Modell liefert eine realistischere Abbildung der Geschwindigkeitsverteilung im Querschnitt als die Vergleichsvariante mit dem Mischungswegansatz nach Prandtl. Abweichungen in der Geometrie des Vertikalschnitts sind in der dynamischen Sohlentwicklung und der mangelnden Lagegenauigkeit des Messverfahrens begründet.

4.2 Schwebstofftransportsimulation mit instationären Randbedingungen

Die dargestellten Einflüsse der Turbulenzmodellierung auf die Strömung haben durch die Veränderung der auftretenden Sohlschubspannungen unmittelbare Auswirkung auf die Simulationsergebnisse der Depositions- und Erosionsprozesse. Die Simulation einer instationären Zuflussganglinie über einen Zeitraum von 44,4 Stunden zeigt erwartungsgemäß, dass in Bereichen von Ablösezonen große Unterschiede in der Bodenevolution zu verzeichnen sind (z.B. rechts der Molenspitze). Die Bodenevolution im Bereich der Anlandungszone im Wehrkanal weist geringere Differenzen auf, da die Strömung in diesem Bereich nicht über die gesamte Abflussganglinie von turbulenten Ablöseerscheinungen geprägt ist. Für die quantitative Beurteilung der Simulationsergebnisse hinsichtlich der Bodenevolution sind Simulationen über längere Zeiträume notwendig, so dass Vergleiche mit Sohlpeilungen durchgeführt werden können.

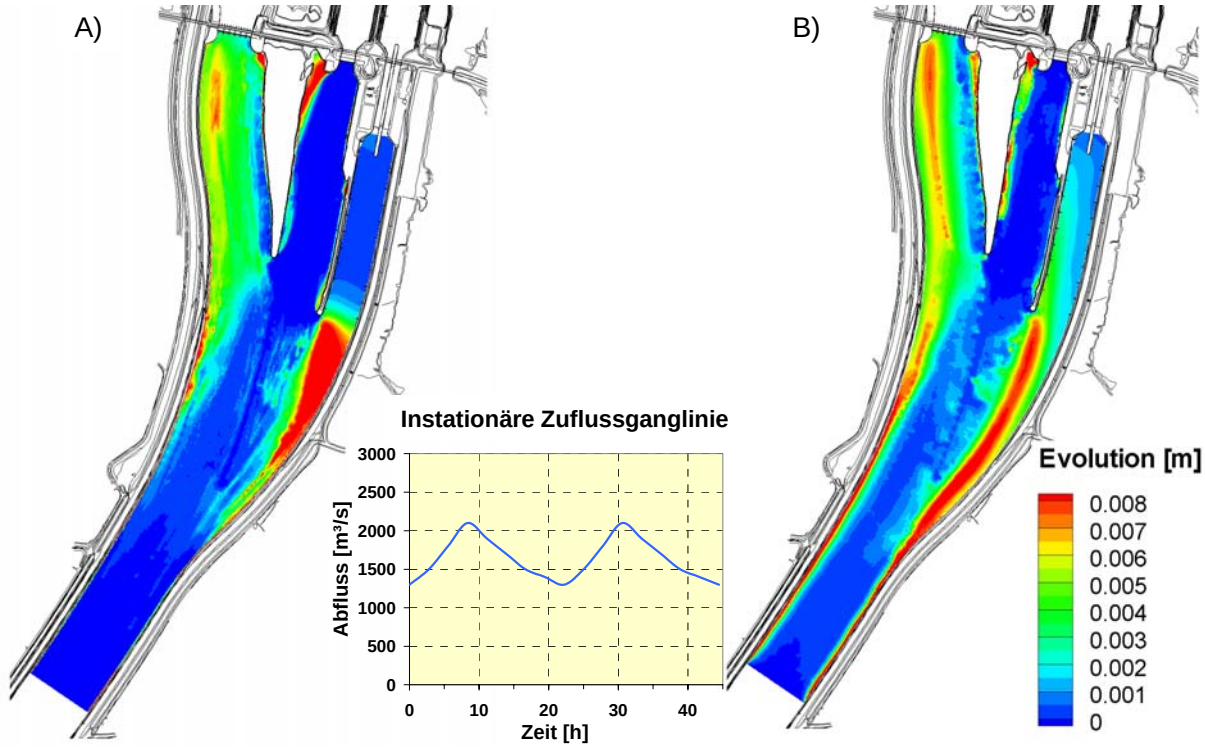


Abbildung 4 Bodenevolution in der Stauhaltung bei instationärer Abflusssimulation: A) Prandtl'scher Mischungswegansatz B) k-ω-Modell

5 Schlussfolgerungen und Ausblick

Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass bei Verwendung des k-ω-Modells eine deutliche Verbesserung der Simulation der Geschwindigkeitsverteilung im Modellgebiet erreicht werden kann. Die Ergebnisse bezüglich des Schwebstofftransports und der Bodenevolution erfahren ebenfalls eine qualitative Verbesserung, aber es wird auch deutlich, dass für den Einsatz des Modells als zuverlässiges Prognosewerkzeug zeitlich und räumlich hochauflösende Naturmessungen notwendig sind, um die quantitativen Ergebnisse der Modellberechnungen zu belegen. Der Einsatz von Trübungssonden zur kontinuierlichen Erfassung der Schwebstoffkonzentrationen, weitere Schwebstoffvielpunkt- und ADCP-Messungen sowie zeitlich höher auflösende Peilungen des Anlandungsbereichs sind für das Jahr 2006 geplant, um ein besseres Prozessverständnis zu erlangen und Daten für die Kalibrierung des Modells bereitzustellen.

6 Literatur

Huber J., Polschinski, M., Seidenkranz, U.: Dredging problems in the Upper Weir Bay of the Iffezheim Barrage. Proceedings of WODCON XVII, Hamburg, 2004.

Janin, J.M., David: TELEMAC-3D SOFTWARE – Version 2.2: user's manual, 1997.

Schmidt, A., Brudy-Zippelius, T., Kopmann, R.: Reduction of the sedimentation at the Iffezheim barrage, River Rhine, Germany. Proceedings of WODCON XVII, Hamburg, 2004.

Weilbeer, H.: Numerische Simulation von Strömung und Kolkung an Wasserbauwerken. Dissertation am Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen, Univ. Hannover, 2001.

Autoren:

Dr.-Ing. Thomas Brudy-Zippelius
Bundesanstalt für Wasserbau
Kußmaulstrasse 17
76187 Karlsruhe
Tel.: ++49 – 721 – 97263580
Fax: ++49 – 721 – 97264540
thomas.brudy-zippelius@baw.de

Dr.-Ing. Andreas Schmidt
Bundesanstalt für Wasserbau
Kußmaulstrasse 17
76187 Karlsruhe
Tel.: ++49 – 721 – 97262660
Fax: ++49 – 721 – 97264540
andreas.schmidt@baw.de

Scour Development and Bridge Abutment Safety during the Floods

Boriss Gjunsburgs, Roberts Neilands, and Elena Govsha

Bridge crossings on plain rivers were modelled and scour development at the abutments and guide banks were studied. Tests were carried out in flumes 3.5 m wide and 21 m long in clear water conditions for $Fr_R = Fr_f$. The differential equation of equilibrium of the bed sediment movement in clear water was used, and a method for calculating the development of an abutment scour hole with time during the floods was elaborated and confirmed by experimental data (Gjunsburgs and Neilands, 2001; 2004; 2005). The local scour at bridge abutments on plain rivers starts as soon as the floodplain is flooded and stops at the peak of the flood or just after it. A new method for calculating the equilibrium depth of scour is presented. The equilibrium depth, width, and volume of the scour hole are achieved when the local velocity calculated at the flood peak becomes equal to the velocity at which starts sediment movement. The parameters of the scour hole computed during one, two, or several floods can be compared with its equilibrium parameters calculated by the equations suggested, and the risk factor of abutment scour can be determined as a ratio of h_s/h_{equil}.

In Laborbedingungen wurde der Brückeübergang des Flusshochflutbettes modeliert und die Bildung örtlicher Auskolkung an den Stützen und den Dämmen erforscht. Die Experimente wurden in 3.5 m breiter und 21 m langer Laborrinne ausgeführt, in den Umstanden, wann die Bewegung der Grundanspülungen nicht geschiet. Die Experimente wurden in Bedingungen ausgeführt, wann $Fr_R=Fr_f$. Man hat die differentiale Gleichungen der Bewegung der Grundanspülungen ausgenutzt und die Bildung der neuen Auskolkungen während des Hohchwassers an den Stützen mit der Rechnungsmethode ausgearbeitet und nach den Angaben der Experimente geprüft (Gjunsburgs un Neilands, 2001; 2004; 2005). Die örtliche Auskolkung an den Stützen beginnt sobald das Hochflutbett überschwemmt und hört beim Hochwasser oder gleich nach dem auf. Es wurde eine neue Methode ausgearbeitet, mit der maximale Tiefe örtlicher Auskolkung berechnen kann. Es wurden die Grenzwerte der Auskolkungstiefe, - Breite und - Rauminhalt erreicht, wann die örtliche Geschwindigkeit des Stroms bei Hochwasser gleich mit der Geschwindigkeit wird, bei der die Bewegung der Grundanspülungen beginnt. Die Parameter der Auskolkungsgrube nach einer, zwei oder mehr Überschwemmungen kann man mit maximalen Parametern der Auskolkungsgrube vergleichen, die mit den angebotenen Formeln berechnet wurden. Der Faktor des Stützauslokungsrisiko kann man im Verhältnis h_s/h_{equil} berechnen.

1 Introduction

The flow in plain rivers contracted by bridge crossings in floods leads to scour at piers, abutments, or guide banks and can cause considerable damage and losses.

An analysis of the literature showed that the calculations of scour by different formulas do not take into account the flow and riverbed changes during the floods, the contraction rate of the flow, and the local increase in velocity and cannot evaluate the stability of the constructions in the flow and the risk factor after several floods.

The scour at the abutments was modelled. Tests were made with rigid and sand beds. The condition that $Fr_R = Fr_f$ was fulfilled, where Fr_R and Fr_f were the Froude numbers for the flows in plain rivers and flumes, respectively. Based on these tests, a method for calculating the development of the depth, width, and volume of scour during the floods was elaborated (Gjunsburgs and Neilands, 2001; 2004; 2005). In this study, a new method for calculating the equilibrium parameter of a scour hole is suggested. The method allows us to estimate the stability of the abutments in the flow after one, two, or several floods.

2 Experimental Setup

Tests were carried out at the Transport Research Institute (Russia) in a flume 3.5 m wide and 21 m long and at the Budapest Technical University (Hungary) in a flume 1.35 m wide and 9 m long. Experimental data for the open-flow conditions are presented in Table 1.

The tests with a rigid bed were performed for different flow contractions, in order to investigate the velocity and the water level changes in the vicinity of the embankment, along it, and near a modelled abutment. The aim of the tests with a sand bed was to study the scour processes, the changes in the velocity with time, the effect of hydraulic parameters and the contraction rate of the flow, grain size of the bed material, and the scour development in time. The openings of the bridge model were 50, 80, 120, and 200 cm in the first flume and 44.5, 57.5, 77.5, and 97.5 cm in the second one. The contraction rate of the flow Q/Q_b (Q was the discharge of the flow and Q_b was the discharge of the flow in a bridge opening in open-flow conditions) varied from 1.25 to 5.69 at a depth of floodplain of 5, 7, and 13 cm. The Froude numbers varied from 0.078 to 0.151. The slope in the first and second flumes was 0.0012 and 0.0015, respectively.

The tests with a sand bed were carried out in the conditions of clear water. The sand was placed 1 m up and down the contraction of the flumes. The mean size

of grains was 0.24 and 0.67 mm in the first flume and 0.5 and 1.0 mm in the second one with a standard deviation. The scour development in time for the bed materials with different grain size was studied to estimate the identity of the processes. The tests in the flumes lasted for 7 hours, the vertical scale was 50, and the time scale was 7. With respect to the real conditions, the test time was equal to 2 days. That was the mean duration of time steps into which the flood hydrograph was divided. The development of scour was examined with different flow parameters in time intervals within one 7-hour step and within two steps of the hydrograph, 7 hours each.

Table 1 Experimental data for open-flow conditions in flume

Test	L (cm)	h_f (cm)	V (cm/s)	Q (l/s)	Fr	Re_c	Re_f
L1	350	7	6.47	16.60	0.0780	7500	4390
L2	350	7	8.58	22.70	0.0103	10010	6060
L3	350	7	10.30	23.60	0.1243	12280	7190
L4	350	7	8.16	20.81	0.0984	10270	5590/5660
L5	350	7	9.07	23.48	0.1094	11280	6140/6410
L6	350	7	11.10	28.13	0.1339	13800	7550/7840
L7	350	13	7.51	35.48	0.0665	13700	9740
L8	350	13	8.74	41.38	0.0756	16010	11395
L9	350	13	9.90	47.10	0.0876	14300	14300

3 Method

According to experimental data, the concentration of streamlines, a sharp drop in water level, and a drastic increase in velocity are observed at the corner of the abutments near the bridge crossings on plain rivers. As found from the tests, the local velocity with vortex structure forms scour holes. The local velocity V_l at the abutments is

$$V_l = \varphi\sqrt{2g\Delta h}\,, \tag{1}$$

where φ is the velocity coefficient (Fig. 1) and Δh is the maximum backwater determined by the Rotenburg formula (Rotenburg and Volnov, 1969).

The discharge across the width of a scour hole before and after the scour is $Q_f = k \cdot Q_{sc}$, where Q_f is the discharge across the width of the scour hole with a plain bed and Q_{sc} is that of the scour hole with a depth h_s.

$$mh_s \cdot h_f V_l = k(mh_s h_f + \frac{mh_s}{2} \cdot h_s) \cdot V_{lt}\,, \tag{2}$$

where h_s is the depth of the scour hole, h_f is the depth of water on the floodplain, and m is the slope of the scour hole wall.

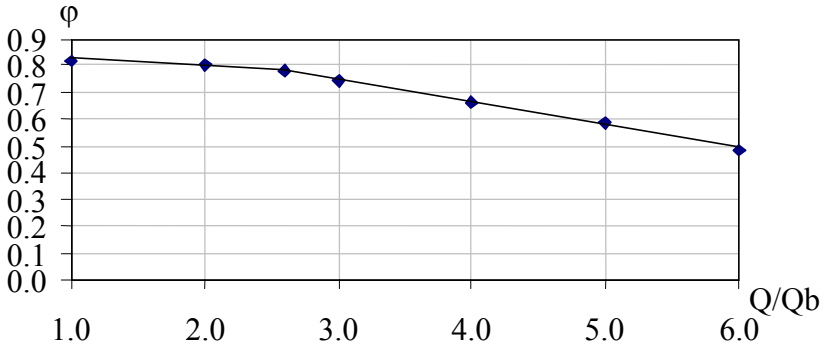


Figure 1 Coefficient φ vs. the contraction of the flow

The local velocity at any depth of the scour hole can be determined from Eq. (2)

$$V_{lt} = \frac{V_l}{k\left(1 + \frac{h_s}{2h_f}\right)} = \frac{\varphi\sqrt{2g\Delta h}}{k\left(1 + \frac{h_s}{2h_f}\right)}. \tag{3}$$

According to the experimental data, the coefficient k depends on the contraction of the flow (Fig. 2).

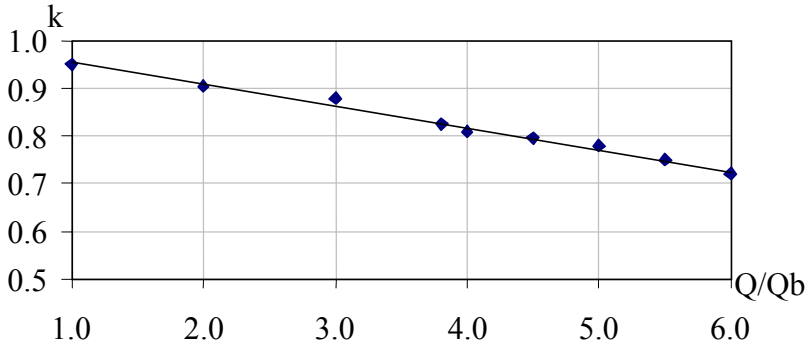


Figure 2 Coefficient k vs. the contraction of the flow

The velocity of the beginning of sediment movement V_0 can be found from the Studenitcnikov formula (Studenitcnikov, 1964):

$$V_0 = 3.6 d^{0.25} h_f^{0.25} . \tag{4}$$

At a scour depth h_s, the velocity V_{0t} is given by

$$V_{ot} = \beta \cdot 3.6 d^{0.25} h_f^{0.25} \left(1 + \frac{h_s}{2h_f} \right)^{0.25} , \tag{5}$$

where β is the coefficient of reduction in the velocity because of vortex structures and d is the grain size of the bed material in the layer H.

The velocity V_{lt} is decreasing and V_{ot} is increasing with development of the scour hole. The scour ceases when V_{lt} becomes equal to βV_{ot}.

$$\frac{V_l}{k\left(1 + \frac{h_{equil.}}{2h_f} \right)} = \beta V_o \cdot \left(1 + \frac{h_{equil.}}{2h_f} \right)^{0.25} . \tag{6}$$

The equilibrium depth of scour can be determined from Eq. (6) as follows:

$$h_{equil.} = 2h_f \left[\left(\frac{V_l}{k\beta V_o} \right)^{0.8} - 1 \right] \cdot k_m \cdot k_s \cdot k_\alpha , \tag{7}$$

where k_m is a coefficient depending on the side-wall slope of the abutment (Yaroslavcev, 1956), k_s is a coefficient depending on the abutment shape, and k_α is a coefficient depending on the angle of flow crossing (Richardson and Davis, 1995).

For calculating the development of scour holes during the floods, a new method was developed (Gjunsburgs and Neilands, 2001; 2004; 2005). To determine the development of a scour hole during the flood, the hydrograph was divided into time steps of 1 or 2 days, and each time step was divided into time intervals. For each time step, the following initial parameters must be determined: depth of water in the floodplain; contraction rate of the flow; maximum backwater; grain size of the bed material; thickness of the bed layer; specific weight of the bed material. As a result, we can determine the scour depth, the width, and volume at the end of each time step or after one, two, or several floods.

The scour hole parameters calculated during or after one, two, or several floods can be compared with the equilibrium parameters found by Eq. (7), and thus the stability of the abutment can be evaluated. The risk factor of abutment scour can be calculated as a ratio between h_s, the scour depth after the floods of certain probability, and $h_{equil.}$, the equilibrium depth of scour hole at the abutments of

the same probability. By using the risk factor, we can estimate the current stability of the abutments or to predict/compute the time of safe maintenance at the stage of design.

4 Results

An analysis of Eq. (7) shows that the relative equilibrium depth of scour depends on the following hydraulic and riverbed parameters:

$$\frac{h_{equil.}}{h_f} = f\left(\frac{Q}{Q_b};\frac{d_i}{h_f};\frac{Fr}{i_o};\frac{V_l}{k\beta V_o};\frac{h}{h_f};P_K;P_{Kb};k_m;k_s;k_\alpha\right), \quad (8)$$

where Q/Q_b is the contraction rate of the flow; d_i/h_f is the relative grain size of the bed material; Fr/i_o is the Froude number in relation to the river slope; $V_l/k\beta V_{ot}$ is the velocity ratio; h/h_f is the relative depth of water; P_K is the kinetic parameter of the open flow; P_{Kb} is the kinetic parameter of the flow under the bridge; k_m, k_s, and k_α are coefficients described above.

Figure 3 shows the relative equilibrium depth of scour versus the contraction rate of flow. With increase in the contraction of the flow, the equilibrium depth of scour increases.

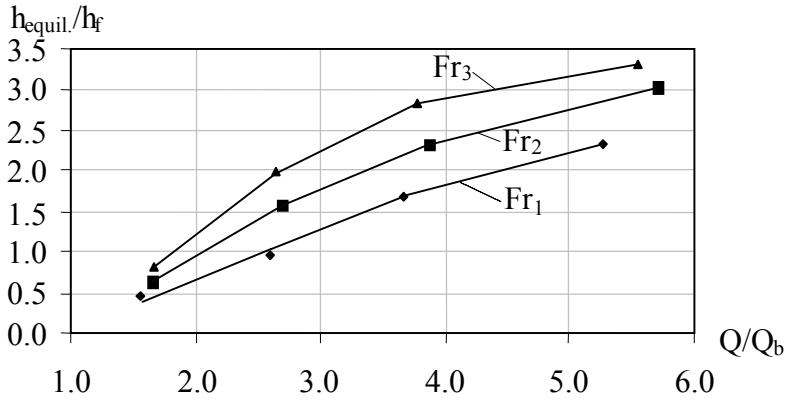


Figure 3 Relative equilibrium depth of scour vs. the contraction rate of the flow

The relative equilibrium depth of scour in relation to the relative grain size of bed material is presented in Fig. 4. With increase in the relative grain size of bed material, the equilibrium depth of scour decreases.

The influence of the Froude number relative to the slope $Fr/i_o = V^2/gh_fi_o$ is shown in Fig. 5. As seen from the figure, the smaller the value of Fr/i_o (the smaller the ratio between the inertia and frictional forces), the greater the relative equilibrium depth of scour.

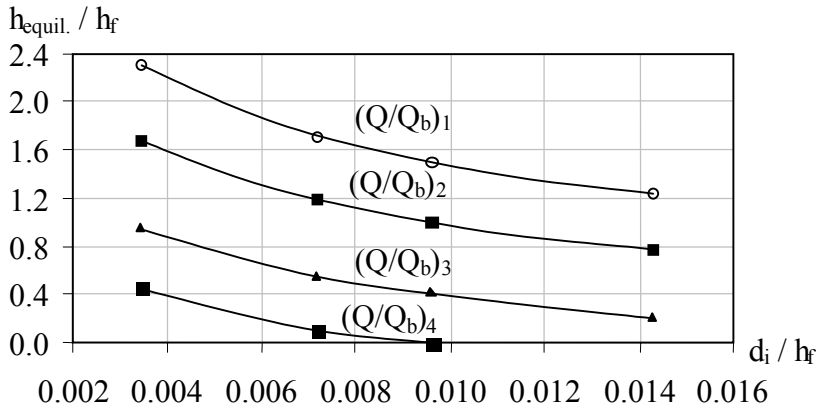


Figure 4 Relative equilibrium depth of scour vs. the relative grain size

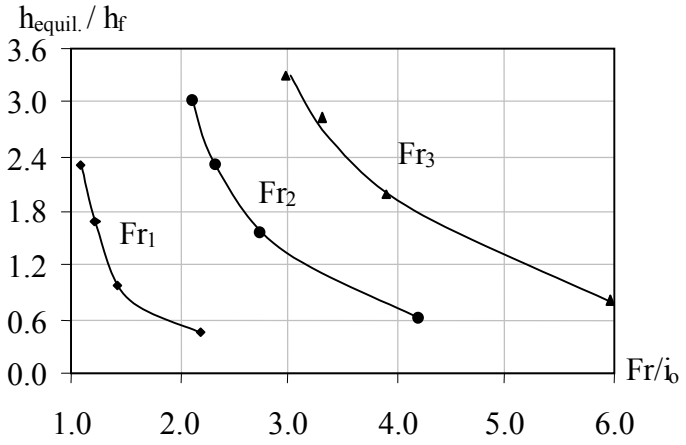


Figure 5 Relative equilibrium depth of scour vs. the Froude number referred to the slope

An increase in $V_l/k\beta V_0$ leads to an increase in the relative equilibrium depth of scour (Fig. 6).

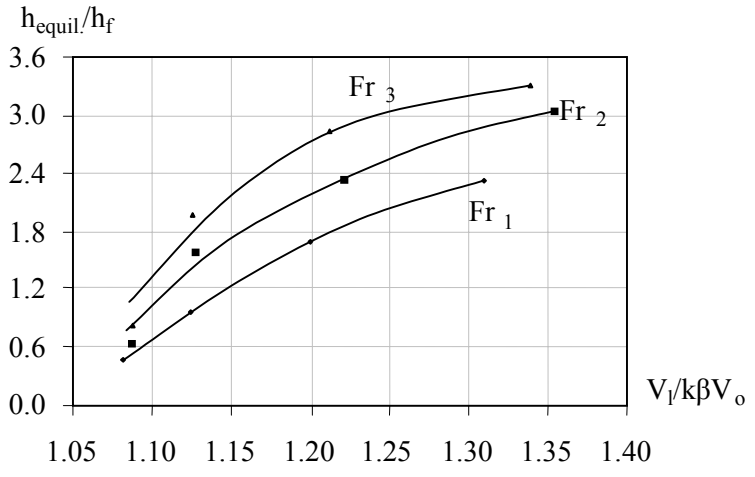


Figure 6 Equilibrium depth of scour vs. the velocity ratio $V_l/k\beta V_o$

5 Model example

An example of calculating a scour hole at the abutments near the bridge crossing on a plain river after two floods of a 1% probability is shown in Table 2.

Table 2 Calculation example of the local scour hole at the abutments

INITIAL DATA:

Nr.	hf (m)	Q/Qb	Δh (m)
1	0.19	1.000	0.174
2	0.98	1.330	0.204
3	1.72	1.490	0.365
4	2.30	1.420	0.406
5	1.26	1.140	0.127
6	0.87	1.080	0.100
7	0.19	1.000	0.174
8	0.98	1.330	0.204
9	1.72	1.490	0.365
10	2.30	1.420	0.406
11	1.26	1.140	0.127
12	0.87	1.080	0.100

Grain size characteristics			
I	di	Yi	Hdi
1	0.0005	1.60	10.0
2	0.0010	1.80	1.0
3	0.0015	1.90	1.3
4	0.0025	2.00	99.9

Time step table		Time step table		Time step table	
t1=	0.0209	t11=	0.125		
t2=	0.0209	t12=	0.125		
t3=	0.0417	t13=	0.125		
t4=	0.0417	t14=	0.250		
t5=	0.0417	t15=	0.250		
t6=	0.083	t16=	0.250		
t7=	0.083	t17=	0.250		
t8=	0.083	t18=	0.250		
t9=	0.083	t19=	0.250		
t10=	0.125	t20=	0.500		
			Total=	3 days	

Nr.	Vl (m/s)	Ni-1
1	1.5148	-0.0333
2	1.6270	0.2019
3	2.1678	0.7465
4	2.2902	2.1394
5	1.2898	64.8727
6	1.1461	355.9718
7	1.5148	1107276.8915
8	1.6270	203.0720
9	2.1678	17.2228
10	2.2902	6.4616
11	1.2898	119.1949
12	1.1461	685.0671

CALCULATIONS AND RESULTS:

	Nr.	ti (day)	di (m)	Yi	V_0 (m/s)	V_l (m/s)	Ai	m	Di	t (day)	Ni	Index	i	i+1	f(i)	f(i+1)	Xi(Ni)	hs (m)	B (m)	W (m^3)	V_{it} (m/s)	V_{0t} (m/s)
step 1	0	0	0.0005	1.60	0.355	1.515	29.234	1.65	0.0137	0	-0.03	2	-0.03	-0.03	1.00	1.05	1	0.0	0.0	0.0	1.515	0.355
	1	0.0209	0.0005	1.60	0.355	1.515	29.234	1.65	0.0137	0.021	10.50	24	8.59	11.80	2.20	2.30	2.259	0.4786	0.7896	0.1562	0.706	0.436
	2	0.0209	0.0005	1.60	0.355	1.515	14.686	1.65	0.0273	0.042	15.78	25	11.80	15.93	2.30	2.40	2.397	0.5307	0.8757	0.2131	0.665	0.442
	3	0.0417	0.0005	1.60	0.355	1.515	13.391	1.65	0.0299	0.083	25.43	27	21.16	27.72	2.50	2.60	2.565	0.5947	0.9813	0.2999	0.622	0.450
	4	0.0417	0.0005	1.60	0.355	1.515	11.840	1.65	0.0339	0.125	33.96	28	27.72	35.87	2.60	2.70	2.677	0.6371	1.0512	0.3686	0.596	0.455
	5	0.0417	0.0005	1.60	0.355	1.515	10.836	1.65	0.0370	0.167	41.76	29	35.87	45.89	2.70	2.80	2.759	0.6683	1.1028	0.4256	0.578	0.458
	6	0.0830	0.0005	1.60	0.355	1.515	10.104	1.65	0.0397	0.250	56.25	30	45.89	58.11	2.80	2.90	2.885	0.7162	1.1817	0.5237	0.553	0.463
	7	0.0830	0.0005	1.60	0.355	1.515	8.999	1.65	0.0446	0.333	69.15	31	58.11	72.90	2.90	3.00	2.975	0.7504	1.2381	0.6023	0.536	0.467
	8	0.0830	0.0005	1.60	0.355	1.515	8.220	1.65	0.0488	0.416	80.94	32	72.90	201.33	3.00	3.50	3.031	0.7719	1.2736	0.6556	0.526	0.469
	9	0.0830	0.0005	1.60	0.355	1.515	7.733	1.65	0.0518	0.499	92.02	32	72.90	201.33	3.00	3.50	3.074	0.7883	1.3007	0.6983	0.519	0.471
	10	0.1250	0.0005	1.60	0.355	1.515	7.364	1.65	0.0544	0.624	107.92	32	72.90	201.33	3.00	3.50	3.136	0.8118	1.3395	0.7627	0.508	0.473
	11	0.1250	0.0005	1.60	0.355	1.515	6.838	1.65	0.0586	0.749	122.69	32	72.90	201.33	3.00	3.50	3.194	0.8337	1.3755	0.8259	0.499	0.475
	12	0.1250	0.0005	1.60	0.355	1.515	6.352	1.65	0.0631	0.874	136.40	32	72.90	201.33	3.00	3.50	3.247	0.8539	1.4090	0.8877	0.491	0.477
	13	0.1250	0.0005	1.60	0.355	1.515	5.903	1.65	0.0679	0.999	149.15	32	72.90	201.33	3.00	3.50	3.297	0.8728	1.4401	0.9478	0.484	0.479
	14	0.2500	0.0005	1.60	0.355	1.515	5.488	1.65	0.0731	1.249	172.85	32	72.90	201.33	3.00	3.50	3.389	0.9079	1.4980	1.0667	0.470	0.482
	15	0.2500	0.0005	1.60	0.355	1.515	4.721	1.65	0.0849	1.499	193.24	32	72.90	201.33	3.00	3.50	3.468	0.9380	1.5477	1.1765	0.460	0.485
	16	0.2500	0.0005	1.60	0.355	1.515	4.066	1.65	0.0986	1.749	210.80	33	201.33	477.87	3.50	4.00	3.517	0.9565	1.5782	1.2475	0.453	0.487
	17	0.2500	0.0005	1.60	0.355	1.515	3.667	1.65	0.1093	1.999	226.63	33	201.33	477.87	3.50	4.00	3.546	0.9674	1.5962	1.2905	0.450	0.488
	18	0.2500	0.0005	1.60	0.355	1.515	3.433	1.65	0.1168	2.249	241.46	33	201.33	477.87	3.50	4.00	3.573	0.9776	1.6130	1.3317	0.446	0.489
	19	0.2500	0.0005	1.60	0.355	1.515	3.214	1.65	0.1247	2.499	255.34	33	201.33	477.87	3.50	4.00	3.598	0.9871	1.6287	1.3711	0.443	0.489
	20	0.5000	0.0005	1.60	0.355	1.515	3.010	1.65	0.1332	2.999	281.33	33	201.33	477.87	3.50	4.00	3.645	1.0050	1.6582	1.4468	0.438	0.491
step 2	1	0.0209	0.0005	1.60	0.536	1.627	12.492	1.65	0.0226	3.020	0.653	13	0.522	0.699	1.55	1.60	1.587	1.1503	1.8980	2.1698	1.096	0.601
	2	0.0209	0.0005	1.60	0.536	1.627	11.808	1.65	0.0240	3.041	0.879	14	0.699	0.917	1.60	1.65	1.641	1.2569	2.0739	2.8306	1.060	0.606

The calculation results are presented graphically. The development of the depth, width, and volume of the local scour hole is shown in Figs. 7, 8, and 9, respectively.

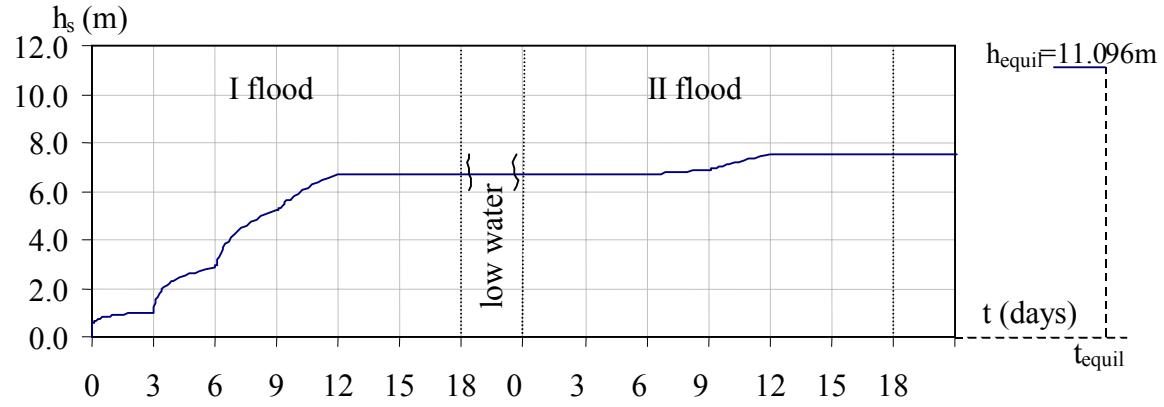


Figure 7 Development of scour depth with time during two floods

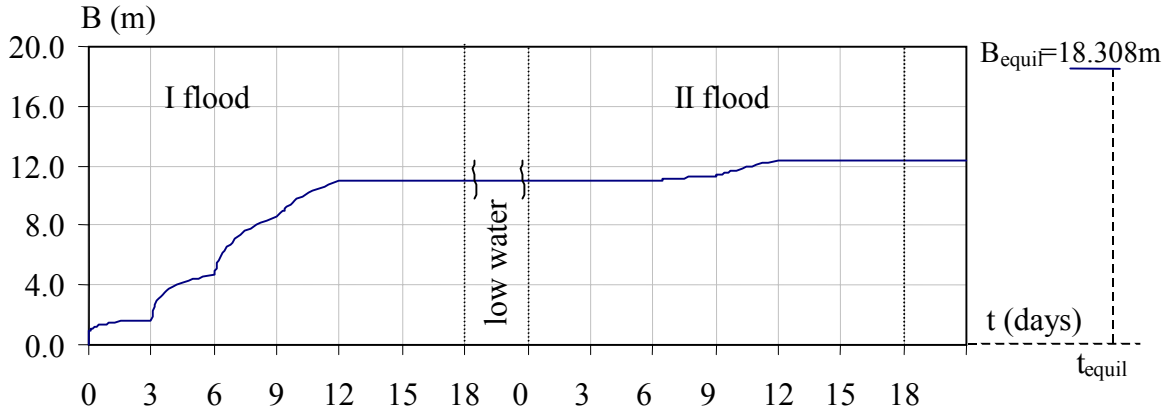


Figure 8 Development of scour hole width with time during two floods

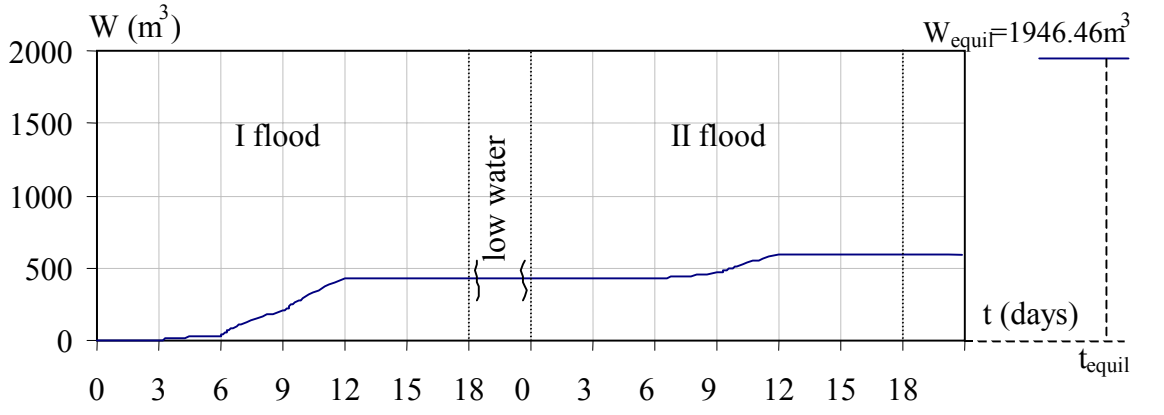


Figure 9 Development of scour hole volume with time during two floods

Initial data for calculation of equilibrium depth of scour: h_f = 2.3 m; Q/Q_b = 1.42; Δh = 0.406 m. Coefficient φ = 0.8116 according to Fig. 1. The local velocity at the abutments can be found according to Eq. (1):

$$V_l = \varphi\sqrt{2g\Delta h} = 0.8116 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 0.406} = 2.29 \mathrm{m/s}.$$

The velocity at which the sediment movement starts is found from Eq. (4):

$V_0 = 3.6 \cdot d^{0.25} \cdot h_f^{0.25} = 3.6 \cdot 0.005^{0.25} \cdot 2.3^{0.25} = 0.663 \text{m/s}.$

According to Fig. 2, the coefficient k = 0.9311. We assumed that $k_m = 1$, $k_s = 1$, $k_\alpha = 1$, and the slope of the scour hole wall m = 1.65. The equilibrium depth of scour according to Eq. (7) is

$$h_{equil} = 2h_f \left[\left(\frac{V_l}{k\beta V_o} \right)^{0.8} - 1 \right] \cdot k_m \cdot k_s \cdot k_\alpha = 2 \cdot 2.3 \cdot \left[\left(\frac{2.29}{0.9311 \cdot 0.8 \cdot 0.663} \right)^{0.8} - 1 \right] = 11.096 \text{m}.$$

The equilibrium width of the scour hole is: $B_{equil} = m \cdot h_{equil} = 1.65 \cdot 11.096 = 18.308$ m.

The equilibrium volume of the scour hole is:

$$W_{equil.} = \frac{1}{6} \pi m^2 h_{equil}^3 = \frac{3.14 \cdot 1.65^2 \cdot 11.096^3}{6} = 1946.46 \text{m}^3.$$

The calculated depth of scour after two floods with a 1% probability is h_s = 7.484 m (according to Table 2) and the equilibrium depth of scour is h_{equil} = 11.096 m. The risk factor of abutment scour is $h_s/h_{equil} = 7.484/11.096 \cdot 100\% = 67.44\%$.

6 Conclusions

The scour at the abutments and guide banks was modelled with rigid and sand beds. The tests were performed in flumes 3.5 m wide and 21 m long for $Fr_R = Fr_f$. A method for calculating scour development in time during the floods and a method for calculating equilibrium depth of scour were elaborated. Based on these methods, we suggest to evaluate the stability of the abutments on plain rivers contracted by bridge crossings by using the risk factor which can be determined as a ratio between the scour depth after one, two, or several floods and the equilibrium scour depth.

This study was partly financially supported by the European Social Fund within the National Programme "Support for the carrying out doctoral study programme's and post-doctoral researches", project "Support for the development of doctoral studies at Riga Technical University".

7 Literature

Gjunsburgs, B. and Neilands, R.: Scour Development on Time at the Abutment of the Bridge on Plain Rivers. Proc. Intern. Conf.

Environmental Research, Engineering and Management. Kaunas University of Technology, No.1(15): 8-11, 2001.

Gjunsburgs, B., Neilands, R., and Neilands, R.R.: Scour Development at Bridge Abutments on Plain Rivers during the Flood: Analysis of the Method. Proc. 2nd Intern. Conf. on Scour and Erosion, Stallion Press, Singapore, 1: 199-206, 2004.

Gjunsburgs, B. and Neilands, R.: Local Velocity at Bridge Abutments on Plain Rivers. Proc. Intern. Conf. River Flow 2004, A.A. Balkema, Naple, Italy, 1:443-448.

Gjunsburgs, B., Neilands, R., and Krēsliņš, A.: Abutment Scour Development During Floods. Proc. Hydrotechnical Engineering: Cornerstone of a Sustainable Environment, 17th Canadian Hydrotechnical Conf., CSCE/SCGC, Edmonton, Alberta, 593-601, 2005.

Richardson, E. V. and Davis, S. R.: Evaluating Scour At Bridges. 3rd Ed. Hydraulic Engineering Circular, No.18 Publication No.FHWA–10–90–017, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, 1995.

Rotenburg, I. S. and Volnov, V. S.: Project Examples of Bridge Crossing. Vysshaya Shkola, Moscow, 1969 (In Russian).

Studenitcnikov, V. I.: Flow Erosion Capacity and River-Bed Calculation Methods, Engineering Literature Press, Moscow, 1964 (In Russian).

Yaroslavcev, I. A.: Calculation of Local Scour at Bridge Piers. Bulletin of CNIIS P80, Moscow, 1956 (In Russian).

Authors:

Prof. Dr.-Eng. Boriss Gjunsburgs,
Dipl.-M.Sc.Eng., PhD student Roberts Neilands,
Dipl.-M.Sc.Eng., PhD student Elena Govsha,
Water Engineering and Technology Department,
Civil Engineering faculty, Riga Technical University,
16/20 Azenes Str., LV-1048
Riga, Latvia
Tel.: +371 7 089253
Fax: +371 7 614432
Email: gjunsburgs@bf.rtu.lv
roberts.n@inbox.lv

UBV Umweltbüro GmbH Vogtland

-Erkundung/Planung/Management-

Projekte im Bereich Wasserversorgung, Gewässerschutz und Hochwasserschutz

- Schutzzonengutachten für Wasserfassung Fichtenberg und Jacobsthal, Rothenburg-Dunkelhäuser, Zeißig
- langjähriges Grundwassermonitoring im Einzugsgebiet der Wasserfassung Fichtenberg, Mockritz, Kurpark Bad Elster und Bad Brambach
- Planung und Bauleitung für die Errichtung von 3 neuen Trinkwasserbrunnen in Jacobsthal
- Grundwasservorratsnachweis für die Wasserfassungen Zschornau-Schiedel, Königsbrück-Keulenberg, Kamenz
- Erarbeitung von wasserrechtlichen Antragsunterlagen
- Durchführung von Langzeitpumpversuchen (z.B. in Fichtenberg, Bad Brambach Mineralwasserbrunnen und Heilquellen im Oberen Vogtland)
- Planung, Bau und Betrieb des Notwasserversorgungs-systems für die Städte Plauen, Chemnitz, Dresden, Hoyerswerda, Reichenbach, Schleiz, Saalfeld, Rudolstadt, Bad Blankenburg und Sonneberg
- Erarbeitung von Hochwasserschutzkonzeptionen für die Göltzsch und das Löbauer Wasser
- Planung, Bau und Betrieb von Oberflächenwassermess-netzen in Plauen und Hoyerswerda
- Gründung der Stiftung „Sauberes Wasser Europa“ mit Sitz in Weischlitz.

Sitz der Firma:
Thossener Str. 6
08538 Weischlitz
☎ 037436/912-0
Fax: 037436/912-20

Büro Dresden:
Leipziger Str. 93
01127 Dresden
☎ 03 51 / 2 07 49 10
Fax 03 51 / 2 07 49 20

Büro Hoyerswerda:
Th.-Müntzer-Str. 25
02977 Hoyerswerda
☎ 0 35 71 / 60 72 34
Fax 0 35 71 / 60 72 35

e-mail: ubv.weischlitz@t-online.de
Internet : www.ubv-net.de

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen (2006) Heft 32

Strömungsmodellierung in urbanen und Küstengebieten zur Gefahrenabschätzung im Hochwasserfall

Dr.-Ing Dirk Carstensen,
Dipl.-Ing. Stefan Drägerdt,
Dipl.-Ing. Jens Wilhelm

Auf der Grundlage von Kenntnissen und Messwerten historischer Hochwasserereignisse an Flüssen und Meeren werden unter Berücksichtigung einer Ist- und/oder Plan-Situation numerische Modelle zur Abschätzung des Gefahrenpotentials benötigt. Gekoppelt an die Entwicklung der Hardware ist es heute möglich, Vorgänge der Oberflächenströmung oder der Seegangsausbildung mit zwei- oder dreidimensionalen numerischen Modellen zu visualisieren und skalare oder vektorielle Parameter für die Bemessung von Schutzbauwerken zu ermitteln. Gerade der auszuweisende Wasserstand, die lokale Fließgeschwindigkeit oder die Belastungsgrößen resultierend aus brandenden Wellen sind für die Bemessung des Deichbesticks oder der stationären und mobilen Hochwasserschutzeinrichtungen im urbanen Raum die entscheidenden Größen. Der folgende Beitrag gibt einen kleinen Überblick über Arbeiten, die am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden durchgeführt werden.

1 Einführung

Das Extremhochwasser der Elbe vom August 2002 mit seinen u. a. für die Landeshauptstadt Dresden dramatischen ökonomischen, sozialen und ökologischen Folgen hat neben einem erheblichen Handlungsbedarf auch die Nachfrage nach einer mehrdimensionalen numerischen Untersuchung der Ausbildung von Wasserspiegel, Fließgeschwindigkeit, Schubspannung etc. im urbanen Raum hervorgebracht. Bis zum Jahr 2002 lag für Dresden nur eine eindimensionale hydronumerische Modellierung des Oberflächenwasserabflusses vor (Martin/Carstensen, 1993). Im Rahmen der Erarbeitung einer Hochwasserschutzkonzeption für die Elbe im Freistaat Sachsen wurde das Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden (IWD) mit der Erarbeitung eines 2d-HN-Simulationsmodells von der Landestalsperrenverwaltung Sachsen (LTV) beauftragt.

Dieses Modell (Horlacher/Carstensen/Gierra, 2004), welches permanent erweitert, ergänzt und verbessert wird, dient auch nach Abschluss der konzeptionellen Arbeiten u. a. als wichtiges Werkzeug für die Bemessung technischer Hochwasserschutzbauwerke im urbanen Raum, wie Deiche, Hochwasserschutzwände bzw. mobile Schutzsysteme.

Die stark gegliederte Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern stellt mit den im Hinterland liegenden Bodden- und Haffgewässern, deren Wasserstände durch ihre Verbindungen zur Ostsee mit dieser sehr differenziert und zeitverzögert korrespondieren, besondere Anforderungen an die Bemessung von Küstenschutzanlagen.

Derzeit erfolgt die Fortschreibung des „Generalplan Küsten- und Hochwasserschutz Mecklenburg-Vorpommern“, an dessen Fertigstellung das Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD) beteiligt ist. Darin werden neben den im derzeit gültigen Generalplan aus dem Jahr 1995 enthaltenen Schwerpunkten auch Bemessungsgrößen für die Hochwasser- und Küstenschutzbauwerke an der Außen- und Boddenküste enthalten sein.

Unter der Bedingung, dass die volle Funktionsfähigkeit der Küstenschutzbauwerke an der Außenküste gewährleistet ist, d. h. ein Durchbruch von Nehrungen und Haken im Sturmflutfall ausgeschlossen werden kann, sind die Hochwasserschutzanlagen den Klimaszenarien anzupassen und Bemessungsgrundlagen zu erarbeiten, welche für diese überwiegend flachen Wasserkörper die typischen und zeitabhängigen Windstau- und Seegangsparameter berücksichtigen. Für die Kronenhöhenbemessung eines Boddendeiches wird beispielsweise die kumulative Erfassung des in Abhängigkeit vom Wasserstand der Außenküste sich einstellenden Extremwertes des Füllungswasserstandes, des aus dem zugehörigen Windereignis resultierenden lokalen Windstaues und den maßgebenden Wellenparametern bzw. der sich daraus ergebende Wellenauflaufhöhe auf einer 1 : n geneigten Deichböschung (für die Boddenküste von Mecklenburg-Vorpommern wird $n = 3$ angenommen) vorgenommen. Da jedoch für die Dimensionierung der wasserseitigen Erosionsschutzschicht eines solchen Boddendeiches oftmals eine Wellenbelastung infolge Windeinwirkung bei Wasserständen unterhalb des Bemessungshochwasserstandes (BHW) von großer Bedeutung ist, wird deutlich, dass nur die Kopplung der numerischen Verfahren zur Bestimmung des Füllungswasserstandes, des lokalen Windstaus und der Wellenparameter zu einer plausiblen und ökonomisch vertretbaren Lösung führen kann.

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen (2006) Heft 32

2 Strömungsmodellierung

2.1 Fließgewässer im urbanen Raum

Im Rahmen der Hochwasserschutzkonzepte (HWSK) stellte die numerische Modellierung ein zentrales Werkzeug dar. Neben der Analyse der Gefahren, welche unter den gegebenen Verhältnissen infolge der verschiedenen untersuchten Hochwasserereignisse drohten, konnte damit auch die Effektivität erwogener Hochwasserschutzmaßnahmen überprüft werden.

Technische Hochwasserschutzmaßnahmen tragen zumeist lokalen Charakter und haben die Aufgabe, an bestimmten Orten Überflutungen zu vermeiden und so Hochwasserabflüsse bis zu einem bestimmten Ausmaß gefahrlos zu ermöglichen. Neben ausreichend dimensionierten Abriegelungen kommen dafür auch Maßnahmen zur Absenkung des Wasserspiegels in Betracht. Solche Maßnahmen haben jedoch nicht nur die gewünschten Effekte, sondern können die Situation in angrenzenden Gebieten auch verschlechtern.

Von großem Interesse bei den Überlegungen zum Hochwasserschutz sind auch die Möglichkeiten des Rückhalts, der im Allgemeinen als weitgehend natürliche Form des Schutzes vor Hochwasser angesehen wird. Dabei ergeben sich oft auch hohe Erwartungen bezüglich natürlicher bzw. neu zu schaffender Überflutungsflächen. Diese Erwartungen betreffen auch den urbanen Raum und lassen einen zunehmenden Bedarf an instationären Berechnungen und der Untersuchung des Retentionsverhaltens bestimmter Gebiete entstehen.

In der Landeshauptstadt Dresden hat die detaillierte Planung und Umsetzung von Schutzmaßnahmen auf der Grundlage der Ergebnisse des HWSK Elbe begonnen. Dabei treten mannigfaltige Schwierigkeiten und Interessenkonflikte zutage. Die hydraulische Wirksamkeit erwogener Maßnahmen muss neben der technischen Durchführbarkeit und dem Kosten-Nutzen-Aspekt auch unter Berücksichtigung der naturschutzfachlichen und stadtplanerischen Durchführbarkeit bewertet werden.

Hierzu wird eine Vielzahl von Variantenvergleichen durchgeführt. Einzelne Schutzmaßnahmen, wie z.B. die Beräumung der Flutrinnen von Ablagerungen zur Herstellung der bestmöglichen hydraulische Wirksamkeit werden einzeln und in Kombination mit anderen Maßnahmen im Stadtgebiet untersucht. Durch Verbaumaßnahmen kommt es zu Querschnittseinengungen darüber hinaus sind Einflüsse auf das Retentionsverhalten zu erwarten.

Auf der Grundlage des im Rahmen des HWSK Elbe entstandenen kalibrierten 2d-Modells können dazu entsprechende Modellierungen kurzfristig und mit relativ geringem Aufwand durchgeführt werden. Neben vielen Detailmodellierungen (siehe Abbildung 1) werden dabei auch Modellerweiterungen notwendig, da sich manche Auswirkungen auf potentielle Überflutungsflächen nicht mit dem bestehenden Modell abbilden lassen, welches auf das Hochwasserereignis von 2002 im Stadtgebiet Dresdens begrenzt war.

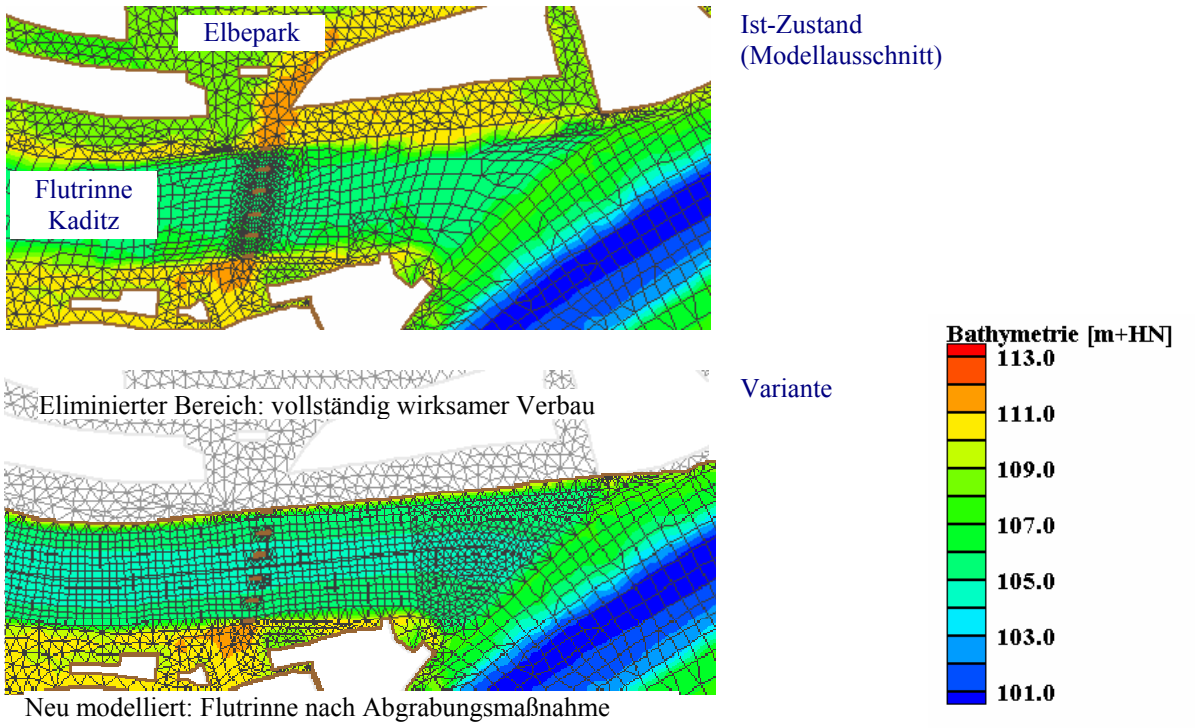


Abbildung 1 Modellierung von Hochwasserschutzmaßnahmen mittels Modifizierung des bewährten HWSK-Modells

Durch Differenzbildungen zwischen den Berechnungsergebnissen von Ist-Zustand und einer Variante an Kontrollpunkten, Längsschnitten und Rastern lassen sich die Auswirkungen der Modellmodifikationen als Abbild der untersuchten Maßnahmen auf die Wasserspiegellage, die Ausbildung von Überflutungsflächen und auf die Fließgeschwindigkeiten belegen.

2.2 Füllungswasserstände in Bodden- und Haffgewässern

Aus hydrodynamischer Sicht ist der maximale Füllungswasserstand des Boddengewässers (ggf. auch einzelner Bereiche) infolge von Sturmflutwasserständen an der Außenküste der Ostsee die zu simulierende Größe. Auf der Grundlage von zweidimensionalen hydronumerischen Modellen

wurden für die Boddenküste von Mecklenburg-Vorpommern unter Berücksichtigung der Form sowie der Größe des inneren Küstengewässers und der Einströmbedingungen die Differenzen zwischen Innen- und Außenwasserspiegel zu jedem Zeitpunkt einer Ganglinie berechnet. Sofern historische Ganglinien von Extremereignissen nicht verfügbar sind, muss eine synthetische Ganglinie mit der Kenntnis des maximalen Scheitelwasserstandes und der längsten aufgetretenen Verweilzeiten aus historischen Aufzeichnungen benachbarter Standorte festgelegt werden. Das 2d-Strömungsmodell wird an Wasserstands- und Strömungsmessungen innerhalb der Bodden- und Haffe bei Sturmflutereignissen der jüngeren Vergangenheit (z. B. 1995, 2002) kalibriert. Der lokale Einfluss des Windes auf diesen Prozess wird im Rahmen dieser Modellierung vernachlässigt.

3 Analytische und numerische Seegangsbestimmung

Für die Seegangsbestimmung stellt die Festlegung des Bemessungswindes auf der Grundlage einer Analyse von Windmessreihen einschließlich vergangener Extremereignisse die Grundlage dar. Von zentraler Bedeutung ist dabei, dass dieses durch Richtung und Geschwindigkeit gekennzeichnete Windereignis zeitgleich mit dem maximalen Füllungswasserstand aufgetreten ist oder auftreten kann. Mit der Kenntnis dieser Parameter sind unter Berücksichtigung des säkularen Meeresspiegelanstieges für einzelne, quasi abgeschlossene Gewässer Aussagen zu den zu erwartenden Windstau- bzw. Windsunkerscheinungen möglich. Diese Berechnungen werden für einzelne Uferabschnitte getrennt durchgeführt und ausgewiesen. Die kumulative Erfassung des maximalen Füllungswasserstandes und der für die einzelnen Gewässerabschnitte ermittelten Windstau- bzw. Windsunkhöhe ergibt den Bemessungshochwasserstand (BHW).

Aufbauend auf diesem Wert kann anschließend, unter gleichzeitigem Ansatz des Bemessungswindes, für die einzelnen Uferabschnitte eine analytische Seegangsvorhersage oder eine Seegangssimulation durchgeführt werden. Seegangsvorhersageverfahren verknüpfen Wind- mit Seegangsinformationen. Demzufolge sind die Wellenkennwerte abhängig von wirkenden Windfeldern und der Form und Größe (Morphologie) des zu betrachtenden Seegebietes. Letzteres wird durch die richtungsbezogenen Eingangsgrößen Windwirklänge (Fetch) und Wassertiefe beschrieben.

Die Gewässermorphologie kann durch numerische Modelle wesentlich detaillierter erfasst und in die Berechnungen mit einbezogen werden. Daher kam an der stark gegliederten Boddenküste von Mecklenburg-Vorpommern das

numerische Seegangsmodell SWAN zur Anwendung. SWAN (Simulating WAves Nearshore) ist ein spektrales Wellenmodell der dritten Generation, dass für die Simulation von Seegangsparametern in Küstengebieten, Seen und Ästuarien unter Berücksichtigung vorhandener Wind-, Boden- und Strömungsbedingungen an der TU Delft in den Niederlanden entwickelt worden ist (Booij et al., 2005). Die Verteilung der Energie wird bei SWAN durch die spektrale Wirkungsdichte ausgedrückt. Es gilt die Beziehung:

$$N(x, y, t; \sigma, \theta) = E(x, y, t; \sigma, \theta)/\sigma \tag{1}$$

in der N die Wirkungsdichte der Wellen und E die Energiedichte ist. Weiterhin sind in Gleichung (1) x und y die kartesischen geografischen Koordinaten, t die Zeit, σ die relative Frequenz und θ die Wellenanlaufrichtung. Die Gleichgewichtsgleichung kann wie folgt formuliert werden:

$$\frac{\partial}{\partial t} N + \frac{\partial}{\partial x} C_x N + \frac{\partial}{\partial y} C_y N + \frac{\partial}{\partial \sigma} C_\sigma N + \frac{\partial}{\partial \theta} C_\theta N = \frac{S}{\sigma} \tag{2}$$

In Gleichung (2) drückt der erste Term auf der linken Seite die lokale Veränderung der Wirkungsdichte über die Zeit aus. Die beiden folgenden Terme stehen für die räumliche Ausbreitung. Mit dem vierten und fünften Term wird die Änderung der relativen Frequenz und die Refraktion beschrieben. Die vier Geschwindigkeiten C_x, C_y, C_σ und C_θ basieren auf der linearen Wellentheorie. Der Term auf der rechten Seite der Gleichung präsentiert die Quellfunktion S, in der Energieeintrag, Energiedissipation und nichtlineare Effekte enthalten sind. Numerische Seegangsmodelle (z. B. SWAN) können Flachwassereffekte und bauwerksbedingte Einflüsse zunehmend immer umfangreicher erfassen. Insbesondere die örtliche Ausbildung der Seegangsparameter in Seegebieten, bei denen aufgrund breiter Verbindungen zur Außenküste zusätzlich Wellen vom offenen Meer einlaufen, kann durch numerische Seegangsmodelle gut nachgebildet werden. Ein Beispiel dafür ist der Greifswalder Bodden (vgl Horlacher/Carstensen/Drägerdt, 2005), dessen Begrenzung zur Außenküste lediglich eine flache Schwelle darstellt, an der bereits mit der Umwandlung der Wellenenergie aufgrund von Wellenbrechen sowie Bodenreibung und Perkolation zu rechnen ist.

Unter Beachtung der Bauwerksparameter wie Böschungsneigung und Oberflächenrauheit kann aus den ermittelten Wellenkennwerten die maximale Wellenauflaufhöhe an ausgewählten Uferabschnitten berechnet werden. Die Summe aus dem Bemessungswasserstand (BHW) und der Wellenauflaufhöhe

ergibt schließlich unter Beachtung eines Mindestfreibords die erforderliche Deichkronenhöhe an einem definierten Abschnitt der Boddenküste.

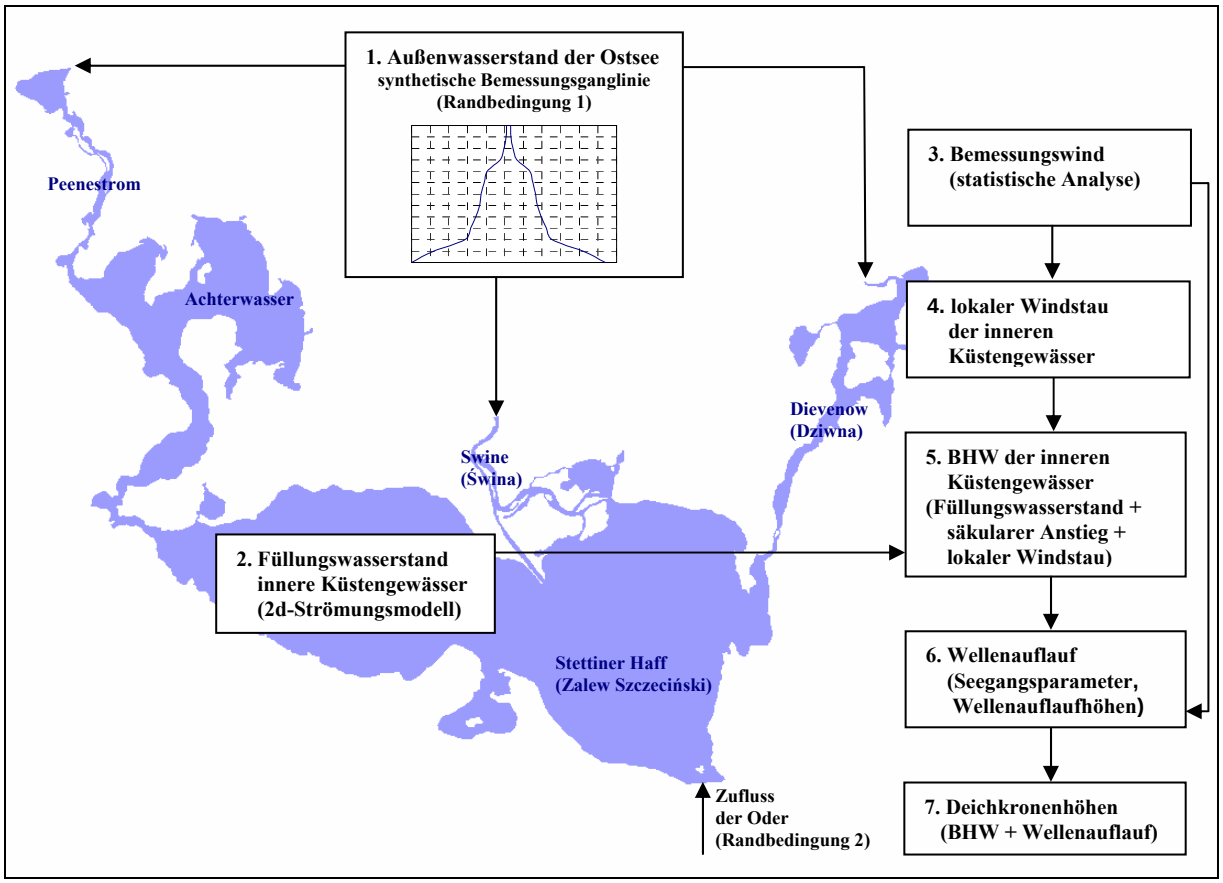


Abbildung 2 Methodik zur Ermittlung der Deichkronenhöhe an der Bodden- und Haffküste von Mecklenburg-Vorpommern (Bsp. Oderästuar)

4 Zusammenfassung

Durch Hochwasserereignisse wurden in der Vergangenheit stets die komplexen Probleme eines auf ein Einzugsgebiet bzw. einen Küstenabschnitt bezogenen, integrierten Hochwasserrisikomanagements deutlich. Fragestellungen bezüglich der Ausbildung von Wasserständen, Wellenhöhen etc. lassen sich heute mit „numerischen Werkzeugen“ mehrdimensional und bei Begrenzung der zu untersuchenden Größen in einem wirtschaftlich vertretbaren Rahmen beantworten. Eine redundante Plausibilitätsprüfung und Akzeptanz der Ergebnisse in der breiten Öffentlichkeit vorausgesetzt, stellen derartige Simulationsmodelle Ergebnisse zur Verfügung, die eine wissenschaftlich fundierte Grundlage für die Beantwortung von natur- und sozialwissenschaftlichen Fragestellungen aller Entscheidungsträger ermöglicht.

5 Literatur

Bielitz, E.; Carstensen, D.: „Schutzvermögen von Grasnarben an Wellenbelasteten Böschungen“, Int. Symposium „Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau, Zürich 2002, Mitteilungen der VAW Zürich – Nr. 175, 2002

Booij, N.; IJ. G. Haagsma, IJ. G.; Holthuijsen, L. H.; Kieftenburg, A. T. M. M.; Ris, R. C.; van der Westhuysen, A .J.;. Zijlema, M.: “SWAN Cycle III Version 40.41 – User Manual“, http://swan.ct.tudelft.nl

Carstensen, D.: „Die Elbe im Raum Dresden“, Wasserbauliche Mitteilungen – Heft 24, TU Dresden, 2003

Chow, V. T.: Open-Channel Hydraulics.- McGraw-Hill, NewYork, Toronto, London 1959

Horlacher, H.-B.; Carstensen, D.; Bielitz, E.: „Bemessung von Boddendeichen“, Abschlussbericht, AG: StAUN Rostock, Abteilung Küste, AN: TU Dresden, IWD, 2002, unv.

Horlacher, H.-B.; Carstensen, D.; Gierra, T.: „Zweidimensionale Analyse von Wasserständen und Fließvorgängen der Elbe und der Weißeritz bei definierten Abflussverhältnissen und Randbedingungen im Stadtgebiet von Dresden“, Teil 2, Forschungsbericht 2003/14, AG: LTV Sachsen, AN: TU Dresden, IWD, 2004, unv.

Horlacher, H.-B.; Carstensen, D.; Wilhelm, J.: „Abfluss verbessernde Maßnahmen – flutrinne Großes Ostragehege, Flutrinne Kaditz, Vorland der Elbe auf Neustädter Seite zwischen Albert- und Marienbrücke“, Teil 1 bis 3, Forschungsbericht 2005/17, AG: Umweltamt LH Dresden, AN: TU Dresden, IWD, 2005, unv.

Horlacher, H.-B.; Carstensen, D.; Drägerdt, S.: „Bemessung von Küstenschutzbauwerken an den Bodden- und Haffgewässern zwischen Strelasund und Swine“. AG: StAUN Rostock, Abteilung Küste, AN: TU Dresden, IWD, 2005, unv.

Martin, H.; Carstensen, D.: „Ergebnisse der Untersuchungen zur hydraulischen Wirksamkeit der Dresdner Flutrinnen“, Wasserbauliche Mitteilungen – Heft 5, TU Dresden, 1993

Ministerium für Bau, Landesentwicklung und Umwelt M-V: „Generalplan Küsten- und Hochwasserschutz M-V“;1994

Wagner, H.: „Bestimmung der durch Wind erzeugten, stationären Strömungs- und Stauerscheinungen in Seen und Meeren“, Dissertation, TU Dresden,1967

Autoren:

Dr.-Ing. Dirk Carstensen
Dipl.-Ing. Stefan Drägerdt
Dipl.-Ing. Jems Wilhelm

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
Technische Universität Dresden
D 01062 Dresden

Tel.: ++49 – 351 – 463 33524
Fax: ++49 – 351 – 463 37120
mailto: dirk.carstensen@tu-dresden.de

Optimierung großer Absturzbauwerke in Kanalhaltungen unter Verwendung numerischer Strömungssimulationsmodelle der freien Oberfläche

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Andreas Schlenkhoff
Dipl.-Ing. Mario Oertel

The worksheets “Arbeitsblätter ATV-DVWK A-157” and the technical literature (e. g. MERLEIN et al., 2002) give many examples how to achieve major level difference in waste water systems with different energy dissipation. But all the examples for small level differences are mainly for small discharges. For high discharges there are no concrete recommendations – special research is necessary. Typical technical solutions are cascade structures, where the energy is dissipated during the water flows over arranged steps. With free surface numerical flow simulations (VOF-method) the possible flow-procedures over the cascade steps can be carried out. Velocities, pressure ordinates, turbulence regions and streamlines can be analysed. The economic success in this method is a highly cost minimisation while finding an optimal structure with a high energy dissipation. The numerical flow simulations show possible flow-situations on varying structure elements without building an expensive physical model for each design. In this paper an example of a cascade underground waste water structure with a discharge up to 20 m^3/s is analysed.

1 Einleitung

In diesem Paper soll ein Überleitungsbauwerk für einen Höhenunterschied von 4,5 m und Durchflüsse bis 20 m^3/s beispielsweise untersucht werden. Dabei steht dem Bauwerk eine Länge von bis zu 18 m zur Verfügung. Aus der Zusammenstellung in Tab. 1 lässt sich erkennen, dass im Übergangsbereich von kleineren zu größeren Fallhöhen vorzugsweise Fallschächte angewendet werden. Allerdings befinden sich die in MERLEIN et al. (2002) angegebenen Ausbauwassermengen in einem Bereich von relativ kleinen Abflüssen. Bei größeren Fallhöhen wird der Wirbelfallschacht empfohlen. Diese Konstruktionsweise ist für große Abflüsse allerdings erst ausreichend wirksam und wirtschaftlich, wenn sehr großen Fallhöhen vorliegen. Ebenso kommt eine Kaskade in dem Bereich der Fallhöhe in Frage. Bemessungsabflüsse von größer als 5 m^3/s wurden jedoch mit solchen Bauwerken bisher noch nicht allgemeingültig beschrieben. Das hier

untersuchte Bauwerk kann also als Sonderkonstruktion bezeichnet werden, da für die vorliegenden Randbedingungen keine standardisierte Lösung vorliegt. Zudem ist der schießender Zufluss bei großen Durchflüssen in der oberen Kanalhaltung als problematisch zu betrachten.

Generell werden die Absturzbauwerke in Bezug auf das Ziel einer sicheren und ausreichend hohen Energieumwandlung entworfen und optimiert. Kaskadenbauwerke vollziehen die Energieumwandlung über die Anordnung mehrerer aneinander gereihter Treppenstufen. Die Effizienz der Umwandlung hängt dabei von diversen Faktoren, wie z. B. der Materialrauhigkeit, der Stufenhöhe sowie Stufenlänge, der Anzahl der Stufen und den Einbauten ab. Mittels numerischer Strömungssimulationen der freien Oberfläche (siehe Kapitel 3) können die möglichen Strömungsvorgänge im Bereich der Absturzbauwerke erfasst werden.

Da es sich bei der in diesem Paper vorgestellten Untersuchung um eine Strömungsanalyse im Bereich eines Kaskadenbauwerks handelt, sollen im folgenden Kapitel 2 kurz allgemeine Grundlagen solcher treppenförmiger Bauwerke erläutert werden.

Tabelle 1 Bevorzugte Anwendungsbereiche verschiedener Absturzbauwerke (aus MERLEIN et al. (2002))

Absturzkonstruktion	H_A **[m]**	Q_{Ausbau} **[m³/s]**
Sohlstufe	0,3 – 1	0,5 – 2, 0
Schussrinne (Schwanenhals)	1 – 3	1,0 – 5,0
Kaskade	3 – 17	1,0 – 5,0
Einfacher Fallschacht	0,5 – 3	0,2
Fallschacht mit Untersturz	1 – 5	0,2
Fallschacht mit Zwischenböden	10 – 30	3,0 – 6,0
Wirbelfallschacht	5 – 100	0,5 – 90,0
Tangential angeströmter Schacht	30 – 80	3,0 – 90,0
Senkrecht angeströmtes Wehr	1 – 5	0,5 – 7,0
Heberwehr	3 – 5	1,0 – 7,0

2 Kaskadenbauwerke

Kaskaden ersetzten im Wasserbau vielfach glatte Schussrinnen und finden u. a. bei Hochwasserentlastungsanlagen oder Abwasserkanalhaltungen Verwendung. Über ca. 30 bis 40 cm hohe Stufen erfolgt die, je nach Randbedingungen mehr oder weniger effektive Energiedissipation. Nach CHANSON (2001) sind

grundsätzlich zwei verschiedene Fließzustände zu unterscheiden (siehe Abb. 1) – der stufenförmige Abfluss (nappe flow) und der schwebende Abfluss (skimming flow). Die Energieumwandlung beim stufenförmigen Abfluss erfolgt mit oder ohne vollständigem Wechselsprung. Der Abfluss im schwebenden Zustand „schießt“ über die Stufen hinweg und es bilden sich stehende Walzen auf den Stufen, welche der Hauptströmung etwas Energie entziehen. Entscheidend für die Abflussart ist die Neigung der Kaskade – also das Verhältnis von Stufenhöhe zu Stufentiefe h_s/l_s. Flachere Kaskadenbauwerke weisen i. d. R. einen stufenförmigen Abfluss auf, steiler Bauwerke einen schwebenden (MERLEIN et al., 2002).

Der stufenförmige Abfluss benötigt eine große Treppentiefe und kann in drei Formen auftreten:

1.) + 2.) auf jeder Treppe tritt ein vollständiger oder unvollständiger Wechselsprung auf und am Ende der Stufe stellt sich die Grenzwassertiefe ein (Abb. 1, linkes Bild oben und mitte),

3.) kein vollständiger Wechselsprung, durchgehend schießender Abfluss (Abb. 1, linkes Bild unten).

Der schwebende Abfluss lässt sich in zwei Abflussformen einteilen:

1.) mit stabiler Walzenbildung unter Bildung eines so genannten Pseudobodens (Abb. 1, rechtes Bild, links),

2.) mit instabiler Walzenbildung (Abb. 1, rechtes Bild, rechts).

Verschiedene Ansätze für die Energieverluste können z. B. MERLEIN et al. (2002) und der einschlägigen Literatur entnommen werden.

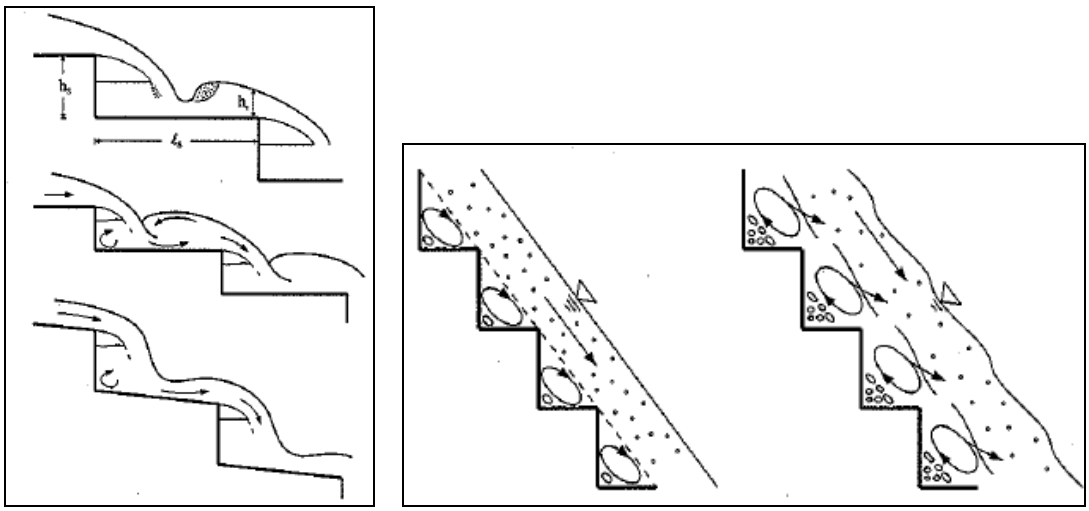


Abbildung 1 Unterschiedliche Formen des stufenförmigen (linkes Bild) und schwebenden (rechtes Bild) Abflusses nach MERLEIN et al. (2002)

3 Volume-of-Fluid (VOF)

Die Volume-of-Fluid-Methode (VOF) ermöglicht Strömungssimulationen der freien Oberfläche und wurde erstmalig von NICHOLS & HIRT (1975) vorgestellt und von HIRT & NICHOLS (1981) vervollständigt. Die VOF-Methode besteht aus drei Hauptbestandteilen:

1. ein Schema, um die Oberfläche zu lokalisieren,
2. ein Algorithmus, um die Oberfläche als scharfe, sich durch ein Berechnungsgitter auszeichnende Grenzfläche darzustellen,
3. ein Hilfsmittel, um angewendete Randbedingungen an der Oberfläche darzustellen.

Dabei werden die Zellen des Rechennetzes in den Zuständen „leer“, „vollständig gefüllt“ und „teilweise gefüllt“ betrachtet. Ist eine Zelle leer, so wird ihr der Wert 0 zugeordnet, vollständig gefüllte Zellen erhalten den Wert 1 und teilweise gefüllte Zellen einen Wert zwischen diesen. Wichtig für die Berechnung des Zelleninhaltes ist u. a. die Neigung der freien Oberfläche, welche über einen Algorithmus bestimmt wird, der die Oberflächenneigung der Nachbarzellen berücksichtig. Der Transport von Energie und Massenvolumen von Zelle zu Zelle wird über die Kontinuitäts- sowie Impuls-Gleichung vollzogen.

4 Modellerstellung

Für die in diesem Paper vorgestellten numerischen Simulationen wird das CFD-Programmsystem (Computational Fluid Dynamics) FLOW-3D® verwendet, welches die Ausbildung der freien Oberfläche mittels VOF-Methode ermöglicht. Die Durchführung der Berechnung erfolgt auf einer Workstation mit 1,5 GB RAM und einem AMD Athlon XP 2800+ Prozessor, womit als zeitlicher Rechenaufwand zwischen 4 und 24 Stunden angesetzt werden kann. Jedoch ist der Pre- und Post-Processing-Aufwand um ein Vielfaches höher.

Das gesamte numerische Entwurfsmodell hat folgende Geometrie:

- Länge L = 27 m, Breite B = 3 m, Höhe H = 8 m.

Abb. 2 zeigt das Modell in räumlicher Ansicht. In den Bereichen ober- und unterhalb des 18 m langen Kaskadenbauwerks befindet sich je ein massives Bauteil, in welches das Zu- und Abflussrohr integriert ist. Die grau dargestellte Fläche ist ein so genanntes *Obstacle*, das als reibungsbehaftete Randbedingung fungiert und die Geometrie des Absturzbauwerkes abbildet. Weitere Randbedingungen beschreiben die Modellränder. Dabei wird dem

Abflussquerschnitt eine *Outflow*-RB und dem Zuflussquerschnitt eine *Wasserstand+Geschwindigkeit*-RB für den jeweiligen Durchfluss zugeordnet.

Das Berechnungsnetz besteht aus 194.400 Zellen. Die Simulationszeit beträgt 60 bis 90 Sekunden (bis quasi-stationärer Zustand erreicht ist).

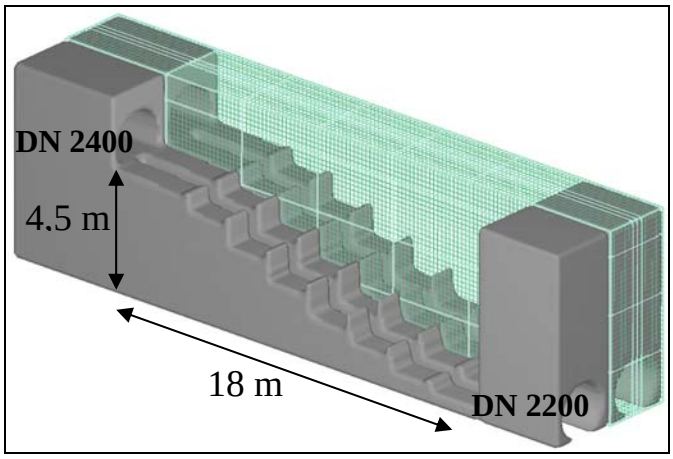


Abbildung 2 Kaskaden-Simulationsmodell mit Schussrinne, mit und ohne Gitterdarstellung

5 Berechnungsergebnisse für 10 m³/s und 20 m³/s

Abb. 3 bis 6 zeigen Ergebnisse der Simulation für zwei Hochwasserabflüsse. Berechnungen für den Trockenwetterabfluss sind nicht dargestellt. Die in der Mitte befindliche Sammelrinne hat auf das hydraulische Verhalten bei Hochwasserabflüssen nahezu keinen Einfluss. Mit zunehmendem Abfluss bildet sich eine typische Kaskadenströmung aus, wobei bei kleineren Abflüssen die einzelnen Stufen noch voll beaufschlagt und durchströmt werden. Bei weiter steigendem Abfluss werden nicht mehr alle Stufen durchströmt. Ein Wechselsprung bildet sich nur noch partiell aus. Abb. 3 zeigt die Geschwindigkeitsverteilung für einen mittleren Hochwasserabfluss von $Q = 10$ m³/s längs des Bauwerks in einem Schnitt sowie in einer 3-D-Ansicht. Die Wassertiefe in den Bassins hat bei diesem Abfluss bereits ein Polster ausgebildet, welches bei den hohen Geschwindigkeiten von 5 bis 7 m/s ausreicht, einzelne Stufen zu überspringen. Teilweise findet aber noch eine Walzenströmung in den beaufschlagten Bassins statt. Bei dem maximalen Bemessungsabfluss von $Q = 20$ m³/s (Abb. 5) geht die Strömung hingegen in einen voll ausgebildeten, schwebenden Abfluss über. Man erkennt den deutlich ausgeprägten Strahl, der über den Wasserpolstern der Stufen (auf dem Pseudoboden) hinwegschwebt. Beide Strömungen sind hochturbulent und bilden eine dynamisch wechselnde Oberfläche aus. Aus Abb. 3 und 4 im Vergleich zu Abb. 5 und 6 geht hervorgeht, dass der mittlere Hochwasserabfluss (10 m³/s)

höhere Turbulenzen und somit eine höhere turbulente Dissipation aufweist. Der Abfluss in der Hauptströmung zeigt sich bei Q = 20 m³/s an der Oberfläche relativ gleichmäßig und die Dissipation findet nur noch über dem Stufenbereich der Bassins statt. Die Gesamtenergieumwandlung ist bei beiden Abflüssen in etwa gleich groß, reicht aber nicht aus, die Geschwindigkeiten deutlich zu reduzieren. Bei der strömungstechnischen Beurteilung des Bauwerkes stellen neben der gewünschten Energiezehrung das Spritz- und Schwallverhalten sowie die Gefahr des Zuschlagens der unteren Kanalhaltung die Hauptkriterien dar. Während das Spritzen (des Mischwassers) zwar betrieblich als störend eingestuft werden muss, insbesondere da es schon bei kleineren Abflüssen stark ausgeprägt ist, stellt das mögliche Zuschlagen der unteren Kanalhaltung eine ernsthafte Gefahr für das Bauwerk dar und muss vermieden werden. Abb. 5 zeigt eine zeitliche Momentaufnahme mit teileingestauter Kanalhaltung kurz vor dem Zuschlagen. Wegen der baulichen Situation wurde daher von der Entwurfsplanung abgeraten und eine alternative Lösung als Doppelfallschacht empfohlen.

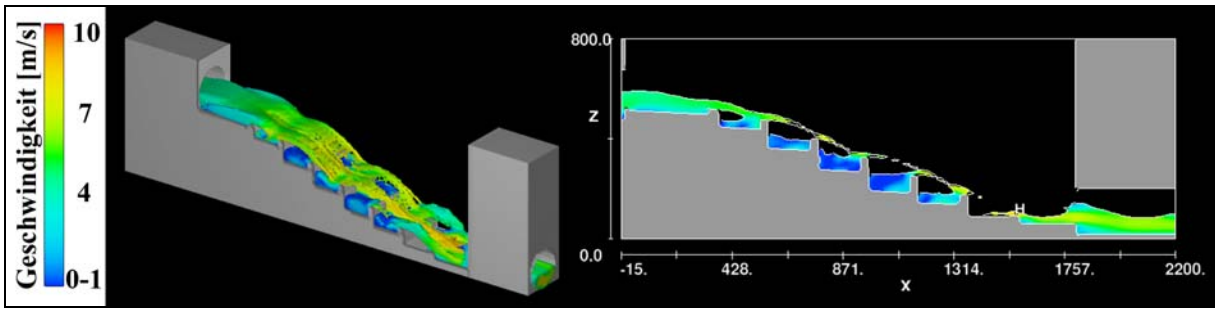


Abbildung 3 **nappe flow**, Simulationsergebnisse, Geschwindigkeiten v bei Q = 10 m³/s

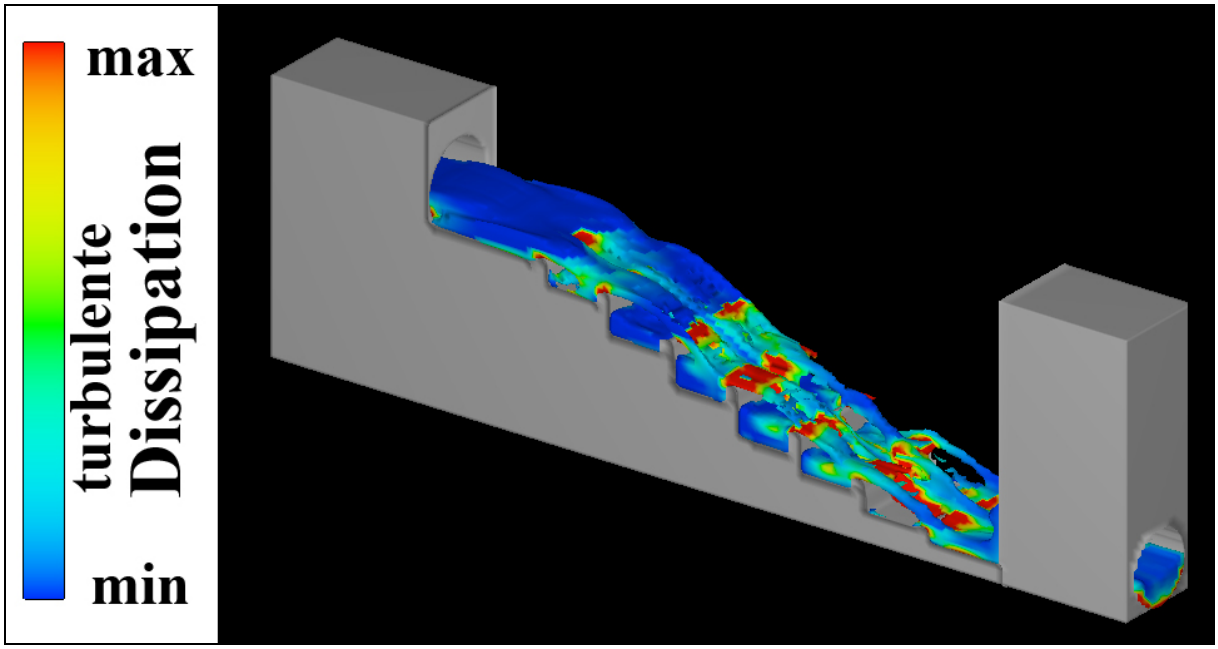


Abbildung 4 **nappe flow**, Simulationsergebnisse, turbulente Dissipation bei Q = 10 m³/s

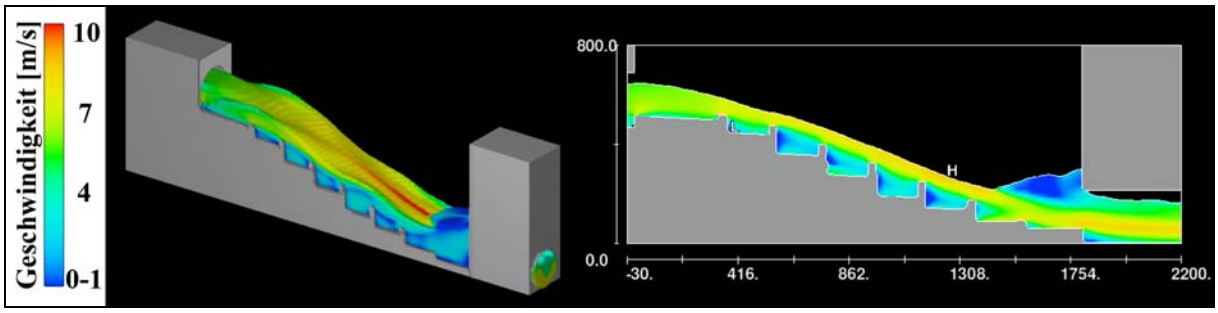


Abbildung 5 **skimming flow**, Simulationsergebnisse, Geschwindigkeiten v bei $Q = 20$ m^3/s

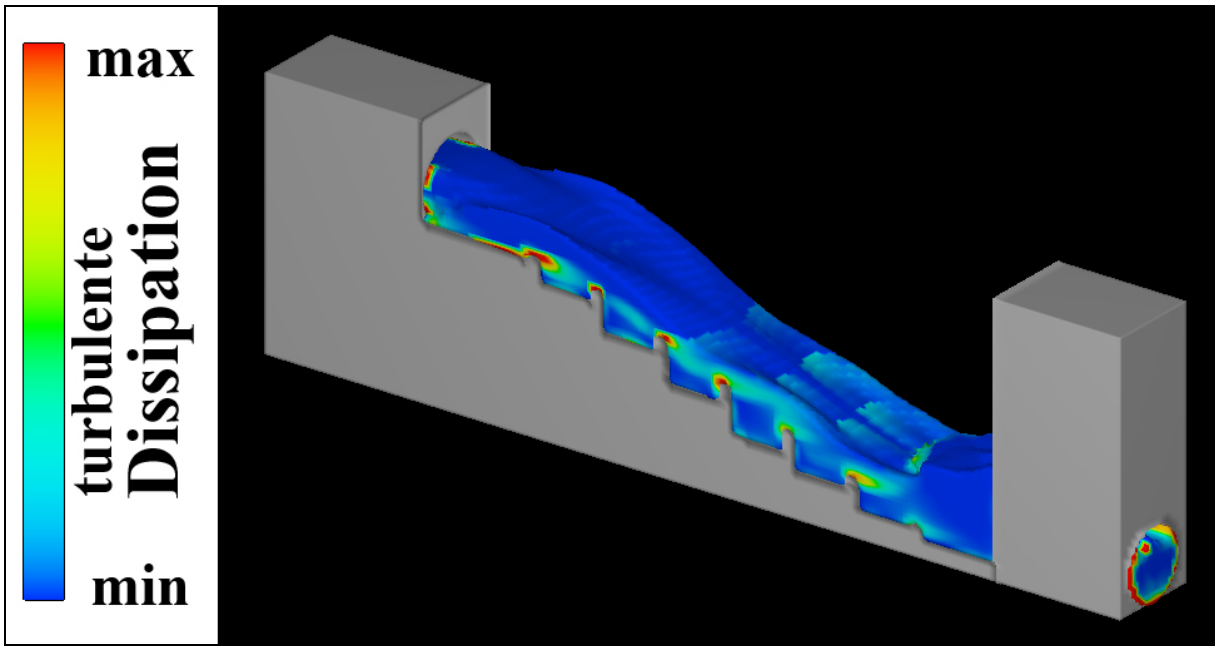


Abbildung 6 **skimming flow**, Simulationsergebnisse, turb. Dissipation bei $Q = 20$ m^3/s

6 Zusammenfassung und Ausblick

Das Paper beschreibt die Untersuchung eines Absturzbauwerkes in Kanalhaltungen mittels numerischer Strömungssimulationsmodelle der freien Oberfläche. Es zeigt sich, dass sich im Falle großer Durchflüsse ein schwebender Abfluss über der Kaskade einstellt, welcher eine ausreichende Energieumwandlung im Bereich der Stufen nicht mehr ermöglicht. Anhand der Analyse der freien Oberfläche, der Geschwindigkeitsverteilung und der Energieverzehrung lassen sich mit relativ geringem Aufwand unterschiedliche Geometrien und Durchflüsse hinsichtlich der Strömung und Bauwerksbeanspruchung beurteilen. In dem gezeigten Fall wurde der vorgestellte Entwurf nicht weiter verfolgt, da Anforderungen an einen freien Einlauf in die untere Kanalhaltungen nicht gegeben waren. Numerische Strömungssimulationen sollten zur Optimierung bereits in einer frühen Phase

des Entwurfs eingesetzt werden. Hier nicht behandelte Probleme der numerischen Simulation, wie zum Beispiel die Luftaufnahme und die anschließende Abgabe, erfordern weitere Grundlagenuntersuchungen. Diese schließen auch vergleichende Untersuchungen am physikalischen Modell mit ein, um das Verständnis der hochkomplexen Strömung zu verbessern.

7 Literatur

AIGNER, D. (2001) *Hydraulic Design of Pooled Step Cascades*, XXIX IAHR-Congress, 16.-21.09.2001, Beijing, China.

ATV-A 157 (2000) *Bauwerke in der Kanalisation*, GFA, Hennef.

BOES, M.; HAGER, W.H. (2005) *Discussion of Hydraulic Design of Stepped Spillways*, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 129, No. 9.

CHAMANI, M.R. (1999) *Characteristics of Skimming Flows over Stepped Spillways*, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 1259, No. 4.

CHANSON, H. (2001) *Hydraulic Design of Stepped Spillways and Downstream Energy Dissipation*, Dam Engineering, Vol. 11, No. 4.

CHANSON, H.; GONZALEZ, C.A. (2004) *Recent advances in stepped spillway design: air-water flow on stepped chutes, embankment dam stepped spillway and other considerations*, Fluvial, Environmental and Coastal Developments in Hydraulic Engineering – Mossa, Yasuda & Chanson (eds), Taylor & Francis Group, London.

HIRT, C.W.; NICHOLS, B.D. (1981) *Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries*, Journal of Computational Physics 39, 201.

MERLEIN, J.; KLEINSCHROTH, A.; VALENTIN, F. (2002) *Systematisierung von Absturzbauwerken*, Hydraulik und Gewässerkunde, Mitteilung Nr. 69, Technische Universität München.

NICHOLS, B.D.; HIRT, C.W. (1975) *Methods for Calculating Multi-Dimensional, Transient Free Surface Flows Past Bodies*, Proc. First International Conference Num. Ship Hydrodynamics, Oct. 20-23, Gaithersburg, ML.

Autoren:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Andreas Schlenkhoff
Wasserwirtschaft und Wasserbau
Bergische Universität Wuppertal
Pauluskirchstraße 7
42285 Wuppertal
Tel.: +49-202-439-4234
e-Mail:schlenkh@uni-wuppertal.de

Dipl.-Ing. Mario Oertel
Wasserwirtschaft und Wasserbau
Bergische Universität Wuppertal
Pauluskirchstraße 7
42285 Wuppertal
Tel.: +49-202-439-4133
e-Mail:maoertel@uni-wuppertal.de

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

2D-HN Modell der Donau zwischen Straubing und Vilshofen

Jens Kastrup, Pavel Kröbl, Ingo Kuckelsberg

Kurzfassung

Um die Auswirkungen des geplanten Donauausbaus auf die Hochwassersituation im Donautal zu untersuchen, wurde ein zweidimensionales Strömungsmodell aufgebaut. Die Modellkalibrierung zeigte deutlich einen extremen Einfluss des Uferbewuchses und der landwirtschaftlichen Nutzung der Vorländer auf die Hochwasserstände.

Summary

To investigate the effects of the planned Danube waterway improvement on the flood situation in the Danube valley, a two-dimensional hydrodynamic model was built up. The results of the model calibration showed an extreme influence of the riverbank vegetation and the agricultural use of the floodplains on the flood conditions.

1 Einleitung

Der Ausbau der Bundeswasserstraße zwischen Mainz und der Landesgrenze bei Jochenstein ist bis auf den rd. 70 km langen Abschnitt der Donau zwischen Straubing und Vilshofen abgeschlossen (Abbildung 1).

Das Ausbauziel für diesen Abschnitt ist die Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse, die Stabilisierung der Flusssohle und der Ausbau der Hochwasserschutzes. Um die Auswirkungen auf das Abflussregime zu untersuchen, ist ein zweidimensionales, hydrodynamisch-numerisches Strömungsmodell aufgebaut worden.

Für den Ausbau wurden umfangreiche Variantenuntersuchungen durchgeführt. Diese werden derzeit in einem laufenden Raumordnungsverfahren geprüft.

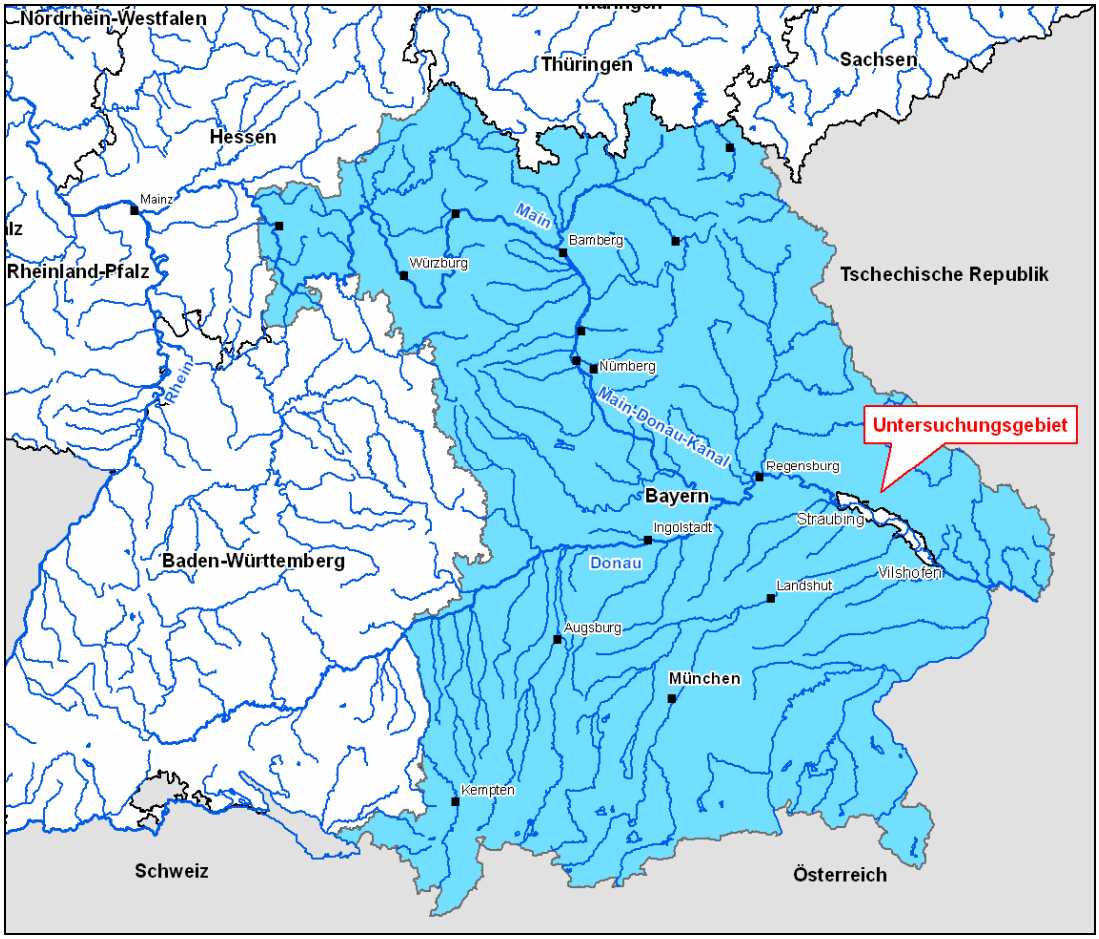


Abbildung 1 Untersuchungsgebiet Straubing - Vilshofen

2 Modellgebiet

Modelliert wurden 80 km der Donau vom Unterwasser der Stufe Straubing bis ca. 10 km unterhalb von Vilshofen im Stauraum der Stufe Kachlet. Die Donau ist in diesem Abschnitt beidseitig eingedeicht, die Flussbreite beträgt ca. 180m und der Deichabstand ca. 500 m. Etwa auf der Hälfte der Strecke Straubing Vilshofen mündet von rechts die Isar ein, die das Abflussregime im Donautal maßgebend beeinflusst. Um diesen zu erfassen, wurde die Isar von der Mündung bis zum Pegel Plattling auf einer Länge von 9 km mit im Modell berücksichtigt. Ebenso wurde das Hinterland einschließlich der Ableiter bis zur potentiellen HW_{100}-Grenze modelliert. Die Gesamtfläche des Modells beträgt ca. 287 km². Abbildung 2 zeigt das Modellgebiet mit Geländehöhen.

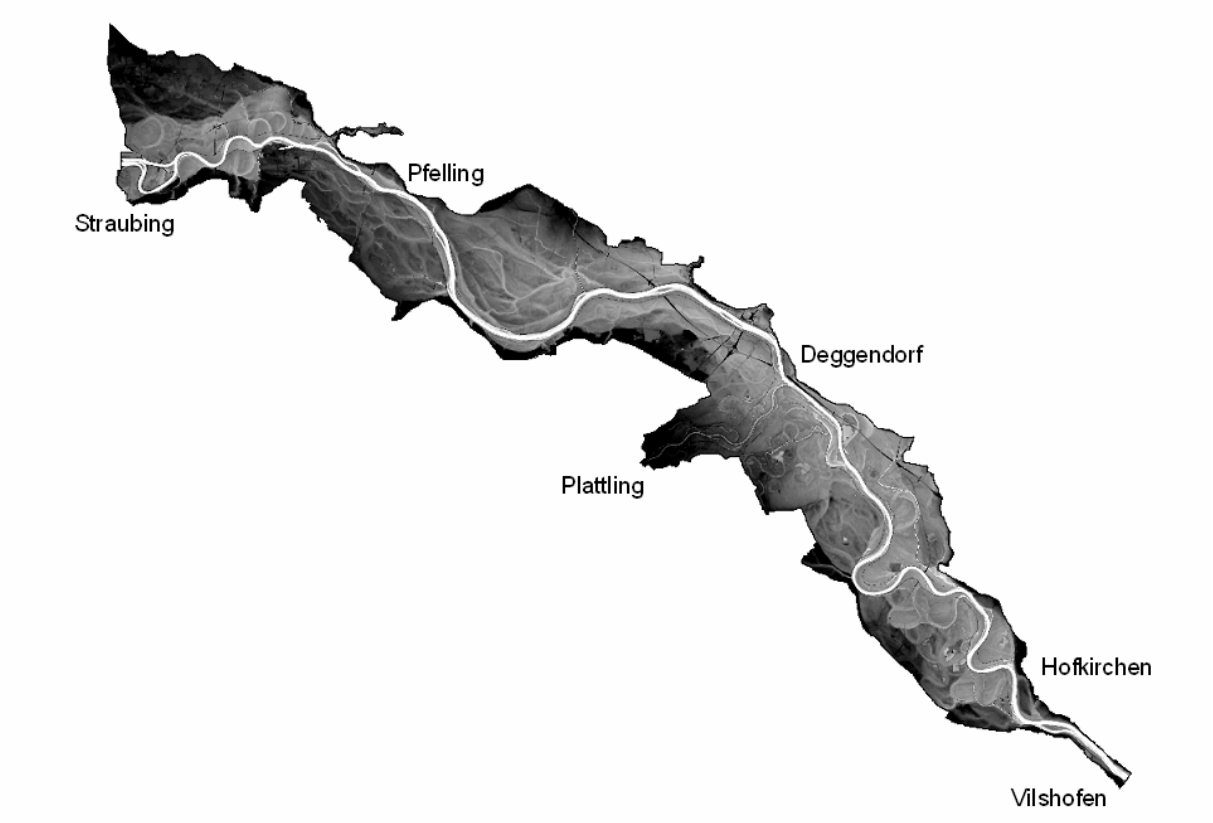


Abbildung 2 Modellgebiet Straubing – Vilshofen mit Geländehöhen

3 Modellansatz

Um die mehrdimensionalen Strömungsvorgänge korrekt zu erfassen, ist ein zweidimensionaler Ansatz gewählt worden. Es wurde mit der Software Hydro_AS-2D von Dr. M. Nujić gerechnet, als Pre-/ Postprozessor wurde die Software Surface-Water Modelling System (SMS) verwendet.

4 Datengrundlagen

Für die Modellerstellung und Kalibrierung lagen sehr gute und umfangreiche Daten vor. Die Geländeoberfläche wurde mit Hilfe von digitalen Geländemodellen und terrestrischen Vermessungen erfasst. Im Bereich der Flusssohlen lagen Peilungen flächig, bzw. in Profilen vor.

Die hydrologischen Daten für die maßgebenden Pegel lieferte das Bayerische Landesamt für Wasserwirtschaft. Für die Modellkalibrierung standen mehrere Wasserspiegelfixierungen und Fließgeschwindigkeitsmessungen zur Verfügung.

Für die Definition der Oberflächenrauheiten wurden die amtlichen Landnutzungsdaten verwendet, im Bereich der Vorländer wurden sie durch zusätzliche Erhebungen ergänzt.

5 Berechnungsnetz

Aufgrund der Größe des Modellgebietes ist eine räumliche Diskretisierung von einem 50x50 m-Raster gewählt worden. Die Elemente im Flussschlauch wurden entlang der Hauptströmungsrichtung angeordnet und haben eine Größe von 10x30 m. Im Bereich der abflussrelevanten Strukturen (Ufer, Buhnen, Leitwerke, Dämme, Straßen, Bewuchs) wurde das Berechnungsnetz mit dreieckigen und viereckigen Elementen entsprechend angepasst und verfeinert.

Das Berechnungsnetz besteht aus insgesamt 437.000 Elementen und 305.000 Knoten. Abbildung 3 stellt einen kleinen Ausschnitt aus dem Berechnungsnetz für den IST-Zustand dar.

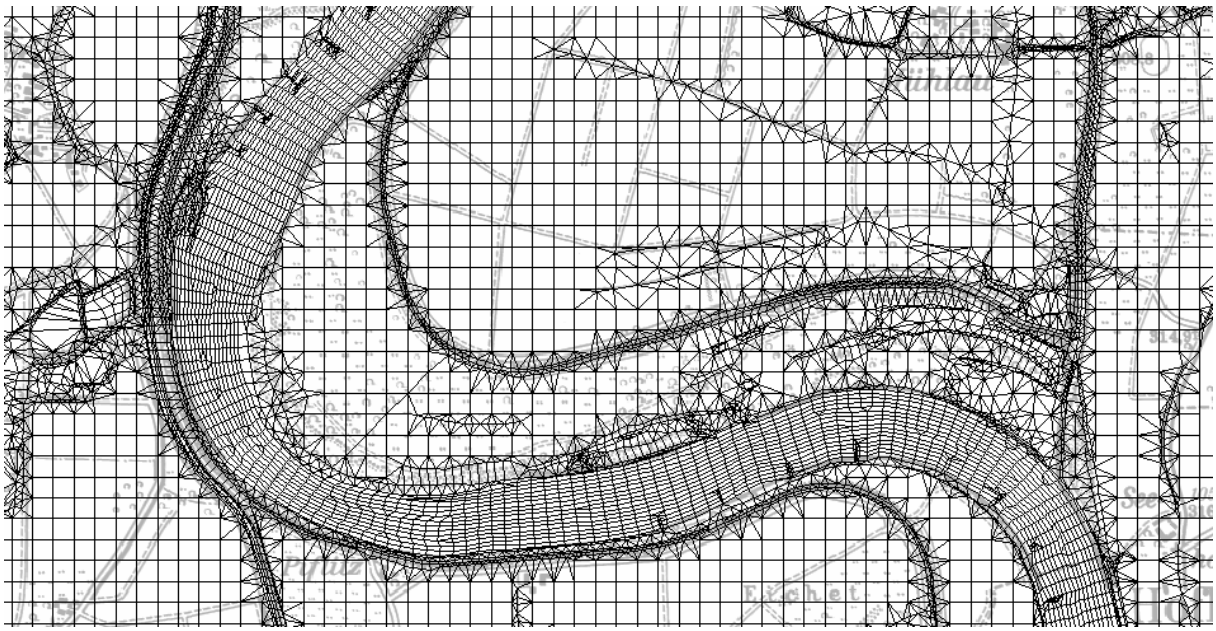


Abbildung 3 Berechnungsnetz im Bereich der Mühlauer Schleife

6 Modellkalibrierung

Im ersten Schritt wurde das Modell stationär mit Hilfe von mehreren Naturmessungen bis zum bordvollen Abfluss und anschließend die Vorländer bei höheren Abflüssen kalibriert. Die instationäre Kalibrierung wurde mit dem gut dokumentierten Hochwasser August 2002 durchgeführt, welches etwa einem 15-jährlichen Ereignis entspricht.

Bei den instationären Nachrechnungen konnten die gemessenen Wasserstandsganglinien erst nach einer Berücksichtigung der Hysterese richtig abgebildet werden.

Es hat sich gezeigt, dass der vorhandene Vorlandbewuchs sich auf die Wasserstände wesentlich ungünstiger auswirkt als man bisher angenommen hat.

7 Prognoseberechnungen

Die mit dem kalibrierten Modell errechneten Wasserstände bei HW_{100} liegen wesentlich über den bisher ermittelten, die für die Bemessung der teilweise bereits errichteten Hochwasserdeiche verwendet wurden. Der Schutzgrad der vorhandenen Hochwasserschutzsysteme ist demnach deutlich niedriger als bisher angenommen.

Bei der Suche nach der Ursache der extrem hohen Wasserstände wurden alle in Frage kommenden Größen untersucht. Es hat sich eindeutig herausgestellt, dass der veränderte Vorlandbewuchs und die veränderte Landnutzung den entscheidenden Einfluss auf die Hochwasserstände haben.

In Abbildung 4 wird die Landnutzung in den Jahren 1930 mit jenen im Jahre 1999 verglichen. Deutlich sichtbar ist eine starke Zunahme des Uferbewuchses und der Ackerflächen.

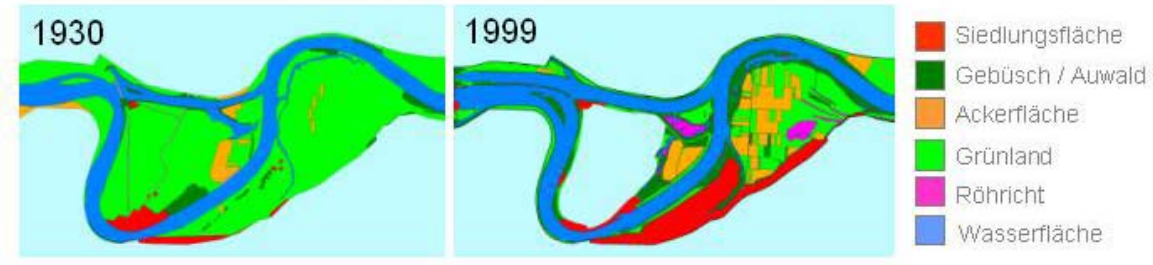


Abbildung 4 Entwicklung der Landnutzung

Die Abbildung 5 zeigt die Hochwassersituation im August 2005. Erkennbar ist der Uferbewuchs, der das Wasser der Donau daran hindert in die Vorländer zu strömen. Die Maisfelder stellen ebenfalls ein Hindernis für den Vorlandabfluss dar, da sie wie ein Querriegel wirken.



Abbildung 5 Hochwasser im August 2005, Bogener Insel in Richtung Oberstrom

Aufgrund der großen Bedeutung der Vorlandvegetation, wurde bei der Definition der Bewuchsrauheiten sehr detailliert und sorgfältig vorgegangen. Man unterschied in Hinblick auf das Wiederstandsverhalten zwischen Wald, Ufervegetation, Ufergehölz, Ackerflächen, Maisflächen und Grünlandnutzung.

Um die ermittelten Rauheitsansätze zu überprüfen, wurde das Wiederstandsverhalten von Maisfeldern in einer zusätzlichen Studie an einem physikalischen Modell untersucht (TU München). Darin wurden die im numerischen Modell ermittelten Werte bestätigt. Eine weitere aktuell an der TU München laufende Studie beschäftigt sich mit dem Wiederstandsverhalten des Uferbewuchses.

Der Einfluss von überströmten Buhnenbauwerken auf die Hochwasserstände wurde im Hinblick auf den Donauausbau von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) durchgeführt.

8 Konsequenzen

Um den früheren Schutzgrad wieder herzustellen, ist ein nachhaltiges Vorlandmanagement notwendig um die Vorländer wieder abflusswirksamer zu gestalten. Daher ist es erforderlich, die Uferbereiche, in denen das Ein- und

Ausströmen in die Vorländer stattfindet, von der Vegetation zu räumen und die landwirtschaftliche Vorlandnutzung zu ändern, insbesondere durch die Vermeidung eines Maisanbaus.

Da der natürliche Ufer- und Vorlandbewuchs von einer hohen ökologischen Bedeutung ist, wurde die Auswahl notwendiger Rodungs- und Auflichtungsflächen gemeinsam mit einem Landschaftsplaner festgelegt. Auf diese Weise werden hochwertige, zu schonende Bestände (v.a. naturnahe Silberweidenauen) erhalten.

Die Auswirkungen der festgelegten Umgestaltungen des Vorlandes werden mit umfangreichen hydraulischen Modelluntersuchungen überprüft.

9 Literatur

Bundesanstalt für Wasserbau: Untersuchung zur Berücksichtigung von Buhnen in 2D-Modellen im Hochwasserfall (Donauausbau Straubing - Vilshofen), im Auftrag der RMD Wasserstraßen GmbH (2005).

Hartlieb, A.: Modellversuche zur Rauheit von durch- bzw. überströmten Maisfeldern. In: Wasserwirtschaft 96 (2006), Heft 3.

Autoren:

Dipl.-Ing. Jens Kastrup,
Dipl.-Ing. Pavel Kröbl,
Dipl.-Ing. Ingo Kuckelsberg

Rhein-Main-Donau Wasserstraßen GmbH
Blutenburgstr.20
80636 München

Tel.: +49 89 99 222 232
Fax: +49 89 99 222 214
pavel.kroebl@rmd-wasserstrassen.de

WALD + CORBE

Ingenieurbüro für Wasserbau, Wasserwirtschaft und Tiefbau

BERATENDE INGENIEURE



WASSERWIRTSCHAFT

Hydrologische Flussgebietsmodelle
Grundwassermodelle
Hydraulische Abflussmodelle
Gekoppelte Grundwasser-
Fließgewässer-Modelle
2D-Strömungsberechnungen
Speichersimulationen
Feststofftransport und Schadstoffausbreitung
Hochwasserrisikoanalysen
Nutzen-Kosten-Untersuchungen

WASSERBAU

Flussbau
Deichbau
Wehre und Stauanlagen
Hochwasserrückhaltebecken
Stahlbeton- und Stahlwasserbau
Schöpf- und Pumpwerke
Fischpässe
Wasserkraftanlagen
Mess- und Regeltechnik
Planung, Ausschreibung, Bauleitung



Hauptsitz Hügelsheim / Baden

Am Hecklehamm 18 Tel. 07229 / 18 76 - 00
76549 Hügelsheim Fax: 07229 / 18 76 - 77

Büro Stuttgart

Fritz-Reuter-Str. 18 Tel. 0711 / 26 34 64 - 00
70193 Stuttgart Fax: 0711 / 26 34 64 - 20

E-Mail: mail@wald-corbe.de
Internet: www.wald-corbe.de

3D Fließgewässermodellierung mit vielflächigen finiten Volumen an der österreichischen Donau

Michael Tritthart

Während herkömmliche Modelle zur dreidimensionalen Strömungssimulation von Fließgewässern auf der räumlichen Zerlegung des Kontinuums in quader-, pyramiden- oder keilförmige Zellformen basieren, gelangen in der vorliegenden Arbeit Rechenzellen mit beliebig vielen Begrenzungsflächen zur Anwendung. Durch diese Vorgehensweise können numerische Diffusionseffekte in jenen Bereichen des Strömungsgebiets reduziert werden, in denen keine eindeutige Hauptströmungsrichtung vorliegt. Der Beitrag stellt die Anwendung eines auf vielflächigen finiten Volumen basierenden numerischen Modells auf das Augusthochwasser des Jahres 2002 an der österreichischen Donau vor.

While common models for the three-dimensional numerical simulation of watercourses are based on the spatial segmentation of the flow continuum into hexahedral, tetrahedral or wedge-shaped cells, this work employs cells with an arbitrary number of faces. This approach has the potential to reduce numerical diffusion effects in those regions of the flow domain where no prevailing main flow direction can be identified. The paper presents the application of a numerical model based on polyhedral finite volumes on the flood event of August 2002 at the Austrian river Danube.

1 Einleitung

Herkömmliche Modelle zur dreidimensionalen Fließgewässermodellierung basieren üblicherweise auf der Zerlegung des Rechengebiets in keil-, pyramiden- oder quaderförmige Zellen. Ein Einsatz von Zellen mit mehr als sechs Begrenzungsflächen, also verallgemeinerten vielflächigen Kontrollvolumen, ist in der numerischen Strömungsmechanik hingegen bislang eher unüblich (Tritthart, 2005a). Ansätze zur Verwendung solcher vielflächiger Zellen finden sich in Creswell und Croaker (2002) zur Lösung eines Luftströmungsproblems in einem Gebäude mit unterschiedlichen Skalenebenen im selben Rechengebiet, wodurch auf eine starke Verfeinerung des Rechennetzes verzichtet werden kann. In Standingford und Forth (2002) gelangt ein zweidimensionales Rechennetz aus polygonal begrenzten Zellen für Berechnungen in der Luftfahrttechnik zur Anwendung. Zur Untersuchung von Strömungsvorgängen in Fließgewässern wurde ein Rechengitter aus vielflächigen Zellen erstmalig von Tritthart (2004) vorgestellt.

Das Rechengitter entsteht dabei in einem zweistufigen Verfahren aus einer 2D Voronoi-Zerlegung des Strömungsgebiets und einer nachfolgenden vertikal strukturierten Segmentierung. Die einzelnen Zellen können beliebige Grundrissformen aufweisen, wobei vorwiegend die hexagonale Form eingesetzt wird. Die Vorteile dieser Methodik liegen in der Reduktion numerischer Diffusionseffekte in Strömungssituationen ohne dominante Hauptströmungsrichtung (Tritthart und Gutknecht, 2005) sowie dem Entfall nichtorthogonaler Terme und gewichteter Mittelwertbildungen in den diskretisierten Grundgleichungen.

2 Strömungsmodell

2.1 Rechengitter

Das Berechnungsgitter wird ausgehend von einer Basispunktmenge erzeugt, welche die räumliche Lage der Erhaltungsgrößen vorgibt. Durch die Wahl eines entsprechenden Verteilungsmusters dieser Punkte im Raum lassen sich in der anschließenden Voronoi-Zerlegung spezifische Zellformen erzwingen, insbesondere solche mit vier- und sechseckigem Grundriss (Abb. 1). Die Überlagerung verschiedener Verteilungsmuster erlaubt die Verfeinerung des Rechennetzes insbesondere am Rand des Rechengebiets oder in Regionen mit räumlichen Diskontinuitäten. Durch das Prinzip der Zerlegung nach Voronoi ist sichergestellt, dass die vertikale Projektion der Begrenzungsflächen der einzelnen Zellen immer eine Streckenhalbierende zur Verbindungsgerade zweier Berechnungspunkte darstellt, was für das numerische Verfahren wegen des Entfalls der Notwendigkeit gewichteter Interpolationen einen entscheidenden Vorteil darstellt (Tritthart, 2005b).

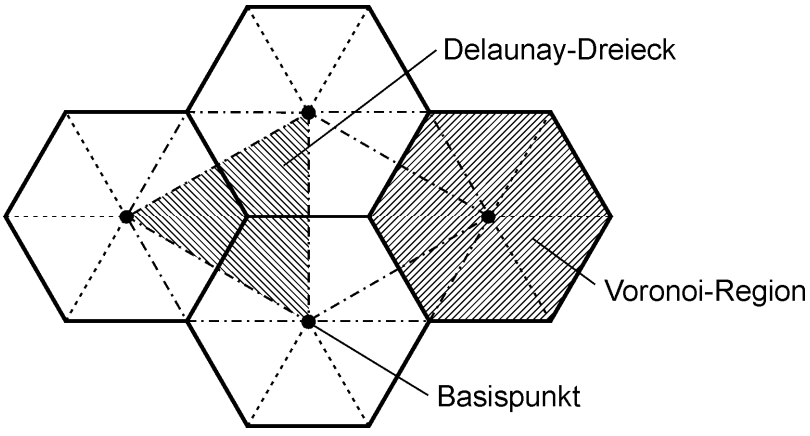


Abbildung 1 Detail eines beispielhaften Rechengitters mit hexagonalen Voronoi-Regionen

Das dreidimensionale Rechengitter entsteht schließlich durch eine strukturierte vertikale Segmentierung des aus Gewässersohle und freier Wasseroberfläche gebildeten Kontinuums. Dazu werden die Fußpunkthöhen aller Basispunkte auf Grundlage der Daten von Sohlgrundvermessungen auf geostatistischem Weg interpoliert und die Position des Wasserspiegels in erster Näherung mit Hilfe einer eindimensionalen Wasserspiegellagenberechnung abgeschätzt. Im Verlauf der hydrodynamischen Berechungen wird die Lage des Wasserspiegels auf iterativem Weg aus dem ermittelten Druckfeld abgeleitet und stellt daher eine gute Approximation der real vorliegenden dreidimensionalen Situation dar.

2.2 Numerisches Lösungsverfahren

Die Reynoldsgleichungen als Bestimmungsgleichungen turbulenter Strömungen werden in Form einer verallgemeinerten Transportgleichung zum Ansatz gebracht und mit Hilfe der Finite-Volumen-Methode für Kontrollvolumen beliebiger Gestalt diskretisiert. Der resultierende Satz von Gleichungen stellt im physikalischen Sinn die Summation konvektiver und diffusiver Terme über die Oberfläche der einzelnen Zellen dar, was die Notwendigkeit einer entsprechenden Interpolation der Erhaltungsgrößen an den Zellbegrenzungsflächen zur Folge hat. Zu diesem Zweck gelangt für die diffusiven Terme das Zentrale Differenzenverfahren und für die konvektiven Terme das Upwind-Verfahren 2.Ordnung mit Gradientenermittlung nach Barth und Jespersen (1989) zur Anwendung. Zur Ermittlung des unbekannten, nicht hydrostatischen Druckfelds und der gleichzeitigen Erfüllung der Kontinuitätsgleichung wird das SIMPLE-Verfahren herangezogen, wobei die Interpolation des Druckfeldes zur Vermeidung von Schwingungen mit der Methode nach Rhie und Chow (1983) erfolgt. Zur Turbulenzmodellierung kommt das k-ε Modell mit den Standardkonstanten nach Launder und Spalding (1974) zur Anwendung.

2.3 Strömungsmodell

Das dargelegte Verfahren zur Gittererzeugung, das numerische Lösungsverfahren der Reynoldsgleichungen auf verallgemeinerten vielflächigen Zellen, sowie Postprocessingfunktionalität wurden in ein Strömungsmodell namens RSim-3D – kurz für „River Simulation in 3D“ – implementiert. Die Validierung des Modells erfolgte anhand von Messdaten aus vier verschiedenen Laborgerinnen (Tritthart und Gutknecht, 2005), wobei in jedem der Fälle eine zufrieden stellende Übereinstimmung zwischen Modellergebnissen und gemessenen Wasserspiegellagen sowie dreidimensionalen Geschwindigkeits-feldern erzielt werden konnte.

3 Augusthochwasser 2002

3.1 Situation

Im August 2002 wurde die österreichische Donau – wie zahlreiche Flüsse in Mitteleuropa – von einem extremen Hochwasserereignis heimgesucht. In Österreich allein beliefen sich die gesamten Hochwasserschäden auf etwa 3,1 Mrd. Euro (ZENAR, 2003). Ein großer Anteil daran ist auf Ausuferungen der Donau und ihrer Zubringer zurückzuführen, in denen die ermittelten Jährlichkeiten teilweise mehrere tausend Jahre betrugen (etwa im Fluss Kamp). In der Donau selbst handelte es sich um ein etwa hundertjährliches Hochwasserereignis.

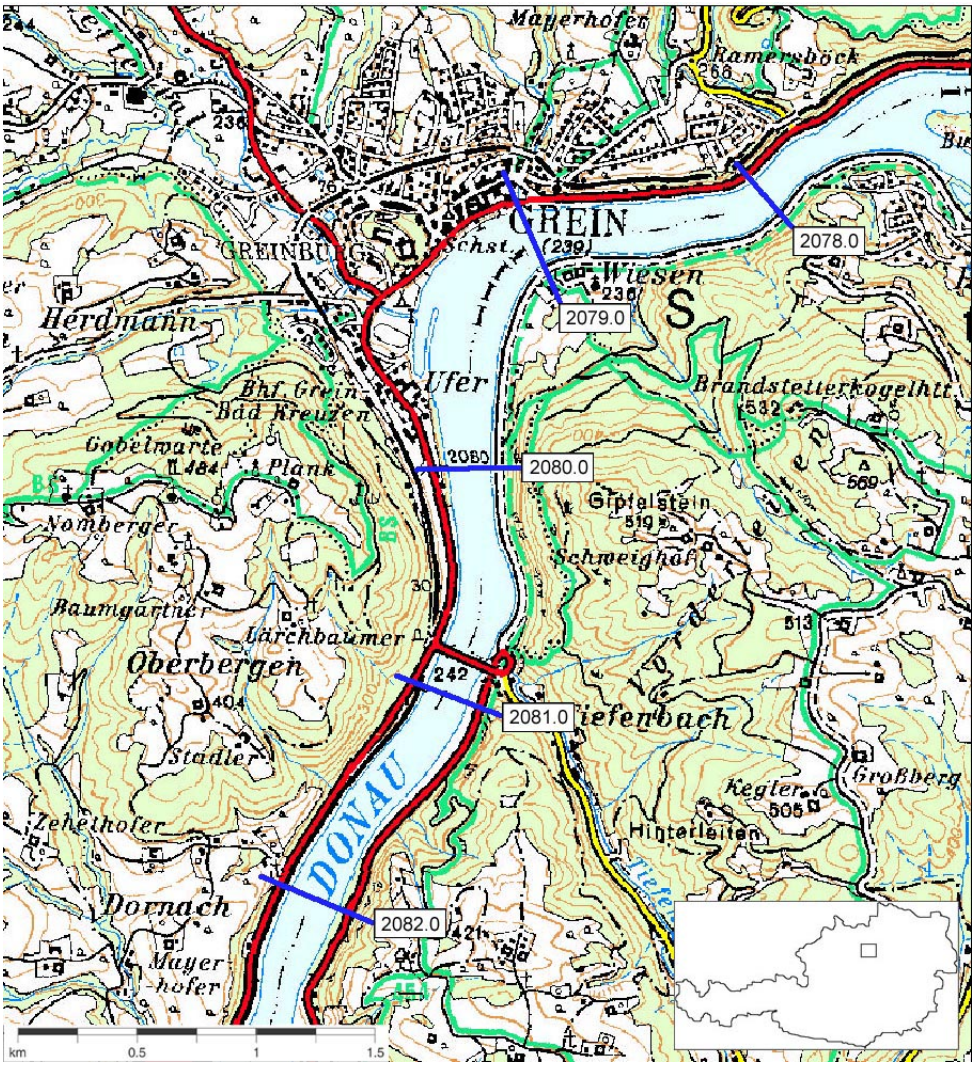


Abbildung 2 Lageplan des Donauknies in Grein

Besonders vom Hochwasser betroffen war die Gemeinde Grein in Oberösterreich. Grein liegt linksufrig der Donau bei Stromkilometer 2079 an der Außenseite einer als „Greiner Knie“ bekannten Donaukrümmung, die ungefähr

90 Grad beträgt (Abb. 2). Trotz Vorhandensein eines auf ein hundertjährliches Ereignis dimensionierten Hochwasserschutzes, wurde dieser überströmt und das Gemeindegebiet stellenweise metertief überflutet (Abb. 3). Während des Durchgangs des Hochwasserscheitels wurde in einem Profil nahe Stromkilometer 2078,9 eine Superelevation der Wasserspiegellage von 80 cm beobachtet. Aus diesem Grund wurde das Greiner Knie im Zuge des FloodRisk-Projekts aus den Jahren 2003 und 2004 in eine Liste von Problemstellen entlang der Donau eingereiht. In seiner abschließenden Beurteilung der Situation empfahl das Projektteam den Einsatz eines dreidimensionalen Strömungsmodells zur Untersuchung der Strömungsvorgänge und Ermittlung der Wasserspiegellage im gegenständlichen Gebiet, da die üblicherweise eingesetzten 1D-Modelle hierfür nicht geeignet sind, weshalb der Wasserspiegel an der Krümmungsaußenseite in der Vergangenheit auch nicht korrekt vorhergesagt wurde.



Abbildung 3 Luftbild des Überflutungsgebiets vom 14. August 2002 mit eingetragener Hochwasseranschlagslinie (nach BEV (2002), modifiziert)

3.2 Simulation

Basierend auf Sohlgrundaufnahmen aus dem Jahr 1999, die aus einem digitalen Geländehöhenmodell terrestrisch ergänzt wurden, wurde zwischen Stromkilometer 2082 und 2078 ein Rechennetz aus vorwiegend sechseckigen Zellgrundformen erzeugt. Dadurch ergibt sich eine Zulaufstrecke von etwa 2,5 Kilometern vor dem Kernaussagegebiet des Modells, wodurch sichergestellt ist,

dass sich bis dorthin realistische Strömungsbedingungen einstellen können und keine Beeinflussung durch die oberstromige Randbedingung vorliegt. Ein Teil des in Abb. 3 sichtbaren Überflutungsbereichs am linken Bildrand ist nicht abflusswirksam und wurde daher nicht in das Rechengebiet aufgenommen (vgl. Abb. 5). Einen wichtigen Anhaltspunkt zur Kalibrierung des Modells bildeten die Kennzeichnenden Wasserstände der Donau (KWD, charakteristischen Durchflüssen zugeordnete Wasserstände für jeden Stromkilometer), die nach dem Ereignis den beobachteten Maximalwasserständen angepasst wurden. Mit Hilfe dieser Eingangsdaten wurde ein Rauhigkeitsbeiwert nach Strickler von 35 für den gesamten Sohlbereich ermittelt; in den Vorländern wurde aus der Literatur eine Rauhigkeitshöhe von 1 m angesetzt.

3.3 Ergebnisse

In den Abb. 4 bis 6 sind einige Ergebnisse der stationären hydrodynamischen Berechnung mit dem Modell RSim-3D dargestellt. Die Maxima der berechneten Wasserspiegellagen entsprechen sehr gut den KWD-Werten (Abb. 4), auch die prognostizierte Superelevation bei Stromkilometer 2078,9 kommt mit 68 cm nahe an den beobachteten Wert von 80 cm heran. Eine der Ursachen der Superelevation ist in den ausgeprägten Sekundärströmungen von bis zu 1 m/s in diesem Bereich zu sehen (Abb. 6).

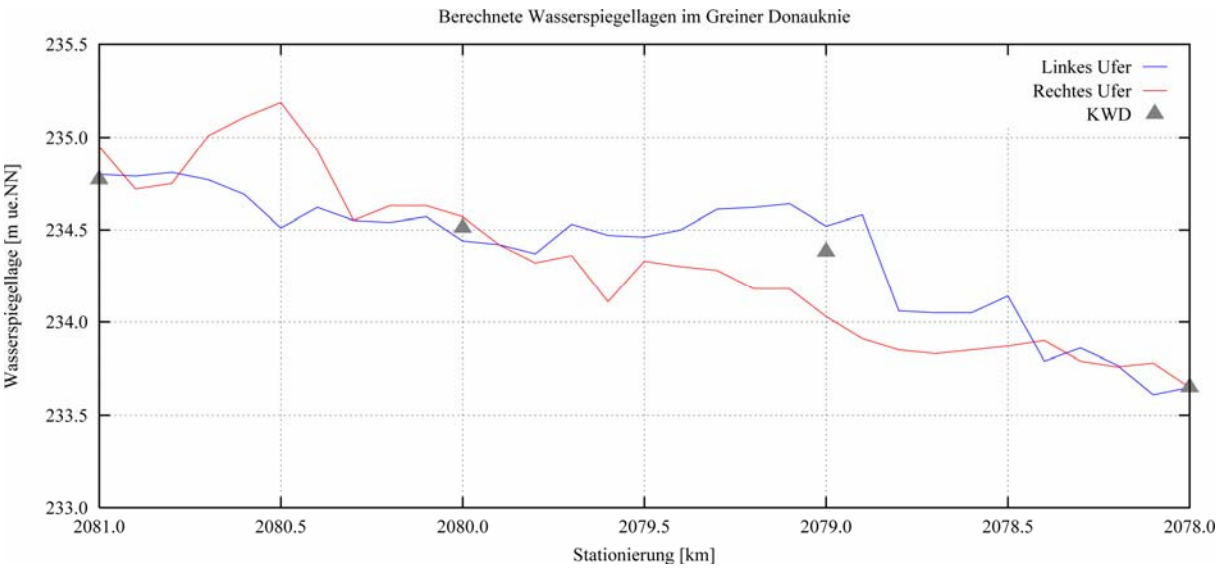


Abbildung 4 Berechnete Wasserspiegellagen und kennzeichnende Wasserstände der Donau

Im Flussschlauch treten lokale Spitzen der tiefengemittelten Fließgeschwindigkeit bis 3,6 m/s auf (Abb. 5), allerdings werden auch in manchen Vorlandbereichen Werte von bis zu 1,5 m/s erreicht, was die in den entsprechenden Regionen aufgetretenen großen Schäden zu erklären vermag. In Abb. 5 ist ferner ein Rezirkulationsbereich im Vorland mit einem Durchmesser von mehreren hundert Metern zu erkennen.

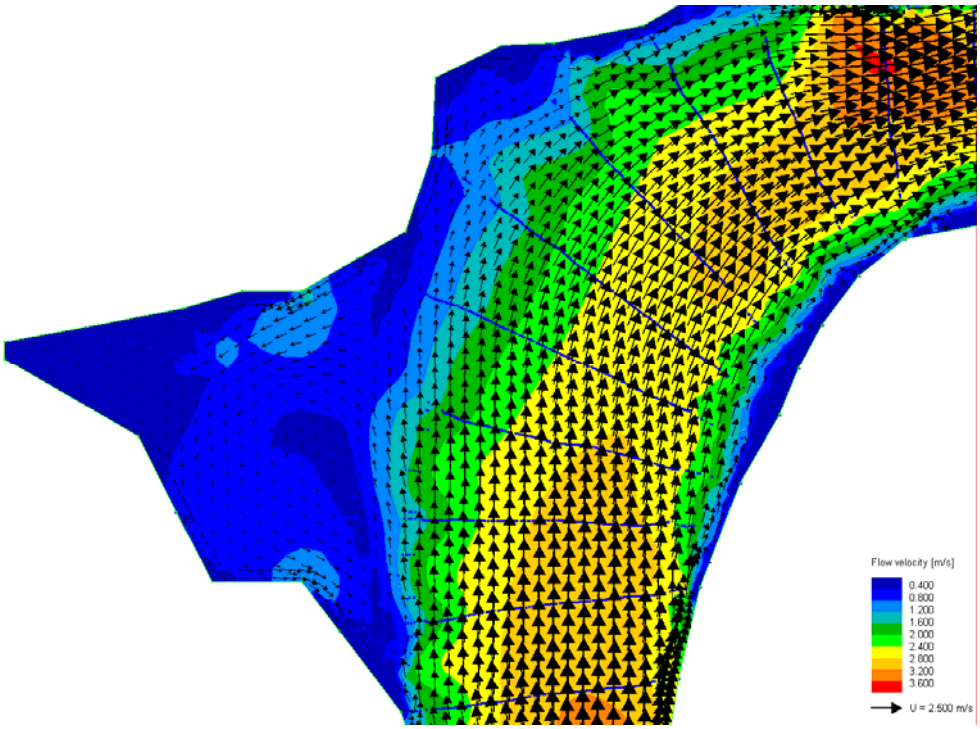


Abbildung 5 Tiefengemittelte Strömungsverhältnisse im Krümmungsbereich und in den Vorländern

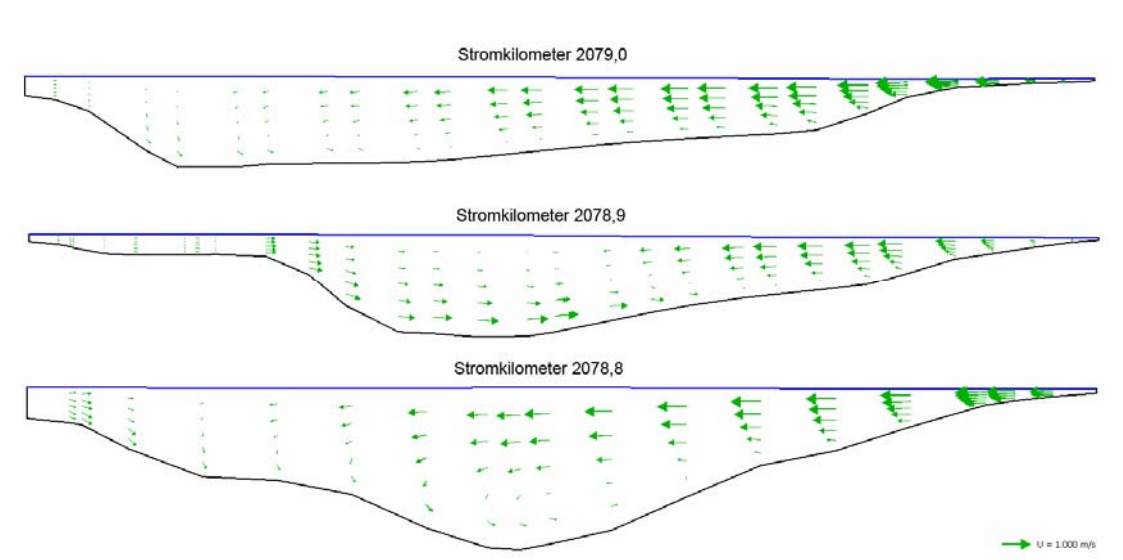


Abbildung 6 Sekundärströmungen im Bereich der größten Wasserspiegelquerneigung

4 Danksagung

Das numerische Modell RSim-3D wurde vom Autor im Rahmen seiner Dissertation als Mitarbeiter am Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie der TU Wien entwickelt. Ein besonderer Dank gilt deshalb Prof. Dr. Dieter Gutknecht für die Betreuung dieser Arbeit.

5 Literatur

Barth, T.J., Jespersen, D.C.: The Design and Application of Upwind Schemes on Unstructured Meshes. Proceedings 27th Aerospace Sciences Meeting, Reno, Nevada, USA, 1989.

Bundesamt f. Eich- u. Vermessungswesen (BEV): Luftbilder des Augusthochwassers 2002 in Österreich, 2002.

Creswell, R., Croaker, P.: The Practical Application of Polyhedral Finite Volume Methodology to Problems with Large Scale Discrepancies. In: Computational Fluid Dynamics 2002, Springer, 2003, S.783-784.

Launder, B.E., Spalding, D.B.: The Numerical Computation of Turbulent Flows. Comp. Methods in App. Mech. and Eng., 3, 1974, S.269-289.

Rhie, C.M., Chow, W.L.: Numerical Study of The Turbulent Flow Past an Airfoil with Trailing Edge Separation. AIAA Journal, 21, 1983, S.1525-1532.

Standingford, D.W.F., Forth, S.A.: A Discrete Sensitivity Solver for an Industrial CFD Code Via Automatic Differentiation. In: Computational Fluid Dynamics 2002, Springer, 2003, S.82-87.

Tritthart, M.: Polyhedral Finite Volumes as Basis for Three-Dimensional Numerical Modelling of River Flow. Proceedings 6th International Conference on Hydroinformatics, Singapore, 2004, S.324-331.

Tritthart, M.: Three-Dimensional Numerical Modelling of Turbulent River Flow using Polyhedral Finite Volumes. Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer, 193, TU Wien, 2005.

Tritthart, M.: Dreidimensionale Strömungssimulation turbulenter Fließgewässer mit vielflächigen Finiten Volumen. Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft, 43, TU Graz, 2005, S.153-158.

Tritthart, M., Gutknecht, D.: Validation of a three-dimensional numerical model for river flow based on polyhedral finite volumes. Proceedings XXXI IAHR Congress, Seoul, Korea, 2005, S.581-590.

Zentrum für Naturgefahren und Risikomanagement (ZENAR): Ereignisdokumentation Hochwasser August 2002. BOKU Wien, 2003.

Autor:
Dipl.-Ing. Dr.techn. Michael Tritthart
Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
Universität für Bodenkultur Wien, Muthgasse 18, 1190 Wien, Österreich
Tel.: ++43 - 1 - 36006 5510, Fax: ++43 - 1 - 36006 5549
michael.tritthart@boku.ac.at

Large Eddy and RANS Simulations of the Flow over Dunes

Thorsten Stoesser, Wolfgang Rodi und Nils Reidar Olsen

Im vorliegenden Beitrag werden Large Eddy Simulationen (LES) der Strömung über idealisierte Sanddünen vorgestellt. Die Dünengeometrie sowie die Randbedingungen wurden analog zu Laborversuchen gewählt, sodass die Güte dieser Large Eddy Simulationen mit Hilfe eines Vergleichs zu den gemessenen Daten abgeschätzt werden kann. Die Methode der Large Eddy Simulation ist sehr rechenintensiv und für praktische Fragestellungen im Rahmen des Wasserbaus noch 1nicht geeignet. LES wird z Zt. hauptsächlich in der Turbulenzforschung eingesetzt um neue physikalische Erkenntnisse von räumlich hochkomplexen, instationären, turbulenten Strömungsmechanismen zu erhalten. Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden daher auch Reynolds-Averaged Navier Stokes (RANS) Berechnungen für die gleichen Konfiguration durchgeführt und die Ergebnisse mit den LES und Laborexperimenten verglichen. Das zeitlich gemittelte Strömungsfeld kann zufriedenstellend mit einer statistischen Rechenmethode der Strömung (RANS) prognostiziert werden. Jedoch ergeben sich Unterschiede beim Vergleich der turbulenten kinetischen Energie und den Sohlschubspannungen, da das RANS Modell die hochgradig instationären Vorgänge der Strömungsablösung an der Dünenkante und das Wiederanlegen auf dem Rücken der Folgedüne nicht adäquat wiederspiegeln kann. Die Erkenntnisse aus den Large Eddy Simulationen sollen in eine verbesserte RANS Modellierung einfließen, sodass eine erhöhte Genauigkeit bei der Vorhersage von Strömung und Morphologie in der Praxis gewährleistet werden kann.

1 Introduction

A flow of sufficient turbulence intensity generally initiates the motion of bed material in an alluvial channel. In the case of sand-bed rivers this motion usually results in dune or ripple formations at the channel bottom. The flow over dunes has been studied widely, to understand the effect of bed shape on the flow and the mechanisms of bed and suspended load transport of sand bed rivers (most recently by Maddux *et al.,* 2003a and 2003b). Because of the bed deformation, mean flow characteristics, distributions of turbulent velocities, bed shear stresses, and turbulence intensities differ significantly from those over smooth beds (e.g. McLean *et al.,* 1999; Zedler and Street, 2001). A dune formation causes the overlying flow to separate at the dune crest, creating a large separation zone on the leeside of the dune. Bordering the separation zone is a turbulent shear layer associated with large-scale eddies which travel along that

shear layer and towards the surface while dissipating. The flow reattaches approximately 4-6 dune heights downstream of the crest (Engel, 1981). Downstream of the reattachment point a new boundary layer is formed and grows as the flow accelerates towards the next dune crest.

Numerous experimental studies were undertaken in the past in order to study the flow over dunes (e.g. most recently by Polatel et al., 2005; Hyun *et al.*, 2003; Maddux *et al.,* 2003a, 2003b; Lyn, 1993; Mierlo and Ruiter, 1988). However, these experimental investigations are either of limited spatial resolution or are restricted to time-averaged quantities along selected measurement verticals. Numerical simulations provide a complete picture of these flows and may be used to complement experimental investigations, as parametric studies, or even for the exploration of new flow physics and mechanisms. Only a limited number of numerical studies of flow over dunes exist. Yoon and Patel (1996) presented calculations of the flow over dunes based on the solution of the Reynolds-Averaged Navier-Stokes (RANS) equations, and reported a good agreement between computed and measured time-averaged velocities. More recently, Patel and Lin (2004) showed results of both RANS computations and Large Eddy Simulations, and compared mean velocities and turbulence statistics to those measured by Hyun et al. (2003). They also concluded that a RANS model captures much of the mean velocity information but fails to model the effect of the large-scale flow structures on the turbulence statistics. However, though the available computing power and memory capacities of modern computers are rapidly increasing, LES is still restricted to Reynolds numbers below 10^5, which has been shown recently during a turbulence model workshop (11th ERCOFTAC/IAHR Workshop on Refined Turbulence Modelling, Chalmers University of Technology, 2005). This means that for the computation of practical flow problems for engineering purposes RANS methods are still of great interest and deficits need to be identified and ideally be removed.

In this paper, we present the results of Large Eddy Simulations (LES) as well as simulations that are base on the solution of the Reynolds-Averaged Navier-Stokes equations (RANS) of a channel flow over a train of two-dimensional fixed dunes. Geometry and boundary conditions were selected in analogy to laboratory experiments as reported by Polatel (2005). The dune height is $k = 20$ *mm*, and the dune wavelength is $\lambda = 400$ *mm*, so that $\lambda/k = 20$, which is typical of many previous studies. Several water-depth-to-dune-height-ratios h/k were investigated, however here we focus on $h/k=4$. The results of the computations are compared with Laser Doppler Velocimetry (LDV) measurements taken at six verticals along the geometry. The Reynolds number, based on the bulk velocity <U> and the average flow depth *h,* is approximately 22000. Time-

averaged flow velocities, kinetic energy and wall shear stresses along the dune bed are compared and the quality of the RANS simulations is evaluated.

2 Numerical Models

2.1 LES Model

The LES code, LESOCC developed at the Institute for Hydromechanics, University of Karlsruhe (Breuer and Rodi, 1996) was used to perform the large-eddy simulations. LESOCC solves the filtered Navier-Stokes equations discretised with the finite-volume method, and uses a non-staggered grid on curvilinear body-fitted coordinates. The convective and diffusive fluxes are approximated with central differences of second-order accuracy. The Poisson equation for coupling the pressure to the velocity field is solved with the SIP method of Stone (1968). Time advancement is achieved by a second-order, explicit Runge-Kutta scheme in LESOCC. The subgrid-scale stresses appearing in the filtered Navier-Stokes equations are computed using the dynamic approach of Germano et al. (1991). The no-slip boundary condition is used on the walls where the first grid point is placed at a distance in wall units of approximately $z^+=1$. The computational domain for the LES calculations spanned 1 dune length λ in streamwise, 2 water depths h in spanwise and $1h$ in vertical directions, respectively. The grid consisted of 500 x 80 x 120 grid points in the three directions, streamwise, spanwise and vertical. The grid spacing in terms of wall units was $\Delta x^+ \approx 30$ in streamwise direction, $\Delta y^+ \approx 45$ in spanwise direction and approximately 1 for Δz^+ near the dune surface. Periodic boundary conditions were applied in the streamwise and spanwise directions. The free surface was treated as a flat plane of symmetry (with zero stress condition).

2.2 RANS Model

The model SSIIM (Olsen, 2005) is employed to perform the time-averaged RANS simulations. This model solves the Reynolds-Averaged Navier-Stokes equations with the finite-volume approach on a structured non-orthogonal grid. The SIMPLE method couples the pressure to the velocity field and the standard k-epsilon turbulence closure models the Reynolds Stresses appearing in the RANS formulation of the Navier Stokes equations. A second-order upwind scheme is employed to model the convective terms in the Navier-Stokes equations, whereas diffusive terms are approximated with a central scheme. The no slip condition for smooth walls are used at the bed, and a zero gradient boundary conditions is applied at the water surface. The grid size consisted of

100x300 cells, in the vertical and streamwise direction, respectively. The time-averaged flow field is constant in the lateral direction, hence the RANS computations were performed as a two-dimensional simulation. The grid covered one dune length, and a cyclic boundary condition was used for the inflow parameters.

3 Results and Discussion

3.1 Mean Flow Velocities

Figure 1 presents the distribution of time-averaged velocities over one wavelength of the dune. The flow separates at the dune crest, and reattaches just before the bed elevation increases towards the next crest. The flow recovers after a large recirculation zone, and develops a new boundary layer over the stoss-side of the next dune. The reattachment length of the flow is $l = 5.4k$. Figure 2 shows the comparison of the LES and RANS simulation to the experimental data at the six measurement verticals for the streamwise velocity component. As can be seen, overall prediction of the mean velocity is in very good agreement to the observed data for both simulations. The velocity profile of the formed boundary layer at the dune crest is in conformity to the observed one (Vertical1 – V1). As visible from the second vertical (V2), the strength and the vertical extent of the recirculation bubble seems better predicted by the LES model. The length of the recirculation zone and thus the point of reattachment is correctly calculated by the LES and but grossly underestimated by RANS (see locations V4 and V5). This can also be seen from Figure 3 where mean streamlines are plotted together with the line $<U>=0.0$ for both LES and RANS. The redevelopment of the boundary layer (V6 and V1) seems slightly better predicted by the RANS model.

3.2 Kinetic Energy

As was shown in a previous paper (Stoesser et al., 2005) the agreement of turbulent normal Reynolds stresses $u'u'$, $w'w'$ and Reynolds shear stresses $u'w'$ with the experimental data is very satisfactory. Hence, the kinetic energy as predicted by the LES can be taken to evaluate the RANS models capabilities to predict the turbulence of this flow. In Figure 4 the distribution of the kinetic energy of the LES (with $kin=0.5*(u'u'+ v'v'+w'w')$ is compared to the kinetic energy from the RANS simulations. Most of the turbulence production occurs in the shear layer, where the flow moves over the recirculation bubble. There the peak of the kinetic energy contours can be seen. The RANS model slightly

underpredicts the value of the peak by about 10% and the area of high kinetic energy is shifted towards the bed. Also the RANS model generally overestimates the kinetic energy over the rest of the flow geometry. This smearing effect is well known for eddy viscosity models.

3.3 Wall Shear Stress

Figure 5 presents the distribution of the wall shear stress along the dune bed over one wavelength. Since the first grid point is placed in the viscous sublayer the wall shear stress can be evaluated from $\tau=\rho\nu(<dU>/dz)$. The overall match between both lines is apparent, however the extent and the strength of the recirculation is underpredicted by the RANS computations.

4 Conclusions

In this paper we have presented the results of RANS and Large Eddy Simulations of a channel flow over two-dimensional dunes. The time-averaged velocity calculated by both numerical methods show very good agreement with the observed data, and all the major features of the turbulent flow over dunes are correctly predicted. Whereas LES provides an accurate prediction of the turbulence quantities, RANS simulations with eddy viscosity turbulence models generally show deficits, due to an excessive smearing effect of this model model. Nevertheless, the distributions of kinetic energy as well as bed shear stresses are still predicted reasonably well.

5 Literature

Breuer, M., Rodi, W. (1996). Large Eddy Simulation of Complex Turbulent Flows of Practical Interest. In: Notes on Numerical Fluid Mech., Flow Simulations with High Performance Computers II. Ed.: Hirschel, E. H. Vieweg, Braunschweig. pp 258-274.

Engel, P. (1981). Length of flow separation over dunes. *J. Hydraul. Div. Am. Soc. Civ. Eng.*, 107 (10), 1133-1143.

Germano, M., Piomelli U., Moin P., Cabot W.H. 1991. A dynamic subgrid-scale eddy viscosity model. *Physics of Fluids*, 3(7), 1760-1765.

Hyun, B.S., Balachandar, R., Yu, K., Patel, V.C. 2003. Assessment of PIV to measure mean velocity and turbulence in water flow. *Exp. in Fluids*, 35, 262-267.

Lyn, D.A. 1993. Turbulence measurements in open-channel flows over artificial bed forms. *J. Hydraulic. Eng.*, 119(3), 306–326.

Maddux, T.B., McLean, S.R., Nelson, J.M. 2003a. Turbulent flow over 3D dunes. II: Fluid and bed stresses, *J. Geophys. Res*., 108 (F1).

Maddux, T.B., Nelson, J.M., McLean, S.R. 2003b. Turbulent flow over 3D dunes. I: Free surface and flow response, *J. Geophys. Res.*, 108 (F1).

McLean, S.R., Wolfe, S.R., Nelson, J.M. 1999. Spatially averaged flow over a wavy boundary revisited. *J. Geophys. Res.*, 104(C7), 15743– 15753.

Mierlo, M.C.L.M., de Ruiter, J.C.C. 1988. Turbulence measurements above artificial dunes. *Rept. Q789, Delft Hydr. Lab.,* Delft, The Netherlands.

Olsen, N. R. B. 2005. *SSIIM User's Manual*, Department of Hydraulic and Environmental Engineering, The Norwegian University of Science and Technology. <http://www.ntnu.no/~nilsol/ssiimwin/manual3.pdf>

Patel, V.C., Lin, C.L. 2004. Turbulence modeling in flow over a dune with special reference to free surface and bed roughness effects. *Proc. of the 6th Int. Conf. on Hydroscience and Engineering (ICHE-2004)*, May 30-June 3, 2004, Brisbane, Australia.

Polatel, C. 2005. Personal Communication.

Stoesser, T., Rodi, W., Polatel, C., Patel, V. C., Muste, M., 2005. Large Eddy Simulations of flow over two-dimensional dunes, Proc. XXXI IAHR Congress, Seoul, Korea.

Stone, H.L. 1968. Iterative Solution of Implicit Approximation of Multi-dimensional Partial Differential Equations. *SIAM J. Numerical Analysis*. No. 3.

Yoon, J.Y., Patel. V.C. 1999. Numerical model of turbulent flow over sand dune. *J. Hydraul. Eng.,* 122, 10-18.

Zedler, E.A., Street, R.L. 2001. Large Eddy Simulation of sediment transport: Currents over ripples. *J. Hydraul. Eng., 127(6), 444-452*

Autoren:

Thorsten Stoesser
Universität Karlsruhe (TH)
Institut für Hydromechanik
Kaiserstraße 12
76128 Karlsruhe
Tel.: 0721/608-3118
e-mail: stoesser@ifh.uka.de

Wolfgang Rodi
Universität Karlsruhe (TH)
Institut für Hydromechanik
Kaiserstraße 12
76128 Karlsruhe
Tel.: 0721/608-3535
e-mail: rodi@ifh.uka.de

Nils Reidar Olsen
The Norwegian Institute of Technology
Department of Hydraulic and Environmental Engineering,
S.P. Andersensvei 5, N-7491 Trondheim
Norway
e-mail: nils.r.olsen@ntnu.no

6 Figures

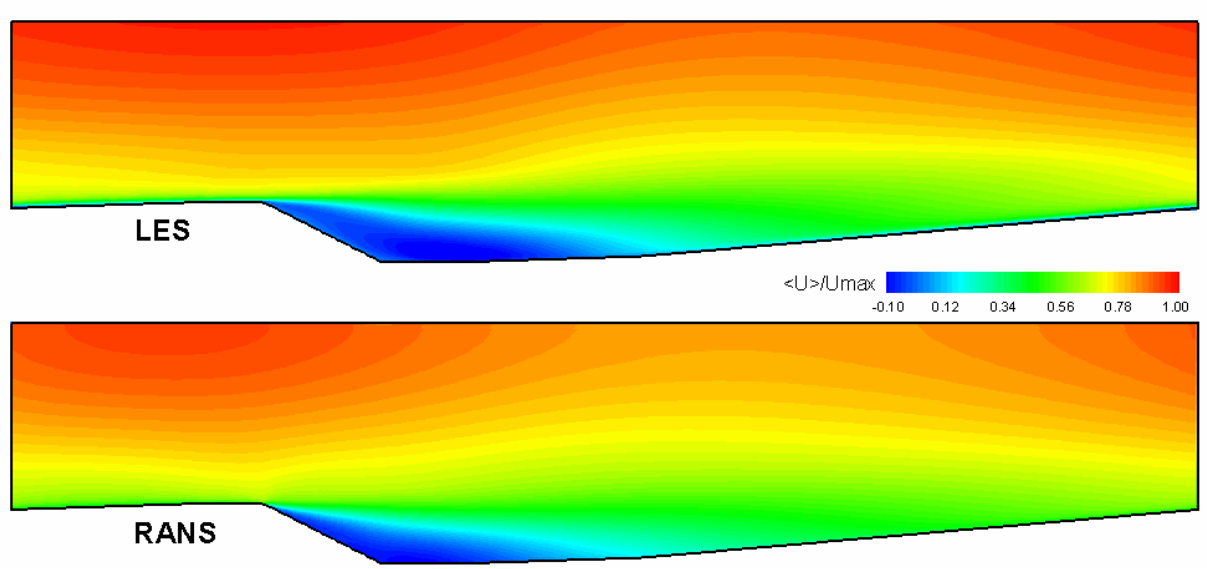


Figure 1 **Distribution of mean streamwise velocities for the LES (top) and RANS (bottom) calculations**

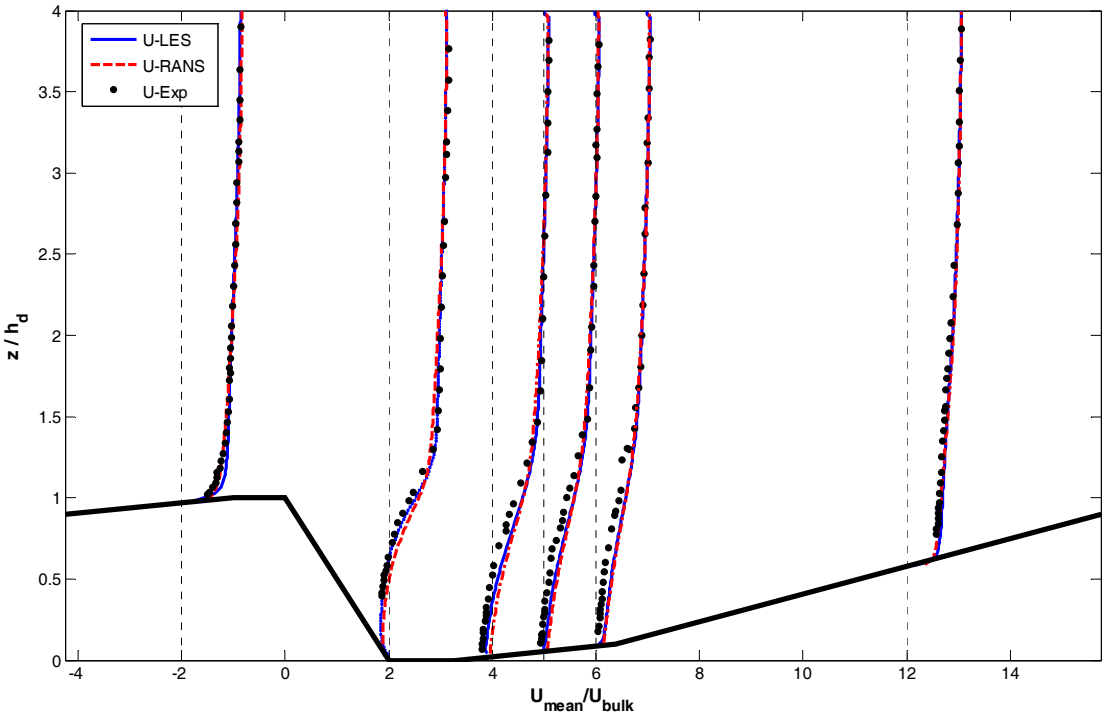


Figure 2 **Distribution of mean streamwise velocities along the six verticals (V1 – V6)**

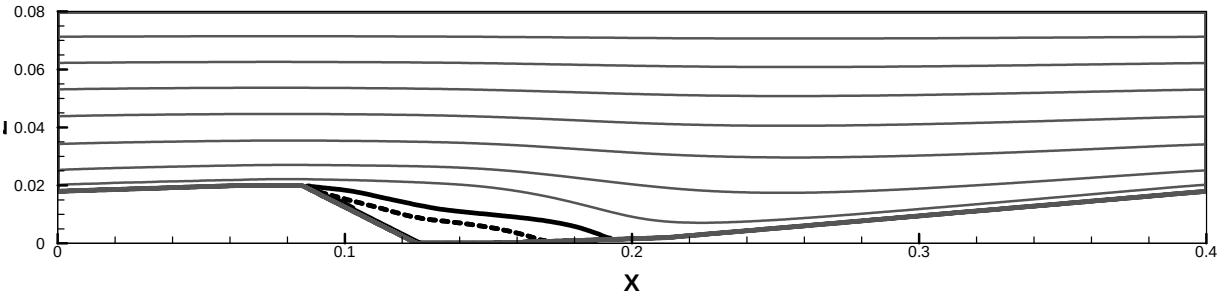


Figure 3 **Streamlines from the LES and zero velocity line indicating the point of reattachment (dashed line=RANS, solid line=LES)**

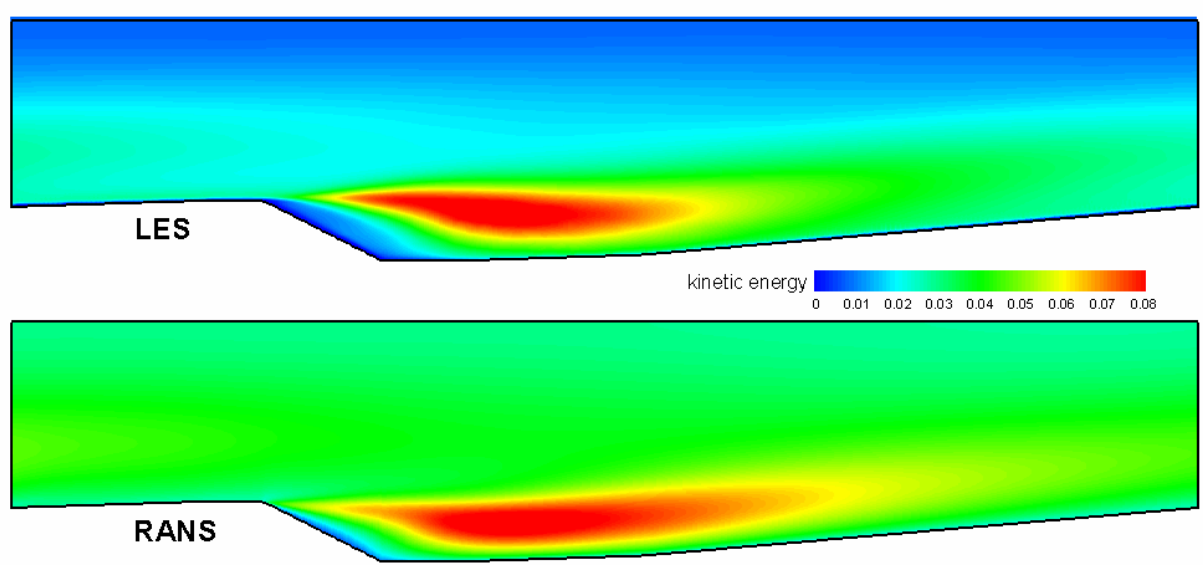


Figure 4 **Distribution of the kinetic energy for the LES (top) and RANS (bottom) calculations**

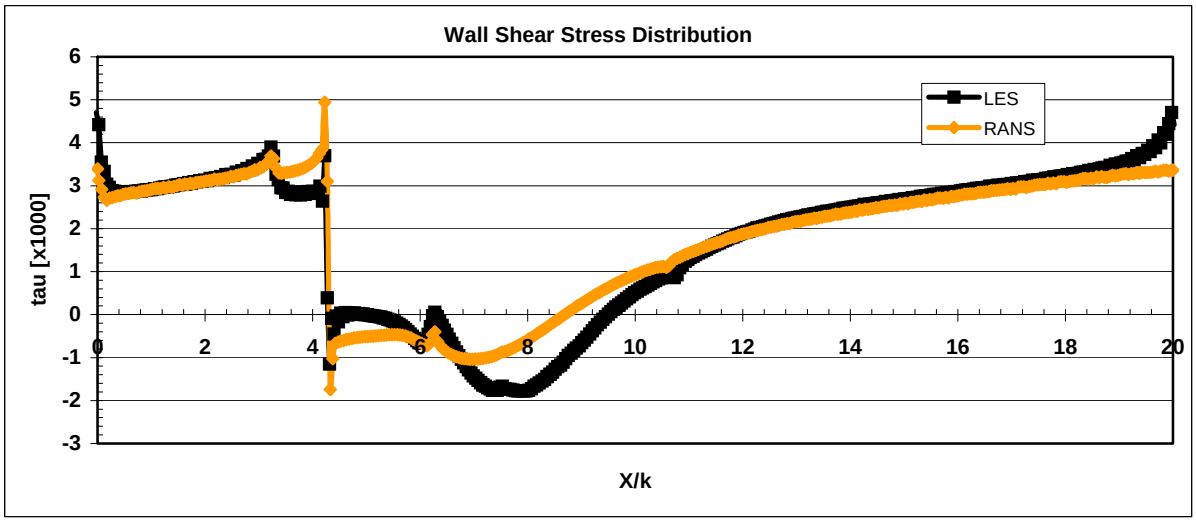
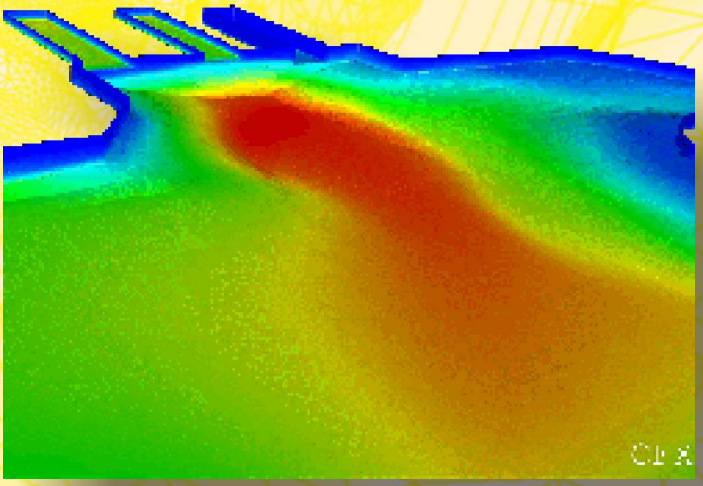
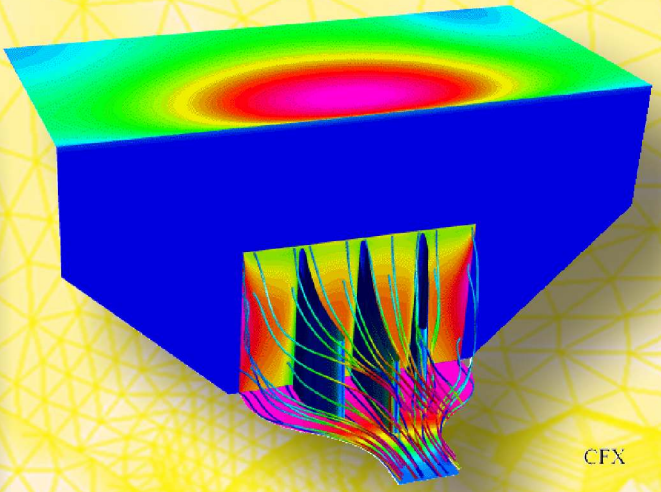


Figure 5 **Distribution of mean wall shear stress along the dune bed**

ANSYS Struktur- und Strömungssimulation im Wasserbau



Sedimentablagerung in einem Frischwasserbecken



Einlaufbereich einer Pumpturbine

Umströmung wasserbaulicher Anlagen

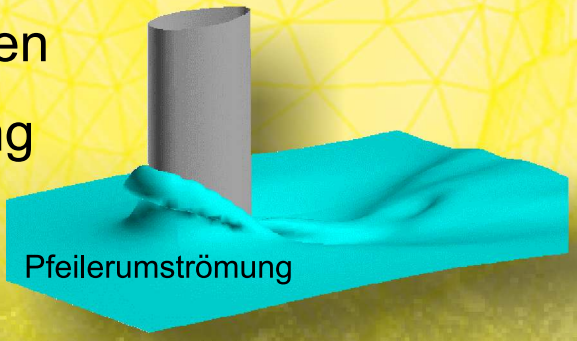
hydrodynamische Bauwerksbelastung

Sedimenttransport und -ablagerung

Kavitation

Erosion

und vieles mehr



Pfeilerumströmung

ANSYS Germany GmbH
Staudenfeldweg 12
D-83624 Otterfing
Tel.: +49(0)8024 9054-0
www.cfx-germany.com
E-Mail: cfx-info-germany@ansys.com

ANSYS®

Ausbreitung einer Kühlwasserfahne unter Tideeinfluss

Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf und Dipl.-Ing. Holger Rahlf

Im Rahmen des Planfeststellungsverfahrens JadeWeserPort war es erforderlich, Aussagen zur Wirkung des geplanten Hafenbauwerks auf die Kühlwasserausbreitung des benachbarten Kohlekraftwerks in der Innenjade zu treffen. Die naturähnliche Simulation der Temperaturausbreitung unter Tideverhältnissen stellt in diesem Zusammenhang eine besondere Herausforderung an die numerische Modellierung dar.

1 Einleitung

In der Innenjade ist vor dem Voslapper Groden der Bau des JadeWeserPorts (JWP) mit einer Stromkaje von 1.725 m nutzbarer Länge und einer Sollsohltiefe im Zufahrtsbereich von SKN - 18 m für Schiffe mit einer Kapazität von mehr als 8000 TEU, einer Länge von 430 m und einem Tiefgang von 16,5 m geplant (JWPE, 2006) (Abb. 1). Im Rahmen des Planfeststellungsverfahrens war im Auftrag der JadeWeserPort Entwicklungsgesellschaft (JWPE) von der Bundesanstalt für Wasserbau - Dienststelle Hamburg - (BAW-DH) eine wasserbauliche Systemanalyse mit dem Ziel einer detaillierten Ermittlung der ausbaubedingten Änderungen der abiotischen Systemparameter für die Antragsunterlagen zu erstellen. Daher war es erforderlich, die Wirkung der Baumaßnahme auf die Tidedynamik, die Morphodynamik, die Sturmflutdynamik sowie die Kühlwasserausbreitung des benachbarten Kohlekraftwerks auf der Grundlage hydronumerischer Simulationen zu beschreiben. Gegenstand des vorliegenden Beitrags sind die Untersuchungen zur Kühlwasserausbreitung. Die Untersuchungen zu den Aspekten Tide- und Morphodynamik wurden von Kahlfeld u. Schüttrumpf (2005) beschrieben.

2 Wärmehaushalt von Jadebusen, Innenjade und Außenjade

Um die Ausbreitung des Kühlwassers nach Bau des JadeWeserPorts zu beurteilen, ist eine Beschreibung des Wärmehaushalts der Jade und der beteiligten Prozesse unter besonderer Berücksichtigung der Kühlwasserausbreitung auf der

Grundlage von Naturmessungen unverzichtbar. Daher wurde sowohl auf Dauermessstationen und Profilfahrten (Visscher, 2003) als auch auf Satellitenfernerkundungsdaten zurückgegriffen (Brockmann Consult, 2002).

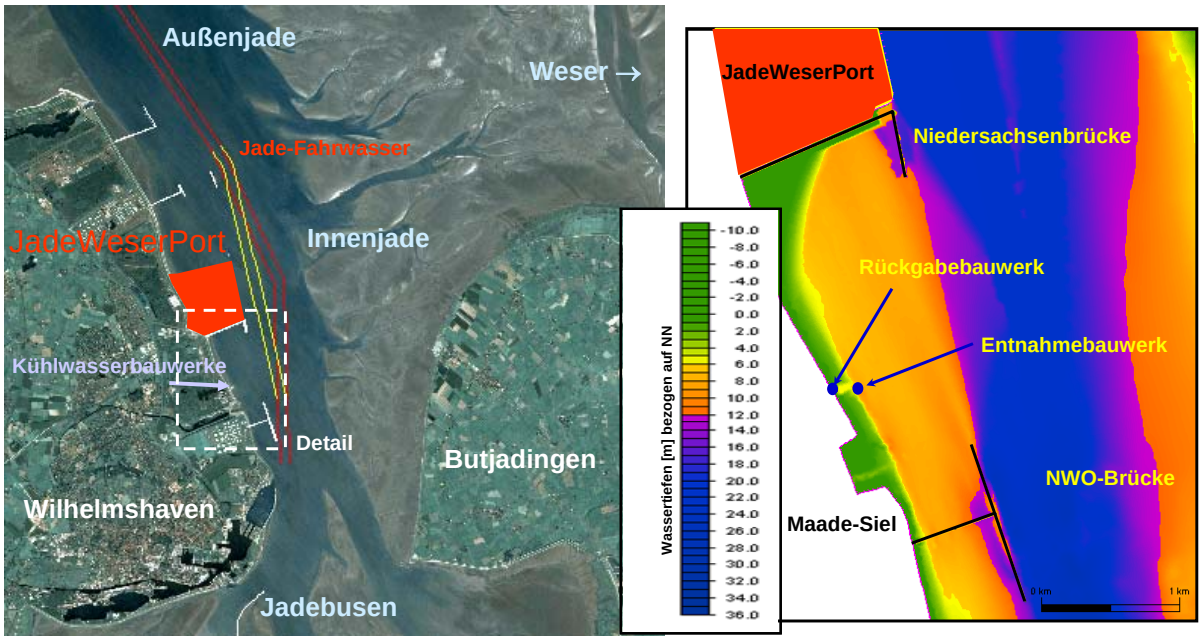


Abbildung 1 Innenjade mit geplantem JadeWeserPort und Lage der Kühlwasserbauwerke

Als problematisch bei der Durchführung der Naturmessungen haben sich der unstetige Kraftwerksbetrieb mit häufigen Abschaltungen des Kraftwerks aufgrund betrieblicher Randbedingungen für die Profilfahrten und Dauermessstationen sowie der Bewölkungsgrad für die Satellitenfernerkundung erwiesen. Aufgrund der kurzen Betriebszeiten des Kraftwerks steht keine Gleichgewichtssituation (100% Kraftwerksbetrieb über mehrere Tage, mittlere Tideverhältnisse, Temperaturgleichgewicht zwischen Atmosphäre und Wasser) für die Datenauswertung zur Verfügung.

Der Wärmehaushalt der Jade wird durch anthropogene und nicht-anthropogene Einflüsse bestimmt. Zu den anthropogenen Einflüssen gehören z.B. die Kühlwassereinleitung und Entnahme durch das Kraftwerk, die Einleitung von Sole (Kavernenfeld Etzel) im Bereich der Niedersachsenbrücke sowie zeitlich befristete Einleitungen von Süßwasser aus der Maade.

Zu den nicht-anthropogenen Einflüssen auf den Wärmehaushalt der Jade gehören der Wärmeaustausch mit der Atmosphäre (z.B. Globalstrahlung, Rückstrahlung, atmosphärische Gegenstrahlung, etc.) sowie dem Boden und ihre Auswirkungen auf die unterschiedliche Erwärmung flacher und tiefer Wasserschichten in Innenjade und Jadebusen bzw. der Wattflächen und die daraus resultierenden Temperaturaustausch- und Strömungsprozesse. Der nicht-anthropogen beeinflusste Wärmehaushalt der Jade wird durch zeitliche und räumliche Effekte bestimmt. Zu den zeitlichen Effekten gehören jahreszeitliche Temperaturschwan-

kungen ($\Delta T \approx 17$ K), Tag-Nacht Schwankungen ($\Delta T \approx 2$ K) und tidebeeinflusste Schwankungen der Temperatur ($\Delta T \approx 0{,}5$ K). Zu den räumlichen Effekten gehören Temperaturlängsgradienten, Temperaturquergradienten und die Temperaturverteilung in der Vertikalen.

2.1 Kühlwasserausbreitung in der Innenjade

Das Kraftwerk entnimmt zwischen Maadesiel und Niedersachsenbrücke bis zu 30 m^3/s Kühlwasser aus der Innenjade und gibt es um maximal 10 K erwärmt zurück. Eine Erwärmung des Kühlwassers auf über 33 °C bzw. 30 °C (6-Stunden-Mittelwert) ist nicht zulässig. Die Entnahme des Kühlwassers erfolgt über ein Entnahmebauwerk, das ca. 130 m vor dem Deichfuß liegt (Abb. 1). Die Sohle des Entnahmebauwerks liegt auf rd. NN-9,0 m. Nördlich des Entnahmebauwerks direkt am Deich liegt das Rückgabebauwerk, das aus einem Auslauftrichter und drei Überlaufschwellen besteht. Die befestigte Sohle des äußeren Trichterbereiches fällt von NN-2,50 m auf NN-6,0 m ab.

Die Kühlwasserausbreitung wird im Wesentlichen von der Tidedynamik in der Innenjade bestimmt (Abb. 2). Die Tidedynamik führt zur Ausbreitung der Wärme infolge advektiven Transports und Dispersion. Beide Prozesse (Advektion und Dispersion) finden im bewegten Wasser gleichzeitig statt und können nicht voneinander getrennt werden. Die Advektion wird insbesondere anhand der Ausbreitung der Kühlwasserfahne mit der Tide entlang des Ufers deutlich. Bei Flutströmung wandert die Kühlwasserfahne vom Auslassbauwerk nach Süden in Richtung Jadebusen und erreicht bei Flutstromkenterung ihre maximale Ausdehnung südlich der 4. Hafeneinfahrt. Ein Teil der erwärmten Temperaturfahne breitet sich auch vor dem Maadesiel und in der 4. Einfahrt aus. Die Dispersion ist insbesondere an der Zunahme der Breite der Kühlwasserfahne mit der Entfernung zum Auslaufbauwerk und der damit verbundenen Wärmedurchmischung zu erkennen.

Bei Flutstromkenterung findet die Wärmeausbreitung am Entnahmequerschnitt im Wesentlichen durch den Kühlwasserrückgabestrom und die damit verbundenen ufernormalen Strömungsgeschwindigkeiten statt. Durch diese Strömungen findet eine wirkungsvolle Querausbreitung der Kühlwasserfahne statt. Dadurch erreicht die Breite der Kühlwasserfahne bei Flutstromkenterung am Einleitungsquerschnitt ihr Maximum.

Bei einsetzender Ebbeströmung beginnt die Kühlwasserfahne nach Norden zu wandern. Dabei zieht die Kühlwasserfahne wieder am Auslassbauwerk vorbei und es findet ein zusätzlicher Wärmeeintrag infolge Kühlwasserzufuhr in das bereits erwärmte Wasser statt.

Die Ausbreitung der Kühlwasserfahne erreicht bei Kenterung der Ebbeströmung das Ufer vor dem Voslapper Groden. Bei Ebbestromkenterung findet wiederum eine starke Querausbreitung der Kühlwasserfahne am Rückgabequerschnitt statt, wodurch die Breite der Kühlwasserfahne ein zweites Maximum erreicht. Aufgrund der geringen Wassertiefen bei Ebbestromkenterung saugt das Entnahmebauwerk zu diesem Zeitpunkt - im Verhältnis zu den anderen Tidephasen - relativ warmes Wasser an.

Nach Ebbestromkenterung zieht die Kühlwasserfahne bei Flutströmung teilweise wieder am Auslassbauwerk vorbei und es findet wiederum eine weitere Kühlwasserzufuhr in das bereits erwärmte Wasser statt. Der Temperaturerhöhung infolge Kühlwasserzufuhr wirken die Wärmeabgabe an der Oberfläche (insbesondere durch Verdunstung) sowie die Temperaturausbreitung im Wasserkörper (Abtransport) entgegen, so dass sich das System nicht ständig erwärmt, sondern auch bei ständiger Kühlwasserzufuhr einen Gleichgewichtszustand anstrebt. Dies belegen Temperaturmessungen, die keine nennenswerte Zunahme der Erwärmung bei mehrtägigem Kraftwerksbetrieb zeigen.

Die Messungen in der Natur zeigen (Visscher, 2003), dass die Kühlwasserfahne im Nahbereich des Einleitungsbauwerks bis zur Gewässersohle reicht und auch in 100 m Entfernung noch Mächtigkeiten von bis zu rd. 4,0 m aufweist. Querprofilmessungen im Oktober 2002 zeigen 700 m nördlich des Einleitungsquerschnitts Mächtigkeiten der Temperaturschicht von 2,0 m ca. 0,5 h vor Flutstromkenterung. Die Temperaturfahne erstreckt sich somit nicht nur auf die oberen Zentimeter, sondern erreicht die Größenordnung mehrerer Meter.

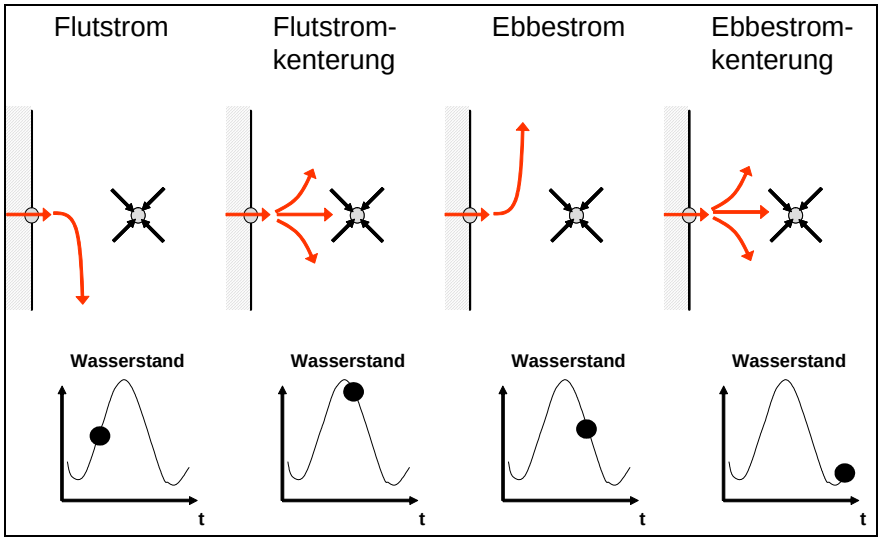


Abbildung 2 Schematische Darstellung der Kühlwasserausbreitung in der Innenjade

3 Modellbeschreibung

Alle Simulationen zur Kühlwassersituation in der Innenjade wurden mit dem dreidimensionalen - hydrodynamisch-numerischen Modell UNTRIM-3D durchgeführt. UNTRIM-3D ist ein Finite Differenzen-Verfahren für unstrukturierte Gitter zur Simulation stationärer und instationärer Strömungs- und Transportprozesse in Gewässern mit freier Wasseroberfläche. Eine detaillierte Beschreibung des Verfahrens ist auf den Internet-Seiten der BAW-DH zu finden (http://www.hamburg.baw.de/pkb/untrim/untrim-de.htm). Die Verwendung eines 3D-Modells war erforderlich, um insbesondere die vertikale Temperaturverteilung naturähnlich nachbilden zu können.

Das Modellgebiet, das die gesamte Jade einschließlich der Außen- und der Unterweser umfasst, wurde für die 3D-Untersuchungen durch ca. 4,5 Mio. Elemente mit einer vertikalen Auflösung von 0,5 m oberhalb NN-3 m, von 1,0 m oberhalb von NN-22 m, von 2,0 m unterhalb von NN-22 m und einer horizontalen Auflösung zwischen ca. 10 m und 2200 m nachgebildet. Fein aufgelöst wurde insbesondere die Innenjade, um die Prozesse im Nahbereich des geplanten JadeWeserPorts naturähnlich nachbilden zu können.

Für die Steuerung des Modells wurden Randwerte verwendet, die hinsichtlich der Strömungen und Wasserstände einen charakteristischen Systemzustand der Jade repräsentieren und über den Zeitraum eines Nipp-Spring-Tidezyklusses andauern. Als Simulationszeitraum wurde daher der 31.5.2002 bis 15.6.2002 gewählt.

Die Modellierung des Kühlwassers wurde unter der Annahme einer 100 % Kraftwerksleistung mit einer konstanten Entnahmemenge (= Rückgabemenge) von 30 m^3/s bei einer konstanten Erwärmung von 10 K durchgeführt. Daraus ergibt sich eine maximale Abwärmemenge von 1255 MJ/s.

Der Einfluss des Windes auf die Temperaturausbreitung wurde im Rahmen der Untersuchungen zur Kühlwassersituation nicht berücksichtigt. Aufgrund der Systematik der wasserbaulichen Systemanalyse zur Ermittlung ausbaubedingter Änderungen konnte auf den Einfluss des Windes verzichtet werden.

Die Wassertemperatur des Jade-Weser-Ästuars wurde zu Beginn der Simulation konstant mit 15 °C vorgegeben.

4 Modellkalibrierung

Das verwendete Modell wurde ausführlich für Wasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten kalibriert (Kahlfeld u. Schüttrumpf, 2005). Im folgenden soll die Plausibilität der Kühlwasserausbreitung im verwendeten Modell beschrieben werden.

Die Kühlwasserausbreitung und der Wärmehaushalt des Jade-Weser-Ästuars werden von zahlreichen Prozessen beeinflusst, die lokal variabel und zeitlich instationär sind und zur Wärmebilanz beitragen. Eine gleichzeitige Messung dieser Prozesse in der Natur in einer hohen Auflösung ist nicht möglich und war in Anbetracht der Zielsetzung auch nicht erforderlich. Die verschiedenen Prozesse überlagern die Kühlwasserausbreitung und ihr Beitrag zur Gesamtwärmebilanz des Jade-Weser-Ästuars ist im Referenzzustand und im Ausbauzustand nahezu gleich, da die aufgespülte Hafenfläche klein im Verhältnis zur Wasseroberfläche des Jade-Weser-Ästuars ist. Daher wurden die Simulationen unter Vernachlässigung der verschiedenen anthropogenen (z.B. Soleeinleitung) und nicht-anthropogenen Prozesse (z.B. Sonneneinstrahlung) durchgeführt, um eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung der ausbaubedingten Änderungen der Kühlwasserausbreitung zu ermitteln. Die einzige Wärmequelle ist somit die Kühlwassereinleitung. Ein Temperaturaustausch mit der Atmosphäre findet nicht statt. Aufgrund des im Verhältnis zur Kühlwassermenge großen Wasservolumens des Jade-Weser-Ästuars kommt es zu keiner signifikanten Zunahme der mittleren Wassertemperatur im Gesamtsystem während des Analysezeitraums.

Eine vollständige Kalibrierung der Temperaturausbreitung ist aufgrund der verschiedenen, im Rahmen der HN-Modellierung unberücksichtigten anthropogenen und nicht-anthropogenen Prozesse daher nicht möglich. Außerdem traten während der Messphase (August bis November 2002) keine Gleichgewichtssituationen auf und es stehen nur wenige Profilfahrten bei einer 100% Kraftwerksleistung zur Verfügung. Die Ergebnisse der Simulationen für den Referenzzustand wurden daher auf der Grundlage der verfügbaren Naturmessungen auf ihre Naturähnlichkeit überprüft. Die Plausibilisierung der Ergebnisse umfasste die Ausbreitung der Kühlwasserfahne in der Innenjade, die Breite der Kühlwasserfahne und die Entnahmetemperatur. Es konnte hinsichtlich dieser Parameter eine gute Übereinstimmung zwischen Natur und Modell festgestellt werden (http://www.baw.de/vip/abteilungen/wbk/event/2003-06-19/vortrag8.pdf).

5 Wirkungsweise des JWP auf die Kühlwasserausbreitung

Durch den Bau des JadeWeserPorts werden die Strömungsgeschwindigkeiten in der Innenjade verändert. Ausbaubedingte Änderungen der Strömungen im Nah-

bereich der Kühlwasserbauwerke haben ihre Ursache in der Abschattungswirkung bzw. Stauwirkung des JadeWeserPorts auf die Flut- bzw. Ebbeströmung. Dadurch kommt es im Nahbereich der Kühlwasserbauwerke zu Strömungsabnahmen bei Flut- und Ebbestrom. Die ausbaubedingten Änderungen der Tidedynamik infolge JadeWeserPort sind bei Kahlfeld und Schüttrumpf (2005) dargestellt. Ausbaubedingte Änderungen der Strömungen führen zu Veränderungen der Kühlwasserausbreitung. Eine Abnahme der Flut- und Ebbeströmung bewirkt eine Reduktion der Ausbreitung der Kühlwasserfahne, da das erwärmte Wasser nicht mehr so weit nach Süden in Richtung Jadebusen bzw. nach Norden in Richtung Voslapper Groden transportiert wird. Die Reduktion der Kühlwasserausbreitung infolge advektiven Transports und Dispersion bedeutet gleichzeitig eine Zunahme der Wärmequerausbreitung um Flutstrom- bzw. Ebbestromkenterung.

Aus diesen Überlegungen können die folgenden Schlussfolgerungen auf die ausbaubedingten Änderungen der Kühlwasserausbreitung gezogen werden (Abb. 3):

- Die Kühlwasserausbreitung nach Norden bzw. Süden wird reduziert,
- die Kühlwasserfahne wird an der Südflanke des JWP bei Ebbeströmung in Richtung Fahrwasser umgelenkt,
- die Breite der Kühlwasserfahne nimmt zu.

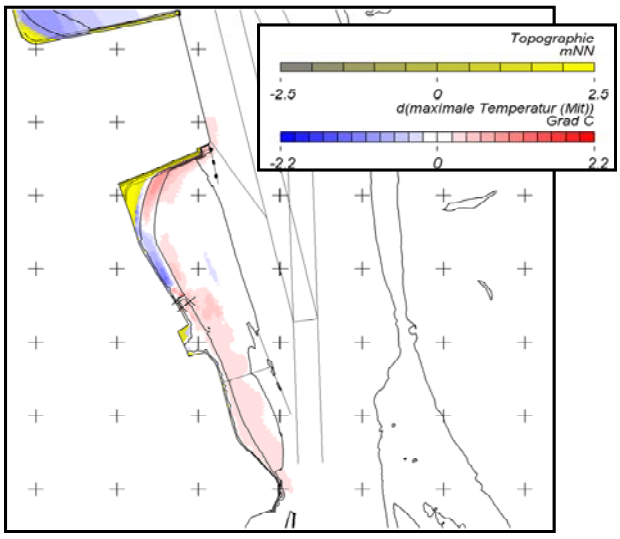


Abbildung 3 Ausbaubedingte Änderungen der Kühlwasserfahne

Dadurch kommt es am Entnahmebauwerk zu einer Phasenverschiebung der Temperaturkurve sowie zu einer Erhöhung der maximalen Temperaturwerte um Tideniedrigwasser (Abb. 4).

Neben den ausbaubedingten Änderungen der Kühlwassersituation des Kraftwerks waren auch die Auswirkungen der veränderten Kühlwassersituation auf den Wärmehaushalt der Jade zu beurteilen. Die maximale Wärmemenge von 1255 MJ/s, die der Jade zugeführt werden darf, ergibt sich aus der Kühlwassermenge von maximal 30 m^3/s und der maximalen Aufwärmspanne von 10 K. Beide Grenzwerte werden durch den JadeWeserPort nicht erhöht.

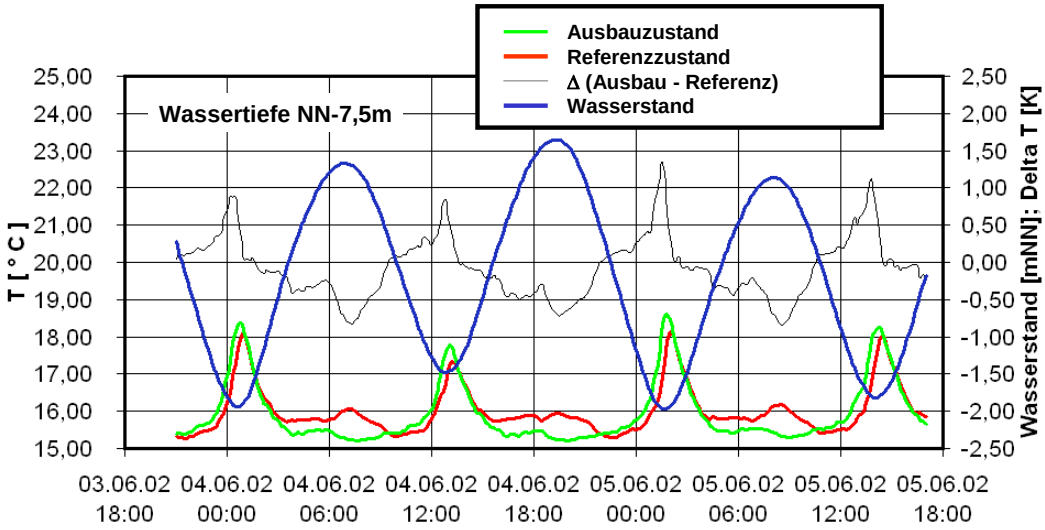


Abbildung 4 Ausbaubedingte Änderungen am Einlauf des Entnahmebauwerks (NN-7,5m)

6 Literatur

Brockmann (2002) Temperaturfernerkundung Jade/Jadebusen – Abschlussbericht. Brockmann Consult 2002 (unveröffentlicht)

JadeWeserPort Realisierungsgesellschaft (2006) Beschreibung des Projekts http://www.jade-weser-port.de/

Kahlfeld, A.; Schüttrumpf, H. (2005) Auswirkungen des JadeWeserPorts auf die Tide- und Morphodynamik der Jade. Tagungsband 20. Hydrographentag, Wilhelmshaven. 6.-8.6.2005, S. 9-20

Kunz, H. (1998) Wärmeeinleitung in Tidegewässer und deren Begrenzung durch fachtechnische Behördenentscheidungen. Mitteilungen des Franzius-Instituts. H. 81. 1998

Visscher (2003) Bericht über Temperaturmessungen in der Jade – August bis November 2002; Oktober 1993 bis September 1994. (unveröffentlicht)

Autoren:

Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf
Bundesanstalt für Wasserbau
Dienststelle Hamburg
Wedeler Landstr. 157
22559 Hamburg
Tel.: (+49) – 40 81908 332
Fax: (+49) – 40 81908 373
schuettrumpf@hamburg.baw.de

Dipl.-Ing. Holger Rahlf
Bundesanstalt für Wasserbau
Dienststelle Hamburg
Wedeler Landstr. 157
22559 Hamburg
Tel.: (+49) – 40 81908 - 301
Fax: (+49) – 40 81908 - 373
rahlf@hamburg.baw.de

Durchmischungsprognose für die Einleitung von Abwasser in den Rhein

Tobias Bleninger, Dagmar Marenda, Gerhard H. Jirka

Für eine größere industrielle Abwassereinleitung in den Rhein wurden Durchmischungsrechnungen mit dem strömungsmechanischen Programmpaket CORMIX durchgeführt und mit Feldmessungen verglichen. Resultierende Optimierungspotentiale für den Gewässerschutz sind neben der konventionellen Erweiterung von Kläranlagen optimierte immissionsorientierte Einleitungstechnologien. Diese können die Belastung für das Gewässer signifikant reduzieren und somit einen Beitrag zum ganzheitlichen Gewässerschutz leisten.

Mixing calculation for waste water discharge into Rhein river. A major industrial wastewater discharge into the Rhein river was modeled with CORMIX and compared with field studies. Immission oriented discharge technologies show significant reduction of pollutant concentrations and may therefore be used in addition to emission based treatment technologies for integrated water quality control.

1 Einleitung

Weltweit werden Oberflächengewässer zur Kühlwasserentnahme und -einleitung, zur Ableitung und zum Abbau von behandeltem Abwasser aus Kläranlagen, Industriebetrieben oder auch Tagebaugruben und Entsalzungsanlagen genutzt. Entgegen der weitläufigen Meinung, dass der ingenieurtechnische Gewässerschutz am Kläranlagenablauf endet, können hydraulisch optimierte Einleitungsbauwerke Schadstoffbelastungen im Gewässer um ein Vielfaches verringern. Statt einfacher Kanäle oder Rohrleitungen werden immer häufiger getauchte Diffusor-Bauwerke mit zahlreichen Öffnungen verwendet, um einerseits die lokalen Belastungen zu reduzieren und andererseits die natürlichen Mischprozesse im aufnehmenden Gewässer zu unterstützen (Jirka et al., 2004).

Die Bauwerksbemessung ist somit stark gewässerabhängig. Hierfür sind die detaillierte Kenntnis des Gewässers und eine Analyse der Interaktion mit dem eingeleiteten Fluid notwendig. Neben Feldmessungen sind computerbasierte Misch- und Transportmodelle für die Bemessung unverzichtbar geworden.

2 Klassifizierung von Mischprozessen infolge von Einleitungen

Das Mischungsverhalten einer punktförmigen Abwassereinleitung in einen Fluss wird durch das Zusammenwirken der Strömungsbedingungen im Fluss und der Charakteristik der Einleitung selbst gesteuert. Die hierfür schematisierten Bau-

werks- und Gewässergeometrien sind in Abb. 1 dargestellt. Der Fluss ist durch die mittlere Wassertiefe H_a, der Breite *BS*, der mittleren Geschwindigkeit u_a und der Dichte ρ_a angenähert. Der Einleitungskanal hat die Breite b_o, die Tiefe h_o, die Querschnittsfläche $a_o = b_o h_o$, den Winkel σ_o relativ zur Flussachse, die Einleitungsgeschwindigkeit U_o und, den Dichteunterschied $\Delta\rho_o = \rho_a - \rho_o$. Die Dynamik dieser mit Auftriebstrahl bezeichneten Strömung ist bei Freispiegeleinleitungen von der aktiven bauwerksinduzierten Durchmischung im Nahfeld und der passiven flussströmungsinduzierten Durchmischung im Fernfeld abhängig. Letztere ist oft um Größenordnungen kleiner als erstere.

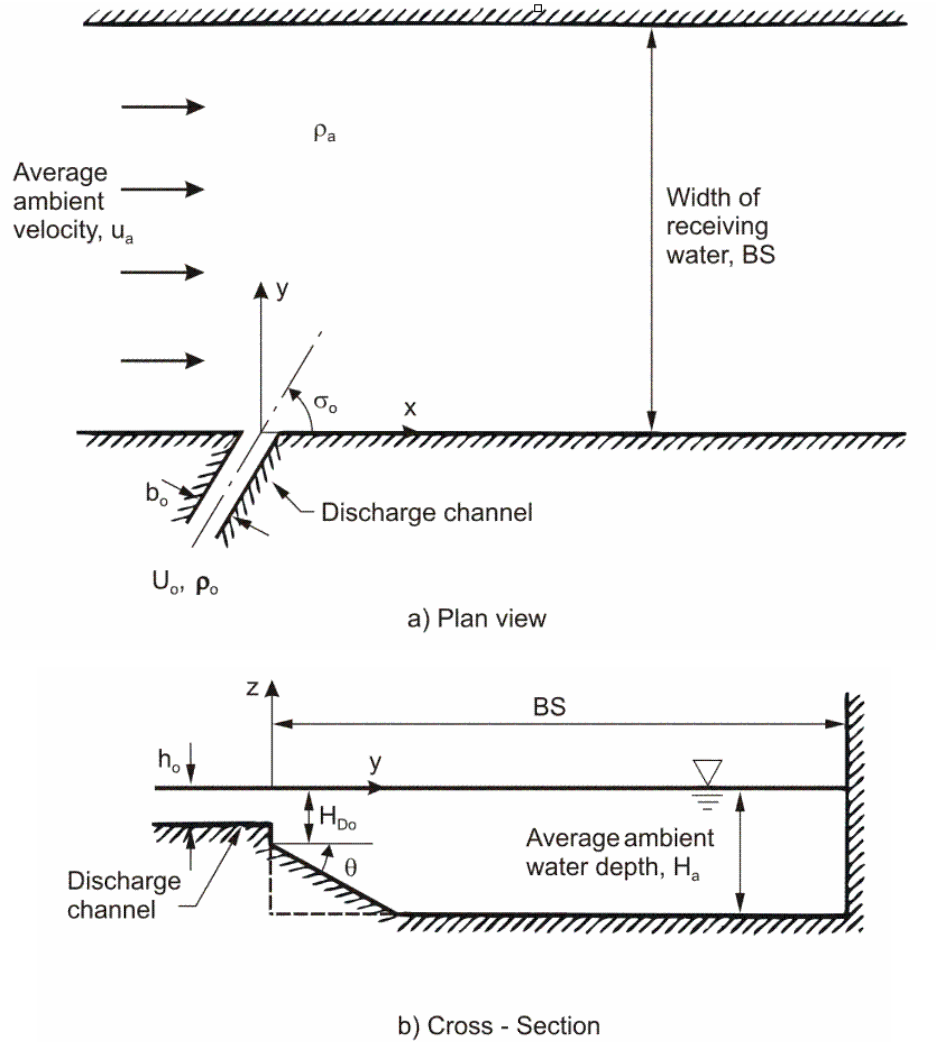


Abbildung 1 Schematisierung der Bauwerks- und Flussgeometrie (Jones et al., 2005)

2.1 Nahfelddurchmischungsprozesse

Nahfeldprozesse sind durch den Volumenfluss Q_o , den Impulsfluss M_o, und den Auftriebsfluss J_o mit der reduzierten Erdbeschleunigung $g'_o = (\Delta\rho_o / \rho_a)g$ charakterisiert (Fischer et al., 1979):

$$Q_o = U_o a_o, \quad M_o = Q_o U_o, \quad Q_o = Q_o g'_o \tag{1}$$

Mit Hilfe der Fliessgeschwindigkeit u_a können daraus dynamische Längenskalen definiert werden (Jones et al., 2005):

$$\begin{aligned} L_Q &= Q_o / M_o^{1/2} = \textit{discharge length scale} \\ L_M &= M_o^{3/4} / J_o^{1/2} = \textit{jet - to - plume length scale} \\ L_m &= M_o^{1/2} / u_a = \textit{jet - to - crossflow length scale} \\ L_b &= J_o / u_a^3 = \textit{plume - to - crossflow length scale} \end{aligned} \tag{2}$$

Alternativ können auch dimensionslose Parameter zur Charakterisierung der Strömung herangezogen werden: die Quellen Froude Zahl Fr_o und der Fließgeschwindigkeits-Parameter *R*

$$Fr_o = U_o / (g'_o a_o^{1/2})^{1/2}, \quad R = U_o / u_a \tag{3}$$

mit dem Zusammenhang $Fr_o = L_M / L_Q$ und $R = L_m / L_Q$.

Der dreidimensionale Einleitungsstrahl entwickelt sich aus zumeist gleichförmigen Geschwindigkeitsprofilen im Einleitungskanal infolge starker Scherung zu ungleichförmigen Strahlprofilen. Die Scherung verursacht hierbei eine starke Einmischung von Flusswasser in den Abwasserstrahl. Die Einleitungslängenskala, $L_Q = a_o^{1/2}$, kennzeichnet hierbei den Strömungsbereich der von der Bauwerksgeometrie und somit den Ingenieureingriffen dominiert ist.

Der Auftriebseinfluss ist in diesem Bereich noch sehr schwach. Der Übergangsbereich von Impuls- zu Auftriebsstrahlencharakteristika wird durch die „jet-to-plume“ Längenskala definiert. Impulsdiffusion schwächt den Strahl ab und Auftriebseffekte nehmen zu, wobei dann die vertikale Einmischung reduziert wird und die Fahne sich horizontal ausbreitet. Die „plume-to-crossflow“ Längenskala ist dabei ein Maß zur Bestimmung der Dichteströmung entgegen der Fliessgeschwindigkeit, wie sie insbesondere bei Kühlwassereinleitungen in staugeregelten Flüssen zu beobachten ist. Der Einfluss der Fliessgeschwindigkeit auf den Strahl wird durch die „jet-to-crossflow“ Längenskala beschrieben.

Mit dem Vergleich der dynamischen Längenskalen der Gleichungen (2) mit der Flusstiefe *H*, erhält man das dimensionslose Mehrparameter-Problem (3), welches keinen eindeutigen Lösungsansatz besitzt und eine Vielzahl von Strömungsregime zulässt (Jones et al., 2005).

$$\textit{Jet property} = f\left(\frac{L_M}{H}, \frac{L_Q}{H}, \frac{L_b}{H}, \frac{L_m}{H}, A, \sigma_o, \theta, \frac{y_o}{a_o^{1/2}}, \frac{BS}{H}\right) \tag{3}$$

Eine schrittweise Strömungsklassifizierung ermöglicht jedoch für vorherrschende Zustände den dominierenden Fall (eine Strömungsklasse) zu bestimmen,

welcher dann eindeutig gelöst werden kann. Das vollständige Klassifizierungsschemata ist in Jones et al. (2005) zusammengefasst und in Abb. 2 dargestellt.

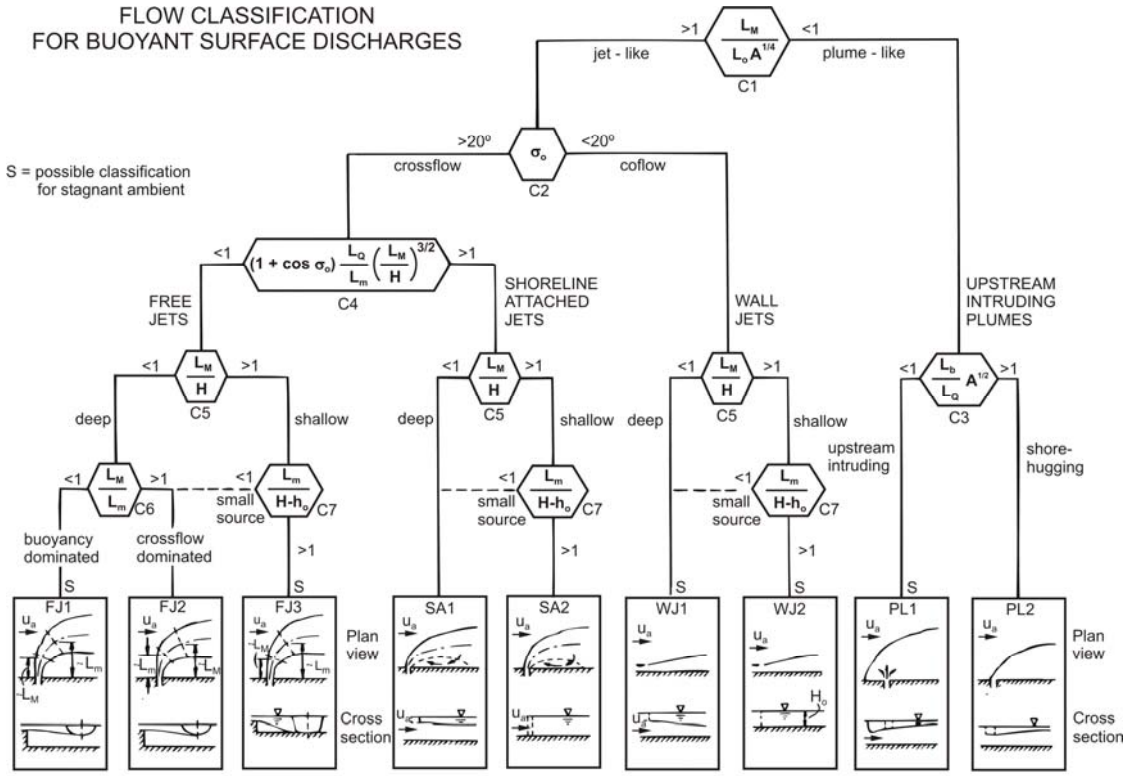


Abbildung 2 Detailliertes Klassifizierungsschema für auftriebsbehaftete Ufereinleitungen mit freier Wasseroberfläche (Jones et al., 2005)

Zur Bestimmung von Strahltrajektorien und Konzentrationsverteilungen werden im Nahfeld oft Strahlintegralmodellansätze verwendet (Schatzmann, 1978). Dafür werden die reynoldsgemittelten Bewegungsgleichungen über die selbstähnlichen Verteilungsfunktionen für Geschwindigkeit und Konzentration (meist gauss-förmig angenommen) über die Strahlquerschnitte integriert (Jirka, 2005). Mit der Annahme, dass turbulente Druckschwankungen im Strahl vernachlässigbar sind, Beschleunigungen durch die Strahlkrümmung klein sind und turbulenter Impuls und Massenfluss proportional zu mittleren Strömungswerten sind, können diese Gleichungen entlang der Strahlachse in diskreten Schritten gelöst werden (Jirka, 2005). Zur Lösung weiterer Strömungsklassen, können neben den dreidimensionalen freien Strahlen auch die zweidimensionalen Formulierungen, z.B. bei an die Bodenberandung anliegenden Strahlen, mit dem Stahlintegralansatz durch Anwendung von Massenerhaltungssätzen und angepassten Verteilungsfunktionen und Anwendung von Spiegelquellen benutzt werden.

2.2 Fernfeldmischprozesse

Nach Ablauf der Nahfeldprozesse oder bei passiven Quellen und in Fällen in denen Auftriebseffekte (Dichteunterschiede) eine untergeordnete Rolle spielen (wie für Abwassereinleitungen oft typische Freispiegelkanäle, die am Ufer in

den Fluss münden) wird die Mischung nur durch die advektiven und diffusen Eigenschaften der Flussströmung getrieben (Jirka et al. 2004). Das Ausbreitungsverhalten von Stoffen im Fernfeld ist durch die Fliessgewässerturbulenz gesteuert und kann in Analogie zur molekularen Mischung durch eine effektive turbulente Diffusivität E als Produkt der Wirbelgeschwindigkeit u' und Größe ℓ der dominanten Wirbel $E \sim u'\ell$ bzw. $E \sim u_* H_a$ mit der Reibungsgeschwindigkeit $u_* = \sqrt{gH_aI}$ und Sohlgefälle I dargestellt werden. Die Reibungsgeschwindigkeit steht mit der mittleren Geschwindigkeit durch die Reibungseigenschaften (Rauheit) der Sohle in Verbindung und ist typischerweise 5 bis 10% von U_a, mit höheren Werten für stark raue Sohlen. Die großen Wirbel, die der Wassertiefe entsprechen, $\ell \sim H_a$, sind am effektivsten für Mischprozesse. Darüber hinaus zeigt die Wirbelstruktur eine gewisse Anisotropie im Raum, die Wirbelausdehnung in der vertikalen Richtung z ist stärker limitiert als in der horizontalen Richtung y transversal zur Fließrichtung x. Daraus ergeben sich folgende Ansätze für turbulente Diffusivitäten (Rutherford, 1994): Die vertikale Diffusivität E_z

$$E_z = \alpha_z u_* h \tag{4}$$

wobei $\alpha_z = 0{,}07 \pm 50\%$ und die horizontale Diffusivität E_y

$$E_y = \alpha_y u_* h \tag{5}$$

wobei $\alpha_y = 0{,}5 \pm 50\%$ für Flüsse mit moderater Variabilität, also ohne starke Krümmungen und ohne seitliche Totwasserzonen. Für bekannte Trajektorien als Resultat der Nahfeldrechnungen kann die weitere Durchmischung in vertikaler und horizontaler Richtung bestimmt werden. Eine Auswertung und Gegenüberstellung der Fliesswege bis zum Ort vertikaler und horizontaler Durchmischung zeigt, dass erstere immer relativ kurze Distanzen (maximal ein paar dutzend Wassertiefen) einnimmt, verglichen mit der horizontalen Durchmischung, welche sich für typische Flussmorphologien (B/h = 10 bis 100) über 100 bis 1000 Flussbreiten hinzieht (Jirka et al. 2004).

3 Fallstudie einer industriellen Einleitung in den Rhein

Betrachtet wird eine größere industrielle Einleitung bei Ludwigshafen. Das Abwasser mit dem Volumenstrom von 5,8 m³/s wird in einer der größten Kläranlagen Europas mit modernsten Verfahren gereinigt und in den Rhein entwässert (Rhein-km 433,2, linkes Ufer).

Durch die für Fliessgewässer typischen, sehr flachen Strömungsverhältnisse des Rheins (Breite ca. 300 m, Tiefe 3,0 m, Abfluss $Q_{Rhein} = 1200$ m³/s, $U_a = 1{,}3$ m/s), kommt es über lange Strecken zu keiner vollständigen Vermischung der Emission mit dem Wasserkörper. An der Gewässerüberwachungsstation in Worms, ca. 10 km unterstrom (Rhein-km 443,3) sind die Einflüsse der Emission, als ausge-

prägte Fahne zu registrieren. Die Gewässerüberwachungsstation Worms, welche von den Ländern Baden-Württemberg, Hessen und Rheinland-Pfalz seit 1994 betrieben wird, trägt den Abwasserfahnen mit einer außergewöhnlichen, kontinuierlichen Wasserentnahme über den gesamten Flussquerschnitt Rechnung. Die Ergebnisse eines Tracerversuchs sind in Abb. 3 dargestellt.

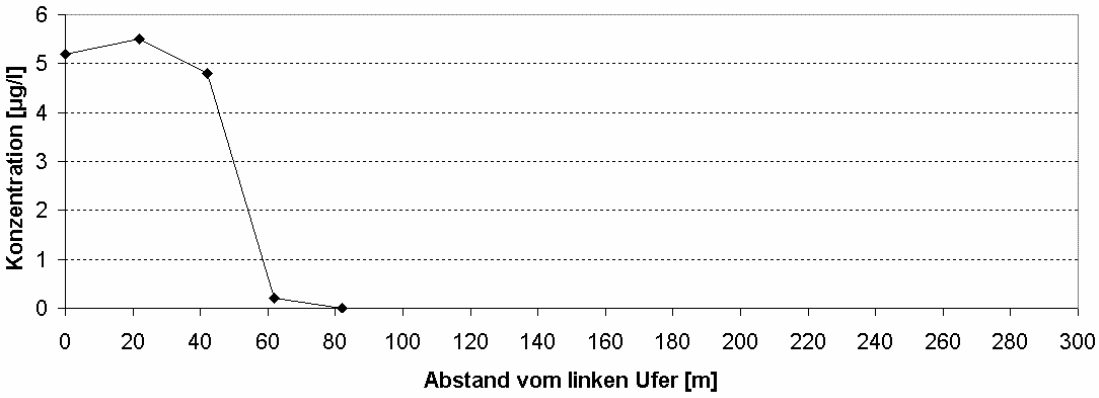


Abbildung 3 Ergebnis einer Tracermessung in Worms. Die Fahne ist 10 km Unterstrom der Einleitung bei einer Flussbreite von ca. 300 m ca. 55 m breit.

4 Mischungsrechnung mit CORMIX

Das von der US-amerikanischen Umweltbehörde EPA kommissionierte Mischzonenmodell CORMIX (Jirka et al. 1996, sowie Jirka et al. 1999) arbeitet mit der in Kapitel 2 beschriebenen Strömungsklassifizierung und löst die unterschiedlichen Prozesse mit dem integrierten Strahlintegralmodell CorSurf (Jirka, 2005) und einer Vielzahl von Zusatzmodulen um Randeinflüsse (Sohle / Ufer / Wasseroberfläche) und passive Fernfelddurchmischung insbesondere auch bei dichtestratifizierten Gewässern und dichtebeeinflussten Einleitungen (z.B. leichtes Kühlwasser oder schwere Sole) zu berücksichtigen.

Umfangreiche Feld- und Laborversuche (Jones et al., 1996) haben gezeigt, dass CORMIX Prognosen der Stoffkonzentrationen und die damit assoziierten Fahnengeometrien für die meisten Fälle verlässlich sind. Die Auswertung der Abweichung zwischen den prognostizierten Werten und den einzelnen gemessenen Werten an verschiedenen Einleitungsbauwerken ergab eine mittlere Abweichung von +/- 50 %. Das Modell hat sich beim Einsatz unter verschiedensten Regularien zum Wassergütemanagement weltweit bewährt.

4.1 Ergebnisse und Vergleich der Mischungsrechnungen

Für die in Kapitel 3 genannten Einleitungs- und Flussbedingungen wurden CORMIX Rechnungen durchgeführt. Dichteeffekte wurden nicht berücksichtigt, da die Einleitung zwar wärmer, durch einen gewissen Salzgehalt jedoch im Ver-

gleich zum Rheinwasser dichteneutral war. Der Einleitungswinkel betrug 30° zur Fliessrichtung des Rheins, das Bauwerk ist ca. 11 m breit und 1.4 m tief. Daraus ergibt sich eine Einleitungsgeschwindigkeit von U_o = 0.4 m/s.

Die Strömungsklassifizierung ergibt Klasse SA1 (s. Abb. 2). Die Rezirkulationszone ist ca. 5 m nach Unterstrom ausgedehnt, bevor sich die Fahne wieder an das Ufer anlegt. Am Ende dieses Nahfeldbereichs fand bereits eine Durchmischung mit dem Faktor 2 statt (maximale Konzentration ist halb so groß, wie die Emissionskonzentration). Nach ca. 200 m ist die Fahne über die Vertikale durchmischt. Die Durchmischung beträgt Faktor 4 und die Fahnenbreite ca. 11 m. Bis zu dieser Stelle ist ein Großteil der intensiven Mischprozesse abgelaufen und die weitere Durchmischung ist nur noch sehr langsam. Nach 9900 m, an der Stelle der Messstation Worms wird von CORMIX eine Durchmischung mit dem Faktor 27 berechnet und eine Fahnenbreite von ca. 53 m vom Ufer (s. Abb. 4). Ein vollständige Durchmischung, wäre bei gleichförmigen Fliessbedingungen erst ab ca. 200 km Fliessstrecke zu erwarten.

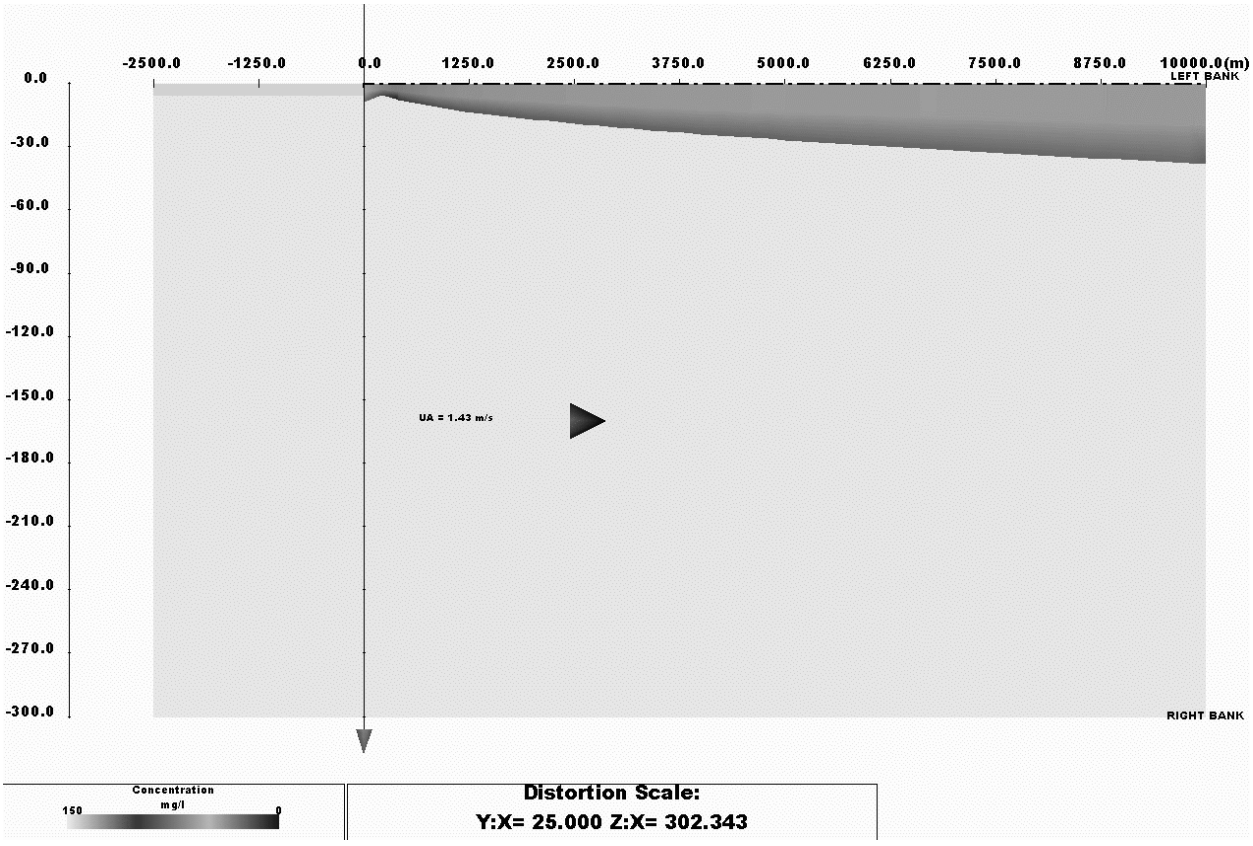


Abbildung 4 CORMIX Ergebnisdarstellung: schematisierter Fahnenverlauf über 10 km Fliessstrecke bis zur Rheingütestation in Worms.

Tabelle 1 stellt die Rechnungsergebnisse denjenigen der Messungen in Worms gegenüber. Zu unterscheiden sind hierbei die Ergebnisse der Tracermessungen (stoßförmige Tracerzugabe), die durch zusätzliche Sonden auf der linksrheini-

schen Seite detaillierte Informationen zur Fahnengeometrie liefern und die kontinuierlichen Messergebnisse (kontinuierliche Quelle), die die absoluten Konzentrationswerte der Fahne (betrachtete Stoffe: Cu, NH_4-N, Cl) ohne die Einflüsse longitudinaler Dispersion wiedergeben.

Tabelle 1 CORMIX im Vergleich mit Feldmessungen bei Mittelwasser (1200 m³/s). Werte in Klammern sind für Niedrigwasser im Rhein (600 m³/s).

Distanz von Quelle [m]	*Durchmischung [-]*	*Vertikale Fahnenausdehnung [m]*	*Horizontale Fahnenausdehnung [m]*
0	1	1,4	0
5	2 (NQ: 1,5)	1,8	8 (NQ: 8)
200	4 (NQ: 2,5)	3 (komplette Tiefe)	11 (NQ: 11)
9900	27 (NQ: 12)	3 (komplette Tiefe)	53 (NQ: 45)
9900 (Tracer)	38	-	55
9900 (kontinuierlich)	32	-	40 - 80

Um die Modellempfindlichkeit bezüglich der betrachteten Situation und deren physikalischer Charakteristika abschätzen zu können und um andererseits die Sensitivität und die Optimierungspotentiale der betrachteten Einleitung auf veränderliche Parameter zu bestimmen, wurden weitere Prognoserechnungen durchgeführt. Hierbei wurden insbesondere diejenigen Parameter variiert, die in der Natur schwer zu messen sind bzw. hoher zeitlicher Variabilität unterliegen. Bei Niedrigwasser (Q_{Rhein} = 600 m³/s, H = 2 m, u_a = 1 m/s) halbiert sich die Durchmischung (Tab. 1). Sensitivitätsstudien zeigten auch den zu vernachlässigbaren Einfluss der nur kleinen Dichteunterschiede.

Eine Modifikation des Einleitungsbauwerks als mehrdüsiges Diffusorrohr mit einer Länge von 34 m und 15 Öffnungen würde die Durchmischung verdoppeln und somit die Belastung (maximale Konzentration) an der Messstelle in Worms halbieren.

5 Zusammenfassung

Natürliche Mischprozesse verlaufen in Gewässern nur sehr langsam und über lange Strecken ab. Schadstoff - Konzentrationen in Emissionsfahnen verringern sich nur langsam. Im betrachteten Fall der industriellen Einleitung zeigt die Prognoserechnung mit CORMIX gute Übereinstimmung mit Feldmessungen. Prognoserechnungen für ein getauchtes, mehrdüsiges Diffusorrohr anstelle einer konventionellen Freispiegelkanaleinleitung zeigen, dass hiermit lokale Konzentrationen halbiert werden könnten. Dies ermöglicht den Einleitern, wie auch den überwachenden Behörden neben der kostspieligen Aufwertung von Kläranlagen (Emissionsreduktion) den Gewässerschutz mit modifizierten Einleitungsbauwerken immissionsorientiert und somit auf das Gewässer abgestimmt durchzuführen. Selbst neueste Klärtechnik kann bei Missachtung der Fahnenbildung im

Gewässer und den damit oft gerade in sensitiven (ufernahen) Bereichen hohen Konzentrationen zu kilometerlangen Belastungsstrecken führen, in denen lokal die Immissionsgrenzwerte nicht eingehalten werden. Leider beinhalten die Genehmigungsverfahren in Deutschland, trotz der klaren Forderung in der EU-Wasserrahmenrichtlinie, diesen Sachverhalt noch nicht. Das Fehlen einer sogenannten Mischzonenregelung (Bleninger et al., 2005) führt somit zu teilweise noch unzureichendem Gewässerschutz.

Danksagung an Dr. Peter Diehl der Rheingütestation Worms (Landesamt für Umwelt, Wasserwirtschaft und Gewerbeaufsicht Rheinland-Pfalz) für Daten und Erläuterung der Berücksichtigung von Emissionsfahnen bei der Messung von Gewässergütedaten.

6 Literatur

Bleninger T., Hauschild I., Jirka G. H., Leonhard D., Schlenkhoff., „Immissionsorientierte Bewertung von Einleitungen in Gewässer: Mischzonen oder Opferstrecken, wo gelten die Gütekriterien?“, KA - Abwasser, Abfall, 51.Jahrgang, Nr.3, März 2004, www.cormix.de

Fischer, H.B., List, E.J., Koh, R.C.Y., Imberger, J., and Brooks, N.H., 1979, „Mixing in In-land and Coastal Waters”, Academic Press, New York

Jirka G.H., Bleninger T., Burrows R. & Larsen T., 2004, “Management of point source discharges into rivers: where do environmental quality standards in the new EC-water framework directive apply?” J. River Basin Management, Vol. 2, Issue 1, 2004, www.jrbm.net

Jirka G.H., ”Buoyant Surface Discharges into Water Bodies. II: Jet Integral Model”, submitted to J. Hyd. Eng., 2005

Jirka, G.H., v. Carmer, C.F. & Wenka, W., 1999, „Nahfeld von Einleitungen und Bauwerken“, Kap. 9 in Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern, Schriftenreihe des DVWK, Heft 127, Bonn.

Jones, G.M., Nash, J.D., Doneker R.L., & Jirka G.H., “Buoyant Surface Discharges into Water Bodies I: Flow Classification and Prediction Methodology”, submitted to J. Hyd. Eng., 2005

Jones, G.R., Nash, J.D. and Jirka, G.H., 1996, "CORMIX3: An expert system for mixing zone analysis and prediction of buoyant surface discharges", U.S. Env. Protection Agency, Office of Water, Washington, DC

Rutherford, J.C., 1994, „River Mixing“, John Wiley, Chichester

Schatzmann, M., 1978, “The integral equations for round buoyant jets in stratified flows”, J. Applied Math. & Phys. (ZAMP), Vol. 29, 608-630.

Autoren:

Dipl.-Ing. Tobias Bleninger
Prof. Gerhard H. Jirka, Ph.D.
Inst. f. Hydromechanik, Univers. Karlsruhe
Kaiserstr. 12, 76131 Karlsruhe
Tel./Fax: +49-721-608-3687 /-2202
bleninger@ifh.uka.de
www.ifh.uni-karlsruhe.de

Dagmar Marenda
Universität Koblenz-Landau
,

Numerical simulation of the water-sediment mixed flow in a periodic open channel by a two-phase model

J. Chauchat, S. Guillou and K. D. Nguyen

The two-phase approach (fluid-solid) is an interesting one in modelling sediment transport process. This paper presents the application of such a model for simulating water-sediment mixed flows in a periodic open channel, for which some experimental data are available. Particularly, the results obtained by the model show the importance of turbulence in the transport process. Thus, a drift velocity, which is due to the correlation between the instantaneous particle distribution and the fluid velocity fluctuations, is introduced. This is necessary to improve the numerical results.

1 Introduction

Management of coastal zones and estuaries requires more and more accurate models for cohesive sediment (mud) transports to cope with various problems (e.g. wetland protection and restoration, maintenance of navigation channels, impacts of construction works, dispersion of pollutants, etc.). Nowadays, there are mainly two approaches for sediment transport modelling : single and two-phase flow ones. In the first approach, sediment is considered as a passive scalar. The solid particles move at the same velocity as that of the fluid ones, except on the vertical, a settling velocity for the sediments is introduced as a function of the concentration. Usually a virtual bottom is considered under which a bed layer model can be used to take into account the consolidation processes. Therefore, exchange fluxes of sediment between the water column and the bed layer are imposed. In the two-phase approach, the suspension is treated as a mixture of fluid and solid particles. Conservation equations for mass and momentum are successively solved for each phase. The computational domain extends from the true non-erodible bottom to the free surface. Therefore interactions between fluid-solid particles and fluid-bottom will be naturally taken into account

The two-phase flow concept is an interesting approach, but presently it is not very developed. This is because the physical processes related to sediment transport are very complex, in which many problems are not parameterised yet. In this paper, we present an adaptation of a two-phase flow model (*Barbry et al.*, 2000), to a periodic open channel, in which the phenomenon such as the suspended-sediment transport, the sedimentation and the consolidation have been experimentally studied. Particularly, the influence of the drift velocity as well as of its parameterisation on modelling of suspended-sediment transports

and sedimentations will be analysed.

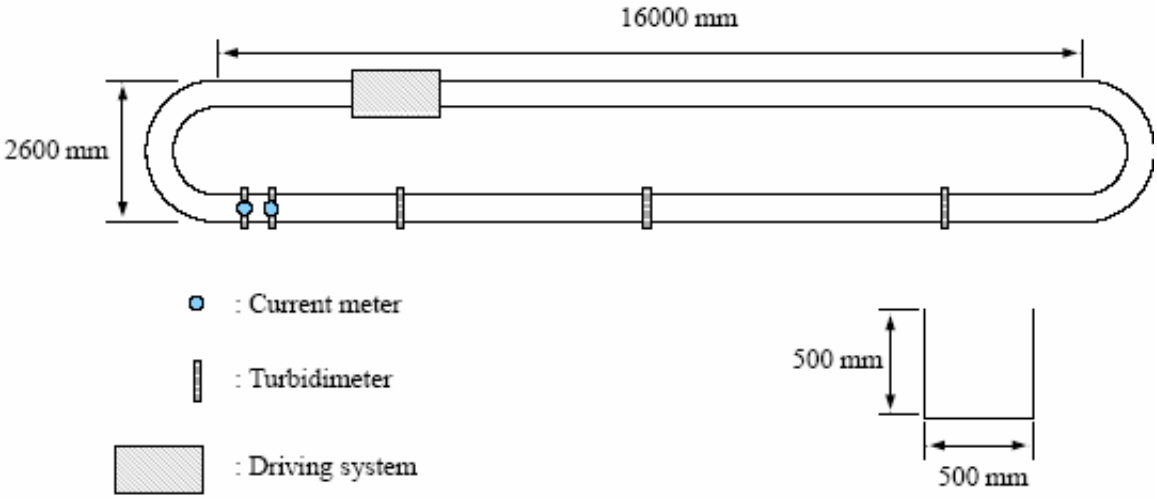


FIG. 1 – Experimental configuration

The experimental configuration is presented on Figure (1). It is an oval channel of 38 meters of length with a rectangular cross section of 0.5 m of width (SOGREAH). Currents are generated by 8 vertical disks in rotation (1.1 m diameter) partially immerged. Current velocities are measured by the mechanical current meters and suspended-sediment concentrations are gauged by five turbidimeters. The experimental results used here were obtained for a mean mixture velocity of 7 cm/s and an initial homogeneous concentration of 30 g/l.

2 Mathematical background

In the two-phase model used, mass and momentum conservation equations (Eq. 1) and (Eq. 2) are written considering the Eulerian approach for each phase (solid and fluid). Where $\alpha_k, \mathbf{u_k}, \rho_k$ is the volume fraction, the velocity vector and the density of phase k. $\mathbf{g}$ is the acceleration of gravity. $p_k, \overline{\overline{\tau_k}}$ represents the pressure and stress tensor respectively. $\mathbf{M_k}$ is the momentum exchanged between fluid and solid phases (Eq. 3) such as drag force (Eq. 5).

$$\frac{\partial(\alpha_k\rho_k)}{\partial t} + \nabla.(\alpha_k\rho_k\mathbf{u_k}) = 0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial(\alpha_k\mathbf{u_k})}{\partial t} + \nabla(\alpha_k\mathbf{u_k}\mathbf{u_k}) = \frac{1}{\rho_k}\{-\nabla(\alpha_k p_k) + \nabla(\alpha_k\overline{\overline{\tau_k}})\} + \alpha_k\mathbf{g} + \mathbf{M_k} \tag{2}$$

$$\mathbf{M_k} = p_{ki}\nabla\alpha_k - \bar{\bar{\tau}}_{ki}\nabla\alpha_k + \mathbf{M'_k} \tag{3}$$

$$p_{ki} = p_f - \frac{1}{4}\rho_f \mid \mathbf{u_f} - \mathbf{u_s} \mid \; ; \; \bar{\bar{\tau}}_{ki} = \beta\bar{\bar{\tau}}_f \tag{4}$$

$$\mathbf{M'_s} = -\mathbf{M'_f} = \frac{3}{4}\,\frac{\alpha_s\rho_f C_D}{d}\,|\mathbf{u_{rel}}|\,\mathbf{u_{rel}} \tag{5}$$

$$\mathbf{u_{rel}} = \mathbf{u_f} - \mathbf{u_s} + \mathbf{u_d} \tag{6}$$

$$\mathbf{u_d} = -\bar{\bar{D}}\frac{\nabla\alpha_s}{\alpha_s} + \bar{\bar{D}}\frac{\nabla\alpha_f}{\alpha_f} \tag{7}$$

$$D_{ij} = t_c(u_{rel_i})\overline{u'_{fi}u'_{sj}} \; ; \; t_c(u_{rel_i}) = t_f\gamma_c(u_{rel_i}) \; ; \; t_f = \frac{3}{2}c_\mu\frac{k_f}{\varepsilon_f} \tag{8}$$

$$\gamma_c(u_{rel_i}) = \left(1 + C_\beta\sqrt{(u_{rel_i})^2/\frac{2}{3}k_f}\right)^{-0.5} \tag{9}$$

$$\overline{w'^2_f} = u_*^2 D_f C_\nu e^{-1.34z/h} \tag{10}$$

The formulae proposed by *Clift and Gauvin* (1970) is used to estimate the drag coefficient C_D, whereas, the one proposed by (*Graham*, 1981) is employed to model the amplification factor β for viscous strain. This parameter takes into account the non Newtonian characteristic of the flow when α_s reach high values. The total mass conservation $\alpha_f + \alpha_s = 1$ should be ensured. The kinematic and dynamic conditions are imposed on the free surface. On the bottom, a reflection condition for the pressure and a no-sleep condition for the mixed velocity are specified.

Following *Deutsch and Simonin* (1991); *Kaftori et al.* (1996); *Greimann and Holly* (2001), a drift velocity is introduced ($\mathbf{u_d}$) in the equation for the relative velocity (Eq. 6). This velocity is a result of a diffusive flux caused by the correlation between the instantaneous particle distribution and the fluid velocity fluctuations. Here the drift velocity is given by equation (Eq. 7) where t_c is the integral time scale associated with the duration that a particle spends in a fluid eddy, t_f is the integral turbulent fluid time scale. k_f and ε_f are the turbulent kinetic energy and the dissipation of turbulence respectively. $c_\mu = 0.09$ is the classical $k-\varepsilon$ model constant for the fluid phase. γ_c is a coefficient typically lower than unity, meaning that the correlation time scale (t_c) is lower than the turbulent fluid time scale. The parameter C_β expresses the fact that the diffusive effect is more efficient in the flow direction than in the transversal direction, so $C_\beta = 1$ in the flow direction and $C_\beta = 2$ in the orthogonal direction. The main issue is to estimate the correlation $\overline{u'_{fi}u'_{sj}}$. *Greimann and Holly* (2001) assumed that the

correlations of the fluid-solid velocities are equal to the correlations of the fluid velocities $\overline{u'_{fi}u'_{sj}} = \overline{u'_{fi}u'_{fj}}$, for dilute cases. This assumption may overestimate the fluid-solid correlation, because the sediment has not a fully respond to the fluctuations of the fluid. However, to model this correlations in wall-bounded flows, it would be necessary to solve transport equations for each component of $\overline{u'_{fi}u'_{sj}}$ (*Simonin*, 1991). Here, the fluid correlation on the vertical direction is estimated by the formulation proposed by *Greimann and Holly* (2001) (Eq. 10). Where u_* is the shear velocity, $C_\nu = 1.51$ is a constant and $D_f = \sqrt{\kappa/\kappa_c}$ is a damping factor of the turbulence due to the presence of sediment. κ_c designate the Von Karman constant for clear water and κ is the Von Karman constant in presence of sediment.

The model used here is a modification of the one proposed by *Barbry et al.* (2000). Succinctly, it uses a fractional step algorithm, coupled with a finite difference formulation, and an adaptative eulerian mesh in order to fit the computed mesh to the free water surface (*Guillou et al.*, 2000). The periodic boundary condition is treated with an overlapping-zone technique. The presence of the driving system is modelled by introducing a volumic forcing term in the horizontal equation of momentum conservation. The forcing term is evaluated using a fixed-point algorithm and by imposing the specified velocity (*Guillou*, 2005). The mesh is composed of 66 nodes in the horizontal direction and 21 nodes in the vertical direction with a refinement near the bottom. Here, the cohesive properties of the sediment are not considered and the particules are $15\mu m$ diameter with a density of 2650 kg/m^3.

3 Results and Discussion

Figure (2) shows the velocity field at two different moments. The initial condition is set at rest. The velocity field converges to a stationary state after few minutes. Obviously, the flow in such a configuration is fairly reproduced. Then, an initial well-mixed concentration of 30 g/l of sediments is introduced in the open channel. Figure (3) shows the numerical and experimental comparison of the velocity profile. The numerical profile is in a good agreement with the measures, ensuring that the model correctly reproduces the vertical hydrodynamic structure of the flow.

Figure (4), and (5) show the experimental and numerical concentration profiles at different moments without and with the drift velocity, respectively. Figure (4) shows the formation of two distinct interfaces : one near the bottom, and another near the water surface. In the lower layer, the concentration reaches 500 g/l

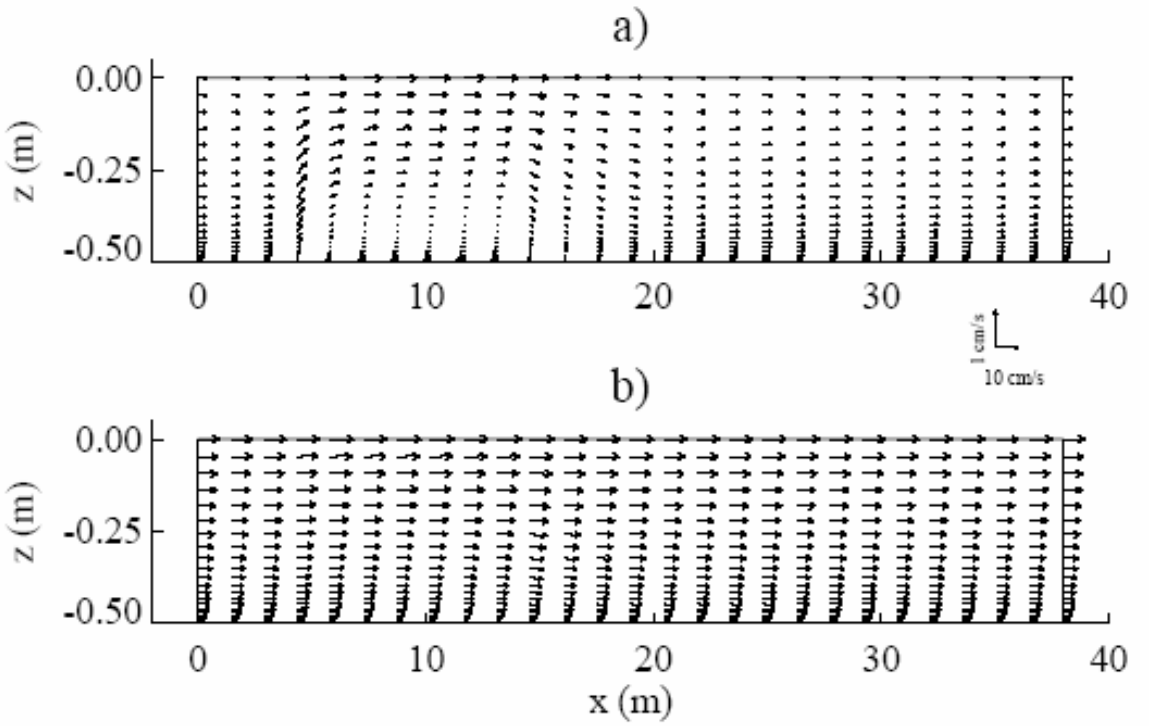


FIG. 2 – Velocity field : a) t = 4 min and b) t = 33 min

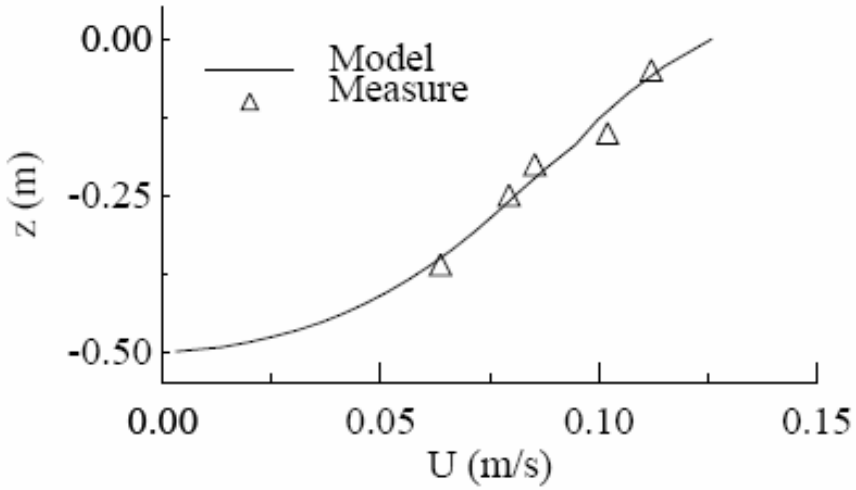


FIG. 3 – Velocity profile at t = 35 min

after 30 minutes. Hence, a highly concentrated sediment bottom is formed. On Figure (5) there is no distinct interface observed on the concentration profiles. After 15 minutes, the numerical results are in a good agreement with the measures yet. However, at 30 minutes the numerical results slightly diverge from

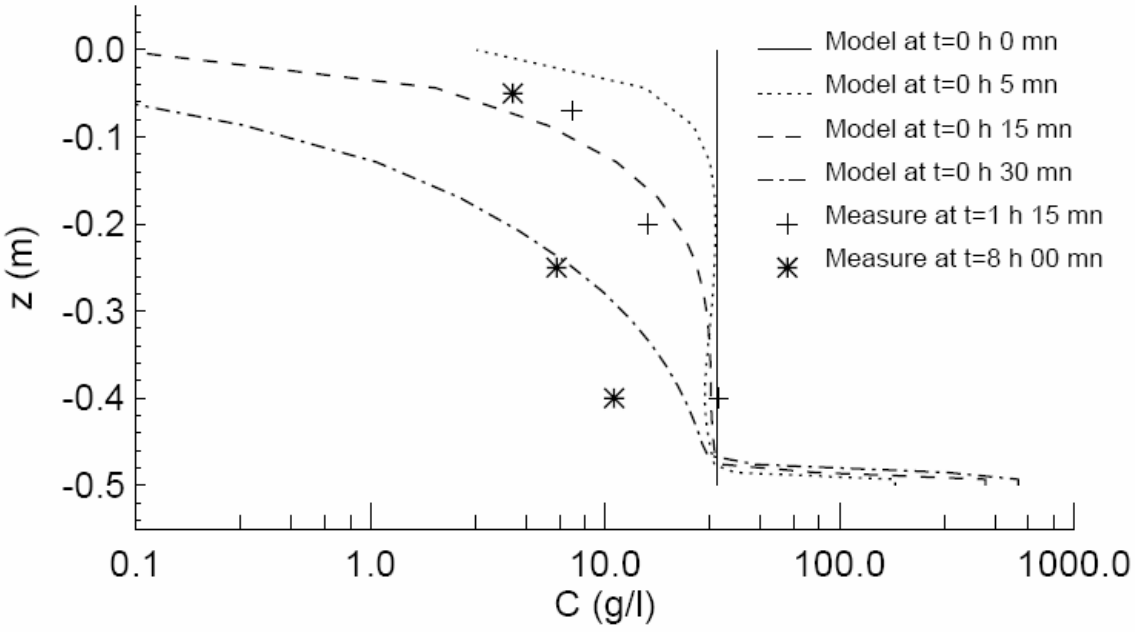


FIG. 4 – Concentration profiles at different moments without drift velocity

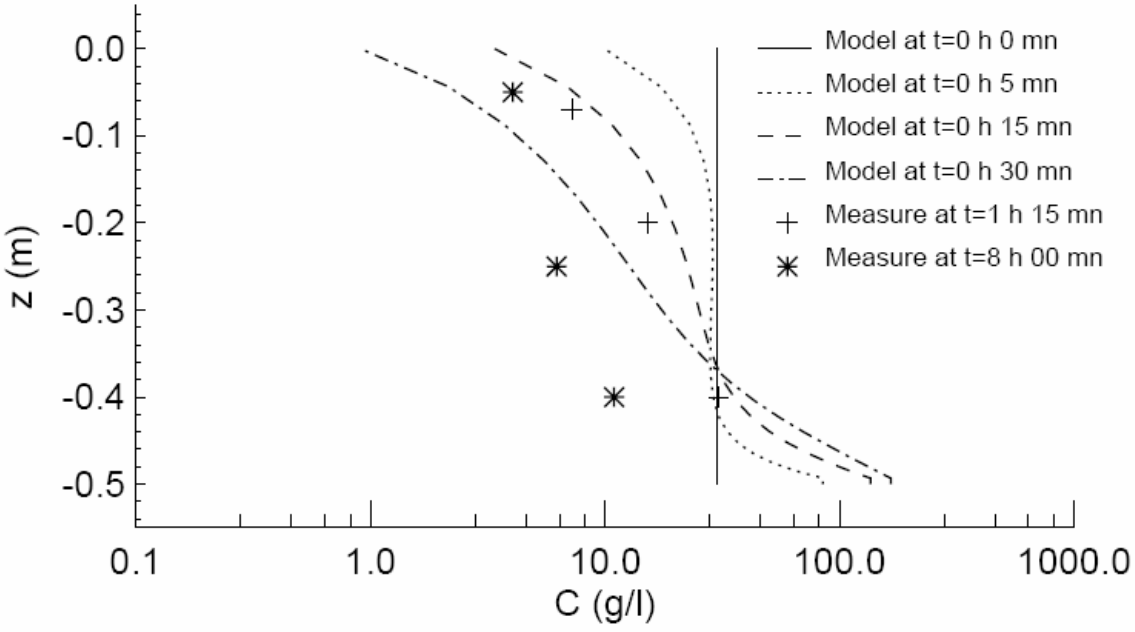


FIG. 5 – Concentration profiles at different moments with drift velocity

the measures, especially in the lower part of the channel, where the gradient of sediment concentration is very low in comparison with the experimental data.

The qualitative comparison between the two simulations, with and without drift velocity, shows the impact of this parameter on the behaviour of suspended sediments. Without drift velocity, the sediment concentration diminishes in the upper layer of the channel and the concentration profiles do not fit the experimental measures. It was observed experimentally that a large part of the sediments is kept in suspension by the flow. When the drift velocity is included, the concentration profile in the upper part of the flow is closed to the observations at 15 minutes, showing that this parameter is essential to correctly simulate the behaviour of suspended sediments.

However without drift velocity, in the lower part of the flow, the concentration profiles obtained correspond to the classical order of magnitude near the bottom. The lower part of the concentration profiles obtained with the drift velocity model is open to criticism. It is necessary to keep in mind that the closure relationships used in equation (Eq. 10) are valid for dilute flows, which is obviously not the studied case here.

4 Conclusion

In conclusion, the two-phase approach is a promising one to simulate suspended-sediment transports and sedimentation processes, even if it needs an important CPU time. All the parameters for the sediment transport modelling are not yet studied and understood. These preliminary results show the importance of the drift velocity in modelling the behaviour of suspended sediment by a two-phase approach. Obviously the role of drift velocity in sediment transport merits to be more studied in the future. A possible researching direction would be the development of a turbulence sub model for the solid phase for a correct parameterisation of turbulent interaction between fluid-solid and solid-solid particles.

Acknowledgements

The authors acknowledge the CETMEF for the financial support of the thesis of J. Chauchat, and the CRIHAN for providing the means of computations.

Références

Barbry, N., S. Guillou, and K. D. Nguyen (2000), Une approche diphasique pour le calcul du transport sédimentaire en milieux estuariens, *C. R. Acad. Sci. (série II B)*, *328*, 793–799.

Clift, R., and W. Gauvin (1970), The motion of particles in turbulent gas streams, in *Proc. Chemeca '70*, pp. pages 1–14.

Deutsch, E., and O. Simonin (1991), Large eddy simulation applied to the motion of particles in stationary homogeneous fluid turbulence, *Turbulence Modification in Multiphase Flows ASME-FED*, *110*, pages 35 – 42.

Graham, A. L. (1981), On the viscosity of suspensions of solide spheres, *Applied Science Research*, *37*, pages 275 – 286.

Greimann, B., and F. Holly (2001), Two-phase flow analysis of concentration profile, *J. Hydraulic. Eng.- ASCE*, *127*, pages 753 – 761.

Guillou, S. (2005), Simulations des écoulements de fluides complexes en conduites et en milieux environnementaux, Habilitation à diriger des recherches, Université de Caen.

Guillou, S., N. Barbry, and K. D. Nguyen (2000), Calcul numérique des ondes de surface par une méthode de projection et un maillage eulérien adaptatif, *C. R. Acad. Sci. (série II B)*, *328*, 875–881.

Kaftori, D., G. Hestroni, and S. Banerjee (1996), Particle behavior in the turbulent boundary layer. velocity and distribution profiles, *Phys. Fluids*, *7*, pages 1107 – 1121.

Simonin, O. (1991), Prediction of the dispersed phase turbulence in particule-laden jets, *Gas-Solid Flows ASME-FED*, *121*, pages 197 – 206.

Authors :

Ph D Student J. Chauchat
Lab. M2C CNRS UMR 6143
Campus 2, Bd Marechal Juin
14000 CAEN, France
Tel : +33 [0]2.31.56.73.65
Fax : +33 [0]2.31.56.73.20
mail : chauchat@meca.unicaen.fr

Ph D, Assistant Professor S. Guillou
LUSAC, Site Universitaire BP 78
Rue Louis Aragon
50130 Octeville, France
Tel : +33 [0]2.33.01.42.13
Fax : +33 [0]2.33.01.42.01
mail : sguillou@chbg.unicaen.fr

Ph D, professor K.D. Nguyen
Lab. M2C CNRS UMR 6143
Campus 2, Bd Marechal Juin
14000 CAEN, France
Tel : +33 [0]2.31.56.72.93
Fax : +33 [0]2.31.56.73.20
mail : nguyen@meca.unicaen.fr

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Wie viel Physik braucht die Strömungsberechnung in der Ingenieurpraxis?

E. Pasche,

S. Kräßig, K. Lippert, H. Nasermoaddeli, W. Plöger, S. Rath

Die in Spiegellinienmodellen und 2-dimensionalen tiefengemittelten Strömungsmodellen enthaltenen halb-empirischen Ansätze zur Abschätzung der Rauheit und Wirbelviskosität werden auf ihre physikalische Begründbarkeit hin überprüft und die auf dieser Grundlage erzielbare Genauigkeit der Berechnung mit Hilfe von reproduzierten Strömungssituationen in zahlreichen Fließgewässern Deutschlands nachgewiesen. Die Abschätzung des Fließwiderstandes wird alternativ auf Basis des Fließgesetzes von Gauckler-Manning-Strickler und von Darcy-Weisbach überprüft. Für die 2-dimensionale Strömungsberechnung wird zur Abschätzung der Wirbelviskosität die Annahme eines konstanten Wertes mit verschiedenen Ansätzen verglichen, die zu einer räumlich und vom Wasserstand abhängigen Wirbelviskosität führen. Die untersuchten Gewässer stellen einen repräsentativen Schnitt der in Deutschland vorkommenden Fließgewässer dar. Die an ihnen ermittelten Rauheitsparameter werden nach Größe des Gewässers und Gewässerzone katalogisiert und charakterisiert, so dass sie auf andere Gewässer mit ähnlichen Eigenschaften übertragen werden können. Sowohl für das Fließgesetz von Gauckler-Manning-Strickler als auch für den Ansatz konstanter Wirbelviskosität wird nachgewiesen, dass bei Verbau der Böschungen und Vorländer mit gehölzartigem Bewuchs und Abflusszuständen, die vom Kalibrierungszustand abweichen, erhebliche Fehler bei der Berechnung des Wasserspiegels auftreten können. Physikalisch gut begründet sind die empirischen Parameter des Darcy-Weisbach-Ansatzes und des variablen Viskositätsansatzes. Sie führen zu substantiell besseren Berechnungsergebnissen und verbessern die Übertragbarkeit auf andere Abflusszustände. Deren Anwendung wird daher für die Ingenieurpraxis nicht nur empfohlen, sondern sogar für notwendig erachtet.

1 Einleitung

Die Forschungsanstrengungen der 80er-Jahre haben auf wissenschaftlicher Ebene unser Verständnis über die dominierenden Strömungsprozesse in naturnahen Fließgewässern entscheidend verbessert und zu einer Reihe neuer mathematischer Methoden geführt, mit denen der in naturnahen Fließgewässern maßgebliche Fließverlust von Vegetation und Querschnittsgliederung zuverlässig abgeschätzt werden kann (Pasche 1984, Rouvé 1987). Sie fanden auch in zwei Re-

gelwerken der deutschen Wasserwirtschaft ihren Niederschlag (DVWK, Merkblatt 220 und BWK, Merkblatt 1/1999). Von Seiten der Ingenieurpraxis wurden die Komplexität der Methoden sowie das Abrücken von vertrauten hydraulischen Grundlagen, wie z. B. dem Fließgesetz Gauckler-Manning-Strickler wiederholt kritisiert. Dieser Zurückhaltung glaubte man durch Entwicklung von Computermodellen erfolgreich begegnen zu können, indem der Anwender durch eine komfortable Benutzerführung mit der Komplexität der Verfahren nicht mehr konfrontiert wird, so dass lediglich die Abschätzung der neuen hydraulischen Parameter verbleibt. Tatsächlich existieren eine Reihe entsprechender kommerziell verfügbarer Computerprogramme, die diesem Anspruch gerecht werden (z. B. WspWin©, Jabron©). Dennoch will die Forderung aus der Ingenieurpraxis nicht verstummen, an der vertrauten Gauckler-Manning-Strickler-Formel festzuhalten, wobei als Argument angeführt wird, dass die auf diesem Fließgesetz basierenden 1-dimensionalen und 2-dimensionalen Strömungsmodelle ausreichende Genauigkeiten erzielen und dieses bei wesentlich geringerem Aufwand in der Abschätzung der hydraulischen Parameter. Unbelegt ist jedoch, inwieweit dieser Ansatz die physikalischen Prozesse richtig beschreibt und auch bei Abflusszuständen, die von der Kalibrierung abweichen, zu korrekten Ergebnissen führt.

Es ist daher das Ziel dieses Beitrages, die Frage nach der Erforderlichkeit eines physikalisch basierten hydraulischen Modells für die Ingenieurpraxis aufzugreifen und anhand einiger vergleichender Betrachtungen die Abweichungen zu den einfachen Verfahren zu quantifizieren (Analyse), deren Ursachen aufzuzeigen (Kausalitätsnachweis) und in Hinblick auf die in der Ingenieurpraxis relevanten Aufgabenstellungen zu bewerten (Relevanznachweis). Auf dieser Grundlage werden schließlich Schlussfolgerungen gezogen und Empfehlungen für die aus hydraulischer Sicht notwendige Vorgehensweise bei der Bestimmung von Überschwemmungsgebieten, bei der Einschätzung der hydraulischen Wirkung des Bewuchses und bei der Bemessung von Hochwasserschutzanlagen beschrieben.

2 Mathematische Ansätze zur Hydraulischen Modellierung von Fließgewässern

Die derzeit am weitesten reichenden Forderungen nach hydraulischen Berechnungen von Fließgewässern werden durch die EU-Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) und den Hochwasserschutz gestellt. Letzterer ist durch die Häufung extremer Hochwasser in den letzten Jahren von größter Dringlichkeit. In beiden Fällen werden integrative, holistische Lösungsansätze gefordert, die der Komplexität der Wirkungszusammenhänge Rechnung tragen. Daher sind unter die-

sen Voraussetzungen hydraulische Nachweise nicht mehr isoliert für einzelne Gewässerquerschnitte zu führen (Abflussberechnung für stationär-gleichförmigen Strömungszustand), sondern sie müssen zusammenhängende Gewässerabschnitte abdecken, so dass Rückstau-, Retentions- und Stofftransportprozesse in ihrem vollem Umfang nachvollzogen werden können. Die hydraulischen Nachweise sind daher mindestens für stationär-ungleichförmige bis hin zu instationären Abflusszuständen zu führen. Somit sollten heute generell nur noch Spiegellinienmodelle, basierend auf der Arbeitsgleichung bzw. dem Energieerhaltungssatz oder HN-Modelle, basierend auf dem Impulserhaltungssatz eingesetzt werden.

Über die dabei heranzuziehenden Strömungsgleichungen herrscht weitgehend Einigkeit in der Fachwelt. BWK 1/1999 wird häufig für die Arbeitsgleichung referenziert,

$$\frac{1}{2g}\left(\alpha'_{i+1}\frac{Q_{i+1}^2}{A_{i+1}^2}-\alpha'_{i}\frac{Q_i^2}{A_i^2}\right)+\cos\Theta\left(z_{WSP,i+1}-z_{WSP,i}\right)+\int_{x_i}^{x_{i+1}} I_R\,dx+\int_{x_i}^{x_{i+1}}\left(\frac{2\alpha' Q}{A}-\cos\varphi\, v_e\right)\frac{q_e}{g\,A}\,dx=0 \qquad (1)$$

mit Q = Gesamtdurchfluss [m³/s], A = Durchflussquerschnitt [m²], q_e = seitl. Zufluss [m³/sm], z_{Wsp} = Wasserspiegelhöhe ü. NN [m], I_R = Reibungsgefälle [-], α' = Energiestrombeiwert [-], Θ = longitudinaler Neigungswinkel der Gewässersohle [°], φ = Zuströmwinkel des seitl. Zuflusses [°], i,i+1 = Unterwasser, Oberwasserprofil [-], x = Stationierung in Fließrichtung [m]

Pasche et al, 2005 enthält die anerkannte Form der Saint Venant Gleichung (1-dimensionales HN-Modell)

$$\frac{1}{g\,A}\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{1}{g\,A}\frac{\partial\left(\alpha' Q^2/A\right)}{\partial x}+\cos\Theta\,\frac{\partial z_{WSP}}{dx}+I_R-\cos\varphi\frac{v_e\,q_e}{g\,A}=0 \qquad (2)$$

und die anerkannte Form der Flachwassergleichungen (2-dimensionales HN-Modell), wobei die Beschleunigungskräfte und die Fließwiderstände durch Windreibung vernachlässigt wurden, da sie bei den meisten Anwendungen in Fließgewässern unbedeutend sind.

$$\begin{aligned}&\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial\left(u_i\,h\right)}{\partial x_i}=0\\ &\frac{\partial u_i}{\partial t}+u_j\frac{\partial u_i}{\partial x_j}=-g\,\frac{\partial}{\partial x_i}\left(z_{Wsp}\right)+\frac{1}{h}\frac{\partial}{\partial x_j}\left[h\left(\frac{1}{\rho}\tau_{L,ij}+\frac{1}{\rho}\tau_{t,ij}-\overline{\tilde{u}_i\tilde{u}_j}\right)\right]-\frac{1}{h}\frac{\tau_{so,i}}{\rho}\end{aligned} \qquad (3)$$

mit u = lokale Geschwindigkeitskomponente [m/s], h = lokale Wassertiefe [m], τ_L = laminare Schubspannungskomponente [N/m²], τ_t = turbulente Schubspannungskomponente [N/m²], $\overline{\tilde{u}_i\tilde{u}_j}$ = Dispersionsterme [m²/s²], τ_{So} = Sohlschub-

spannungskomponente [N/m²], ρ = Rohdichte Wasser[kg/m³], i,j = 1,2 (x-, y-Komponente und Laufindex der Einsteinschen Summenkonvention)

Alle drei Ansätze benötigen empirische Parameter zur Schließung des Gleichungssystems. Die wesentliche empirische Größe für das Spiegellinienmodell und das 1-dimensionale HN-Modell ist das Reibungsgefälle I_R bzw. der Fließwiderstand, dargestellt über die Sohlschubspannung τ_{So}. Beim 2-dimensionalen Modell kommen noch die turbulente Schubspannung und die durch Sekundärströmungen ausgelöste Dispersion hinzu.

Die einfachsten Modelle benutzen nur einen empirischen Parameter zur Quantifizierung des Reibungsgefälles bzw. der Sohlschubspannung. Er fasst sämtliche Fließverluste zusammen und drückt die entlang des benetzten Umfangs im Allgemeinen variierende Rauheit durch eine mittlere Rauheit aus. Dabei wird entweder das Fließgesetz von Gauckler-Manning-Strickler (Gln. 6 und 7) oder das Darcy-Weisbach-Gesetz (Gln. 4 und 5) zugrunde gelegt:

$$I_R = \frac{1}{8g}\frac{\lambda}{r_{hy}}\frac{Q^2}{A^2} \qquad (4)$$

$$\tau_{S0,i} = \frac{\lambda}{8}\rho\, u_i \sqrt{u_i^2 + u_j^2} \qquad (5)$$

$$I_R = \frac{1}{k_{St}^2 r_{hy}^{4/3}}\frac{Q^2}{A^2} \qquad (6)$$

$$\tau_{S0,i} = \frac{\rho g}{k_{St}^2 h^{1/3}}\, u_i \sqrt{u_i^2 + u_j^2} \qquad (7)$$

mit λ = Darcy-Weisbach-Koeffizient [-], k_{St} = Strickler-Beiwert [$m^{1/3}/s$] und g = Erdbeschleunigung [m/s²].

Nur die Darcy-Weisbach-Formeln können über einen physikalisch-begründeten Ansatz hergeleitet werden. Dementsprechend ist der eingeführte Widerstandsbeiwert λ dimensionslos. Für ihn lassen sich durch Rückgriff auf die Grenzschichttheorie und die Theorie der Strömung um gedrängte Körper physikalisch basierte Gleichungen entwickeln, die den Fließwiderstandsbeiwert in Abhängigkeit von direkt in der Natur bestimmbaren Strömungsparametern oder äquivalenten Größen darstellen. Pasche et al. und BWK 1/1999 konnten darlegen, dass sich auf dieser Grundlage nahezu alle relevanten Fließwiderstände darstellen lassen. Dies gilt vor allem für die in naturnahen Fließgewässern relevanten Fließwiderstände, hervorgerufen durch Bewuchs und Querschnittsgliederung. Beispielhaft seien die Widerstandsformeln für umströmten Bewuchs und für die Trennfläche zwischen Fluss und dem mit durchströmten Gehölzen verbauten Gewässerquerschnitt angegeben.

$$\lambda_P = \frac{4 \cdot h_P \cdot d_P}{a_x \cdot a_y} \cdot c_{WR} \cdot \cos(\alpha_{lat}) \quad (8)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_T}} = -2 \cdot \log\left[0{,}07 \cdot \left(\frac{c \cdot b_m}{b_{III}} \right)^{1{,}07} \cdot \Omega \right] \quad (9)$$

$$\Omega = \left[0{,}07 \cdot \frac{a_{NL}}{a_x} \right]^{3{,}3} + \left[\frac{a_{NB}}{a_y} \right]^{0{,}95} \quad (10)$$

mit a_x, a_y = Abstand der Gehölze in und quer zur Fließrichtung [m]; h_P = Anströmhöhe der Gehölze [m]; d_P = Durchmesser Gehölz [m]; α_{lat} = lateraler Böschungswinkel [°]; c_{WR} = Formwiderstandsbeiwert der Gehölze [-] gemäß Pasche, 1984; a_{NL}, a_{NB} = Nachlauflänge, -breite [m] gemäß BWK 1/1999, c = Beiwert für Querschnittsform [-], b_m, b_{III} = mitwirkende Bewuchsbreite bzw. Flussbreite [m] gemäß BWK 1/1999.

Die Bewuchsparameter sowie die mitwirkende Bewuchsbreite stehen für die real am Fließwiderstand beteiligten Strukturgrößen und stellen somit keine abstrakten Größen dar. Im Vergleich dazu verwendet die GMS-Formel einen Widerstandsbeiwert, der nicht dimensionsrein ist und nur indirekt über Tabellenwerke, aus eigener Erfahrung oder über eine Kalibrierung gewonnen werden kann. Chow, 1988 aber auch neuere Arbeiten versuchen die Parameterschätzung über photographische Verfahren auf bessere physikalische Basis zu stellen, indem sie einen Katalog an Referenzgewässern mit zugehörigem Strickler- bzw. Mannings-Beiwert bereitstellen.

Man erkennt leicht, dass die Parameterschätzung bei der GMS-Formel weniger aufwendig ist als bei der DW-Formel. Dafür verfügt sie kaum über Möglichkeiten, die strukturellen Abhängigkeiten des Fließwiderstandes in ihrer Differenziertheit richtig zu erfassen.

Jedoch werden diese Qualitäten überhaupt in der Ingenieurpraxis gebraucht? Kann man nicht vollständig auf eine Modellierung des Trennflächenwiderstandes verzichten und die Wirkung des Impulsaustausches zwischen Vorland und Flussschlauch durch Eingrenzung des durchströmten Querschnitts oder durch Einführen von Encroachment-Parametern analog HEC-RAS erfassen?

Bei der Modellierung der turbulenten Schubspannung τ_t in 2-dimensionalen HN-Modellen werden in der Ingenieurpraxis ausschließlich Modelle eingesetzt, die auf den Wirbelviskositätsansatz von Boussinesq zurückgreifen:

$$\tau_{t,ij} = \rho \left(\nu_T \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \, \delta_{ij} \right) \quad (11)$$

mit k = turbulente kinetische Energie [m²/s²], ν_T = turbulente Viskosität [m²/s], δ_{ij} = Kronecker Delta [-].

Die einfachsten Modelle gehen wiederum davon aus, dass die Wirbelviskosität ν_T durch einen konstanten Parameter darstellbar ist (Konstant-Eddy-Viscosity-Ansatz). In der Tat konnte gezeigt werden, dass sich mit dieser Annahme die Strömung in Fließgewässern sehr gut wiedergeben lässt. Jedoch variiert die Wirbelviskosität von Strömungssituation zu Strömungssituation, so dass dieser Parameter nur durch eine Kalibrierung zuverlässig bestimmt werden kann. Da sich die Wirbelviskosität sowohl auf den Wasserstand als auch auf die Fließgeschwindigkeit auswirkt, kann bei einer Kalibrierung auf Basis von gemessenen Wasserständen nicht ausgeschlossen werden, dass trotz falsch geschätzter Wirbelviskosität und Fließwiderstandsbeiwert die Wasserstände richtig wiedergegeben werden, wenn sich die Fehler gegenseitig aufheben. Bei anderen Abflusszuständen kann sich diese Effekt nicht mehr einstellen und das Berechnungsergebnis wird falsch.

Zur Überwindung dieser Schwäche in der Parameterschätzung von 2-dimensionalen HN-Modellen wurden analytische Gleichungen aufgestellt, mit denen die Abhängigkeit der Wirbelviskosität vom Strömungszustand und der Geometrie erfasst wird. In Lippert, 2005 wurden gute Erfahrungen mit einer Kombination aus Prandtlschen Mischungswegansatz und Sohlschubspannungsansatz gemacht.

$$\nu_{t,ij} = l_m^2 \left[2\left(\frac{\partial u_i}{\partial x}\right)^2 + 2\left(\frac{\partial u_j}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial u_i}{\partial y} + \frac{\partial u_j}{\partial x}\right)^2 \right]^{1/2} + e^* \sigma_t h \sqrt{\frac{\lambda}{8}} \sqrt{u_i^2 + u_j^2} \qquad (12)$$

mit $e^* \sigma_t = 0{,}15$

Die Mischungswegbreite l_m kann unter der Annahme einer freien Scherschicht gemäß Rodi, 1984 zu

$$l_m = 0{,}09 b_S \qquad (13)$$

abgeschätzt werden, wobei b_S die mittlere Breite der freien Scherschicht darstellt (Free-Shear-Layer-Approach). In einem Ansatz von Smagorinsky, 1963 wird die Mischungswegbreite in Abhängigkeit zur Netzgeometrie gesetzt.

$$l_m = 0{,}197 \Delta \qquad (14)$$

mit Δ = äquivalente Seitenlänge des Diskretisierungselementes. Damit trägt dieser Ansatz dem Einfluss der Netzgeometrie auf die Größe der turbulenten Schubspannung Rechnung, welche gemäß Malcherek, 2001 auf numerische Diffusion zurückzuführen ist.

Noch weitergehende Turbulenzmodelle wie 1- und 2-Gleichungsmodelle (k-ε-Modell) haben in der Ingenieurpraxis noch keine Relevanz, da ihr numerischer Aufwand immer noch als zu hoch gilt und wie Untersuchungen von Pasche, 1984, zeigen, auch zu keinen nennenswerten Verbesserungen in der Modellierung führen.

Da 2-dimensionale HN-Modelle dreidimensionale Effekte nicht direkt erfassen, müssen sie über empirische Ansätze integriert werden. Entweder werden sie durch einen Zuschlag in der Wirbelviskosität oder durch Formulierung einer analytischen Beziehung für die Dispersionsterme $\overline{\tilde{u}_i \tilde{u}_j}$ berücksichtigt. Lippert, 2005 empfiehlt für mäandrierende Flüsse den Ansatz von Lien et al, 1999:

$$\overline{\tilde{u}_1 \tilde{u}_1} = -\rho\, u_1^2 h \left(\frac{\sqrt{\lambda}}{\kappa\sqrt{8}} \right)^2$$

$$\overline{\tilde{u}_1 \tilde{u}_2} = \overline{\tilde{u}_2 \tilde{u}_1} = -\rho \left[u_1\, u_2\, h \left(\frac{\sqrt{\lambda}}{\kappa\sqrt{8}} \right)^2 + \frac{{u_1}^2\, h^2}{\kappa^2\, R_K} \frac{\sqrt{\lambda}}{\kappa\sqrt{8}} \cdot FF1 \right] \tag{15}$$

$$\overline{\tilde{u}_2 \tilde{u}_2} = -\rho \left[u_2^2\, h \left(\frac{\sqrt{\lambda}}{\kappa\sqrt{8}} \right)^2 + \frac{2 u_1 u_2 h^2}{\kappa^2 R_K} \frac{\sqrt{\lambda}}{\kappa\sqrt{8}} \cdot FF1 + \frac{u_1^2\, h^3}{\kappa^4 {R_K}^2} \cdot FF2 \right]$$

mit κ= von Karman Konstante, R_K = Krümmungsradius der Mäanderschleife und FF1, FF2 gemäß Pasche et al., 2005.

Auch bei den 2-dimensionalen HN-Modellen ist unklar, welche Bedeutung den turbulenten Schubspannungen und den durch Sekundärströmung hervorgerufenen Dispersionseffekten zukommt. Kann durch eine Kalibrierung an beobachteten Wasserständen ihr Einfluss ausreichend berücksichtigt werden? Wann muss auf eine verfeinerte Turbulenzmodellierung zurückgegriffen werden und welches Turbulenzmodell ist in der Ingenieurpraxis hierfür geeignet?

3 Analyse

Zur Bewertung der oben aufgeworfenen Fragestellungen wurde eine Vielzahl unterschiedlicher Fließgewässer mit verschiedenen Ansätzen zur Rauheitsmodellierung und Turbulenzmodellierung untersucht (Tab. 1). Dabei wurden verschiedene kleine, mittlere und große Gewässer im Flachland und in Mittelgebirgsbereich von Deutschland sowie Fließgewässer im städtischen und ländlichen Raum betrachtet. Die Auswahl der Gewässer sollte einen möglichst reprä-

sentativen Querschnitt der in Deutschland vorherrschenden Fließgewässer liefern.

Die 3 kleinen Gewässer (Ohlau, Kollau, Weißeritz und Weiße Elster) stellen kompakte Fließgewässer dar, die erst bei extremen Hochwassern ausufern, dann aber zum Teil größere Vorlandbereiche überfluten. Sie wurden mit einem 1-d Modell (WSPWin mit KALYPSO-1d Rechenkern) gerechnet. Sowohl die mittleren als auch die großen Gewässer werden bei Hochwasser von 2-dimensionalen Strömungsvorgängen dominiert, so dass die Abflussverhältnisse mit einem 2-dimensionalen Strömungsmodell (KALYPSO-2d) simuliert wurden. Dieses löst die Flachwassergleichungen (Gln. 3) mit Hilfe der Finite-Elemente Technik und ist aus dem international bekannten Modell RMA2 hervorgegangen.

Gewässername	Bundesland	Typologisierung	Modelltyp	Empirische Modellansätze	Szenarien
Laborgerinne	Pasche (1984)	Physikalisches Modell, gegliedert	FWG (2-dimensional)	KEW Smagorinsky FSL	BHW Grobnetz Feinnetz
Ohlau	Schleswig-Holstein	Kleines Flachlandgewässer, ländlich	AG (1-dimensional)	GMS BWK	HQ100 HQ50, HQ30, HQ 10, NQ
Kollau	Hamburg	Kleines Flachlandgewässer, städtisch	AG (1-dimensional)	GMS BWK	HQ20, HQ10, HQ5, NQ
Weiße Elster	Thüringen	Mittelgebirgsbach, ländlich/ städtisch	AG (1-dimensional)	BWK GML	HQ100, HW 1995, HW 2002
Weißeritz	Sachsen	Mittelgebirgsbach, städtisch	AG (1-dimensional)	BWK	HQ200, HW 2002, HQ5
Stör	Schleswig-Holstein	Mittleres Flachlandgewässer, tidenabhängig	FWG (2-dimensional) AG (1-dimensional)	KEW FSL Smagorinsky GMS BWK	HW 1998, HW 1992, HQ100, HQ5
Lippe	NRW	Mittleres Flachlandgewässer, ländlich	FWG (2-dimensional)	KEW FSL Smagorisky	HW Febr. 2002
Niederrhein	NRW	Großes Flachlandgewässer, ländlich	FWG (2-dimensional)	KEW FSL Smagorinsky Dispersion	Normalabfluss 2002
Donau	Bayern	Großes Mittelgebirgsgewässer, ländlich	FWG (2-dimensional)	GMS BWK KEW FSL Smagorinsky	HW 1999, HW 1992, HW 1991,

AG = Arbeitsgleichung (Gln. 1), FWG = Flachwassergleichung (Gln. 3),

BWK = Rauhigkeitsmodellierung gemäß BWK (Gln. 4-5, 8-9),

GMS= Gauckler-Manning-Strickler-Formel (Gln. 6-7), Dispersion = Gln. 15,

KEW= Konstant Eddy Viscosity-Ansatz, FSL = Free-Shear-Layer (Gln. 13), Smagorinsky = Gln. 14 ,

Tabelle 1: Übersicht der untersuchten Gewässer

Das Gewässer Ohlau zeigt eine deutlich anthropogen geprägte Morphologie, die durch Begradigungen des Flusslaufs in weiten Abschnitten und sieben Absturzbauwerke gekennzeichnet ist. Die Sohle ist überwiegend sandig bis kiesig. Dabei wird die Sohlrauheit an mehreren Stellen durch eine ganzjährige Verkrautung im Gewässer und auf den Böschungen erhöht. Auf der Böschung und den Vorlandflächen ist nur wenig gehölzartiger Bewuchs vorhanden, da angrenzende Acker- und Weideflächen direkt an den gemähten Ufersaum reichen. Im Stadtgebiet von Bad Bramstedt sichert eine Steinschüttung die Böschung.

In der Kollau herrscht eine sandige Sohle vor. Die Böschungen sind bis MW mit Rasengittersteinen oder Faschinen gesichert. Kolke und Uferabbrüche führen zu einem sehr unregelmäßigen Gewässerprofil. Ab der Mittelwasserlinie stehen Gehölze an, deren Dichte stark variieren. In diesen Abschnitten wurde die Trennfläche zwischen Fluss und Vorland bzw. Gehölze auf die MW-Linie gesetzt. Obwohl die Kollau durch das Stadtgebiet von Hamburg fließt, konnten in einigen Teilabschnitten die natürlichen Vorländer von Bebauung freigehalten werden. Sie sind meistens von Wiesen geprägt. In einzelnen Abschnitten setzt sich der gehölzartige Ufersaum auch im Vorlandbereich fort und bildet einen zusammenhängenden Auenwald. Das Gewässer ist tief eingeschnitten, so dass die Ausuferung erst ab einem 10-jährlichen Hochwasser einsetzt.



Abb. 1: Lageplan-Ausschnitt der modellierten Kollau

In der Tabelle 2 sind die an den kleinen Fließgewässern hervorgegangenen Rauheitsparameter sortiert nach Gewässerzonen dokumentiert. Der Rauheitsparameter im Fluss stellt einen gemittelten Rauheitswert für das Gewässerbett bis zur MW-Linie dar. Er ging aus einer Kalibrierung des Modells bei Normalabfluss hervor und beinhaltet in Anlehnung an BWK, 1999 neben der Sohlrauheit Fließverluste infolge longitudinaler Ungleichförmigkeit des Gewässerbettes und Mäandrierung. Die Rauheitsparameter für die BWK-Formeln wur-

den zunächst auf Basis BWK, 1999 geschätzt und anschließend an einem jährlichen Hochwasser überprüft und ggf. angepasst. Die Parameter für die GMS-Formel wurden direkt über eine Kalibrierung gefunden.

Die Gewässer sind sowohl im ländlichen wie städtischen Bereich von zahlreichen Brücken überspannt, die zum Teil einen erheblichen Einfluss auf den Hochwasserstand ausüben. Sie wurden in ihrer Abfluss begrenzenden Kontur berücksichtigt und die Parameter in Anlehnung an BWK, 1999 angesetzt.

Das Gewässerbett der Lippe ist durch ein sehr regelmäßiges Trapezprofil gekennzeichnet. Seine Sohle besteht aus Feinsand ohne ausgeprägte Transportkörper. Der k_s-Wert der sandigen Sohle wurde aus einem, mit ADCP gemessenen vertikalen Geschwindigkeitsprofil abgeleitet, indem das logarithmische Wandgesetz an die Messwerte approximiert wurde (Lippert, 2005). Am Rhein wurde der k_s-Wert des Gewässerbettes über eine Kalibrierung am Normalabfluss gefunden. Er ist deutlich höher als an der Lippe, was auf gröberes Sohlmaterial und die Ausbildung von z.T. beträchtlichen Transportkörpern (Dünen) zurückzuführen ist. Für das Gewässerbett der Donau wurde nahezu der gleiche Wert gefunden, was auf ähnliche Sohlverhältnisse schließen lässt.

Gewässer-zone	Art der Rauheit	Gewässer	Rauheit gemäß BWK			Strickler-Beiwert
			K_s	a_x, a_y	d_p	
Fluss	**sandig**	**Ohlau**	**0,05-0,10 m**			**35**
	sandig bis kiesig	**Ohlau**	**0,10-0,15 m**			**35**
	verkrautet, mäßig	**Ohlau**	**0,30 m**			**35**
	verkrautet, stark	**Ohlau**	**0,70 m**			**35**
	sandig,,	**Kollau**	**0,15 m**			**35**
	Grobies, steinig	**Weiße Elster**	**0,25 m**			**29**
	geröllig	**Weißeritz**	**0,20 m**			
	Steinsatz, verfugt	**Weißeritz**	**0,05 m**			
Böschung	**Krautiger Bewuchs**	**Kollau**	**0,35 m**			
	Gras, einzelne Büsche	**Weiße Elster**	**0,40 m**			**25**
Vorland	**Grünland**	**Ohlau/Kollau**	**0,25-0,30 m**			**12**
	Acker, Gärten	**Ohlau/Kollau**	**0,30-0,40 m**			**12**
	Schilf/Röhricht	**Ohlau**	**0,10 m**	**0,03 m**	**0,01 m**	**12**
	Büsche, dicht	**Kollau**		**0,1 m**	**0,02 m**	**15**
	Gehölz, sehr dicht	**Kollau**		**2,0 m**	**0,40 m**	**15**
	Gehölz, dicht	**Kollau**		**4,0 m**	**0,40 m**	**15**
	Gehölz, licht	**Kollau**		**7,0 m**	**0,40 m**	**15**
	Wald, geschlossen	**Ohlau**	**0,10 m**	**0,15 m**	**0,03 m**	**12**

Tabelle 2: ermittelte Rauheitsparameter für die kleinen Gewässer

In dem untersuchten Abschnitt der Lippe befindet sich auf der Böschungsoberkante des Flussbettes ein einreihiger, sehr lockerer Weidenbewuchs. Daran schließt sich ein schmales Vorland an, dass durch Hochwasserdeiche begrenzt wird (Lippert, 2005). Erhebliche Gehölze befinden sich auf den Vorländern des untersuchten Gewässerabschnittes der Donau. Sie bilden zum Teil größere geschlossene Auenwälder und Ufersäume (Abb. 2). Nahezu ohne Gehölze ist der Rheinabschnitt und der Unterlauf der Stör.

Der untersuchte Rheinabschnitt bei Mündelheim (Fluss-Kilometer 763-767) durchfließt eine ausgeprägte Rechtskrümmung mit einem Krümmungsradius von ca. 1.100 m und einer Richtungsänderung von 180° (Lippert, 2005). Auf der Innenseite befinden sich zahlreiche Buhnen zur Begrenzung des Fahrwassers. Sie wurden in dem 2-dimensionalen Modell durch ein feines Finite-Elemente-Netz aus Drei- und Vierecken abgebildet, so dass mit dem Modell sehr realistische Umströmungen der Buhnenköpfe erreicht wurden.

Das 2-dimensionale Strömungsmodell der Stör wurde in die zwei Gewässerabschnitte Unterlauf und Mittellauf untergliedert. Das erste Modell erstreckt sich von der Mündung in die Elbe bis zum Pegel Willenscharen (zwischen Kellinghusen und Neumünster). Es deckt eine Flusslänge von ca. 59,0 km ab. Daran schließt unmittelbar der Mittellauf ab. Er erstreckt sich bis zum Pegel Padenstedt und umfasst eine Flusslänge von ca. 10 km. Im Mittellauf der Stör sind bis auf einen Gewässerabschnitt mit parallel zum Fluss verlaufender Flutmulde die Überflutungsbereiche sehr gleichförmig und von geringer seitlicher Ausdehnung, so dass dieser Gewässerlauf den Grenzbereich für eine 2-dimensionale Strömungsberechnung markiert. Er wurde daher zu Vergleichs-

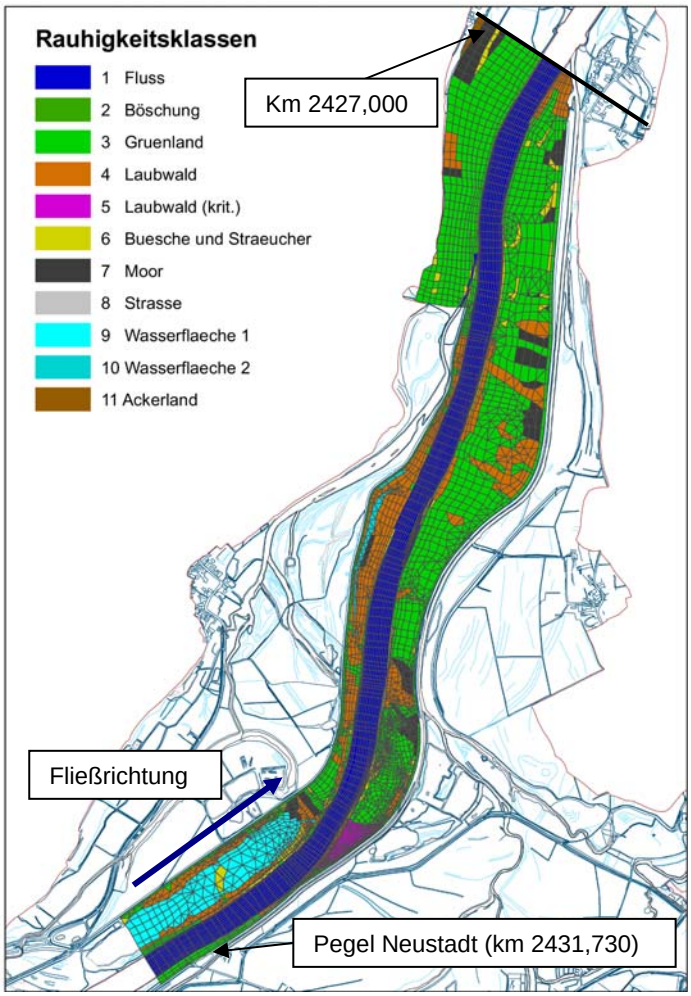


Abb. 2: Modellierter Donauabschnitt bei Neustadt

zwecken sowohl 1-dimensional (WspWin mit Rechenkern KALYPSO-1d) als auch 2-dimensional (KALYPSO-2d) gerechnet. Im Unterlauf-Modell wurden die Rauheitsverhältnisse für einen Teilabschnitt neben einer Feldkartierung auch aus hochauflösenden Bildern einer Satellitenaufnahme (QuickBird) und einer anschließenden wissensbasierten Bildanalyse gewonnen (Rath, 2006). Sie führte zu einer sehr variablen räumlichen Rauheitsverteilung (Abb. 3). Im Vergleich zur Feldaufnahme erhöhen sich ganz wesentlich die Feuchtbiotope/Röhrichtzonen zu Lasten der Grasflächen (kurz).

Die an den mittleren und größeren Flüssen angesetzten Rauheitsparameter sind in Tabelle 3 dokumentiert. Sie wurden mindestens an einem Abflussereignis bei Normalabfluss und Hochwasser verifiziert. Für den Mittellauf der Stör ergab die Kalibrierung des 2-dimensionalen Modells nahezu die gleichen Rauheitsparameter wie im 1-dimensionalen Modell, was auf sehr regelmäßige geometrische Verhältnisse schließen lässt, da in diesem Fall der Rauheitsparameter kaum von Formeinflüssen beeinflusst ist. Auch die Rauheitsparameter für das Fließgesetz von Gauckler-Manning-Strickler wurden auf adäquate Weise gefunden, wobei in der Regel das Abflussereignis bei Hochwasser für die Kalibrierung herangezogen wurde.

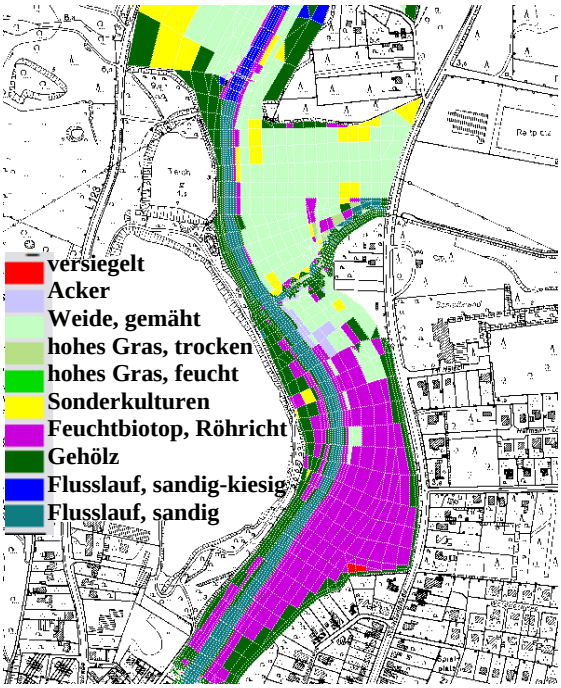


Abb. 3a: Rauheitsverteilung der Bildanalyse einer QuickBird-Satellitenaufnahme

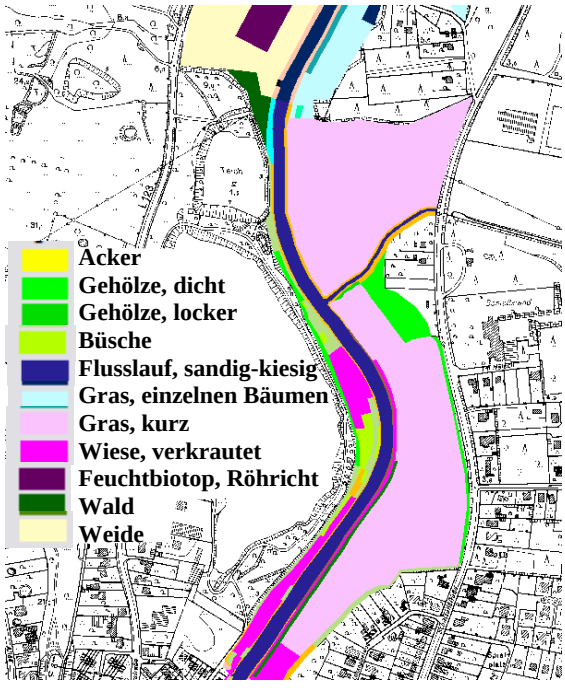


Abb. 3b: Rauheitsverteilung der Feldaufnahme

Bei Verwendung der Fließformel von BWK, 1999 konnten sowohl für die 1-dimensionale wie 2-dimensionale Berechnung sämtliche beobachteten Hochwasser eines Gewässer durch einen Parametersatz mit dem Modell reproduziert wer-

den. Die Abweichungen zwischen beobachteten und gemessenen Wasserständen betrugen für das 1-dimensionale Modell im Mittel ca. 5 cm.

Auch für das 2-dimensionale Strömungsmodell konnte mit gleicher Güte die Wasserspiegellage reproduziert werden und dass für wesentlich komplexere Strömungsverhältnisse. Der zu Vergleichszwecken sowohl mit einem 2-dimensionalen als auch 1-dimensionalen Strömungsmodell gerechnete Mittellauf der Stör von ca. 10 km Länge lieferte in beiden Modellen nahezu die gleichen Berechnungsergebnisse. Dabei wurden in beiden Modellen nahezu die gleichen Rauheitsparameter im Gewässerbett und auf dem Vorland angesetzt (Tab. 3). Lediglich im Bereich einer Flutmulde, wo sich die Strömung in zwei von einander getrennte Bereiche aufteilt, liegen die berechneten Wasserspiegellagen zwischen den Modellen um mehr als 10 cm auseinander.

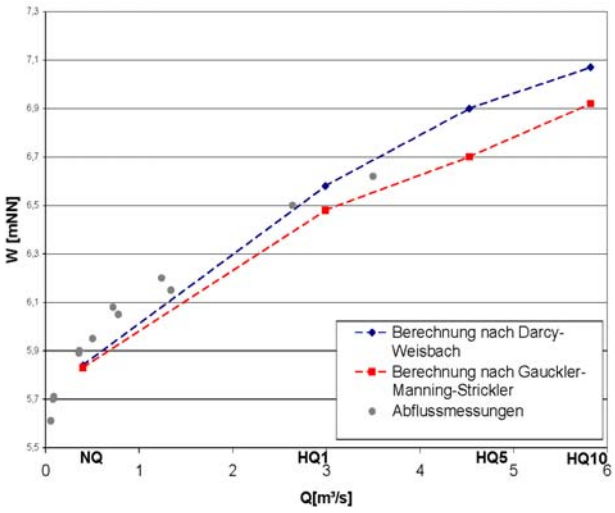


Abb. 4: berechnete WQ-Beziehungen an der Kollau

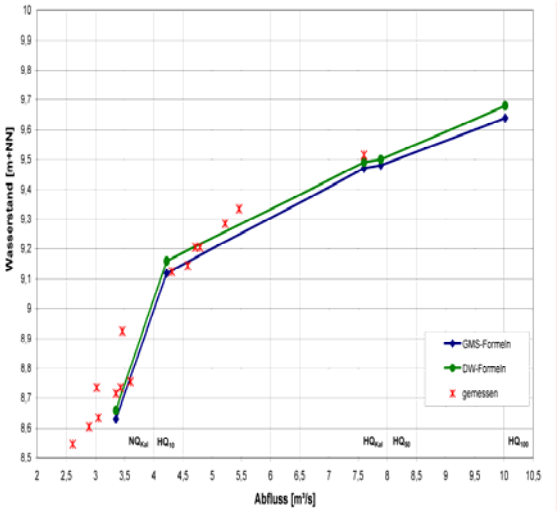


Abb. 5: berechnete WQ-Beziehungen an der Ohlau

Für das Fließgesetz von Gauckler-Manning-Strickler war es für Gewässerabschnitte mit abflusswirksamen Gehölzen nicht möglich, die gleiche Modellgüte mit einem Parameterdatensatz zu erhalten. Generell beobachtet man in diesen Gewässern, dass die an kleinen Hochwassern kalibrierten Parameter mit zunehmendem Abfluss von der Berechnung mit der BWK-Formel abweichen. Die Wasserspiegellage liegt durchgehend niedriger (Abb. 4 und 5).

Die Abweichungen sind zum Teil beträchtlich und betragen am Beispiel der Kollau für ein 10-jährliches Hochwasser mehr als 20 cm. An den übrigen mit dem 1-dimensionalen Modell untersuchten Gewässern treten zum Teil deutlich geringere Abweichungen auf (Ohlau und Stör max. 5 cm, und Weiße Elster ca. 3 cm). An diesen Gewässern fällt der Anteil an durchströmten Gehölzbereichen sehr gering aus. Die Ufer sind bei diesen Gewässern nahezu gehölzfrei. An der

Weißen Elster findet eine Ausuferung zudem kaum statt. Demnach liegt eine enge Korrelation zwischen dem Grad an Verbau mit Gehölzen und der Höhe der Abweichung zwischen GMS- und BWK-Formel vor. Ein ähnliches Ergebnis wurde auch mit dem 2-dimensionalen Strömungsmodell gewonnen. So weichen in dem mit dem 2-dimensionalen Strömungsmodell untersuchten Mittellauf der Stör die Wasserspiegellagen zwischen der GMS-Formel und der BWK-Formel im Mittel nur um 5 cm ab. Demgegenüber stellt man bei extremen Hochwassern erhebliche Abweichungen für den stark von Gehölzen beeinflussten Gewässerabschnitt der Donau fest. Sie betragen beim Hochwasser Pfingsten 1999 mehr als 40 cm (Abb. 6).

Gewässerzone	Art der Rauheit	Gewässer	Rauheit gemäß BWK			Strickler-Beiwert
			k_s	a_x, a_y	d_p	
Gewässerbett	Fluss, sandig	Stör	0,05 m			30,0
	Fluss, kiesig	Stör	0,12 m			
	Flusssohle mit Steinschüttung	Stör	0,20 m			
	Fluss sehr regelmäßig, sandig	Lippe	0,01 m			-
	Fluss, kiesig mit Transportkörpern	Niederrhein	0,10 m			-
	Fluss, kiesig	Donau	0,09 m			37,0
Böschung	Steinschüttung, Böschung	Stör	0,35 m			
	Krautiger Bewuchs auf Böschung	Stör, Donau	0,30 m			29,0
	Grünland	Stör	0,30–0,35 m			12,0
	Röhricht auf Vorland	Stör	0,40 m			
	Gras	Rhein	0,15 m			-
Freies Vorland	Grünland	Stör, Lippe	0,10 m			-
	Grünland	Donau	0,20 m			31,0
	Ackerfläche	Donau	0,25 m			30,0
	Moor	Donau	0,30 m			29,0
	Straße	Donau	0,05 m			40,0
	Wasserfläche	Donau	0,03 m			45,0
Gehölze	Weidenbüsche, vereinzelt	Lippe	0,10 m	4,0 m	0,15 m	-
	Ufersaum/Wald	Donau	0,20 m	4,00 m	0,20 m	21,0
	Büsche/ Sträucher	Donau	0,20 m	0,30 m	0,03 m	14,0

Tab. 3: ermittelte Rauheitsparameter für die mittleren und großen Gewässer

Neben den Rauheitsparametern wird die Strömung in 2-dimensionalen Modellen in erheblichem Maße auch durch die angesetzte Wirbelviskosität beeinflusst. Diese wirkt sich nicht nur auf die räumliche Fließgeschwindigkeit, sondern auch auf den berechneten Wasserstand aus. An dem Donauabschnitt wurden in einer Sensitivitätsanalyse die Wasserspiegellagen für ein Hochwasser mit unterschiedlichen Wirbelviskositäten berechnet. Ausgehend von dem gleichen Wasserstand am unterwasserseitigen Modellrand stellt sich bei Verdopplung der Wirbelviskosität ein um ca. 40 cm höherer Wasserstand nach 5 km im Oberwasser ein (Abb. 7). Für die drei detailliert untersuchten Hochwasser konnten die Wasserspiegellagen mit einer konstanten und für alle drei Abflussereignisse einheitlichen Wirbelviskosität nicht reproduziert werden. Demgegenüber wurde mit dem Ansatz von Smagorinsky (Gln. 14) für fast alle Abflussereignisse eine sehr zufrieden stellende Approximation gefunden (Abb. 7). Lediglich beim bordvollen Abfluss kommt es zu einer Überschätzung. Ähnlich gute Ergebnisse konnten auch mit dem

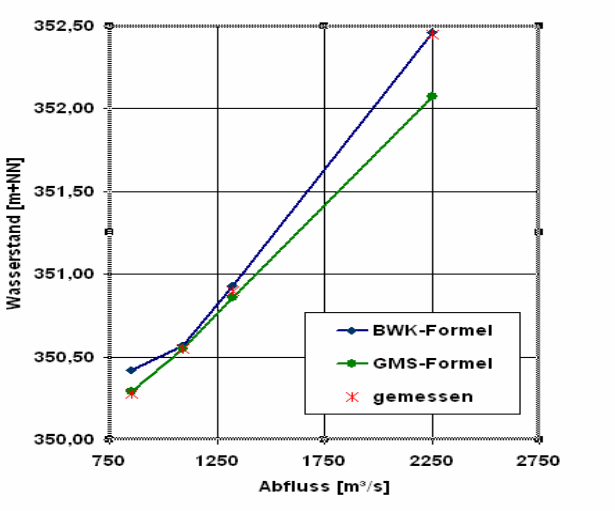


Abb. 6: WQ-Werte am Pegel Neustadt

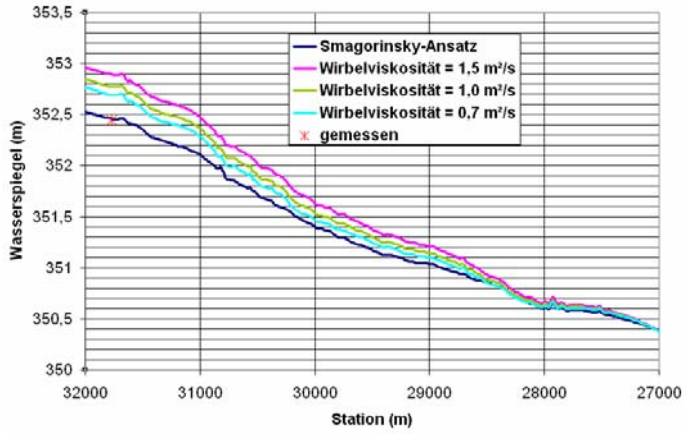


Abb 7a: gerechneter Längsschnitt des Wasserspiegels, Hochwasser 1999

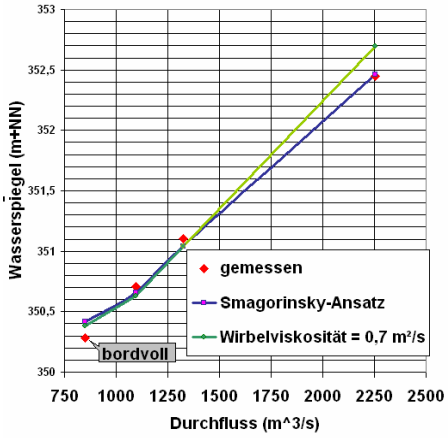


Abb 7b: gerechnete Hochwasserstände am Pegel Neustadt a. d. Donau

Free-Shear-Layer-Ansatz an der Lippe und Stör erzielt werden (Abb. 8 u. 9). Neben der Wasserspiegellage konnte hier auch die tiefengemittelte Geschwindigkeitsverteilung im Fluss und Vorland sehr realitätsnah reproduziert werden.

Dabei wurden in der Lippe für die Scherschichtbreite b_S ein Wert von 23 m und in der Stör von 7-10 m gefunden (Abb. 8). Beide Werte wurden zunächst aus der Messung abgeleitet, konnten aber dann durch die berechnete Geschwindigkeitsverteilung bestätigt werden. Am Unterlauf der Stör führte der Smagorinsky-Ansatz zunächst zu keiner guten Approximationen. Auf Höhe des Pegels Rensing (Abb. 9) wurde der Wasserspiegel mit den in Tab. 3 aufgeführten Rauheitsparametern deutlich unterschätzt. Durch Verfeinerung der Rauheitsverteilung mittels Fernerkundung (Abb. 5a) konnte zwar die Abweichung reduziert werden. Aber erst durch Definition der mit langem Gras bewachsenen Flächen als durchströmter Bewuchs wurde ein befriedigendes Ergebnis erzielt. Im Mittellaufmodell führte der Ansatz von Smagorinsky zu einer deutlichen Überschätzung. Erst durch Reduktion des Smagorinsky-Parameters von 0,197 auf 0,100 wurden die beobachteten Wasserspiegel mit gleicher Güte wie beim Free-Shear-Layer-Ansatz reproduziert. Zur vollständigen Verifikation des Wirbelviskositätsansatzes werden Messungen der Geschwindigkeitsverteilung über den Gewässerquerschnitt benötigt. Derartige Daten lagen nur in begrenztem Umfang für die Naturgewässer vor. Daher wurden für die weitere Analyse auch experimentelle Ergebnisse aus Laboruntersuchungen herangezogen. So wurde anhand der Messungen von Pasche, 1984 der Strömungszustand in der freien Scherschicht eines gegliederten Profils sowohl mit als auch ohne durchströmten Bewuchs auf dem Vorland (Abb. 10) analysiert. Diskretisiert wurde das gleichförmige Modellgewässer mit verschiedenen Netzauflösungen, wobei auf einem Verfeinerungsalgorithmus von Rath, 2006 zurückgegriffen wurde, der zu unstrukturierten Netzen führt. Gemäß Abb. 10b besteht eine hohe

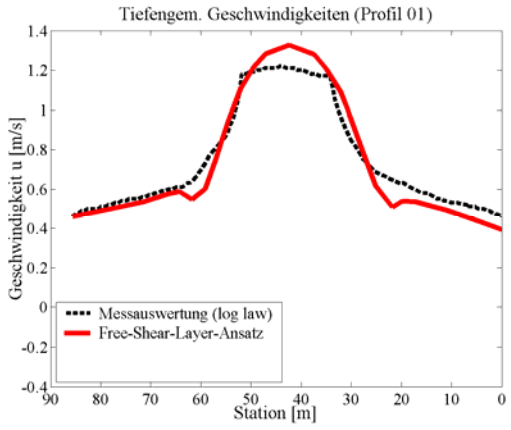


Abb. 8: Fließgeschwindigkeit der Lippe bei Hochwasser

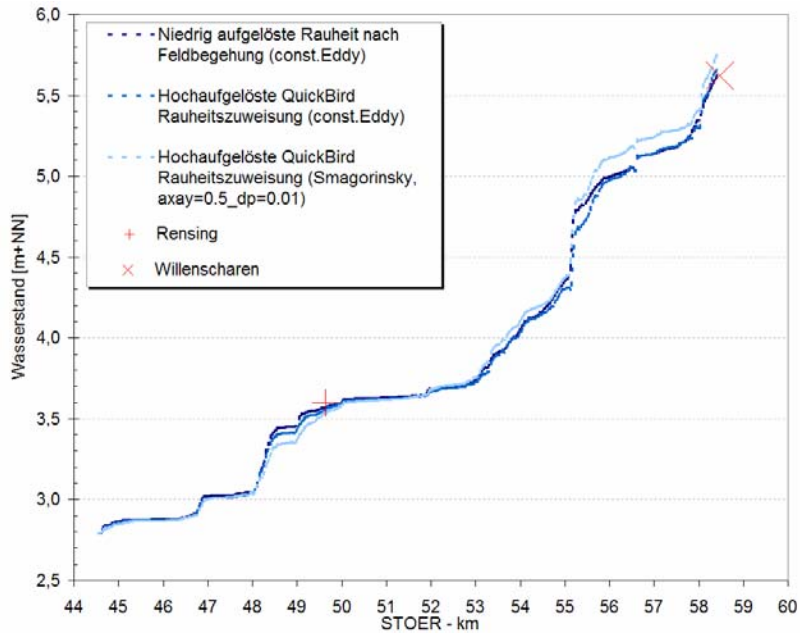


Abb. 9: Längsprofil des Stör-Hochwassers von 1998 für das Mittellaufmodell

Sensitivität zwischen Netzauflösung und der tiefengemittelten Geschwindigkeitverteilung. Erst ab einem Verhältnis ds/b_s = 0,15 mit ds = Seitenlänge entlang der maßgeblichen Geschwindigkeitsgradiente ist kein Einfluss der Netzauflösung auf die Geschwindigkeitsverteilung festzustellen. Bezieht man dieses Verhältnis auf den mittleren Geschwindigkeitsgradienten dv in der Scherschicht und normiert über die maximale Fließgeschwindigkeit v_{max} in der Scherschicht, so resultiert hieraus eine dimensionslose Kenngröße, die den Verfeinerungsgrad in der Scherschicht in Abhängigkeit von den Geschwindigkeitsverhältnissen und der Breite der Scherschicht beschreibt.

$$c = ds / b_s \left(dv / v_{max} \right) \tag{16}$$

Für das untersuchte Laborgerinne wurde für diese Kennziffer ein Wert von c = 0,07 gefunden. Er stellt eine erste Orientierung für eine Netzverfeinerung in freien Scherschichten dar. Das Ergebnis muss jedoch noch durch weitere Untersuchungen an Gewässern in der Natur überprüft werden.

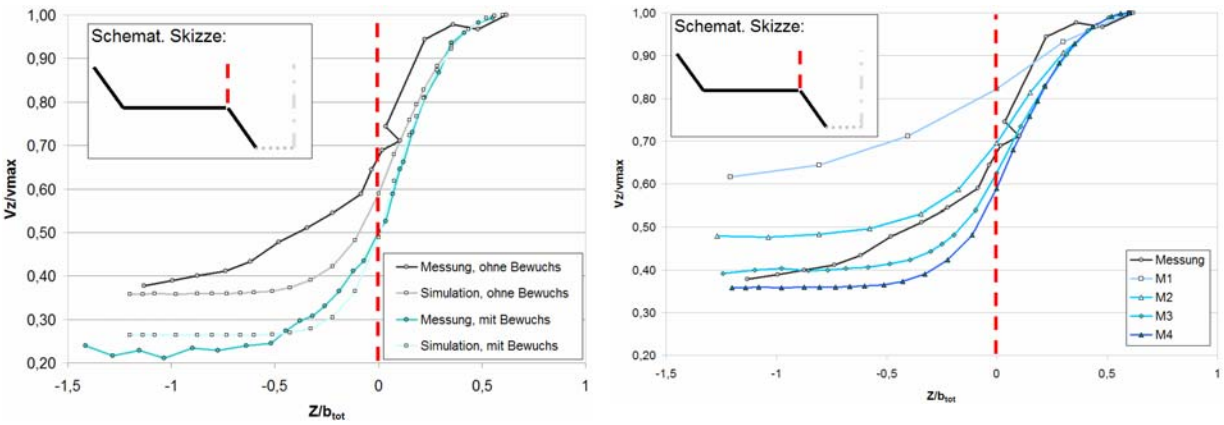


Abb. 10a: tiefengemittelte Geschwindigkeiten mit Smagorinsky-Ansatz

Abb. 10b: tiefengemittelte Geschwindigkeitsprofile für verschiedene Netzauflösungen

Weiterhin erwies sich ein unstrukturiertes Netz numerisch stabiler als ein regelmäßiges, an der Strömung ausgerichtetes. Für das unstrukturierte Netz mit optimaler Auflösung wurde die Sensitivität der Geschwindigkeitsverteilung gegenüber der angesetzten Wirbelviskosität analysiert. Zunächst wurde die Beobachtung an den Naturmessungen bestätigt, dass in freien Scherschichten die Wirbelviskosität einen großen Einfluss auf die Güte des Berechnungsergebnisses ausübt. Zu hohe Wirbelviskositäten überschätzen die turbulenten Schubspannungen und führen zu abgeflachten Geschwindigkeitsgradienten in der freien Scherschicht. Bei Verwendung der Ansätze mit variabler Wirbelviskosität ergeben sich Wirbelviskositäten, die zu realistischen Geschwindigkeitsgradienten führen, wobei der Ansatz von Smagorinsky noch geringfügig besser ausfällt als der Free-Shear-Layer-Ansatz. Während der Geschwindigkeitsverlauf beim Zustand mit durchströmtem Bewuchs nahezu exakt getroffen wird, verbleiben beim Zustand ohne Bewuchs noch deutliche Differenzen in der freien Scherschicht. Alle Ansätze führen zu einer Überschätzung des Geschwindigkeitsgradienten. Auch Versuche mit geänderter Scherschichtbreite b_S oder variierter Smagorinsky-Konstante führten zu keiner Verbesserung des Gesamtergebnisses. Zwar konnte der Gradient in der Scherschicht bei veränderten Konstanten besser approximiert werden, aber die Fließgeschwindigkeiten außerhalb der Scherschicht wurden über- bzw. unterschätzt.

An dem stark mäandrierenden Flussabschnitt des Rheins wurde schließlich der Dispersionsansatz von Lien et al., 1999 überprüft. Hier wurden mittels ADCP die Fließgeschwindigkeiten entlang mehrerer charakteristischer Querprofile in der Krümmung gemessen. Bei Ansatz eines gemessenen Krümmungsradius von 1.100 m ließen sich diese gemessenen Fließgeschwindigkeiten mit dem Dispersionsansatz von Lien et al., 1999 sehr gut reproduzieren (Abb. 11). Damit ergaben sich durch diesen Ansatz substantielle Verbesserung an der Modellierung der Geschwindigkeitsverteilung in Flusskrümmungen gegenüber einer Vernachlässigung der Dispersion. Allerdings wirkte sich der Dispersionsansatz nur in sehr geringem Maße auf den Wasserspiegelgradient in longitudinaler Richtung aus.

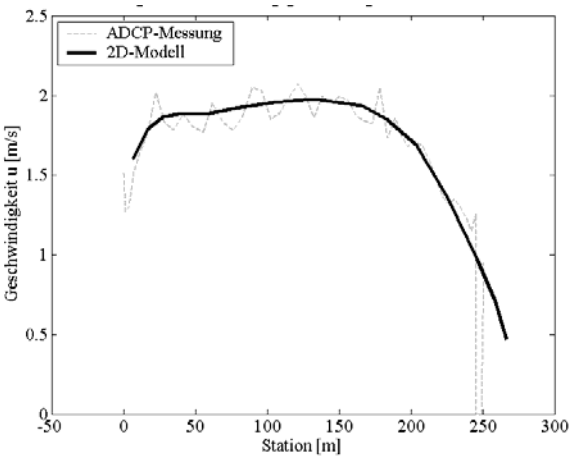


Abb. 11a: Vergleich der Geschwindigkeitsprofile an Rhein-Km 766,5

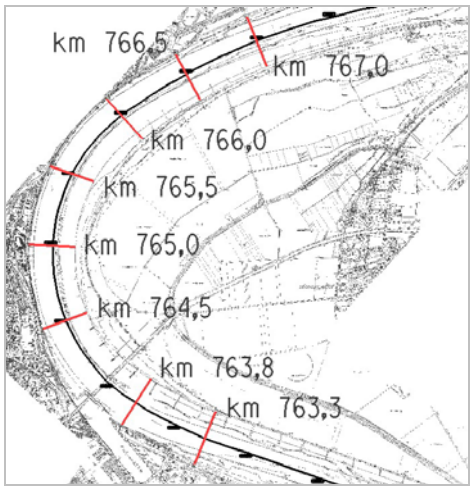


Abb. 11b: Untersuchte Flussschleife des Niederrheins

4 Synthese

Die auf der Basis der BWK-Formel berechneten Hochwasserstände liegen bei extremen Hochwasserereignissen immer über den Werten der GMS-Formel. Sie nehmen mit dem Grad an Verbau durch Gehölze zu. Die Ursache ist in einer falschen Wiedergabe des Widerstandsverhaltens von Bewuchs durch die GMS-Formel zu sehen. Beobachtungen von Pasche, 1984 aber auch die Naturmessungen in Kapitel 3 belegen, dass bei gehölzartigem Bewuchs die Fließgeschwindigkeit in der Bewuchszone, aber auch in der Interaktionszone zwischen Vorland und Fluss trotz Zunahme der Fliesstiefe nahezu konstant bleibt. Die GMS-Formel führt aber mit einem konstanten Strickler-Beiwert zu einer Zunahme der Fließgeschwindigkeit, wenn sich der Wasserstand infolge einer Abflusszunahme erhöht. Demgegenüber verändern sich beim Darcy-Weisbach-Ansatz die Fließgeschwindigkeiten trotz konstanter Bewuchsparameter nicht, da in Gln. 8 der Fließwiderstand linear mit der Anströmhöhe des Bewuchses zunimmt. Ebenso erhöht sich linear mit der Wassertiefe der Fließwiderstand in der Trennfläche, was bei großen Trennflächenwiderständen zu konstanten Fließgeschwindigkeiten im Fluss führt. Damit ist nachgewiesen, dass die Strickler-Beiwerte nur für das kalibrierte Abflussereignis Gültigkeit besitzen. Je mehr das Gewässer und die überfluteten Vorländer von gehölzartigem Bewuchs geprägt sind, desto fehlerhafter wird der berechnete Wasserstand. Bei Extrapolation auf höhere Abflussereignisse kann es wie die Analyse in Kapitel 3 darlegt, zu einer erheblichen Unterschätzung kommen. Selbst für die Ohlau, mit einer nur sehr geringen Unterschätzung von 5 cm, hat diese Ungenauigkeit eine Unterschätzung der Überschwemmungsgebiete um ca. 9 % zur Folge. Gerade vor dem Hintergrund

des erst im Mai von der Bundesregierung verabschiedeten Gesetzes zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes kommt dieser Unzulänglichkeit der GMS-Formel in der Ingenieurpraxis eine hohe Relevanz zu. Aber auch eine sichere Bemessung von Hochwasserschutzanlagen oder gesicherte Aussagen über die Wirkung von Gehölzen auf den Hochwasserstand ist auf dieser Grundlage nicht möglich.

Ein weiterer für die Ingenieurpraxis wichtiger Nachteil der GMS-Formel ist die schlechte Nachvollziehbarkeit des Strickler-Beiwertes. So erkennt man in den Tabellen 2 und 3 häufig keinen direkten Zusammenhang zwischen Strickler-Beiwert und der Rauheitssituation. Zwar ist im Flussschlauch der Beiwert immer deutlich größer als auf dem Vorland. Doch ist nicht erkennbar, warum der Strickler-Beiwert im Gewässerbett nahezu konstant ist, während die Oberflächenrauheit deutlich variiert. Demgegenüber spiegelt die äquivalente Sandrauheit des Darcy-Weisbach-Ansatzes diese Varianz sehr gut wider. Auf dieser Grundlage ist selbst für den wenig erfahrenen Anwender eine bessere Einschätzung der Modellparameter möglich als bei der GMS-Formel. Die Rauheitsparameter stellen kaum noch eine Kalibriergröße, sondern direkt in der Natur bestimmbare und damit physikalisch basierte Größen dar.

Gerade die Modellberechnungen am Unterlauf der Stör zeigen die Grenzen des Widerstandsgesetzes von Colebrook-White auf, den Fließwiderstand von Gras in allen Abflusssituationen zuverlässig zu berechnen. Bei geringen Wasserständen auf dem Vorland wird das Gras mehr durch- als überströmt. In diesem Zustand ruft das Gras einen Formwiderstand hervor, der entweder auf Basis der Gln. 8 oder mit dem im BWK-Merkblatt empfohlenen Verfahren von Kouwen berechnet werden sollte. Auch wenn das BWK-Merkblatt seit 1999 eingeführt ist, greift man bisher in der Ingenieurpraxis auf diese Methode kaum zurück und schätzt die Rauheit des Grases weiterhin als äquivalente Sandrauheit ab.

In Bezug auf die Wirbelviskosität hat die Analyse in Kapitel 3 nachgewiesen, dass

- mit einer konstanten Wirbelviskosität i.d.R. nur ein Hochwasserereignis gut simuliert werden kann,
- ähnlich wie für den Strickler-Beiwert von Gehölzen dieser Parameter bei unterschiedlichen Wassertiefen neu kalibriert werden muss.

Der Grund für diese Abhängigkeit vom Wasserstand ist zu einem wesentlichen Teil in der durch Sohlschubspannung induzierten Turbulenz zu suchen. Bereits Prandtl hat mit seinem Mischungsweganssatz nachgewiesen, dass die Kohärenz makroturbulenter Wirbelballen und damit auch der Mischungsweg mit dem Wandabstand zunimmt. In den 2-dimensionalen Flachwassergleichungen (Gln.

3) entsprechen die Fließgeschwindigkeiten und die turbulenten Schubspannungen tiefenintegrierten Größen. Dementsprechend stellt die Wirbelviskosität ebenfalls eine tiefenintegrierte Größe dar. Wie die Berechnung mit konstanter Wirbelviskosität belegen, ist diese Abhängigkeit so stark, dass bei fehlender Berücksichtigung im mathematischen Modell die Wassertiefen um so fehlerhafter werden, je mehr der Strömungszustand vom kalibrierten Zustand abweicht. Extrapolationen des kalibrierten Modells auf andere Hochwasserereignisse sind daher beim Ansatz einer konstanten Wirbelviskosität nicht zulässig. In diesem Fall ist auf den Wirbelviskositätsansatz in Gln. 12 zurückzugreifen, in dem der zweite Term diese Abhängigkeit von der Wassertiefe widerspiegelt.

Turbulente Schubspannungen werden nicht nur durch die Wandgrenzschicht, sondern auch durch freie Scherschichten, wie sie z.B. im Interaktionsbereich zwischen Vorland und Fluss auftreten, hervorgerufen. Dementsprechend ist die Wirbelviskosität von der Größe und Intensität der makroturbulenten Wirbelballen in dieser freien Scherschicht abhängig. Pasche, 1984 konnte zeigen, dass sie mit der Breite der Interaktionszone korreliert werden kann. Dieser Zusammenhang wird durch den ersten Term in dem Wirbelviskositätsansatz von Gln. 12 und Gln. 14 für den Mischungsweg berücksichtigt.

Aufgrund der Abhängigkeit der Turbulenz von der Wandgrenzschicht und von freien Scherschichten stellt der Free-Shear-Layer-Ansatz (Kombination aus Gln. 12 und 14) den physikalisch am besten begründeten Ansatz dar, was auch durch die gute Approximation der gemessenen tiefengemittelten Fließgeschwindigkeiten an der Lippe und im Laborgerinne bestätigt wird (Abb. 9 und 10). Allerdings belegen die Laboruntersuchungen, dass die 2-dimensionale Berechnung bei keiner ausreichend feinen Netzauflösung in Scherschichten durch numerische Diffusion verfälscht wird. Wie die Berechnungen am Laborgerinne belegen, kann dieser Effekt in begrenztem Maße durch den Ansatz von Smagorinsky (Gln. 13) kompensiert werden. Besonders gut waren die Simulationsergebnisse für Hochwasser, bei denen die Vorländer mit großen Wassertiefen überflutet wurden und damit die freie Scherschicht im Übergangsbereich zwischen Vorland und Fluss die Strömung dominiert (Donau, Lippe und Mittellauf der Stör).

Grenzen dieses Ansatzes wurden beim Mittellauf der Stör und beim bordvollen Abfluss der Donau deutlich. In beiden Fällen treten kaum noch Überflutungen des Vorlandes auf. Damit wird die Strömung nur noch von Wandgrenzschichten beeinflusst. Offensichtlich führt in diesen Fällen der Wirbelviskositätsansatz in Gln. 12 in Kombination mit dem Smagorinsky-Ansatz zu einer Überschätzung der Viskosität. Die Reduktion des Smagorinsky-Parameters auf 0,1 konnte zwar zu befriedigenden Ergebnissen führen. Allerdings besitzt diese Anpassung eher den Charakter einer Kalibrierung, so dass die Gültigkeit dieses Parameters für kompakte Gewässer nicht garantiert ist. Hierzu sind weitere systematische Un-

tersuchungen an kompakten Gewässern notwendig. Da bei Hochwasser die Strömung selten auf den Flusslauf beschränkt bleibt, besitzt diese bestehende Schwäche des Smagorinsky-Ansatzes für Hochwasseranalysen nur eine untergeordnete Bedeutung.

5 Schlussfolgerungen und Empfehlungen

Auf Grund der nachgewiesenen Eigenschaften der untersuchten halbempirischen Beziehungen zur Rauheits- und Turbulenzmodellierung in 1- und 2-dimensionalen Strömungsmodellen können folgende Schlussfolgerungen gezogen und Empfehlungen ausgesprochen werden.

Das Fließgesetz von Gauckler-Manning-Strickler sollte in der 1- und 2-dimensionalen Berechnung nur dann angewendet werden, wenn die Parameter an historischen Hochwasser kalibriert werden können und der zu untersuchende Abflusszustand zwischen zwei Kalibrierereignissen liegt. Wesentliche, für die Praxis relevante Vorteile ergeben sich durch den Darcy-Weisbach-Ansatz bei Fließgewässern, deren Böschungen und Vorländer zusammenhängende Abschnitte mit gehölzartigem Bewuchs aufweisen. Nicht nur lässt sich auf dieser Grundlage der Effekt des Bewuchses auf den Hochwasserstand sicher quantifizieren, sondern die an einem Hochwasser kalibrierten Modellparameter können in der Regel auf andere Abflusszustände unverändert übertragen werden. Das gilt auch für 2-dimensionale Strömungsberechungen, wenn gleichzeitig die Wirbelviskosität eine Abhängigkeit von der Fließtiefe aufweist. Hierfür wird der Mischungsweganssatz mit einer Kombination aus Sohlrauheit und Free-Shear-Layer induzierter Viskosität empfohlen, wobei der Mischungsweg der freien Scherschicht entweder über den Smagorinsky-Ansatz oder den Free-Shear-Layer-Ansatz berechnet werden kann. Vor allem bei groben Diskretisierungsnetzen besitzt der Smagorinsky-Ansatz Vorteile, da er die durch numerische Diffusion bedingten Fehler zu kompensieren scheint. Allerdings führt er bei Abflusssituationen, in denen die Strömung auf einen kompakten Querschnitt begrenzt bleibt, zu einer deutlichen Überschätzung des Wasserstandes. Weitere Untersuchungen werden benötigt, um in diesem Fall eine sichere Abschätzung der Wirbelviskosität vornehmen zu können.

Sehr gut kann in Flusskrümmungen die durch Sekundärströmungen induzierte Dispersion in 2-dimensionalen Strömungsmodellen mit dem Ansatz von Lien et al, 1999 erfasst werden. Die Verschiebung des Geschwindigkeitsmaximums an die Außenseite der Flusskrümmung kann mit diesem Ansatz sehr gut reproduziert werden. Allerdings wirkte sich dieser Ansatz nur unwesentlich auf den berechneten Wasserstand aus. Dies kann auf das relative große Breiten-Tiefenverhältnis der untersuchten Rheinschleife von ca. 25 zurückzuführen sein,

so dass zur weiteren Klärung der ingenieurpraktischen Relevanz der Dispersion weitere systematische Untersuchungen vor allem an kleineren Gewässern benötigt werden.

Dennoch besitzen wir heute mit dem Darcy-Weisbach-Ansatz und dem Wirbelviskositätsansatz gemäß Gln. 12 ein solides theoretisches Fundament, mit dem für die meisten Strömungssituationen die empirischen Parameter in 1- und 2-dimensionalen Strömungsmodellen sicher und physikalisch begründet direkt über in der Natur bestimmbare Größen abgeschätzt werden können. Sie führen zu nachweislich korrekteren Berechnungen der Strömungsverhältnisse als die Simulation mit einigen wenigen, durch Kalibrierung zu bestimmenden Parametern. Da das Risiko der Fehleinschätzung der Strömung mit diesem vereinfachten Ansatz sehr hoch ist und zu erheblichen Fehlern bei der Bestimmung von Überschwemmungsgebieten und bei der Einschätzung der hydraulischen Wirkung von gehölzartigem Bewuchs führen kann, sollte diese vereinfachte Vorgehensweise in der Ingenieurpraxis nicht mehr zur Anwendung kommen.

6 Literatur

BWK (1999): Hydraulische Berechnung von naturnahen Fließgewässern, Merkblatt 1/1999

Chow, Ven te (1988): Open-Channel Hydraulics, Classical Textbook Reissue, MC Graw Hill

DVWK (1989): Hydraulische Berechnung naturnaher Fließgewässer, Merkblatt Heft 220, Paul Parey Verlag, Bonn

Lien, H.C.; T.Y. Hsieh; J.C. Yang (1999): Bend-Flow Simulation Using 2d Depth-Averaged Model. Journal of Hydr. Eng., 125,10, 1097-1108

Lippert, K. (2005): Analyse von Turbulenzmechanismen in naturnahen Fließgewässern und ihre mathematische Formulierung für hydrodynamische Modelle, Hamburger Wasserbau-Schriften, Heft 4, Hamburg

Malcherek, A. (2001): Hydrodynamik der Fließgewässer, Habilitation, Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen der Universität Hannover, Bericht Nr. 61/2001

Pasche, E. (1984): Turbulenzmechanismen in naturnahen Fließgewässern und die Möglichkeiten ihrer mathematischen Erfassung, Mittlg. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, 1984

Pasche, E.; C. Brüning; W. Plöger; U. Teschke (2005): Möglichkeiten der Wirkungsanalyse anthropogener Veränderungen in naturnahen Fließgewässern, Hamburger Wasserbau-Schriften, Heft 4, Hrsg. Erik Pasche, Technische Universität Hamburg-Harburg

Rath, S. (2006): Model Discretisation in 2D Hydroinformatics based on High Resolution Remote Sensing Data and the Feasibility of Automated Model Parameterisation. Dissertation, Institute für Wasserbau, Technische Universität Hamburg-Harburg.

Rodi, W. (1993): Turbulence-Models and their Application in Hydraulics, IAHR-AIRH Monograph, A.A. Balkema, Rotterdam, 3rd Edition

Rouvé, G.(1987): Hydraulische Probleme beim naturnahen Gewässerausbau“, VCH-Verlag, Bonn

Smagorinsky, J., 1963. General circulation experiments with the primitive equations, Monthly Weather Review, Vol. 91, No. 3, pp. 99–165

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. E. Pasche,
Dipl.-Ing. W. Plöger,
MSc. H. Nasermoaddeli
Institut für Wasserbau
TU Hamburg-Harburg
Denickestr. 22
21073 Hamburg
www.tuhh.de/wb

Dr.-Ing. K. Lippert,
Björnsen Beratende Ingenieure GmbH
Maria Trost 3
56060 Koblenz
www.bjoernsen.de

Dipl.-Ing. S. Rath
Risk Management Solutions Ltd.
30 Monument Street
London EC3R 8HB, GB
www.rms.com

Dipl.-Ing. S. Kräßig
EPK-Ingenieure
Kasernenstr. 12
21073 Hamburg
www.epk2.de

Kopplung eines hydrodynamischen Strömungsmodells und eines Grundwassermodells

Wolfgang Ruf,

Paolo Perona, Peter Molnar, Paolo Burlando

Summary:

Numerical models are at present widely used for the simulation of water flow in rivers and aquifers. In most cases, interaction takes place between the two subsystems. This requires a coupling of the two models in order to include feedback mechanisms. Here, the 2D hydrodynamic flow model 2dMb for the river system, developed at ETH Zurich, and the 2D groundwater model MODFLOW-2000 are coupled. The 2D approach for the surface water is adopted to account for the morphological structure of braided river systems. In floodplains of alpine river systems steep slopes, a wide range of occurring streamflow rates and drying and wetting areas are special constraints for the capability of the river flow model. The proposed coupling strategy consists of the comparison of the heads both in the surface and ground water in a distributed way and in the calculation of the mass exchange fluxes between the two subsystems in each simulation time step. These variables are then treated as new boundary conditions for the two models for the following time step. This modeling system provides a space-time variable description of hydrological and hydraulic variables of ecological relevance.

key words: model coupling, groundwater – river interaction, 2dMb, MODFLOW

Kurzfassung:

Numerische Modelle für die Strömungsberechnung in Flüssen und Aquiferen sind heutzutage in großem Maße im Einsatz. Oft besteht ein intensiver Austausch zwischen Fluß und Grundwasser mit Rückkopplungseffekten, was eine modelltechnische Kopplung dieser beiden Modelle erforderlich macht. Ein morphologisch weitgehend natürliches verzweigtes Flußsystem in einem alpinen Tal macht eine 2D-Stömungsmodellierung für das Oberflächengewässer notwendig, wobei hier das an der ETH Zürich entwickelte Modell 2dMb zur Anwendung kommt. Mit MODFLOW-2000 werden die Grundwasserströme modelliert. Ausgehend von den Piezometerhöhen in Fluß und Grundwasser werden für jeden Simulationszeitschritt die Austauschraten in jeder einzelnen Zelle berechnet und als Randbedingung für den nächsten Zeitschritt in beide Modelle eingegeben. Die Modellergebnisse erlauben eine Beurteilung über die zeitliche und räumliche Variabilität von hydrologischen und hydraulischen Größen, wie sie für ökologische Fragestellungen von Bedeutung sind.

Stichworte: Modellkopplung, Infiltration, Exfiltration, 2dMb, MODFLOW

1 Einleitung

Viele alpine Täler weisen durch die glaziale Überprägung mächtige Grundwasserkörper auf, die wegen ihrer hohen Durchlässigkeit und oft geringer Kolmation des Flußbettes in eine ausgeprägte und schnelle Interaktion mit dem Flußsystem treten. Außerdem ist ihre Hydrologie oft sehr stark durch die Wasserkraftnutzung beeinflußt. Restwassermengenbewirtschaftung, verändertes In- und Exfiltrationsverhalten, Auenschutz und Flußrevitalisierungsmaßnahmen sind vielfältige sich daraus ergebende wasserwirtschaftliche und flußbauliche Fragestellungen, für welche numerische Modelle zum Einsatz kommen.

In unserem Untersuchungsgebiet, dem Maggiatal (Tessin, Schweiz), trifft eine ausgeprägte Wasserkraftnutzung auf ein morphologisch noch relativ unbeeinflußtes Auenschutzgebiet mit einem verzweigten Flußsystem, wobei die Stromerzeugung und der Naturschutz in einem gewissen Konkurrenzverhältnis stehen. In diesem Zusammenhang stehen zweierlei Fragestellungen im Vordergrund: 1. Verständnis des Austauschverhaltens von Grund- und Flußwasser (Infiltration und Exfiltration) in Abhängigkeit von Raum und Zeit; 2. Langfristige Auswirkung des durch Wasserkraftnutzung beeinflußten hydrologischen Regimes auf die Vegetationsentwicklung in der Auelandschaft und damit die Schaffung der Grundlagen für eine ökologisch und wirtschaftlich optimale Restwassermengenbewirtschaftung.

Aus diesem Grund wurde ein gekoppeltes System aus einem zweidimensionalen hydraulisches Strömungsmodell für das Flußsystem und das entsprechende Überflutungsgebiet – im folgenden kurz auch als Flußmodell bezeichnet - und einem zweidimensionalen Grundwassermodell entwickelt. Die einzelnen Modelle mußten den speziellen dort vorkommenden topographischen und hydrologischen Anforderungen genügen, welche vor allem sind: Große Abflußbereiche zwischen unter $1\,m^3/s$ und etwa $1000\,m^3/s$, Fließgefälle zwischen 0.5 und 2 %, schnell reagierendes Einzugsgebiet, schneller und ausgeprägter Austausch zwischen Fluß und Grundwasser, verzweigtes Flußsystem mit räumlich und zeitlich stark variierenden Querschnitten. Vor allem an das Flußmodell wurden aus numerischer Sicht erhöhte Ansprüche gestellt. Die Modellkopplung ist erforderlich, um Rückkopplungseffekte in dem durch die räumlich und zeitlich variierende Interaktion Fluß-Grundwasser stark beeinflußten Gebiet berücksichtigen zu können. Insgesamt soll hierbei ein Werkzeug geschaffen werden, das aber nicht nur im Maggiatal die anstehenden Fragen beantworten kann, sondern das auch übertragbar auf andere Gebiete ist, in denen ebenfalls die Interaktion Fluß-Grundwasser und deren Auswirkungen auf die aquatischen Ökosysteme eine dominierende Rolle spielen.

In der Literatur finden sich einige Ansätze zur Interaktion Fluß-Grundwasser, von denen hier nur einige beispielhaft erwähnt werden sollen. Analytische Ansätze (z. B. *Anderson*, 2003) bleiben auf Spezialfälle beschränkt und lassen sich nicht auf ein großes Gebiet mit komplexer Struktur anwenden. Konzeptionelle hydrologische Einzugsgebietsmodelle (z. B. WaSi-ETH; *Schulla*, 1997) haben teilweise einen Grundwasserteil integriert, der auch im Austausch mit dem Oberflächenwasser steht, sind aber in der Behandlung der Grundwasserdynamik oder der Beschreibung des Wellenablaufs vereinfachend und in ihrer Anwendung auf weniger stark dynamische Systeme limitiert. Physikalisch basierte hydrologische Modelle wie MIKE-SHE (*Abott* et al., 1986) oder wie beispielsweise bei *Pandey* et *Huyakorn* (2004) beschrieben berücksichtigen auf jeder Gitterzelle nahezu alle hydrologischen und hydraulischen Prozesse, haben aber den Nachteil, daß sie sehr viele Eingangsdaten benötigen, die in größeren Gebieten i. a. nicht zur Verfügung stehen. Als Beispiel für Kopplungen von Grundwassermodellen mit hydraulischen Strömungsmodellen für das Flußsystem sei MODBRANCH (*Swain* et *Wexler*, 1996) genannt, nämlich eine Kopplung von MODFLOW mit dem 1D-instationären Flußmodel BRANCH (*Schaffranek* et al., 1981). Weitere Beispiele in diese Richtung sind zwei mittlerweile direkt in MODFLOW implementierte Ergänzungen, nämlich das River Package (vgl. *Harbaugh* et al., 2000), welches nur stationäre Strömungen zuläßt, und das Streamflow Routing Package (*Prudic* et al., 2004), welches nur eindimensionale Strömungssimulationen ermöglicht. Die Notwendigkeit der detaillierten instationären 2D-Strömungsmodellierung für Oberflächengewässer unter erschwerten Bedingungen machten eine eigene Modellkopplung erforderlich, um die gestellten Fragen beantworten zu können.

2 Untersuchungsgebiet

Hydrologie: Im Einzugsgebiet des Maggiatals wird wegen der Wasserkraftnutzung etwa 75 % des jährlichen Abflusses aus dem Einzugsgebiet abgeleitet, so daß im unteren Haupttal (Länge ca. 22 km, Breite ca. 500 m, sehr steile Talflanken) der Abfluß substantiell reduziert ist. Dies führte in der Vergangenheit zu einer deutlichen Grundwasserabsenkung im Haupttal. Große Hochwässer sind weitgehend unbeeinflußt, die größten Veränderungen im hydrologischen Regime sind eine deutliche Abnahme der Variationen im Mittelwasser- und kleineren Hochwasserbereich. Heute besteht dadurch die meiste Zeit des Jahres ein konstanter Restwassermengenabfluß in Bignasco (am oberen Rand des Haupttales) von 1.8 m^3/s im Sommer und 1.2 m^3/s im Winter, welcher durch einzelne Hochwasserspitzen unterbrochen wird. Die größte dort beobachtete Hochwasserspitze wurde 1978 auf etwa 1000 m^3/s rekonstruiert. Im longitudina-

len Verlauf nimmt der Abfluß durch Infiltration in den Grundwasserkörper deutlich ab (in langanhaltenden Trockenwetterperioden im Winterhalbjahr in Riveo bis auf ca. 0.7 m^3/s) und steigt in Avegno am unteren Talende wieder auf 3.1 m^3/s an (eigene Feldmessungen). Die Differenz in der Wasserbilanz ist durch seitliche Hangzuflüsse und Seitenbäche im Haupttal zu erklären.

Aquifer: Die Durchlässigkeit der Gewässersohle und des Aquifers ist sehr hoch. Es konnte auch an keiner Stelle ein Hinweis auf eine Kolmatierung der Sohle gefunden werden. Die Mächtigkeit des Aquifers beträgt etwa 150 m. Die Reaktion der Grundwasserstände auf veränderte Flußwasserstände oder Hangzuflüsse ist sehr stark und schnell. Die Grundwasserneubildung durch Niederschlag kann hingegen praktisch vernachlässigt werden.

Flußmorphologie: Morphologisch handelt es sich um ein auf weite Strecken wenig oder nicht anthropogen beeinflußtes Flußbett mit einer Auenlandschaft von nationaler Bedeutung (vgl. Abbildung 1). Die Gewässersohle ist mobil, so daß es bei größeren Hochwässern immer wieder zu Umlagerungen der Flußarme kommt, wie es klar aus Luftbildern seit 1933 zum Ausdruck kommt (*Bayard* et *Schweingruber*, 1991). Es handelt sich um grobe Schotter mit einem mittleren Korngrößendurchmesser in der Größenordnung von 10 cm (Ergebnisse aus Linienproben), wobei talabwärts eine Tendenz zu feineren Schottern zu beobachten ist (*Sturzenegger*, 2005).



Abbildung 1: Luftaufnahme (26.7.1999) über das Gebiet mit verzweigtem Flußsystem im Maggiatal (Quelle: Cantone Ticino, Sez. Bonifiche e Catasto, Bellinzona).

Je nach Abflußverhältnissen ist ein Übergang von einzelnen Flußarmen über verzweigte Flußarme bis hin zu zusammenhängenden Überflutungsflächen in der Aue zu verzeichnen. Aus Luftbildern konnte auch eine Verteilung der

Vegetationsbedeckung erstellt werden, was für eine räumlich in Klassen differenzierte Parametrisierung der Rauhigkeitsparameter verwendet wurde.

3 Modellstruktur

3.1 Anforderungen

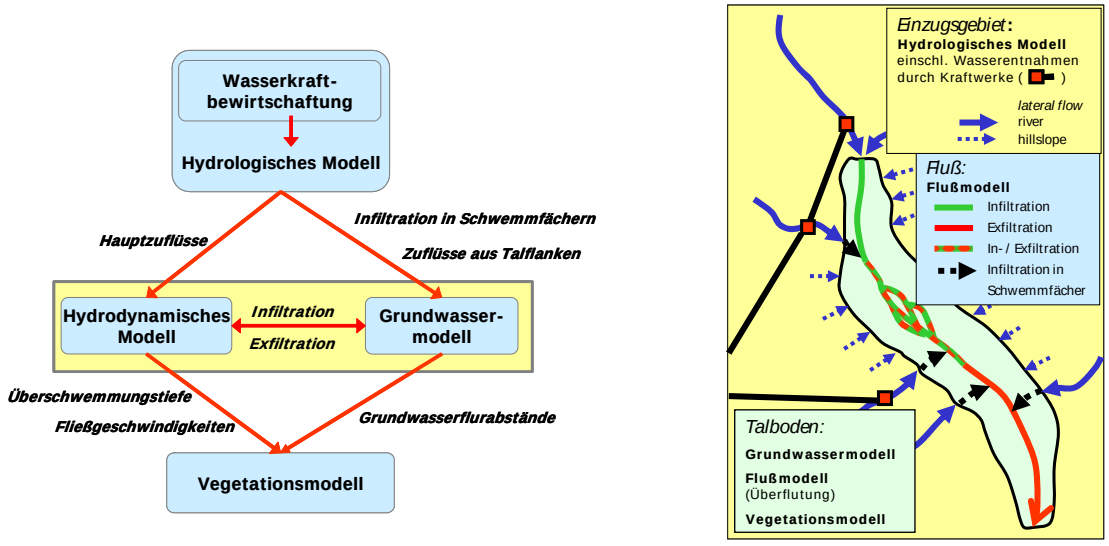
Räumlich verteilte und zeitlich variable Muster der Infiltration und Exfiltration sind nicht nur wichtig für die Beschaffung von verschiedenen aquatischen Habitaten oder zur Beurteilung von möglichen Stoffeintrags- und Verschmutzungsquellen im Oberflächen- oder Grundwasser, sondern stellen auch die Randbedingung für die Modellierung sowohl für den Wellenablauf im Fluß als auch im Grundwasser dar. Wegen der zeitlichen und räumlichen Variabilität der Austauschraten können diese nicht als unabhängige Randbedingungen behandelt, sondern nur durch eine gemeinsame Betrachtung der beiden Systeme Fluß und Grundwasser bestimmt werden. Nur so können die existierenden Rückkopplungseffekte und –mechanismen berücksichtigt werden. Dieser Punkt ist entscheidend dafür, daß eine modelltechnische Kopplung des Fluß- und des Grundwassermodells vonnöten ist.

Die räumliche und zeitliche Skale, die betrachtet werden soll, ergibt sich aus der Problemstellung und den physikalischen Prozessen. Das eigentlich interessierende Gebiet umfaßt die Gewässerabschnitte mit verzweigtem Flußsystem und der damit verbundenen Aueschutzgebiete, wegen der Systemabgrenzung ist aber die Modellierung des gesamten Haupttales nötig. Die Verteilung der Vegetationsmuster legte eine räumliche Diskretisierung auf 25 m nahe, was auch für die Diskretisierung der Zellen des Grundwassermodells geeignet ist. Die räumliche Diskretisierung für das Flußmodell wird durch die räumliche Ausdehnung der benetzten Fläche bei den extremen Niedrigwasserabflüssen bestimmt. Diese führte, zusammen mit den damit verbundenen numerischen Anforderungen, zur Wahl der Auflösung von 6.25 m. Die Interpretation der Resultate geschieht aber auf der räumlichen Skale der Fragestellung, welche sich auf die Ausdehnung der verschiedenen Pflanzengesellschaften bezieht.

3.2 Modellkomplex

Für die Modellierung des Wasserhaushalts wurde ein Modellsystem entwickelt (Abbildung 2), das im Wesentlichen aus drei Komponenten (Modellen) besteht: 1. hydrologisches Einzugsgebietsmodell, 2. Flussmodell, 3. Grundwassermodell. Geplant für die Zukunft ist vorgeschaltet der Einbezug der Steuerung des Kraftwerksbetriebs und nachgeschaltet ein Modell, welches die Vegetations-

entwicklung in Abhängigkeit des zeitlich und räumlich variablen Wasserhaushalts simuliert.



a) b)

Abbildung 2: Modellkomplex
a) Schematische Darstellung des Modellkomplexes und der Verbindung der einzelnen Modelle untereinander (links)
b) Räumliche Verknüpfung und Anordnung der einzelnen Modelle im Modellkomplex (rechts)

Wasserentnahmen und Umleitungen sind im hydrologischen Einzugsgebietsmodell bereits berücksichtigt. Die Ergebnisse bilden unabhängige Randbedingungen (d. h. Rückkopplungseffekte sind nicht vorhanden und müssen daher auch nicht berücksichtigt werden) sowohl für das Fluß- als auch für das Grundwassermodell. Die Schnittstelle für das Flußmodell sind die oberirdischen Zuflüsse, sowohl am oberen Rand in Bignasco, also auch die seitlichen Zuflüsse aus den Seitentälern (wobei hier nur bei sehr großen Abflüssen der Hauptfluß erreicht wird, andernfalls gelangt das Wasser in den Schwemmfächern direkt in den Grundwasserkörper). Die räumlich kontinuierlichen Hangzuflüsse von den Talflanken (Oberflächenabfluß und unterirdische Zuflüsse) werden ebenfalls vom hydrologischen Modell geliefert und gelangen an der Schnittstelle zum Talboden (gleichzeitig Grenze des Grundwassermodells) gesamthaft in den Aquifer und stellen eine Randbedingung für das Grundwassermodell dar.

Der Kern der hier vorgestellten Modellierung bezieht sich auf den Talboden des Haupttales. Hier kommt oberflächlich das hydrodynamische Flußmodell, unterirdisch das Grundwassermodell zur Anwendung. Durch die Schnittstelle der Infiltration und Exfiltration stehen diese miteinander in Verbindung. Der Austausch von Wasser ist hierbei nicht linienhaft begrenzt, sondern geschieht flächenhaft auf allen Zellen, welche im Flußmodell benetzt sind oder wo der Grundwasserspiegel die Geländeoberfläche erreicht. Somit sind diese Flächen

im Verlauf der Simulation zeitlich variabel. Der Wasserfluß kann je nach den Piezometerhöhen im Grundwasser und im Fluß nach oben oder nach unten erfolgen.

3.3 Hydrologisches Einzugsgebietsmodell

Für die Modellierung der Zuflüsse zum Haupttal und der diffusen Zuflüsse von den Talflanken kommt das kontinuierliche Niederschlag-Abfluß-Modell TOPKAPI (*Ciarapica* et *Todini*, 2002) zur Anwendung. Es basiert auf einem Raster von 100 m auf 100 m und berücksichtigt alle hydrologisch relevanten Prozesse, die im Einzugsgebiet auftreten. Wesentliche Eingangsdaten sind ein digitales Terrainmodell, Boden- und Landnutzungskarten sowie hydroklimatologische Daten, die aus Bodenstationen gewonnen werden. Die Berechnungen erfolgen mit stündlicher Auflösung.

3.4 Flußmodell

Die oberflächlichen Abflüsse im Haupttal werden mit dem zweidimensionalen an der ETH Zürich entwickelten hydrodynamischen Strömungsmodell 2dMb (*Faeh*, 1996) berechnet. Das Modellgebiet bezieht sich damit auf den gesamten Talboden des Haupttales und ist damit mit demjenigen des Grundwassermodells identisch. Das Modell läuft instationär, kann aber bei gleichbleibenden Randbedingungen auch quasi-stationär betrieben werden. Es löst die tiefengemittelten Flachwassergleichungen, wobei im Reibungsterm verschiedene Fließgesetze gewählt werden können. Es wird ein strukturiertes Gitter verwendet. Trockenfallen und Wiederbenetzen von Zellen ist durch die spezielle Behandlung von inneren Rändern möglich, ebenso das Einfügen von Quellen- und Senkentermen in jeder einzelnen Zelle. Als numerisches Schema werden Finite Volumen in expliziter Form verwendet. Zusammen mit der kleinen Gitterweite führt dies, um dem CFL-Kriterium gerecht zu werden, zu extrem kleinen Zeitschritten von bis zu unter einer Sekunde, obwohl vom physikalischen Prozeß her Zeitschritte von etwa 10 min ausreichend wären. Das Modell hat sich als unter den schwierigen hydraulischen Verhältnissen mit hohen Froude-Zahlen und häufigen Fließwechseln als robust, aber sehr rechenintensiv erwiesen. Abbildung 3 zeigt Simulationsergebnisse der Abflußtiefen und Überflutungsbereiche im Gebiet mit verzweigtem Flußsystem für unterschiedliche Abflüsse. Dem Modell liegt ein detailliertes digitales Terrainmodell zugrunde.

Das Simulationsergebnis wird im Wesentlichen von der Topographie, also hier vom DTM, bestimmt. Räumlich differenzierte Rauhigkeitswerte der Sohle können als Kalibrierparameter verwendet werden. Sie subsumieren neben der Sohlreibung auch weitere Energiedissipationen, die im Modell nicht explizit

berücksichtigt werden. Unter Niedrigwasserbedingungen wurden Wasserspiegellagen und Ausdehnung des Wasserspiegels im Fluss vermessen, um sie mit den simulierten Werten vergleichen zu können. Die Kalibrierung erfolgte Flussabschnittsweise. Die betrachteten Rauhigkeitswerte liegen in der Größenordnung der im Feld durch Linienproben gemessenen. Einzelne Abschnitte zeigen grössere Abweichungen auf, die aber vermutlich auf Instabilitäten der Sohle zurückzuführen sind. Das Modell 2dMb kann für unsere Zwecke als geeignet gelten.

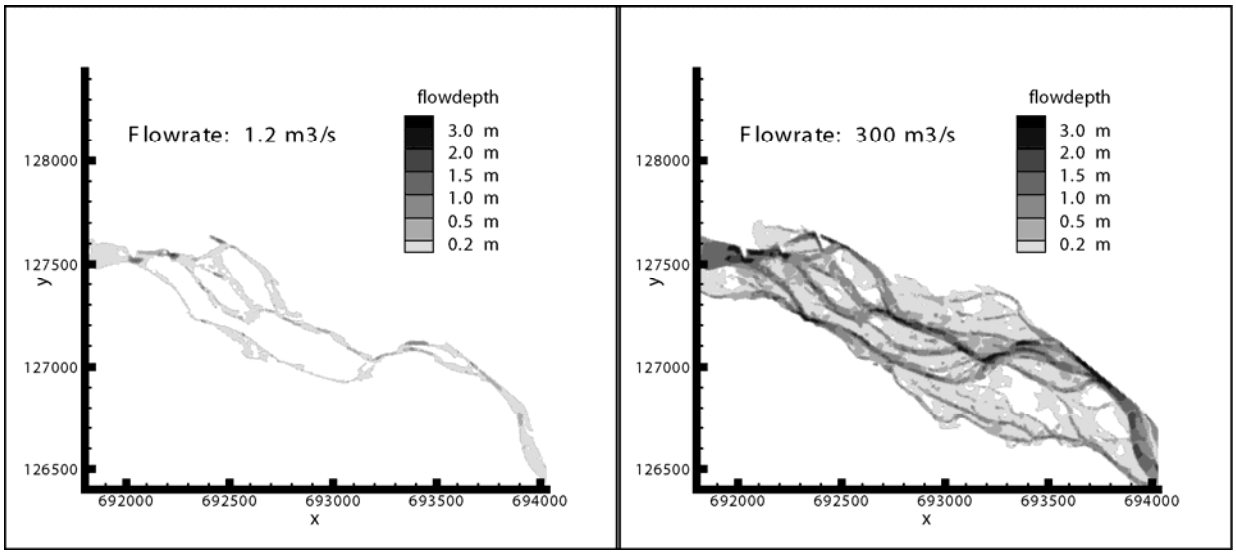


Abbildung 3 Abflußtiefen und überflutete Bereiche im Gebiet mit verzweigtem Flußsystem für die Abflüsse 1.2 und 300 m^3/s als Ergebnis von Simulationsrechnungen.

3.5 Grundwassermodell

MODFLOW-2000 (*Harbaugh* et al., 2000; *Hill* et al., 2000), welches weltweit unter verschiedensten Bedingungen angewendet wird und als Open-Source-Code vorliegt, wurde für die Grundwassermodellierung verwendet. Es erlaubt die Etablierung von verschiedenem Layers mit der Tiefe, wobei momentan 2 Layers verwendet werden. Räumlich wurden aufgrund von Bohrprofilen und geoelektrischen Messungen 5 Zonen ausgeschieden, innerhalb derer jeweils dieselbe hydraulische Leitfähigkeit zugewiesen wurde. Es wird auch hier ein strukturiertes Gitter verwendet, welches eine Gitterweite von 25 m aufweist, das sowohl den physikalischen Prozessen als auch den numerischen Anforderungen genügt. Es wird ein implizites Finite-Differenzen-Schema verwendet, welches Simulationszeitschritte von einer Stunde und mehr erlaubt.

Die Kalibrierung und Validierung der hydraulischen Parameter erfolgte im stationären Fall unter langanhaltenden Trocken- bzw.- Feuchteperioden getrennt unter Zuhilfenahme von im MODFLOW-2000 integrierten River Package and Streamflow Routing Package und brachte zufriedenstellende Ergebnisse (*Foglia*

et al., 2004). Somit konnte die grundsätzliche Eignung des Modells für die gegebenen Verhältnisse gezeigt werden.

4 Kopplung von Oberflächen- und Grundwassermodell

4.1 Gitter und Zeitschritte

Sowohl das Fluß- als auch das Grundwassermodell decken dasselbe Gebiet ab. Unterschiedlich sind aber die räumliche Auflösung und Ausrichtung der Gitter sowie die erforderlichen Simulationszeitschritte von etwa 1 Sekunde für das Flußmodell und 1 Stunde für das Grundwassermodell. Die Austauschraten sollen räumlich verteilt berechnet werden, was eine Überlagerung der beiden Gitter erforderlich macht. Für diesen Zweck wurde folgendes Vorgehen gewählt: Einmalig wird eine Transformationsmatrix berechnet, in welcher für jede Zelle (ID-Nummer) des (groben) Grundwassergitters die Zellennummern (ID-Nummer) der entsprechenden Zellen aus dem Oberflächengitter zugewiesen werden. Das Zuordnungskriterium besteht darin, ob die Zellenmitte der Oberflächenzellen innerhalb der Grundwasserzellen zu liegen kommt oder nicht. Aus dieser Matrix läßt sich eine weitere Matrix erstellen, in welcher zu jeder Oberflächenzelle eindeutig die entsprechende Grundwasserzelle zugeordnet wird. Diese beiden Matrizen bleiben über die gesamte Simulation hinweg konstant, da sie nur von der Geometrie der Zellen abhängig sind.

Im Laufe der Berechnungen werden diejenigen Oberflächenzellen bestimmt, die gerade benetzt sind. Dann werden die Wasserstandshöhen all derjenigen Zellen gemittelt, die derselben Grundwasserzelle zugeordnet sind; außerdem wird die Anzahl der benetzten Zellen je Grundwasserzelle bestimmt. Aus dem Vergleich dieser Wasserstandshöhe und dem Grundwasserspiegel sowie dem benetzten Flächenanteil, der sich aus der Anzahl der Zellen ergibt, wird die Austauschrate bestimmt (Gleichungen 1 und 2).

Für die Zeitschritte ergibt sich folgendes: Da MODFLOW-2000 mit wesentlich größeren Zeitschritten als 2dMb rechnen kann, ist es aus Gründen der Rechenzeiten sinnvoll, in dem gekoppelten System die unterschiedlichen Zeitschritte beizubehalten. Jeweils nach jedem Zeitschritt des Grundwassermodells werden die Austauschraten bestimmt und als neue Randbedingung räumlich verteilt an beide Modelle weitergegeben und für die nächste Zeitperiode verwendet.

4.2 Gleichung für Austauschraten

Die Austauschraten zwischen Fluß und Grundwasser werden nach jedem Zeitschritt des Grundwassermodells zellenweise räumlich verteilt berechnet. Hierbei kommt folgende Formel zur Anwendung, wie sie u. a. auch im River Package von MODFLOW-2000 verwendet wird:

$$q_{ex} = \begin{cases} C_{Fluss}\left(h_{Fluss} - h_{GW}\right); \text{für } h_{GW} > z_{Sohle} \left[\text{Fluss und Grundwasser verbunden}\right] \\ C_{Fluss}\left(h_{Fluss} - z_{Sohle}\right); \text{für } h_{GW} \le z_{Sohle} \left[\text{Fluss und Grundwasser nicht verbunden}\right] \end{cases} \quad (1)$$

$$\text{mit} \quad C_{Fluss} = \frac{K \cdot A}{M} \quad (2)$$

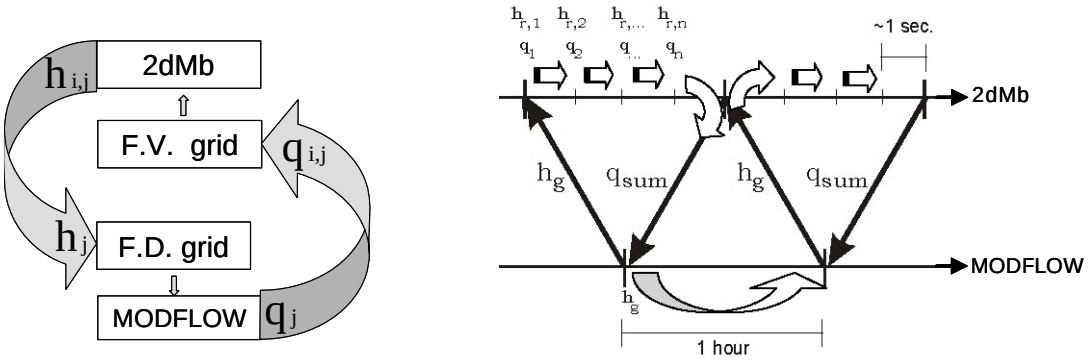
und q_{ex}: Austauchrate (positiv bei Infiltration, d. h. Fluß→Aquifer; negativ bei Exfiltration, d. h. Aquifer→Fluß), C_{Fluss}: „streambed conductance“; h: Druckhöhe; GW: Grundwasser; z_{Sohle}: geodätische Höhe der Flußsohle; K: hydraulische Leitfähigkeit des Sohlenmaterials; A: benetzte Fläche innerhalb der Gitterzelle; M: Mächtigkeit der Flußsohle.

4.3 Kopplungsstrategie

Aufgrund des großen Rechenaufwands für die Simulationen als auch für die Erkenntnisgewinnung für die zugrunde liegenden Prozesse wurde ein schrittweises Vorgehen zur Kopplung vom Fluß- und Grundwassermodell gewählt: 1. iterative Kopplung der separaten Modelle, 2. kontinuierliche Kopplung von instationärem Fluß- und stationärem Grundwassermodell, 3. kontinuierliche Kopplung von instationärem Fluß- und instationärem Grundwassermodell. Für den ersten Schritt liegen die Resultate bereits vor, der zweite ist bereits implementiert und befindet sich derzeit in der Testphase und der dritte wird in Kürze realisiert werden.

Die Schritte 1. und 2. liefern bereits interessante Ergebnisse über die räumliche Verteilung und Muster der Infiltration und Exfiltration. Während lang anhaltender gleichbleibender Bedingungen für den Abfluß in Trockenperioden spiegeln diese Ergebnisse auch die Realität gut wider. Die Ergebnisse aus Schritt 2. müssen für einen gegebenen Abflußwert mit denen aus Schritt 1. identisch sein, man erhält jedoch bei sich ändernden Abflußbedingungen eine Abfolge von stationären Lösungen. Der 2. Schritt wurde dazwischengeschaltet, um durch den Vergleich mit den Resultaten aus Schritt 1. eine Verifikation für die Richtigkeit und Tauglichkeit des neu entwickelten kontinuierlichen Modells zu erhalten. Schritt 3. wird die komplette Lösung im instationären Fall ergeben und die tatsächliche Simulation von Hochwasserganglinien oder einer Serie davon ermöglichen.

Im ersten Schritt werden die Modelle für stationäre Bedingungen separat gerechnet. Hierbei wird iterativ vorgegangen (vgl. Abbildung 4 a): Zunächst wird für beide Modelle der Gleichgewichtszustand berechnet. Dann werden die Wasserstände in Fluß und Grundwasser zellenweise miteinander verglichen und die Austauschraten bestimmt. Diese gehen als neuer Quellen- und Senkenterm ins Flußmodell ein und erlauben so eine neue Berechnung der Wasseroberfläche im Fluß. Diese wird neu wieder mit den Piezometerhöhen im Grundwasser verglichen, dann werden wiederum die Austauschraten bestimmt und so fort. Es hat sich gezeigt, daß nach etwa 3 Iterationen ein Endzustand erreicht war. Abbildung 5 zeigt ein Beispiel für die räumliche Verteilung der Infiltration und Exfiltration unter stationären Bedingungen.



a) b)

Abbildung 4: Schematische Darstellung, wie die hydrologischen Informationen zwischen dem Fluß- und dem Grundwassermodell ausgetauscht werden
a) im Fall der iterativen Kopplung
b) im Fall der kontinuierlichen Kopplung.

h_g = Grundwasserspiegel zum aktuellen Zeitschritt von MODFLOW;
$h_{r,i}$ = Wasserspiegellage im Fluß zum aktuellen Zeitschritt i von 2dMb;
q_i = zu jedem 2dMb-Zeitschritt in 2dMb berechnete Austauschrate;
q_{sum} = Summe der Austauschraten über ein MODFLOW Zeitintervall.

Schritt 2. und 3. beinhalten die kontinuierliche Kopplung von 2dMb und MODFLOW-2000. Das Vorgehen ist identisch bis auf den kleinen Unterschied, daß bei Schritt 3. MODFLOW im instationären Modus anstatt im stationären Modus läuft, was modelltechnisch aber praktisch keine Unterschiede macht. Es wird hier im Folgenden bei der Beschreibung der Implementierung der kontinuierlichen Kopplung (siehe Schema in Abbildung 4b) keine weitere Unterscheidung mehr zwischen Schritt 2. und 3. gemacht.

Hier geschieht der Austausch der Variablen auf andere Weise als bei der oben beschriebenen iterativen Kopplung, welche das River Package in MODFLOW-2000 verwendet. Dies erfolgt aus numerischen Überlegungen, da sich die

Wasserstände im Fluß und die daraus resultierenden Austauschsraten i. a. schneller ändern als die Grundwasserstände. Zu jedem Zeitpunkt des Austausches von Information zwischen den Modellen wird der Grundwasserspiegel in jeder Zelle (berechnet in MODFLOW-2000) dem 2dMb übergeben. Dann wird 2dMb aufgerufen und rechnet in Zeitschritten von etwa 1 Sekunde so lange, bis $\Delta t = 1$ Stunde ist, was dem Zeitschritt von MODFLOW-2000 und damit auch dem nächsten Übergabezeitpunkt entspricht. In dieser Zeit werden die Grundwasserspiegellagen als konstant angenommen, was auch dem natürlichen Verhalten entspricht, daß sich die Verhältnisse im Grundwasser wesentlich langsamer verändern als im Fließgewässer. Zu jedem Zeitschritt von 2dMb werden dann die Austauschraten zellenweise berechnet. Sie werden dann so lange aufsummiert, bis der Übergabezeitpunkt erreicht ist. Die aufsummierten Austauschraten je Zelle werden dann als Randbedingung an MODFLOW-2000 übertragen. Da es ich in beiden Modellen um dieselben Raten, aber nur mit entgegengesetztem Vorzeichen handelt, ist die Massenerhaltung gewährleistet. Dann wird MODFLOW-2000 mit den neuen Austauschraten als Randbedingung aufgerufen und über einen Zeitschritt von 1 Stunde laufen gelassen. Anschließend werden wieder die Grundwasserspiegelhöhen evaluiert und das ganze Vorgehen wiederholt sich von neuem.

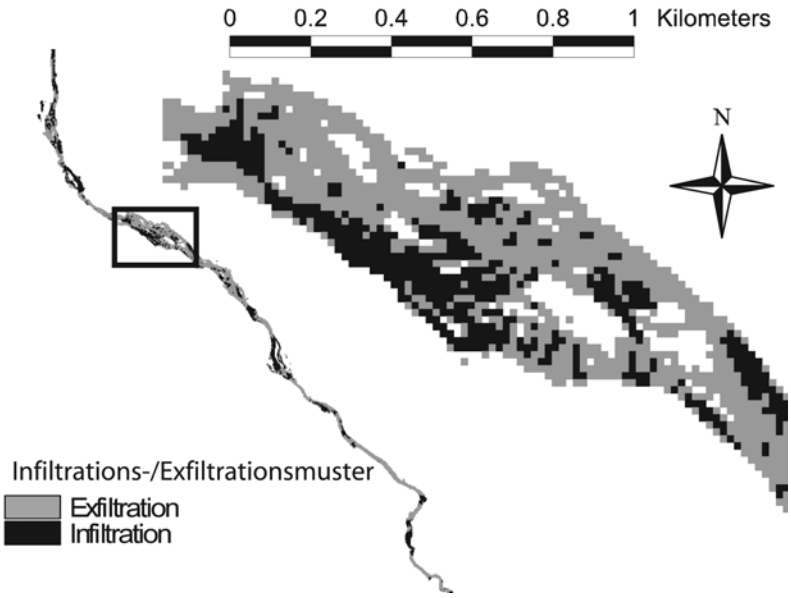


Abbildung 5:
Räumliche Verteilung der Austauschraten bei einem Abfluß von 300 m^3/s für das gesamte Haupttal und einem Ausschnitt mit dem am weitesten verzweigten Flußsystem (Der Maßstab betrifft den Ausschnitt)

5 Diskussion

In Schritt 1. konnte bereits mit der iterativen Kopplung unter stationären Bedingungen (langanhaltendende Trockenwetter- und Feuchteperiode) gezeigt werden, dass die Verhältnisse sowohl im Grundwasser wie auch im Fluß wegen der

Rückkopplungsmechanismen nur durch die Modellkopplung zufriedenstellend simuliert werden können. Für die Austauschraten ergibt sich ein großräumiges Muster zwischen Infiltration und Exfiltration, in welches kleinräumige Muster eingebettet sind. Das großräumige Muster deckt sich mit unseren Feldbeobachtungen. Die Abflüsse im Längsprofil, aber auch die Grundwasserspiegellagen zeigen im prinzipiellen Verlauf eine Übereinstimmung mit den gemessenen Werten, gewisse Abweichungen haben vermutlich ihren Ursprung in der Kalibrierung der Sohldurchlässigkeiten. Die kleinräumigen Muster, wie sie hier beobachtet werden können, sind aufgrund eines ungleichmäßigen Neigungsverlaufs der Geländeoberfläche und eines unterschiedlichen Unterströmungswinkels des Grundwassers unter dem Fluß hindurch zu erwarten, bedürfen aber noch einer detaillierteren Untersuchung.

Im Schritt 2. konnte das grundsätzliche Funktionieren des gekoppelten Modells für das Anlaufen einer Hochwasserwelle gezeigt werden. Allerdings sind die Plausibilitätsuntersuchungen noch im Gang. Es wird zu zeigen sein, dass sich unter stationären Randbedingungen dieselben Ergebnisse einstellen wie bei der iterativen Kopplung. Die Implementation im Schritt 3. wird eine völlig instationäre Simulation des Gesamtsystems ermöglichen.

6 Schlußbemerkungen

Mit dem gekoppeltem Modellsystem aus hydrologischem Einzugsgebietsmodell (TOPKAPI), dem hydrodynamischen Strömungsmodell für Fließgewässer (2dMb) und dem Grundwassermodell (MODFLOW-2000) steht ein wertvolles Werkzeug zur Verfügung, um Systeme mit einer hohen und dominanten Interaktion Fluß-Grundwasser (wie dies insbesondere in schmalen Tälern mit hohen Durchlässigkeiten im Untergrund der Fall ist) zu simulieren. Erste Ergebnisse unter stationären Bedingungen sind hierbei vielversprechend. Die endgültige Version mit einer kontinuierlichen instationären Simulation auch in MODFLOW-2000 wird zeigen, wie stark der Einfluß von ablaufenden Hochwasserwellen auf das Austauschverhalten und den Grundwasserhaushalt ist.

Durch die Modellkopplung ist es möglich, räumlich verteilt und in Abhängigkeit der Zeit folgende hydrologische, aber ökologisch relevante Daten bereitzustellen, die für die zeitliche und räumliche Entwicklung von Pflanzengesellschaften in der Aue von Bedeutung sind: Wasserstand/Abflußtiefe, Überflutungsgebiete, Fließgeschwindigkeiten im Fluß und im Überschwemmungsgebiet und Grundwasserflurabstände. Die Erkenntnisse aus den Simulationsrechnungen können daher überall dort wichtige Bewertungsgrundlagen dar-

stellen, wo eine Neubeurteilung der Restwassermengen vorgenommen werden soll. Für eine ausführlichere Diskussion hierzu siehe *Ruf* et al. (2006).

Eine Herausforderung stellen derzeit noch die langen Rechenzeiten dar, welche sich für das ganze Haupttal noch in der Größenordnung von Echt-Zeit belaufen, bei nur kleinen Änderungen der Randbedingungen allerdings etwa fünfmal schneller. Um das Ziel von Langzeitsimulationen erreichen zu können, werden in Zukunft noch einige Optimierungen am Programmcode für das hydraulische Strömungsmodell im Fluß und Vereinfachungen im Modellsystem nötig sein. Hierbei kommen u. a. in Frage: Parallelisierung des Codes; longitudinale Aufteilung des Gebietes in Bereiche mit 2D-Modellierung (verzweigtes Flußsystem) und 1D-Modellierung (klar definierte Einzelflußabschnitte) und Kopplung dieser Modelle; transversale Kopplung von 1D- und 2D-Modellierung (d. h. 1D in den Flußläufen über die ganze Länge des Haupttales, 2D in den Überflutungsgebieten), was vorteilhaft aber mit unstrukturierten Netzen zu bewerkstelligen ist; geschachtelte Modelle, in denen das Modell im Gesamtgebiet die Randbedingungen für interessierende Teilgebiete liefert; oder Übergang zu gröberen Netzen bei veränderten Abflußbedingungen. Bei allen Varianten werden noch verschiedene numerische Probleme zu lösen sein, wobei das Benetzen und Trockenfallen der Zellen und das damit verbundene Problem der internen Ränder immer eine besondere Herausforderung darstellen wird.

Literatur

Abott, M.B.; J.C. Bathurst; J.A. Cunge; P.E. O'Connell; J. Rasmussen (1986): An introduction to the European Hydrologic System – Système Hydrologique Européen (SHE): 2. Structure of a physically-based, distributed modelling system; *Journal of Hydrology*, 87, 61-77.

Anderson, E. I. (2003): An analytical solution representing groundwater-surface water interaction; *Water Resources Research*, 39 (3), 1071, doi:10,1029/2002WR001536.

Bayard, M.; F.H. Schweingruber (1991): Ein Baumgrenzstandort: Das Wildbachbett der Maggia im Tessin, Schweiz. Eine dendrokökologische Studie; *Botanica Helvetica*, 101 (1), 9-28.

Ciarapica, L.; E. Todini (2002): TOPKAPI: a model for the representation of the rainfall-runoff process at different scales; *Hydrological Processes*, 16 (2), 207-229.

Faeh, R. (1996): Erosion-based dambreak simulation; *Proc. Second Int. Conference on Hydroinformatics '96*, Zurich, 2: 681-688.

Foglia, L.; M.-V. Birsan; P. Burlando; M.C. Hill; S.W. Mehl (2004): Calibration strategies for a groundwater model in a highly dynamic alpine floodplain; FEM_MODFLOW; Proceedings of International Conference on Finite-Element Models, MODFLOW, and More 2004, Solving Groundwater Problems, Karlovy Vary, Czech Republic, 13-16 September 2004.

Harbaugh, A.W.; E.R. Banta; M.C. Hill; M.G. McDonald (2000): MODFLOW-2000, The U.S. Geological Survey modular ground-water model – users guide to modularization concepts and the ground-water flow process; *U.S. Geological Survey Open-File Report* 00-92, 121 p.

Hill, M.C.; E.R. Banta; A.W. Harbaugh; E.R. Anderman (2000): MODFLOW-2000, The U.S. Geological Survey modular ground-water model, User's guide to the observation, sensitivity, and parameter-estimation processes; *U.S. Geological Survey Open-File Report* 00-184, 209 p.

Pandey S.; P.S. Huyakorn (2004): A fully coupled physically-based spatially-distributed model for evaluating surface/subfurface flow; *Advances in Water Resources*, 27, 361-382.

Prudic, D.E.; L.F. Konikow; E.R.Banta (2004): A new streamflow-routing (SFR1) package to simulate stream-aquifer interaction with MODFLOW-2000; *U.S. Geological Survey Open-file Report* 2004-1042, 95 p.

Ruf, W.; L. Foglia; P. Perona; P. Molnar; R. Faeh; P. Burlando (2006): Modelling the Interaction between Groundwater and River Flow in an Active Alpine Floodplain Ecosystem. Proc. of International Symposium Floodplains: Hydrology, Soils, Fauna, 11.-16. September 2005, St. Marienthal bei Görlitz; *Abhandlungen und Berichte des Naturkundemuseums Görlitz* (submitted).

Scheffranek, R.W.; R.A. Baltzer; D.E. Goldberg (1981): A model for simulation of flow in singular and interconnected channels; *Techniques of Water-.Resources Investigations on the U.S. Geological Survey*, book 7, chap. C3, 110 p.

Schulla, J. (1997): Hydrologische Modellierung von Flussgebieten zur Abschätzung der Folgen von Klimaänderungen; *Zürcher geographische Schriften*, Heft 69, Geographisches Institut ETH, Zürich.

Sturzenegger, M. (2005): Changes in river morphology caused by streamflow regulation: A case study in the Maggia Valley, TI, Switzerland, ETH Zürich, Diplomarbeit, 39 p.

Swain, E.D.; E.J. Wexler (1996): A coupled surface-water and ground-water flow model (MODBRANCH) for simulation of stream-aquifer interaction; *Techniques of Water-.Resouces Investigations of the U.S. Geological Survey*, book 6, chap. A6, 125 p.

Danksagung:

Unser Dank gilt in erster Linie Roland Faeh (ETH Zürich) für die Bereitstellung des Modells 2dMb und seine Hilfe bei der ersten Implementierung, an Laura Foglia für die gute Zusammenarbeit im Projekt und die Modellierung der Grundwasserverhältnisse sowie Steffen Mehl für die wertvollen Hinweise in Bezug auf technische Details von MODFLOW.

Autoren:

Dipl.-Hyd. Wolfgang Ruf,
Dr. Paolo Perona,
Dr. Peter Molnár,
Prof. Paolo Burlando
Institut für Umweltingenieurwissenschaften
ETH Zürich
Wolfgang-Pauli-Str. 15
CH-8093 Zürich

Tel.: ++41 - 44 – 633 38 13
Fax: ++41 - 44 - 633 10 61
ruf@ifu.baug.ethz.ch
perona@ifu.baug.ethz.ch
molnar@ifu.baug.ethz.ch
burlando@ifu.baug.ethz.ch

3D Simulation der Seestand-Abflussbeziehung für die Seeklause/Salzburg (Wallersee)

Feurich Robert, Kühner Walter

Die Seeklause steuert als festes Wehr das Abflussverhalten und die Retention des nordöstlich der Stadt Salzburg gelegenen Wallersees. Da die Standsicherheit des auf extrem schwierigem Baugrund liegenden Dammes im Hochwasserfall mit dem durch die Seeklause beeinflussten Wasserspiegel zusammenhängt, wurde im Zuge einer Risikoanalyse eine 3D-Abflussmodellierung durchgeführt. Der Einfluss des Unterwassers auf die Stauhöhe im See wird in der numerischen Simulation durch den Einbau eines festen Wehres berücksichtigt, wobei als Referenz für die Unterwasserhöhen die Daten einer früheren 1D Berechnung verwendet werden. Damit kann eine sicherere Datenbasis für die Standsicherheitsberechnung des Dammes und die Abschätzung des Hochwasserrisikos insgesamt geschaffen werden.

The discharge and the retention capacity of the lake Wallersee located northeastern of the city of Salzburg are controlled by the Seeklause weir. Because of the close connection between water levels controlled by this weir and the stability of the dam built on extremely unstable ground, a risk analysis including a 3D numerical flow simulation was carried out. To consider the influence of downstream water levels on lake level an additional weir was used in the numerical simulation in the downstream area of the Seeklause using the water level data of a former 1D simulation. This provided a reliable base for the stability analysis of the dam and the assumption of the flood risk of the lake could be found.

1 Einleitung

Der Abfluss aus dem nordöstlich der Stadt Salzburg gelegenen Wallersees (Abb. 1), die Fischach, weist eine mittlere Wasserführung von 2,5 m^3/s auf. Bei einem dreihundertjährlichen Hochwasser steigt dieser Wert bis auf 42 m^3/s an.

Um die Anlieger der Fischach vor Hochwässern zu schützen und die Ökologie des Sees mit seinem Umland zu verbessern, wurde Ende des 20. Jahrhunderts das Projekt „Hochwasserschutz Fischach-Seespiegelhebung Wallersee“ verwirklicht. Herzstück des Projekts ist die in einem 700 m langen, quer zum Tal der Fischach errichteten Damm integrierte „Seeklause“. Diese steuert als festes Wehr das Abflussverhalten und die Retention des Wallersees (Abb. 2).

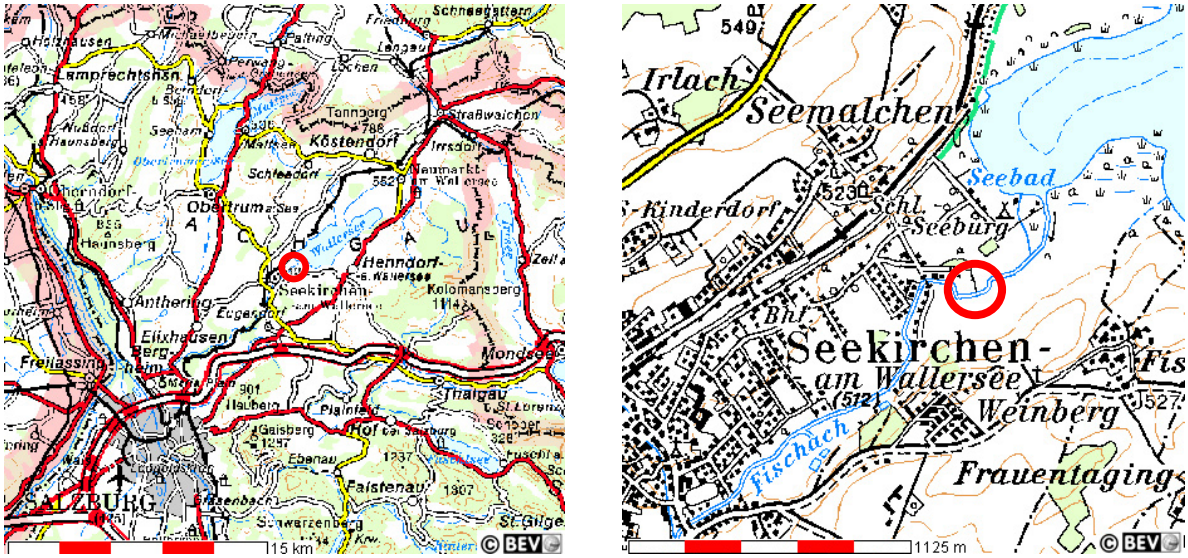


Abbildung 1 geographische Lage des Projektgebietes

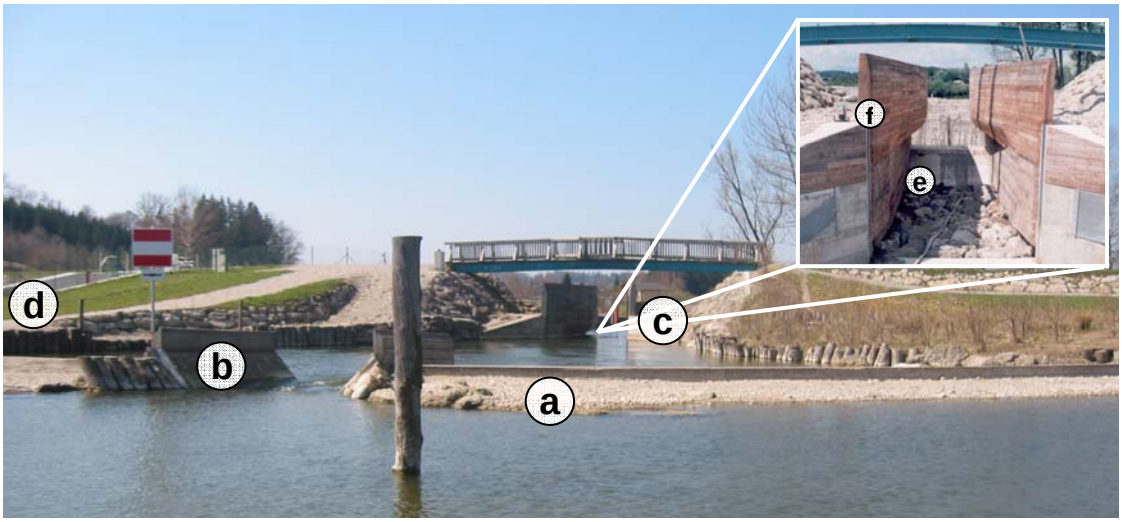


Abbildung 2 Übersicht Seeklause mit Wehrschwelle (e) in der Düse (f) im Bauzustand, Blickrichtung UW

Um die Gewässerökologie des Wallersees zu verbessern hebt zunächst eine halbkreisförmige Mittelwasserschwelle (Abb. 2-a) mit einer kleinen NW-Öffnung (Abb. 2-b) den Seespiegel vor der so genannten Düse (Abb. 2-c) im Bereich des festen Wehres. Für die Freizeitschifffahrt wurde neben der Seeklause eine Bootsschleuse errichtet (Abb. 2-d).

Da die Standsicherheit des auf extrem schwierigem Baugrund (unkonsolidierter Seeton) liegenden Dammes im Hochwasserfall mit dem durch die Seeklause beeinflussten Wasserspiegel zusammenhängt, wurde im Zuge einer Risikoanalyse das Institut für Wasserbau in Innsbruck mit einer 3D-Abflussmodellierung beauftragt. Damit sollen die Wasserspiegel und Strömungsvorgänge bei verschiedenen Durchflüssen durch die Seeklause realitätsnah berechnet werden.

Die Berechnungen werden mit dem kommerziellen Softwarepaket Flow-3D von Flow Science Inc. durchgeführt. Damit werden die Reynolds gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen dreidimensional gelöst. Dafür stehen verschiedene Turbulenzmodelle zur Verfügung. Für den vorliegenden Fall wird als verbreiteter und bei vielen Strömungen bewährter Ansatz das k-ε-Zweigleichungs-Turbulenzmodell gewählt.

Das Programm arbeitet mit einem strukturierten Gitter, welches aus einfachen Quadern besteht. Ein Rechengebiet kann aus mehreren dieser strukturierten Einheiten, sog. Blöcken, zusammengesetzt werden. Die Einbindung der VOF (Volume Of Fluid) Methode zur Verfolgung der Grenze zwischen Wasser und Luft ermöglicht die Analyse komplexer Freispiegelströmungen. Hier wird in jeder Zelle das Verhältnis des Luft/Wasseranteils berechnet. Unter Zuhilfenahme der Informationen der Nachbarzellen kann somit die Normalenrichtung der freien Oberfläche eindeutig und scharf bestimmt werden. Nach einem ähnlichen Prinzip arbeitet das ebenfalls eingebundene FAVOR (Fractional Area Volume Representation) Verfahren. Hiermit wird die Grenze zwischen durchflossenen und nicht durchflossenen Teilen, d. h. die durchströmte Geometrie, des Strömungsgebietes festgelegt. Die Lage der Berandungsfläche jeder einzelnen Zelle ergibt sich aus der skalaren Information über den durchströmten bzw. mit einem Hindernis belegten Anteil der entsprechenden Zelle und der benachbarten Zellen.

2 Netzgenerierung

Für die Erstellung des Geländemodells standen die Pläne des Regulierbauwerks, die Daten einer Geländevermessung und ein Orthofoto des betroffenen Gebietes zur Verfügung. Die Messpunkte der Geländedaten wurden nach dem Einlesen in eine CAD-Software anhand des Orthofotos lagemäßig kontrolliert. Nach einer ersten automatischen Vernetzung der Messpunkte konnten mithilfe des Orthofotos die Gitternetzlinien angepasst werden, um Bruchkanten entsprechend den natürlichen Gegebenheiten festzulegen. Das Orthofoto half auch bei der Ergänzung von Messpunkten in relevanten Bereichen (Abb. 3). Letztendlich konnte der auf Grundlage der bereitgestellten Pläne gezeichnete Volumenkörper des Bauwerks (31,2 x 18,5 m) (Abb. 4) mit dem Volumenkörper des Geländes (143,0 x 97,6 m) kombiniert werden (Abb. 6).

Um zuverlässige Resultate zu erhalten ohne dabei die Rechenzeiten allzu sehr zu erhöhen wird hier mit zwei Blöcken gearbeitet. Dabei deckt der erste Block mit einem gröberen Netz (192 000 Zellen) das Gesamtgebiet ab. Ein zweiter Block mit einem feineren Netz (315 700 Zellen) wird im Bereich der rechenrelevanten

Geometrie, hier das abflussbestimmende Bauwerk, in den ersten Block eingebettet (Abb. 5).

Das Abflussverhalten der Seeklause wird durch relevante Höhenfestpunkte charakterisiert. Diese werden mit fixen Gitterlinien in der seitlichen und höhenmäßigen Lage festgelegt, um deren exakte Lage im numerischen Modell sicher zu stellen.

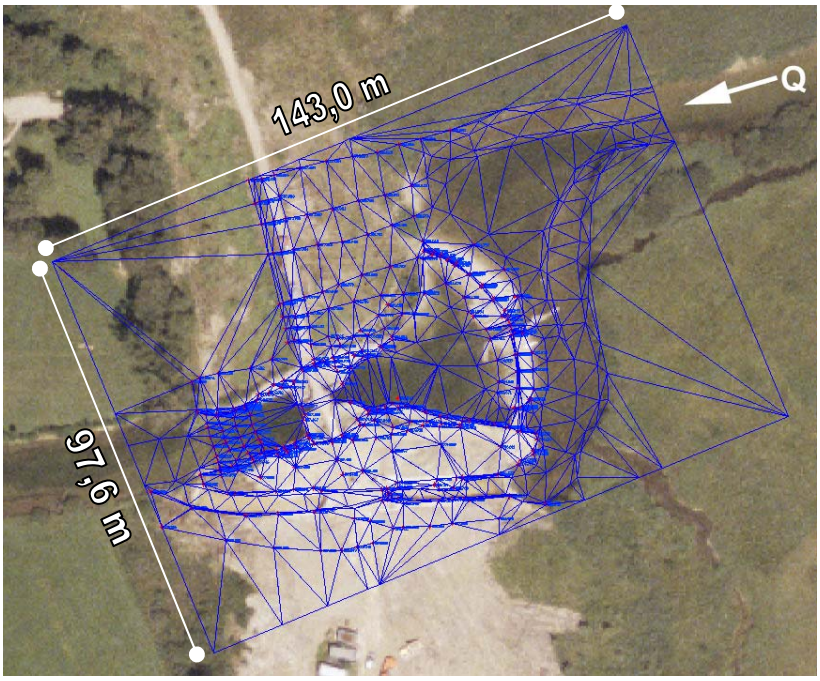


Abbildung 3 Geländenetz bestehend aus Vermessungsdaten und ergänzten Punkten

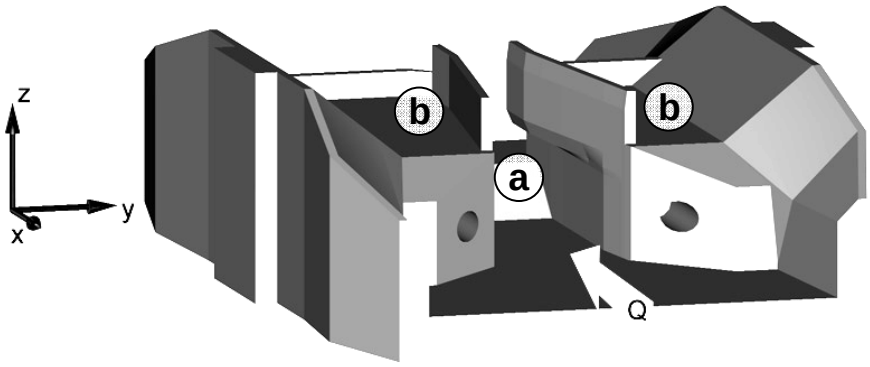


Abbildung 4 3D Modell des Wehrbauwerks mit fester Schwelle (a) und Seitenbords (b)

3 Versuchsdurchführung

Die Berechnung einer Pegel-Abfluss-Beziehung für die vorliegende Problemstellung ist deshalb schwierig, weil die Geometrie des venturiähnlichen Auslaufbauwerks (Abb. 4) diese Beziehung maßgebend bestimmt. Die Fehler eines

digitalen Geländemodells sind aber umso größer, je gröber das Berechnungsnetz gewählt wird. Bei einer groben Diskretisierung wird mit einer „falschen“ Geometrie gerechnet, und dementsprechend verhalten sich Seestand und Abfluss nicht wirklichkeitsgetreu. Es ist somit von großer Bedeutung, für das Auslaufbauwerk ein möglichst feines Rechennetz zu erstellen, ohne aber auf der anderen Seite die Rechenzeiten zu sehr in die Höhe zu treiben. Im verwendeten Programmpaket sind regionale Verfeinerungen durchaus möglich. Der große Nachteil im geschilderten Fall liegt darin, dass die Numerik eine explizite Zeitdiskretisierung verwendet, und dass demzufolge Stabilitätskriterien einzuhalten sind. So muss der maximale Zeitschritt auf die kleinste Zelle Rücksicht nehmen, was dann ein sehr langsames Fortschreiten der Lösung bedingt. Es sind in der Folge tagelange Rechenzeiten in Kauf zu nehmen, bis sich eine kleine Durchflussänderung im Gesamtvolumen des Speichers stabilisiert hat.

3.1 Randbedingungen

Der Zufluss zum Rechengebiet erfolgt über eine 7 x 93 m große Öffnung im Boden (Abb. 6). Hier wird eine definierte Geschwindigkeit als Randbedingung angegeben, welche zusammen mit der Fläche der Öffnung die geforderte Wassermenge ergibt. Durch die große Öffnung sind die Zuströmgeschwindigkeiten klein, wodurch eine Beeinflussung der Rechenergebnisse vermieden wird.

Um Rechenzeit zu sparen wird das Rechengebiet zum Beginn der Rechnung mit einem rechteckigen Flüssigkeitskörper (initial fluid) gefüllt. Je näher dieser Flüssigkeitsköper dem endgültigen Wasserspiegel kommt, desto kürzer ist die Rechenzeit. Ein Nachteil ist allerdings, dass dieser Wasserquader am Beginn der Rechnung sozusagen an den Rändern „zusammenfällt“, um sich dort der Geländeform anzupassen. Dadurch entstehen Schwingungen des Wasserspiegels, wie sie in den Ergebnisdiagrammen des folgenden Abschnitts zu sehen sind. Dabei ist zu beachten, dass diese Schwingungen im Verlauf der Berechnung auf ein vertretbares Maß abklingen.

3.2 Rauhigkeitseinfluss

Zu Beginn des Versuchsprogramms erfolgte eine Abschätzung des Einflusses der Oberflächenrauhigkeit des Geländes (k_G) und des Bauwerks (k_B) auf die endgültigen Seewasserspiegel. Die mit drei extrem unterschiedlichen äquivalenten Sandrauhigkeiten durchgeführten Berechnungen zeigten eine nur geringe Beeinflussung des Seespiegels. Die Simulationen dieser Arbeit sind mit den Werten k_G = 80 mm und k_B = 0.6 mm durchgeführt worden.

3.3 Unterwasserregulierung

Da der Unterwasserspiegel der Fischach (Abb. 7) bei allen Wasserführungen höher liegt als die Oberkante der festen Schwelle in der Düse (504,5 m), wird der Seespiegel oberhalb der Klause vom Unterwasserstand mit beeinflusst. Um diesen Einfluss auch in der numerischen Berechnung nachvollziehen zu können wird das Gelände unterhalb der Klause durch einen künstlichen Bereich mit festem Wehr ersetzt (Abb. 6).

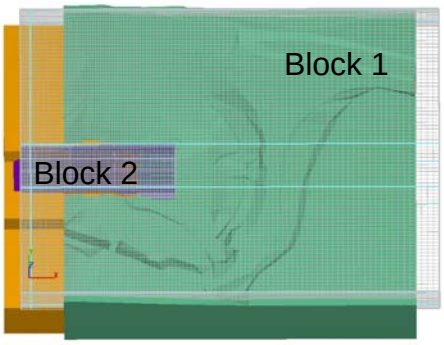


Abbildung 5 Rechengitter mit 2 Blöcken

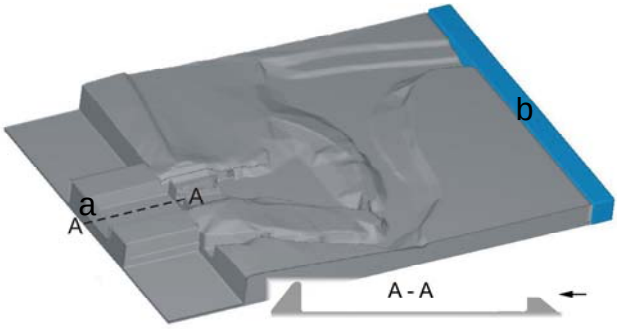


Abbildung 6 verwendetes Rechengebiet mit Unterwasserschwelle (a) und Einlaufbereich (b)

Die Oberkante der Wehrschwelle wird bei den verschiedenen Wasserführungen so gewählt, dass der Unterwasserstand der jeweiligen 1D Berechnung erreicht wird. Lediglich für das HQ 300 muss der Unterwasserstand extrapoliert werden, weil hier keine UW Daten zur Verfügung stehen.

4 Resultate

Bei den Berechnungen ist, wie vorhin bereits erwähnt, darauf geachtet worden, dass der Unterwasserspiegel bei den 3D Berechnungen mit jenen aus den früheren 1D Untersuchungen übereinstimmt. Abbildung 7 zeigt, dass dies in allen untersuchten Fällen mit ausreichender Genauigkeit erreicht wird.

Die Kernfrage der vorliegenden Untersuchung ist die Bestimmung der Wasserspiegel im OW Bereich der Seeklause. Im Folgenden sind die Wasserspiegellagen bei verschiedener Wasserführung im Bereich OW Klause angeführt (Abb. 8). Der für die Sicherheit des Dammes kritische Fall HQ 300 wird dann detaillierter betrachtet.

Dabei ist zu erkennen, dass die Berechnungen solange gut übereinstimmen als die Strömung durch die Klause überwiegend eindimensional abläuft. Sobald aber dreidimensionale Einflüsse wie das Überstauen der Seitenbords (506,7 m)

mit anschließendem Überströmen der Frontmauern (507,5 m) eintreten, ist deutlich ein Unterschied in den Ergebnissen zu sehen.

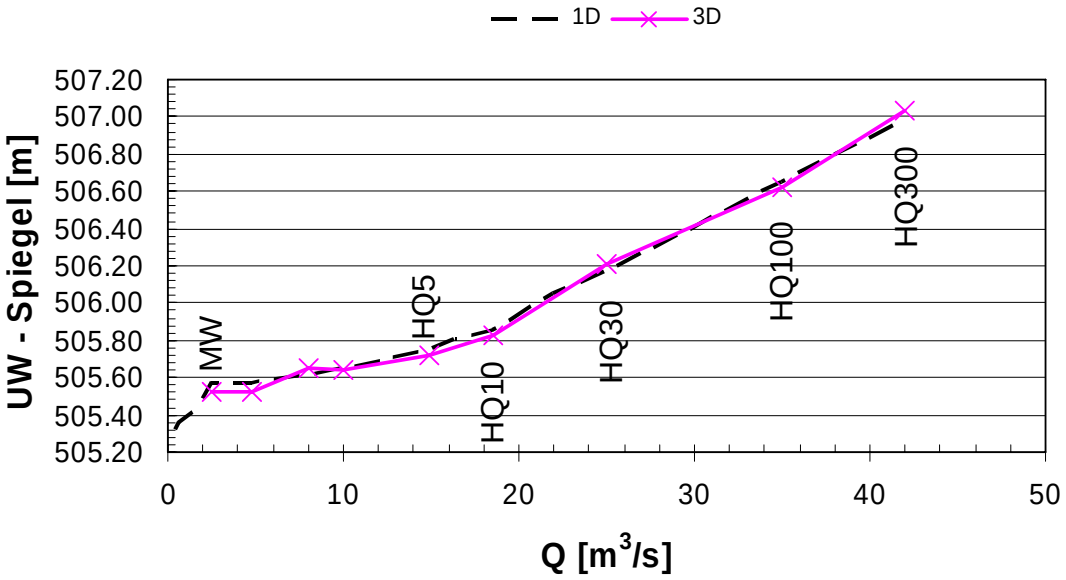


Abbildung 7 Vergleich 1D - 3D im UW-Bereich der Seeklause

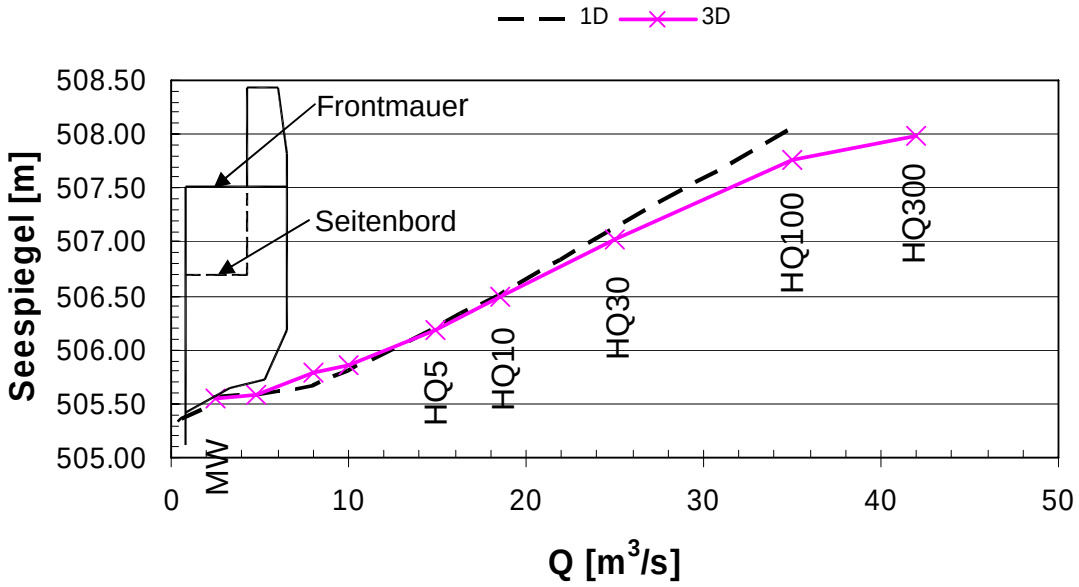


Abbildung 8 Vergleich 1D - 3D im OW-Bereich der Seeklause

Das folgende Diagramm (Abb. 9) zeigt die Entwicklung des Wasserspiegels im UW und OW der Seeklause im Verlauf einer Berechnung. Im UW ist nach einer anfänglichen Störung zu erkennen, dass sich ein stabiler Spiegel einstellt. Die abklingende Schwingung im OW ist durch die Anfangsbedingung zu erklären. Hier wird das Rechengebiet mit einem rechteckigen Wasserkörper gefüllt, der zu Beginn der Rechnung an den Rändern zusammenfällt, um sich der Geometrie anzupassen. Diese Schwingung erreicht aber am Ende der Berechnung einen für die vorliegende Problemstellung akzeptablen Wert von ca. 2,5 cm.

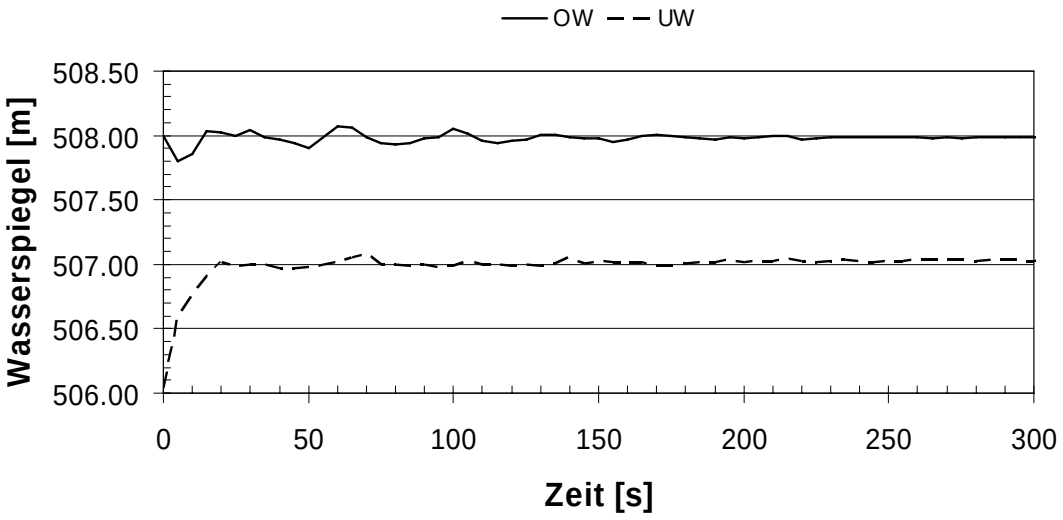


Abbildung 9 Wasserspiegelverlauf im UW und OW bei HQ 300

5 Literatur

FLOW SCIENCE INC.: FLOW-3D® Manual, Version 9, Santa Fe, USA, 2005.

Premstaller, G. Rutschmann, P. Oberhuber, M.: Numerical simulation of flow instabilities in steep, stepped channels. IAHR Riverflow 2004, Napoli, A. A. Balkema, Rotterdam, 2004.

Rutschmann, P. Feurich, R. Premstaller, G. Theiner, D. Zössmayr, M.: Numerik im Wasserbau – Fallbeispiele aus Praxis und Forschung. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, Jänner 2005.

Autoren:

DI Dr. techn. Robert Feurich
Institut für Wasserbau
Universität Innsbruck
Technikerstr. 13
A-6020 Innsbruck
Tel.: ++43 – 512 – 5076947
Fax: ++43 – 512 – 5072912
robert.feurich@uibk.ac.at

DI Dr. techn. Walter Kühner
Fachabteilung Wasserwirtschaft
des Landes Salzburg
Michael-Pacher-Straße 36
A-5020 Salzburg
Tel.: ++43 – 662 – 8042 4712
Fax: ++43 – 662 – 8042 4199
walter.kuehner@salzburg.gv.at

Physikalische und numerische Untersuchungen zum Wehrkraftwerk Albbruck-Dogern am Hochrhein

Frank Seidel, Jan Queißer, Mark Musall und Hans Helmut Bernhart

Die Rheinkraftwerk Albbruck-Dogern AG (RADAG) betreibt seit den 30er-Jahren ein Ausleitungskraftwerk am Hochrhein. Um den energiewirtschaftlich nutzbaren Abfluss zu steigern und die ökologischen Verhältnisse im Flussbett zu verbessern, ist der Bau einer weiteren Kraftwerkseinheit mit einer Kapazität von Q = 300 m³/s am Stauwehr Dogern geplant. Mit einer hybriden Vorgehensweise wurden in umfangreichen physikalischen und numerischen Untersuchungen die komplexen, dreidimensionalen Strömungsverhältnisse im Bereich der Stauhaltung und der Wehranlage analysiert und die Zulaufgeometrie zum neuen Kraftwerk und die Turbinenanströmung optimiert.

The hydropower station at Albbruck-Dogern on the river Rhine is actually using a discharge of up to 1 100 m³/s to generate electric power. In addition to the existing structure the construction of a new turbine is planned to increase the usable amount of water by 300 m³/s. To obtain a high efficiency factor with the new hydropower station it was necessary to investigate the threedimensional flow conditions upstream the weir. Therefore physical model tests and numerical simulations were performed within a hybrid hydraulic planning process. Apart from other objectives the main goal consisted in the detailed investigation of the inflow conditions. As one result the optimal geometry for the intake canal between the river and the turbine was developed.

1 Einleitung

Das Rheinkraftwerk Albbruck-Dogern liegt südwestlich von Waldshut wenige Kilometer unterstrom des Zusammenflusses von Rhein und Aare. Das bestehende Ausleitungskraftwerk auf der deutschen Uferseite wird von der Rheinkraftwerk Albbruck-Dogern AG (RADAG) mit einem Ausbaudurchfluss von Q_A = 1.100 m³/s betrieben.

Im Rahmen der Konzessionserneuerung wurde der RADAG im September 2003 von den zuständigen schweizerischen und deutschen Behörden zugestanden, den Ausbaudurchfluss um 300 m³/s auf Q_A = 1.400 m³/s zu steigern. Die Planungen sehen vor, den zusätzlichen energiewirtschaftlich nutzbaren Abfluss über ein Wehrkraftwerk am Schweizer Ufer zu turbinieren. Der Standort wurde u. a. ausgewählt, um über das neue Kraftwerk die Mindestwasserabgabe in das Flussbett des Rheins zu erhöhen und somit die Lebensraumbedingungen für die aquatische Flora und Fauna im Flussabschnitt zwischen Wehranlage und bestehendem Kraftwerk deutlich zu verbessern.

Das Institut für Wasser und Gewässerentwicklung der Universität Karlsruhe (TH) wurde von der RADAG beauftragt, die vielfältigen wasserbaulichen Fragestellungen zu bearbeiten, die im Zusammenhang mit diesem Projekt zu klären waren. Ein Schwerpunkt der Untersuchungen lag dabei in der Optimierung der Zuströmung zum Wehrkraftwerk. Die Herangehensweise an diese komplexe Aufgabe wird im Folgenden ausführlich erläutert. Weitere Betrachtungen bezüglich der Auslaufgestaltung, des Geschiebekonzeptes, der Hochwasserabfuhr während der Bauzeit, der Anbindung des Umgehungsgewässers usw. werden hier nicht vorgestellt. Die hydraulischen Randbedingungen für die Anbindung des Wehrkraftwerkes ans Oberwasser können **Abbildung 1** entnommen werden.

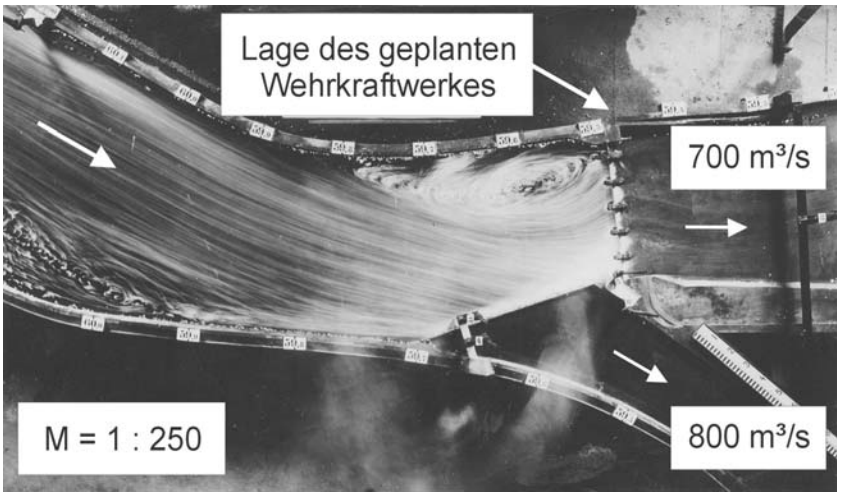


Abbildung 1: Strömungsverhältnisse an der Wehranlage RADAG im Modellversuch von 1932 (Foto: Rehbock)

Die Lage des Wehrkraftwerkes am Ende der oberstrom der Wehranlage liegenden Flussbiegung im Bereich der Innenkrümmung verursacht stark dreidimensi-

onale Strömungsverhältnisse. Für die Entwicklung und Festlegung der hydraulischen Kontur des Zulaufkanals wurden daher umfangreiche physikalische und numerische Untersuchungen durchgeführt.

2 Hybride Modelltechnik

Für die Bearbeitung des Projektes wurde eine hybride Modelltechnik eingesetzt. Hybride Modelle beruhen auf der Verknüpfung hydraulisch-physikalischer Modelle mit hydrodynamisch-numerischen (HN) Modellen. Die einzelnen Teilmodelle (**Abbildung 2**) sind dabei über ihre jeweiligen Randbedingungen miteinander gekoppelt [DVWK, 1984]. Hybride Modelle erlauben eine optimale Ausnutzung der spezifischen Vorteile der Modellierungsart. Durch eine gezielte Abstimmung der physikalischen und numerischen Modelle können Arbeitsschritte vereinfacht und beschleunigt werden. Hybride Modelle ermöglichen ein paralleles Arbeiten und sind für die gegenseitige Validierung von Nutzen. Nicht zuletzt werden Kosten eingespart.

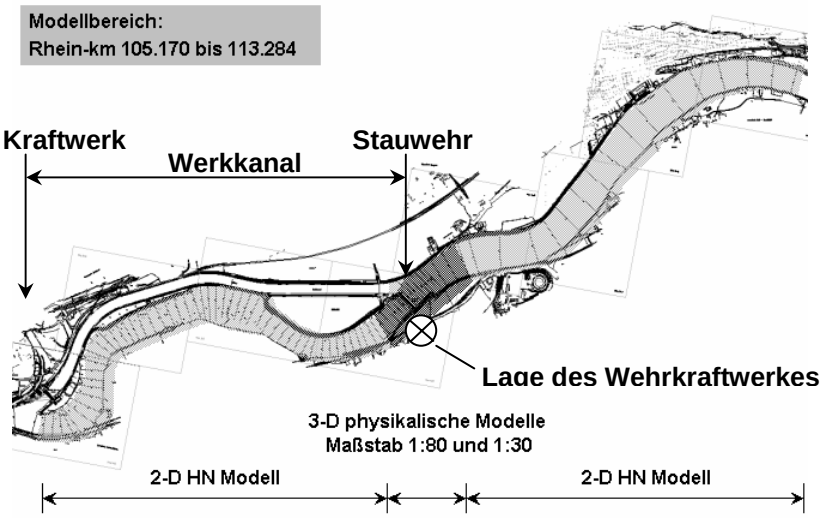


Abbildung 2: Hybrides Gesamtmodell mit eingesetzten Teilmodellen (Quelle: IWG)

Der modellierte Bereich erstreckt sich von Rhein-km 105,170 bis zu Rhein-km 113,284. Der Ober- und Unterwasserbereich der Wehranlage wurde jeweils durch ein zweidimensionales HN-Modell abgebildet. Über die numerische Simulation dieser Flussabschnitte wurden die Randbedingungen für die physikalischen und numerischen 3D-Modelle bestimmt. So konnten aus den Berechnun-

gen oberwasserseitig die vom Abfluss abhängige Geschwindigkeitsverteilung über den Querschnitt und im Unterwasser der Wehranlage die Wasserstands-Abfluss-Beziehung (Abflusskurve) übergeben werden. Mit diesen Eingangsdaten konnten die detaillierten Modelle optimal geeicht und betrieben werden.

Zusätzlich wurden die Strömungsverhältnisse mit einem dreidimensionalen HN-Modell simuliert. Der Vergleich mit Labormessungen bot einerseits ideale Bedingungen zur Validierung dieses Verfahrens, andererseits konnte damit ein Variantenstudium durchgeführt werden, wodurch aufwändige Umbaumaßnahmen an den Modellen im Labor reduziert werden konnten.

3 Physikalische Modellversuche

Zur Bearbeitung der Fragestellungen wurden zwei physikalische Modelle aufgebaut: das Modell im Maßstab 1 : 80 und das Detailmodell im Maßstab 1 : 30 (**Abbildung 3**). Während das Gesamtmodell im Wesentlichen für die Voruntersuchungen zur Gestaltung der Zulaufgeometrie und die Betrachtungen zum Hochwasserabfluss herangezogen wurde, konnte im Detailmodell die endgültige hydraulische Kontur des Zulaufbereiches zum Wehrkraftwerk entwickelt werden.

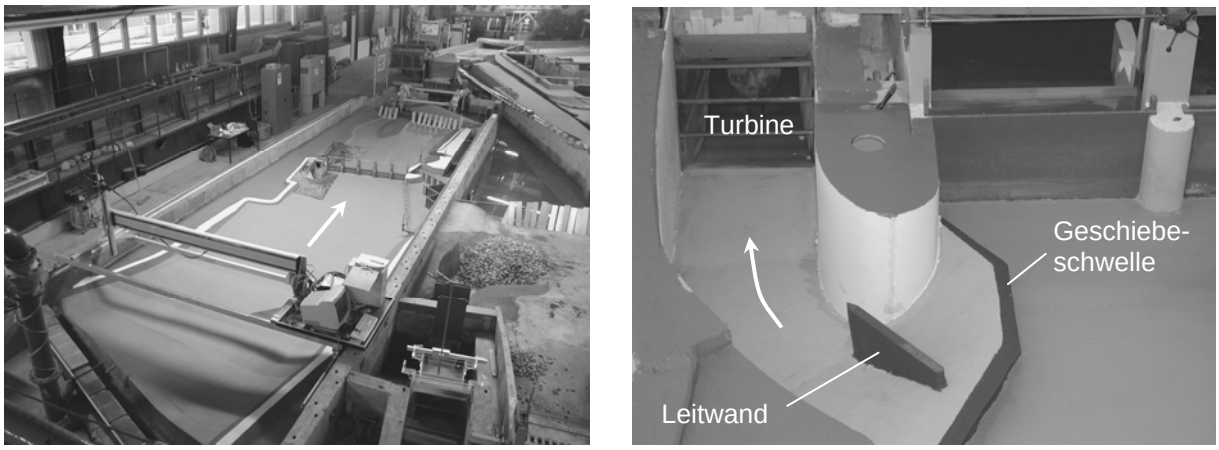


Abbildung 3: Ansichten des Gesamtmodells und des Detailmodells (Fotos: IWG)

Um die Übertragbarkeit der Ergebnisse aus den Modellversuchen zu gewährleisten, ist für die Untersuchung der Turbinenanströmung ein großer Modellmaßstab erforderlich. Der gewählte Maßstab mit 1 : 30 erlaubt den zuverlässigen

Transfer in den Naturmaßstab, da die für den Betrieb kritischen Effekte wie Ablösungserscheinungen am Trennpfeiler und Wirbelbildung oberstrom der Rechenebene zuverlässig erkennbar sind und entsprechende Gegenmaßnahmen gezielt getroffen werden können.

Bei der Gestaltung des Zulaufbereiches sind vor allem die oberwasserseitigen Strömungsverhältnisse zu beachten. **Abbildung 4** zeigt, dass sich auch bei Betrieb des Wehrkraftwerkes eine stabile Walzenbewegung in der linken Flusshälfte ausbildet. Diese Drehbewegung lenkt den Zufluss zum Wehrkraftwerk zuerst in Richtung Wehranlage, bevor das Wasser etwa parallel zu dieser dem Zulaufkanal entgegenfließt. Dort wird der Zufluss um nahezu 180° um den Trennpfeiler gelenkt. Diese mehrfache Richtungsänderung verursacht Spiralströmungen, die durch eine darauf abgestimmte hydraulische Kontur auf relativ kurzer Fließstrecke im Zulaufkanal abzubauen waren.

Eine Leitwand direkt unterstrom des Eintrittsquerschnittes soll diese Spiralströmung unterbinden. Als weitere Maßnahme verjüngt sich der Querschnitt im Zulaufbereich kontinuierlich, so dass die Wirkung der Beschleunigung ebenfalls genutzt wird, um die Strömung auszurichten. Auch die Form des Trennpfeilers mit seiner Längen- und Breitendimension und der Radienabstufung am Pfeilerkopf waren so an die Strömungsverhältnisse anzupassen, dass die Strömung entlang des gesamten Fließweges an der Pfeilerwand anliegt. Das Foto in Abbildung 5 verdeutlicht, dass diese Zielsetzung im Ausführungsvorschlag sehr gut verwirklicht werden konnte und keine Ablösungen zu beobachten sind.

Insgesamt wird im Zulaufkanal eine Höhendifferenz von über 11 m überwunden.

Damit auch an der steil abfallenden Sohle keine Ablösungen auftreten, wurde der Boden analog zu einem Wehrrücken geformt. Der leichte Unterdruck, der beim Überströmen entsteht, unterbindet Ablöseerscheinungen. Bis zur Rechenebene am Maschinenhaus wird die Strömung soweit ausgerichtet, dass sich der Zufluss zur Turbine zu gleichen Teilen auf die rechte und linke Kanalhälfte aufteilt.

Die Verteilung der Fließgeschwindigkeiten in der Rechenebene weist zwar über die Breite eine gute Symmetrie zur Mittelachse auf, jedoch ist über die Höhe ein deutlicher Gradient vorhanden (**Abbildung 6**). Diese Ungleichverteilung wird

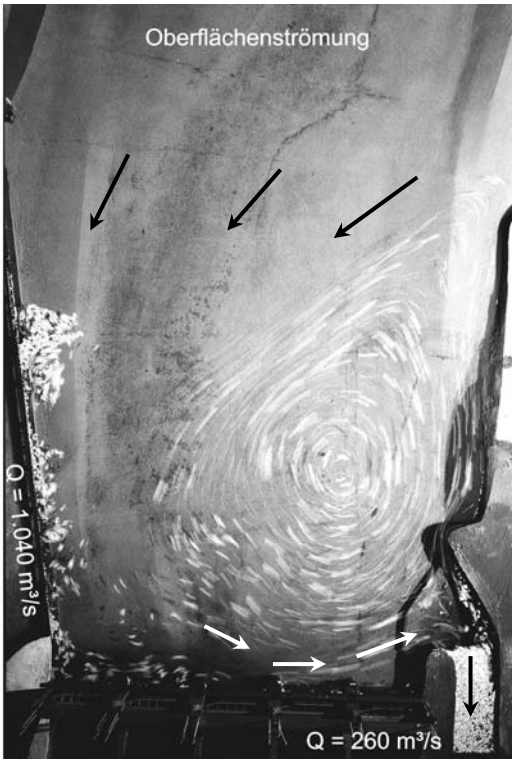


Abbildung 4: Strömungsverhältnisse - oberstrom des Wehres im Modell 1 : 80 (Foto: IWG)

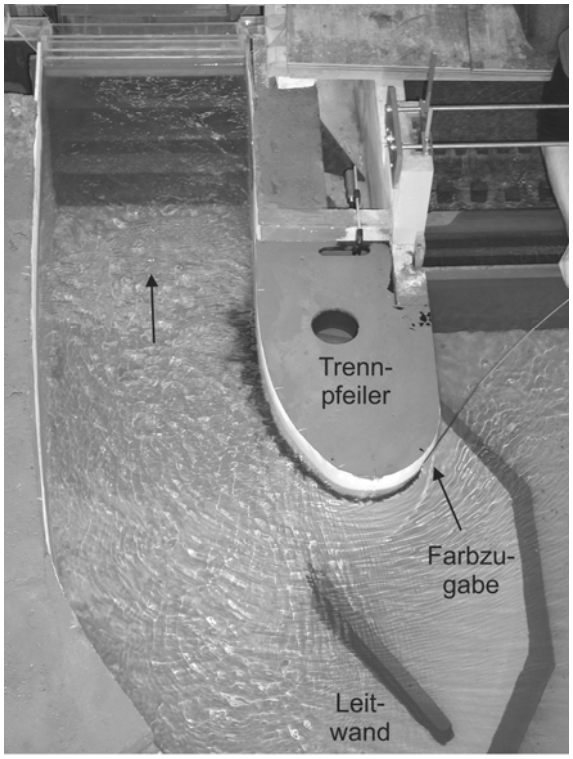


Abbildung 5: Umströmung des Trennpfeilers im Detailmodell 1 : 30 (Foto: IWG)

auf der Fließstrecke zwischen der Rechen- und der Laufradebene abgebaut.

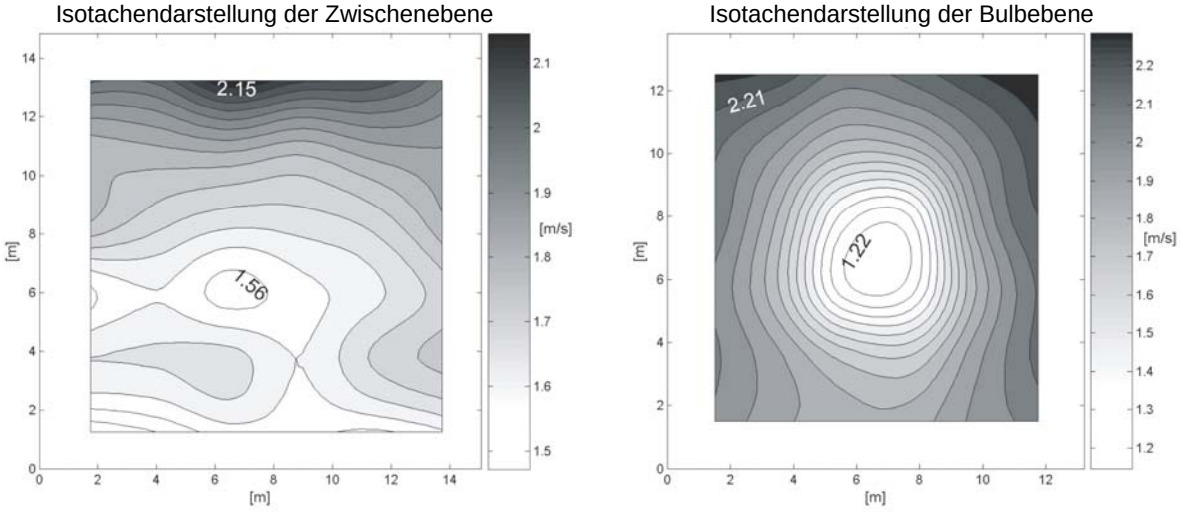


Abbildung 6: Geschwindigkeitsverteilung in der Zwischen- und Bulbebene für den Ausführungsvorschlag bei Q_{ges} = 1.300 m³/s (Q_{WKW} = 260 m³/s) (Quelle: IWG)

Die Sohle im Laufradquerschnitt liegt nochmals um ca. 6 m tiefer als der Kanalboden vor der Rechenebene. Auf der Passage dieser Höhenstufe wird die Strömung im Maschinenhaus erneut beschleunigt und weiter ausgerichtet, so dass oberstrom der Laufradebene nur noch sehr geringe Abweichungen der mittleren Fließgeschwindigkeiten in den vier Quadranten ermittelt wurden.

Die Qualität der Turbinenanströmung wurde über Geschwindigkeitsmessungen kontrolliert. Um die Anströmung der Turbine messtechnisch erfassen und auswerten zu können, wurden im Einlaufbereich des Detailmodells 1 : 30 drei Messebenen eingerichtet: unterstrom der Rechenebene, unmittelbar oberstrom des Turbinenlaufrades (Bulbebene) und etwa in der Mitte zwischen diesen beiden Messebenen (Zwischenebene). Die Dokumentation und Beurteilung der unterschiedlichen Varianten erfolgte über Geschwindigkeitsmessungen mit einem Acoustic-Doppler-Velocimeter (ADV). Mit diesem Messgerät wurden die Geschwindigkeitsvektoren in ihren drei Richtungskomponenten getrennt erfasst und digital ausgegeben. Dadurch konnten die Strömungsvorgänge zwischen dem Rechen und dem Turbinenlaufrad präzise dokumentiert werden (Abbildung 6).

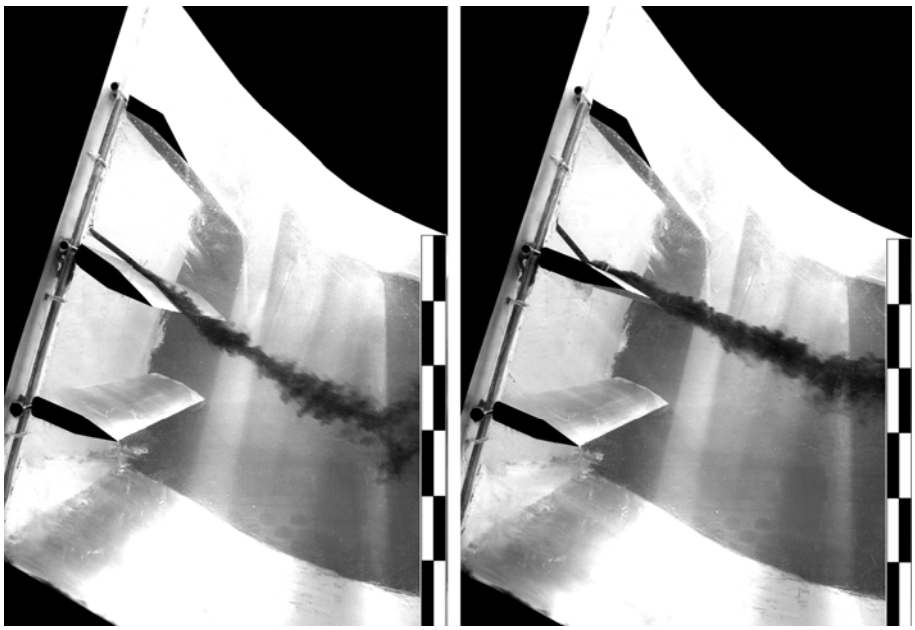


Abbildung 7: Einfluss des mittleren Rechenträgers auf die Strömung (Quelle: IWG)

Die Feinjustierung der Geschwindigkeitsverteilung erfolgt über Form und Lage der Rechenträger. In **Abbildung 7** ist festgehalten, wie sich die Rechenträger auf die Zuströmung auswirken.

4 Dreidimensionale HN-Modellierung

Ergänzend zu den physikalischen Modellversuchen wurden die Strömungsverhältnisse im Zulauf zum geplanten Wehrkraftwerk unter Einsatz eines dreidimensionalen HN-Modells simuliert. Die Zielsetzung dieser begleitenden numerischen Untersuchungen lag im Wesentlichen in der Überprüfung der generellen Eignung eines solchen mathematischen Berechnungsverfahrens für den konkreten Einsatz in einer derartigen Bauwerkplanung. Weiterhin wurde ein Variantenstudium durchgeführt, um den Einfluss der Sohlgeometrie des Rheins auf die Strömungsverhältnisse zu ermitteln.

Für die Berechnungen wurde das Verfahren Flow3D® der Firma Flow Science eingesetzt. Dabei werden die geringfügig erweiterten Reynoldsgleichungen sowie die zusätzliche Fluidvolumenfunktion zur Bestimmung der freien Wasseroberfläche auf einem regelmäßig strukturierten Berechnungsnetz unter Verwendung einer Finite-Differenzen-Methode gelöst. Zur Quantifizierung der Turbulenzeinflüsse stehen derzeit mehrere statistische Turbulenzmodelle sowie ein Large-Eddy-Simulationsansatz zur Verfügung [Flow Science Inc.].

Für den Aufbau des numerischen Modells wurden verschiedene Eingangsdaten benötigt. Die Geländetopographie des Untersuchungsgebietes wurde über ein digitales Geländemodell abgebildet. Die Bauwerksgeometrien wurden in Form von dreidimensionalen CAD-Daten in das Modell eingespeist. **Abbildung 8** zeigt beispielhaft einen Ausschnitt des digitalen Geländemodells und die in das numerische Modell integrierten Bauwerksdaten.

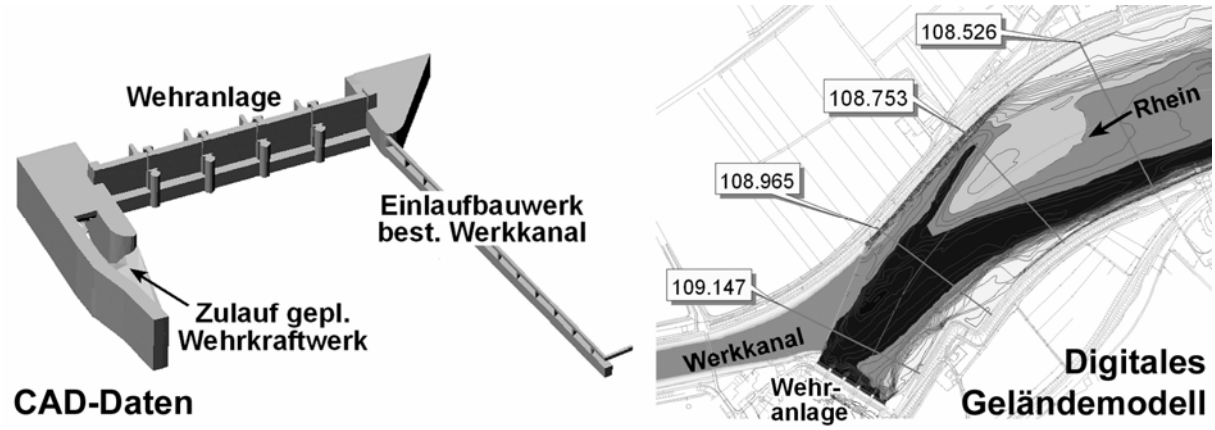


Abbildung 8: Geometrische Eingangsdaten für das 3D-HN-Modell (Quelle: IWG)

Das numerische Modell wurde wie das physikalische Modell im Maßstab 1 : 30 abgebildet, wodurch Maßstabseffekte beim direkten Vergleich der Ergebnisse ausgeschlossen werden konnten. Der Einfluss des Maßstabes auf die Lösungen des numerischen Modells wird derzeit in gesonderten Untersuchungen analysiert.

Auch für die numerischen Berechnungen wurde eine Vorgehensweise mit zwei Modellen gewählt, die sich in der räumlichen Ausdehnung und der jeweiligen Zellengröße unterscheiden. Um das Gesamtsystems einschließlich der Rheinstrecke direkt oberstrom der Wehranlage zu berechnen, wurde es mit einem Netz relativ großer Zellen überzogen, deren Seitenlängen ca. 6 cm betrugen. Aus diesem Gesamtsystem konnten alle erforderlichen Randbedingungen für das zweite Modell mit einer deutlich feineren Diskretisierung ermittelt werden, das den Zulaufbereich abbildet. Dieser hydraulisch besonders interessante Zuflussbereich zum Wehrkraftwerk wurde mit Kantenlängen der Zellen von 1 bis 2 cm modelliert.

In den dreidimensionalen numerischen Modellen wurden zwei verschiedene Planungszustände untersucht: der Ausgangsentwurf und die im physikalischen Modell entwickelte Ausführungsvariante. Die in Abbildung 9 dokumentierten Ergebnisse zeigen in einem qualitativen Vergleich die gute Übereinstimmung der berechneten Strömungsvektoren mit dem photographisch festgehaltenen Strömungszustand im physikalischen Modell. Die Strömung oberstrom der Re-

chenebene fließt im Ausführungsvorschlag wie gefordert gleichmäßig und wandparallel auf das Wehrkraftwerk zu.

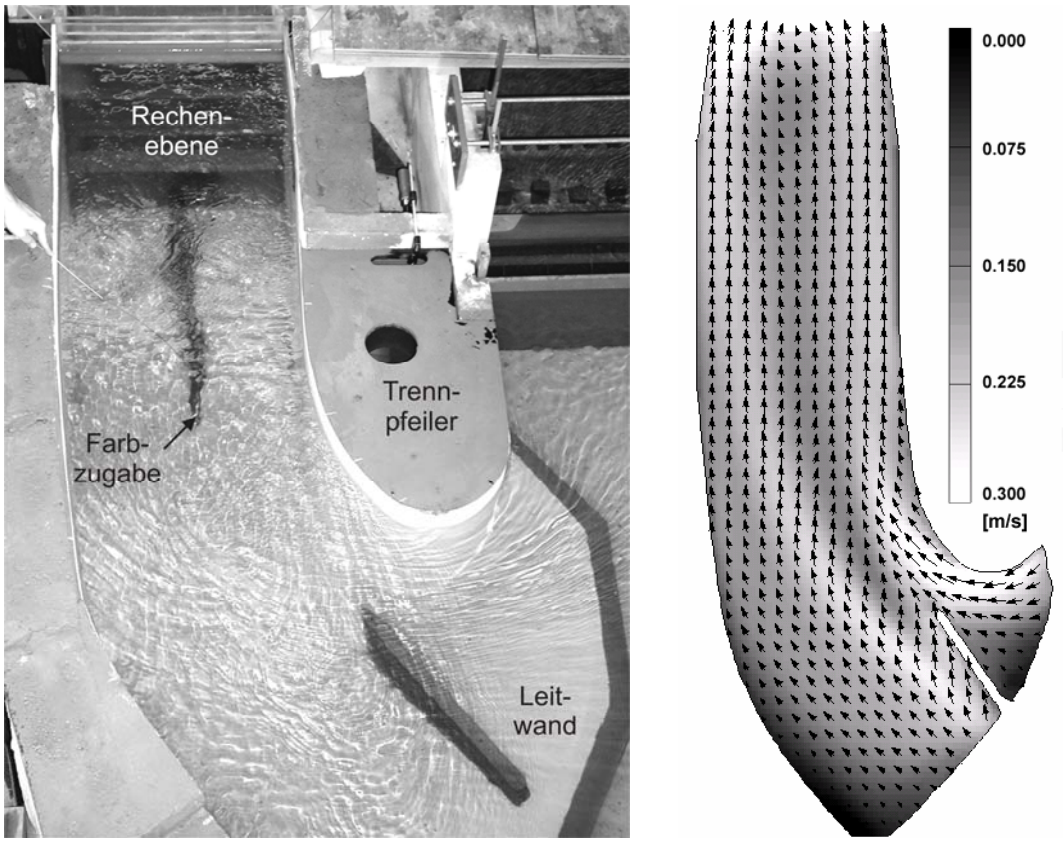


Abbildung 9: Sohlnahe Strömung im physikalischen und numerischen Modell des Ausführungsvorschlages(Quelle: IWG)

Die gute Übereinstimmung der simulierten Strömungsverhältnisse mit den Ergebnissen der physikalischen Modellversuche weist deutlich darauf hin, dass in Zukunft dreidimensionale numerische Modelle bei der Entwicklung und Optimierung von Bauwerksgeometrien sehr gut im Rahmen eines begleitenden Variantenstudiums verwendet werden können. Damit kann der Untersuchungsaufwand im Labor mit erheblichen Umbauarbeiten an den Modellen deutlich reduziert werden.

Dieser Vorteil wurde auch bei den Untersuchungen für das Wehrkraftwerk genutzt. Mit dem numerischen Modell wurde beispielsweise ausgeschlossen, dass sich eine Veränderung der Sohlgeometrie des Rheinbettes oberstrom der Geschiebeschwelle negativ auf die Zuströmung auswirkt.

Bezüglich der Ergebnisse aus der numerischen Simulation ist anzumerken, dass die berechneten Strömungsgrößen abhängig von der Parameterwahl und damit anfällig für Fehler sind. Auf der Basis der Geschwindigkeitsmessungen im physikalischen Modell konnten jedoch die numerischen Modelle sehr gut kalibriert werden. Der Vergleich der gemessenen und berechneten Fließgeschwindigkeiten in der Mitte der Rechenebene unterstreicht dies (**Abbildung 10**).

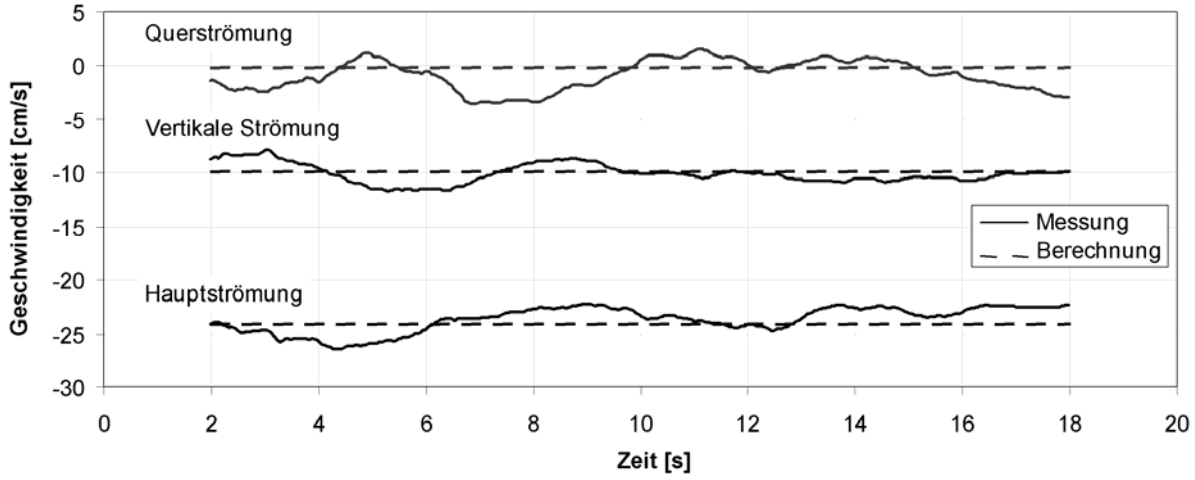


Abbildung 10: Vergleich von gemessenen und berechneten Strömungsgeschwindigkeiten in der Rechenebene (Quelle: IWG)

Die überzeugenden Ergebnisse der dreidimensionalen numerischen Simulation dürfen jedoch nicht darüber hinwegtäuschen, dass die Entwicklung eines Ausführungsvorschlages allein auf der Basis solcher Berechnungen nicht möglich wäre. Zum einen war in dem vorgestellten Beispiel das physikalische Modell zur Kalibrierung der numerischen Modelle unbedingt erforderlich und zum anderen können viele hydraulisch wichtige geometrische Feinheiten durch das numerische Berechnungsnetz nicht oder nur unzureichend erfasst werden. Trotz dieser Grenzen der numerischen Modellierung können solche Modelle derzeit einen wichtigen Beitrag zur Vorplanung und dem Variantenstudium leisten.

5 Zusammenfassung

Der Beitrag stellt die aktuellen Planungen für den Neubau eines Wehrkraftwerkes am Rheinkraftwerk Albbruck-Dogern vor. Es wurde aufgezeigt, dass physikalische Modellversuche im Sinne einer hybriden Modelltechnik hervorragend

durch dreidimensionale numerische Strömungssimulationen ergänzt werden können und damit der Planungsprozess optimiert werden kann.

6 Literatur

DVWK-Schriften: Wasserbauliches Versuchswesen. 2. revidierte Auflage. Hamburg und Berlin: Paul-Parey-Verlag, 1984.

Flow Sience Inc.: FLOW-3D(R) User's Manual, Version 8.2, Santa Fe, USA, 2004.

Autoren:

Dipl.-Ing. Frank Seidel
Dipl.-Ing. Jan Queißer
Dipl.-Ing. Mark Musall
Prof. Dr.-Ing. habil. Hans Helmut Bernhart
Institut für Wasser und Gewässerentwicklung
Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik
Universität Karlsruhe (TH)
Kaiserstraße 12
D 76128 Karlsruhe
Tel.: ++49 –721 –608-3160
Fax.: ++49 –721 –60 60 46
Email: seidel@iwg.uka.de

Numerische Simulation der Strömungsfelder an beweglichen Strukturen im Wasserbau

Andreas Matheja, Claus Zimmermann, Jens Scheffermann

Simulations of transient discharge under gates with changing opening were done with the commercial CFD-program STAR-CD. Comparison with measurements at a physical model of a movable gate showed a good agreement by calculating the flow velocities, discharges, water levels and pressures. Therefore, it was concluded that the developed numerical model can be used to facilitate future design of gates.

1 Einleitung

Bewegliche Strukturen finden in vielen Bereichen des Wasserbaus Anwendung. So z.B. als Schütze zur Regulierung des Abflusses oder in beweglichen Füll- und Entleerungsorganen von Schleusen. Die Bestimmung zeitlich veränderlicher Strömungsfelder im Bereich dieser Strukturen entzieht sich weitestgehend einer rein analytischen Betrachtung. Für die Bestimmung von Schleusenfüllzeiten oder des instationären Abflusses an einem rückgestauten Schütz sind dann hydraulische Modellversuche notwendig. Um diese kostenintensiven Untersuchungen zu ergänzen oder zu ersetzen, werden in Zukunft für wasserbauliche Projekte vermehrt numerische Simulationen zum Einsatz kommen. Inwieweit diese qualitativ hohen Ansprüchen entsprechen ist vielfach nicht dokumentiert.

Für ein kommerzielles CFD-Programm (Computational Fluid Dynamics) wurden daher die Anwendungsmöglichkeiten für diese Problemstellungen evaluiert. In Voruntersuchungen wurden anhand so genannter Benchmark-Tests die Einflüsse von räumlicher und zeitlicher Diskretisierung, verschiedener Turbulenzmodelle und unterschiedlicher Randbedingungen auf die Qualität und Schnelligkeit der Berechnung unter Berücksichtigung der freien Oberfläche und beweglicher Strukturen untersucht.

Anhand von Anwendungsfällen, für die Ergebnisse aus physikalischen Modellversuchen vorliegen, wurde der Einsatz in der Praxis hinsichtlich der Handhabbarkeit und der Qualität der Ergebnisse untersucht.

2 Grundlagen des verwendeten CFD-Programms

Es existieren zurzeit eine Reihe kommerzieller (FLUENT[1], CFX[2]) und nicht kommerzieller CFD-Programme (COBRAS[3]). Für die Simulation von beweglichen Strukturen mit Berücksichtigung der freien Oberfläche wurde das kommerzielle Programm STAR-CD[4] ausgewählt.

STAR-CD löst die freie Oberfläche mit Hilfe der Volume of Fluid Methode (VOF) auf [HARLOW ET AL., 1965]. Hierbei wird die Begrenzungsfläche durch das Verhältnis zwischen schwerem und leichtem Fluid in einem Berechnungsvolumen bestimmt. Um eine scharfe Begrenzungsfläche zu gewährleisten, wird mit einem Druckverfahren höherer Ordnung, dem „compressive interface scheme for arbitrary meshes“ (CICSAM) [UBBINK, 1996], gearbeitet.

Die Simulation der Strömung um bewegliche Strukturen erfordert Veränderungen im Rechennetz und wird hier am Beispiel des dreigeteilten Gitternetzaufbaus eines unterströmten Schützes dargestellt. In #1 finden keine Veränderungen des Netzes statt. #2 beinhaltet das Schütz. Die Zellknoten dieser Region werden zum Senken des Schützes alle um denselben Betrag verschoben. Während des Senkens vergrößert sich #3 über dem Schütz. Hier werden Zellen durch Verschieben der Knoten gedehnt. Ab einem bestimmten Grad der Dehnung werden zusätzliche Zellen eingefügt. Unter dem Schütz werden in #3 die Zellen gestaucht und bei einem bestimmten Grad der Stauchung entfernt.

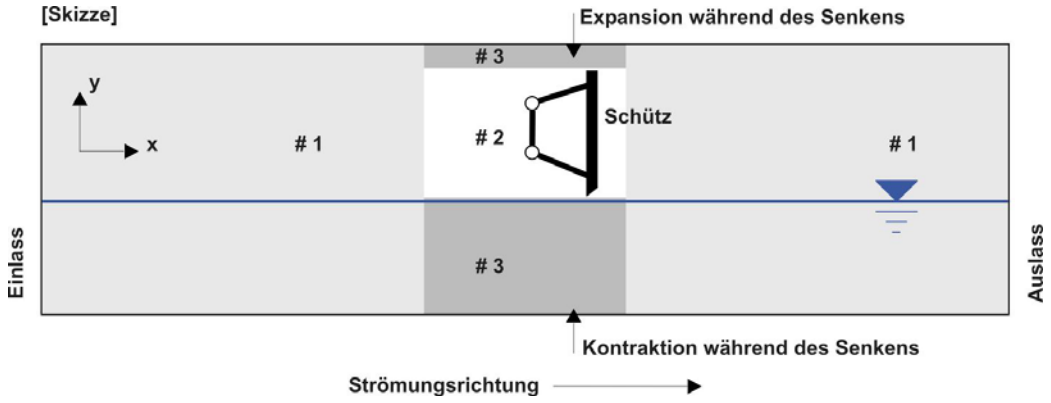


Abbildung 1 Aufteilung des Rechennetzes für die Bewegung von wasserbaulichen Strukturen im numerischen Modell

[1] Fluent Inc., 10 Cavendish Court, Lebanon, NH 03766, U.S.A

[2] ANSYS Germany GmbH, Staudenfeldweg 12, 83624 Otterfing

[3] Los Alamos National Laboratory, P.O. Box 1663, Los Alamos, NM, 87545, USA

[4] STAR-CD, CD-Adapco, 200 Shepherds Bush Road, London, W6 7NY, England

Durch Deaktivieren von Zellen ist es möglich, die durchschnittliche Zellgröße in einem sich ausdehnenden Bereich des Rechennetzes nahezu konstant zu halten. Geht das Volumen in diesem Bereich im Laufe der Simulation wieder zurück, können diese Zellen wieder deaktiviert werden.

3 Numerische Vorversuche

3.1 Bestimmung der freien Oberfläche

Zur Bestimmung der Genauigkeit der Berechnung der freien Oberfläche wurden die physikalischen Modelluntersuchungen von MARTIN und MOYCE [1952] ausgewählt. Im numerischen Modell wurde ein Wasserkörper mit der Höhe von 2L = 0,3 m und einer Breite von L = 0,15 m am Rande eines quadratischen Gefäßes mit der Kantenlänge 0,6 m definiert. Zu Simulationsbeginn beginnt die Schwerkraft auf den Wasserkörper einzuwirken und führt somit zum Kollaps. Die Lage der freien Wasserspiegeloberfläche wurde an der Stelle der VOF-Konzentration von 0,5 ausgewertet.

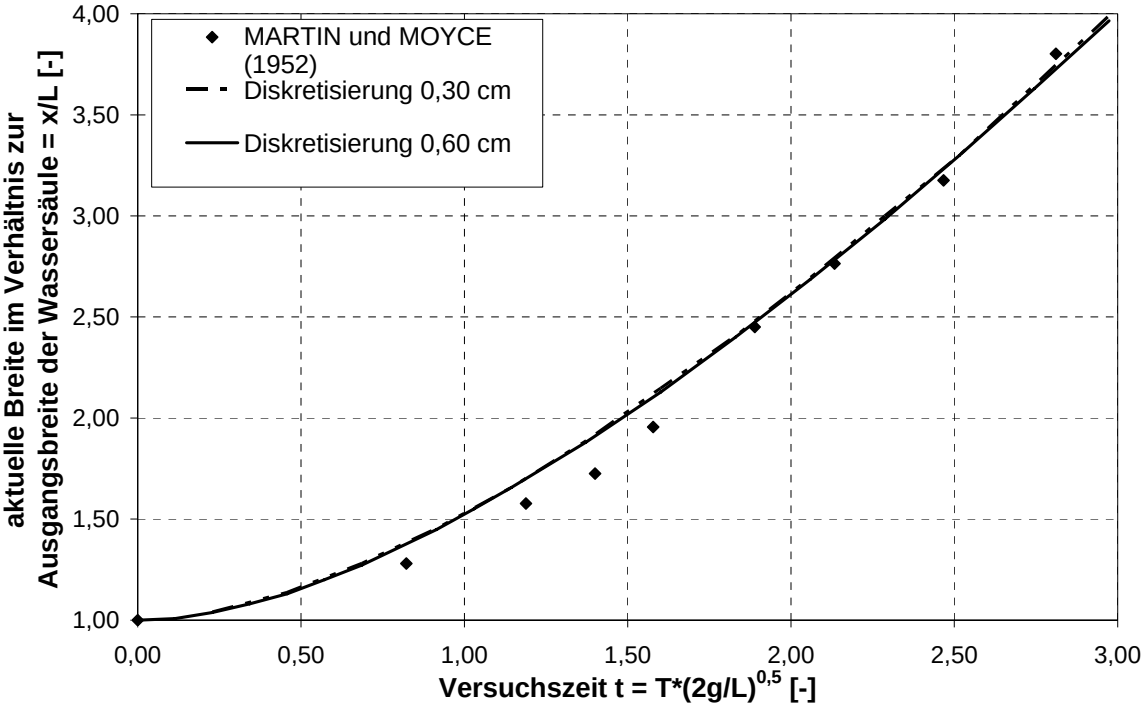


Abbildung 2 Zeitlicher Verlauf der Wasserspiegelhöhe in der Simulation und im physikalischen Modell am linken Gefäßrand für eine räumliche Diskretisierung Δx und Δy von 0,30 cm und 0,60 cm

Die einheitenfreie Höhe des Wasserkörpers an der linken Seite des Gefäßes über die einheitenfreie Zeit der Versuchsdauer zeigt für die räumliche Diskretisierung

von 0,30 cm und 0,60 cm eine exakte Übereinstimmung mit Daten aus den physikalischen Modellversuchen (Abb. 2). Abweichungen zwischen Messung und Simulation im Bereich der Versuchszeit von t = 0,75 bis t = 1,60 sind in unterschiedlichen Veröffentlichungen dieses weit verbreiteten Testfalls zu finden und somit auf die empirischen Grundlagen zurückzuführen. Es ist davon auszugehen, dass gerade zu Anfang der Kollabierung Grenzen der damals zur Verfügung stehenden Messtechnik erreicht wurden. Die Wasserspiegelausbreitung im Gefäß wurde wiederum mit beiden räumlichen Diskretisierungen richtig berechnet (Abb. 3).

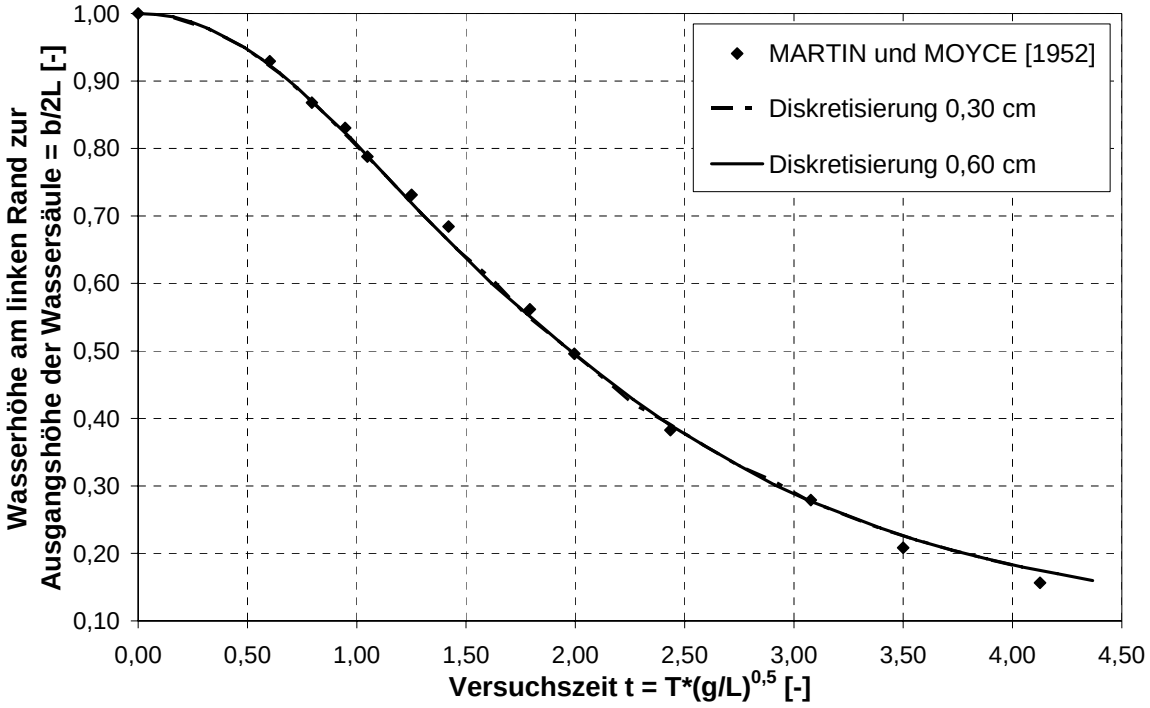


Abbildung 3 Zeitlicher Verlauf der Wasserausbreitung in der Simulation und im physikalischen Modell am Gefäßboden für eine räumliche Diskretisierung Δx und Δy von 0,30 cm und 0,60 cm

3.2 Einfluss verschiedener Turbulenzmodelle

Zur Simulation von turbulenten Strömungen stehen verschiedene Turbulenzmodelle (Standard-k-ε, k-ε/CHEN, k-ε/Cubic, k-e/Quadratic, LES, LES/SMAGORINSKI, K-L) zur Verfügung. Anhand von Vergleichen mit ADV-Strömungsmessungen wurde der Einfluss der jeweiligen Turbulenzmodelle auf die Strömungssimulation untersucht.

Hierfür wurden Strömungsgeschwindigkeitsmessungen aus physikalischen Modellversuchen genutzt. Oberstrom eines unterströmten Schützes wurde ein Geschwindigkeitsprofil über die gesamte Wassertiefe an verschiedenen Messpunkten aufgenommen, über einen Zeitraum von 60 Sekunden gemittelt und

anschließend mit Simulationsergebnissen eines numerischen Modells verglichen. Die räumliche Diskretisierung betrug im betrachteten Querschnitt 2 cm in alle drei Raumrichtungen.

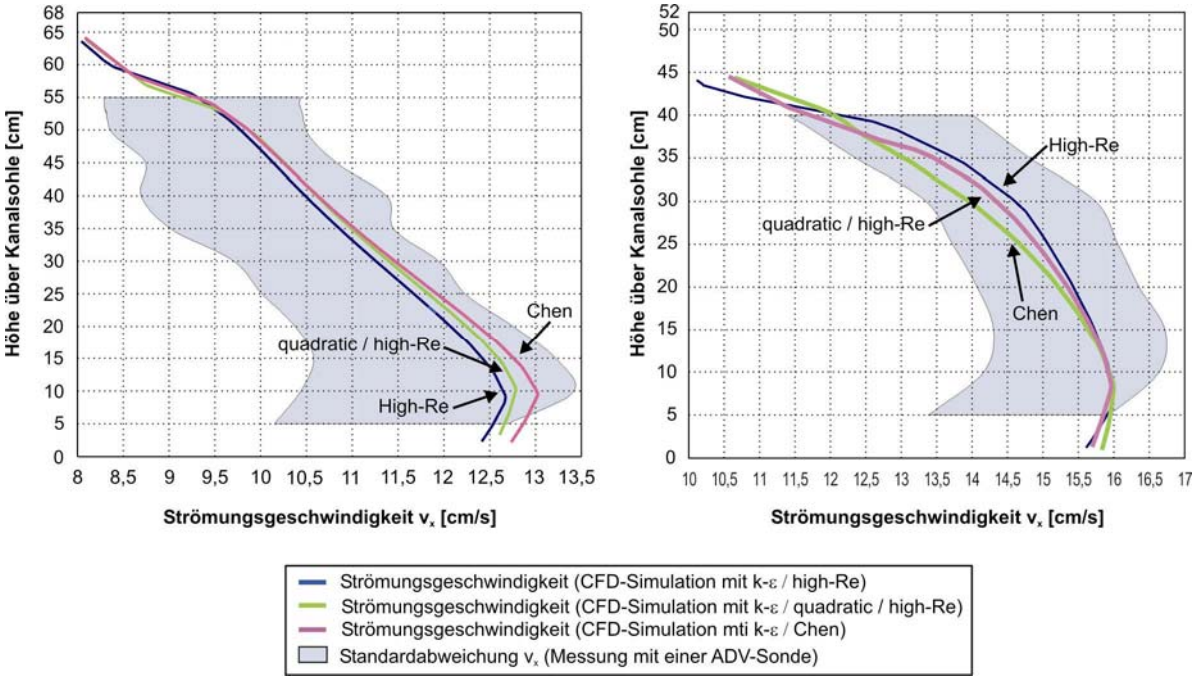


Abbildung 4 Vergleich der mit verschiedenen Turbulenzmodellen simulierten Strömungsprofile bei verschiedenen Wasserständen für die Hauptströmungsrichtung vx mit den Messdaten

Die Ergebnisse (Abb. 4) zeigen, dass die zur Verfügung stehenden Turbulenzmodelle anwendbar sind. Wegen der geringeren Rechenzeiten wurde das Standard-k-ε-Modell ausgewählt.

4 Physikalische Versuche mit einem beweglichen Hubschütz

Für die Untersuchungen wurde ein unterströmtes Hubschütz ausgewählt. Die Größe des Schützes sollte eine ausreichende Höhe im physikalischen Versuch bereitstellen, um eine hohe Variabilität im Wasserspiegelunterschied oberstrom und unterstrom des Schützes zu ermöglichen. Daher wurde für das Emssperrwerk ein Ausschnittsmodell eines nachgebildet (Abb. 5).

In der Strömungsrinne können über eine Überfallklappe am Ablauf variable Wasserstände eingestellt, gehalten und die Zuflusswassermenge Q_0 über induktive Durchflussmesser reguliert werden. Die Abmessungen der Rinne ermöglichten einen Maßstab von 1:14 (Abb. 6). Eine Hubvorrichtung erlaubte es, das Hubschütz mit einer Positioniergenauigkeit von 1/10 mm auf und ab zu bewe-

gen. Die Bewegung des Schützes, inklusive Beschleunigung und zeitweiligem Verharren, war über ein CNC-Programm steuerbar.

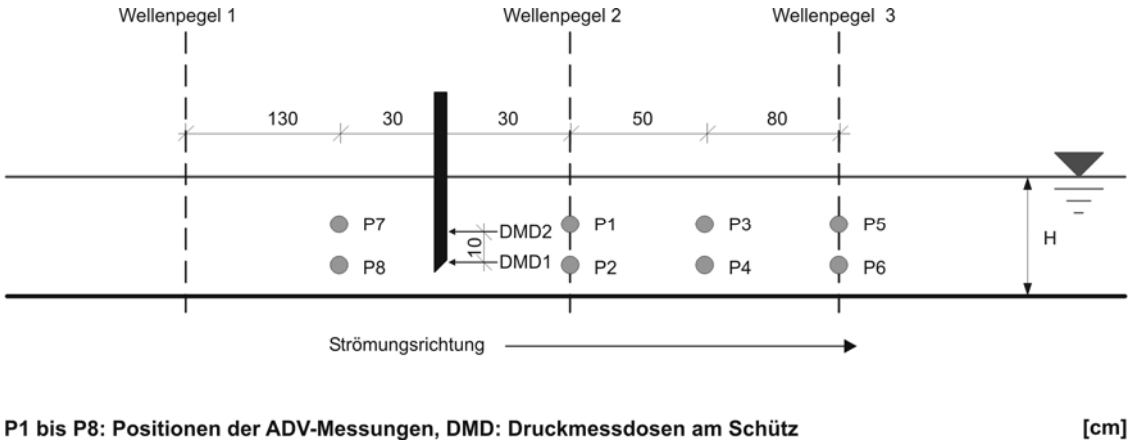


Abbildung 5 Darstellung des Messrasters in Rinnenmitte (Breite 100 cm) für Untersuchungen am beweglichen unterströmten Schütz

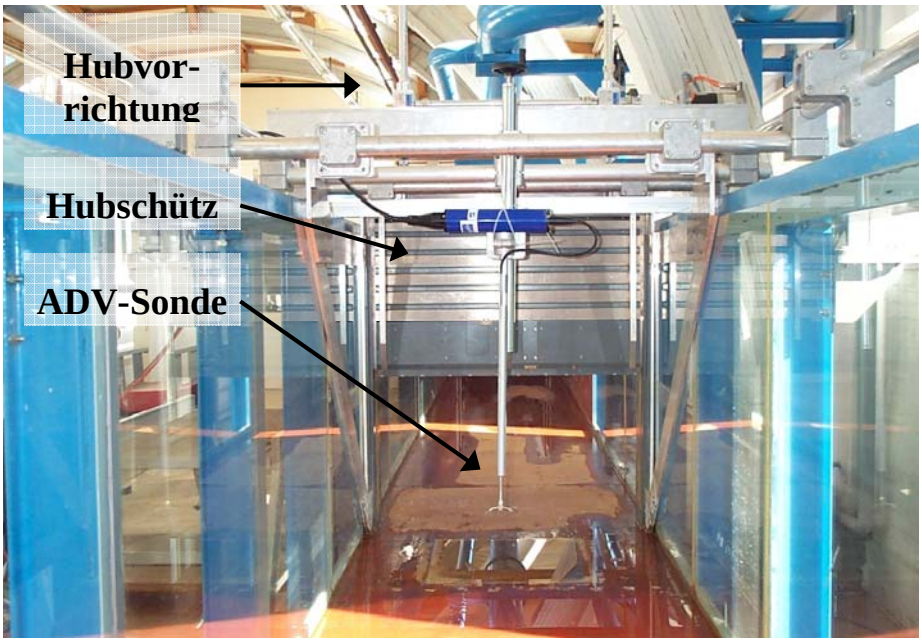


Abbildung 6 Modell des Hubschützes in der Strömungsrinne des FRANZIUS-INSTITUTES

Zu Beginn der Versuche war das Schütz aus dem Wasser gehoben und wurde dann mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten (v_T = 0,48 cm/s bzw. 0,24 cm/s) auf eine Öffnungshöhe von 10 cm abgesenkt. Nach einem 10 s andauernden Stillstand wurde das Tor wieder in die Ausgangsposition angehoben. In den Versuchen wurden drei Wasserstände h_0 = 40, 50 und 60 cm, sowie Durchflüsse von 25, 50 und 100 l/s betrachtet.

5 Numerisches Modell des beweglichen Hubtores

Um Einflüsse von geometrischen Vereinfachungen oder vereinfachenden Randbedingungen auf die Simulation auszuschließen, wurde der physikalische Modellaufbau im numerischen Modell detailliert wiedergegeben (Abb. 7).

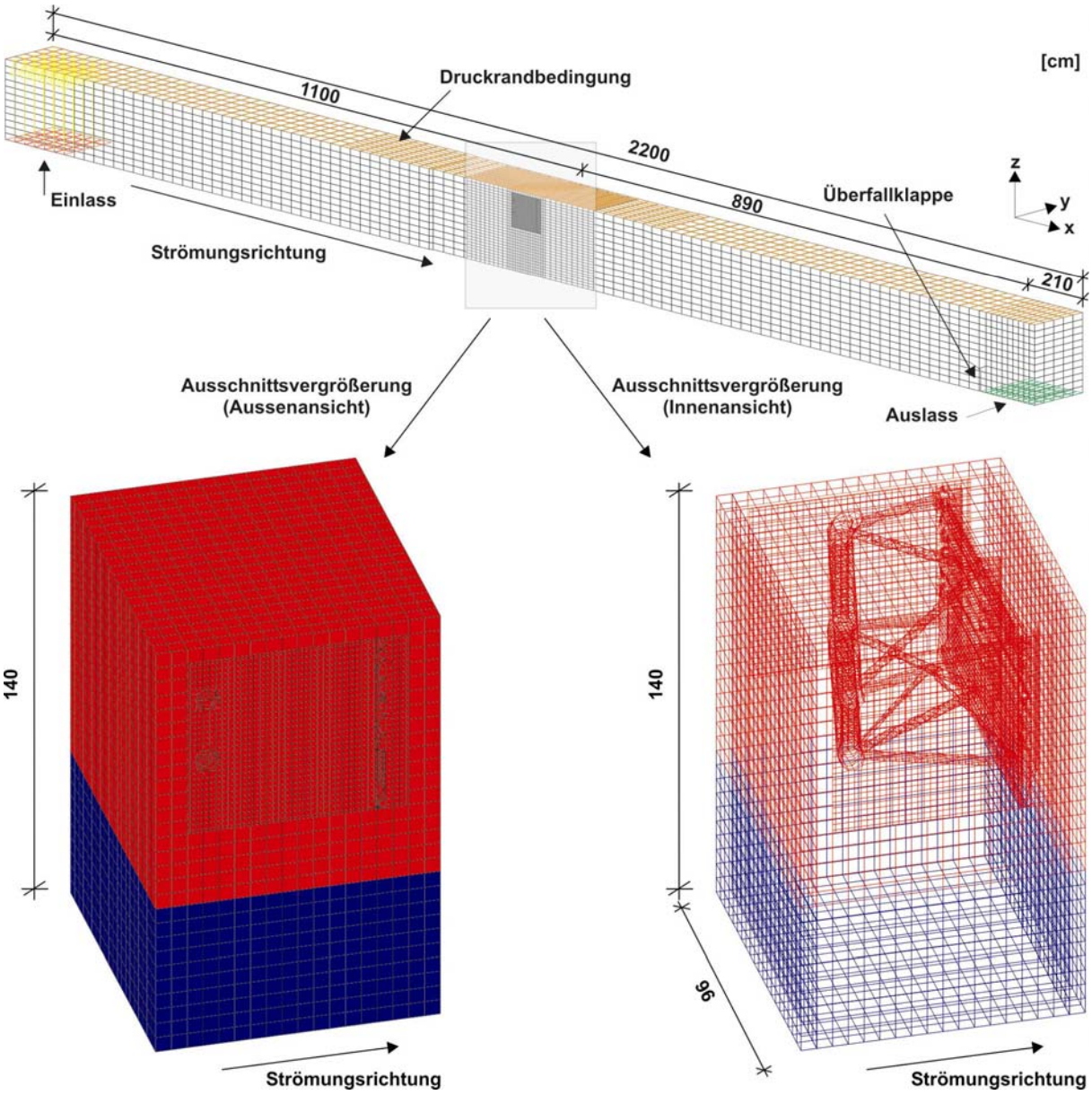


Abbildung 7 Numerisches Netz der Rinne und des Schützes (oben); Bereich des sich bewegenden Netzes (links unten); Innenansicht des sich bewegenden Netzes (rechts unten)

Vom Einlass am oberen Modellrand bis zum Schütz besteht das Netz sowohl im wasser- als auch im luftgefüllten Bereich aus Zellen mit einer Kantenlänge von 10 cm in Hauptströmungsrichtung und von jeweils 5 cm in y- und z-Richtung. Diese Auflösung findet auch Anwendung im Bereich unterstrom des Schützes

bis zum Auslass am unteren Modellrand. Die maximale Kantenlänge im beweglichen Teil liegt bei 5 cm, im unmittelbaren Nahbereich des Schützes bei 1 bis 2 cm.

Zwischen den unbeweglichen Bereichen und dem beweglichen Teil des Gitters sind so genannte Anschluss-Randbedingungen angeordnet. Mit Hilfe der ASI-Methode (Arbitrary-Sliding-Interface) sind hiermit zwei Bereiche verknüpft, die über einen unterschiedlichen Netzaufbau verfügen.

Am oberen Modellrand wurde eine Strömungsgeschwindigkeit an der Sohle angegeben, welche aus dem Zufluss des Versuches resultierte. Der untere Rand wurde durch eine Überfallklappe und daran anschließend einen Auslass auf der Sohle des Modells gebildet. Am Einlass beträgt die Turbulenzintensität 25% mit einer Länge von 0,10 m. Zum Zeitpunkt t = 0 wird im gesamten Modellgebiet die aus dem Zufluss und dem Wasserstand des aktuellen Versuches resultierende Strömungsgeschwindigkeit initialisiert, um die Rechenzeit bis zu einem stabilen Strömungszustand und damit bis zu einem in den physikalischen Modellversuchen vorherrschenden Zustand zu verkürzen.

6 Vergleich der Ergebnisse

Für eine bessere Vergleichbarkeit der Versuchsreihen untereinander wurde eine dimensionslose Darstellung gewählt. Hierfür wurden die gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten mit der ungestörten Anströmgeschwindigkeit $v_0 = Q_0/(B*h_0)$ normiert.

Die dimensionslose Darstellung der Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt P7 oberstrom des Schützes zeigt zunächst eine konstante Strömungsgeschwindigkeit, die der mittleren gemessenen Strömungsgeschwindigkeit entspricht. Ab ca. 90 Sekunden zeigt sich der Einfluss des sich senkenden Tores (Abb. 8). Der Geschwindigkeitsverlauf in der Simulation entspricht der mittleren gemessenen Strömungsgeschwindigkeit.

Unterstrom des Schützes ist zunächst (bis ca. 20 s) ein Geschwindigkeitsanstieg nahe der Wasseroberfläche zu verzeichnen. Dieser wird in der numerischen Simulation aufgrund der räumlichen Diskretisierung von $\Delta x = 5$ cm in diesem Bereich nicht wiedergegeben (Abb. 9). Der Wechsel der Strömungsrichtung nach oberstrom durch die sich ausbildende Deckwalze wird im Verlauf von der Simulation richtig berechnet.

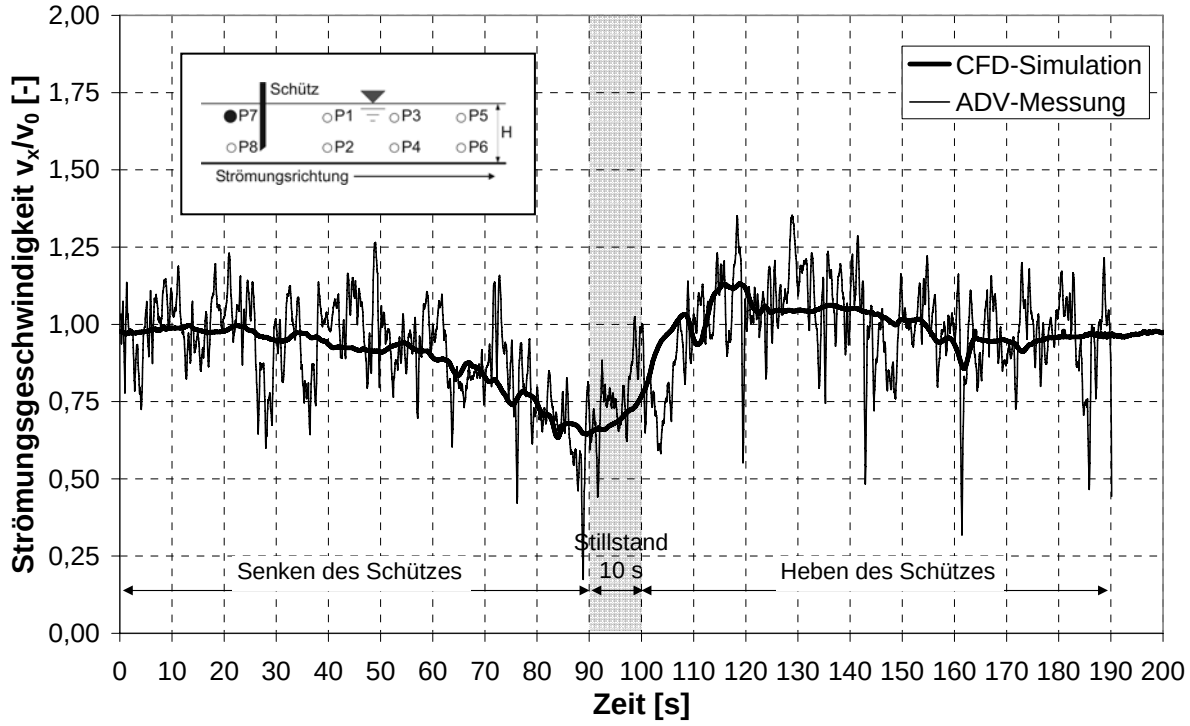


Abbildung 8 Strömungsgeschwindigkeit vx aus Messung und Simulation 35 cm über der Sohle (Wasserstand h0 = 0,60 m, Zufluss Q0 = 100 l/s, vt = 0,48 cm/s)

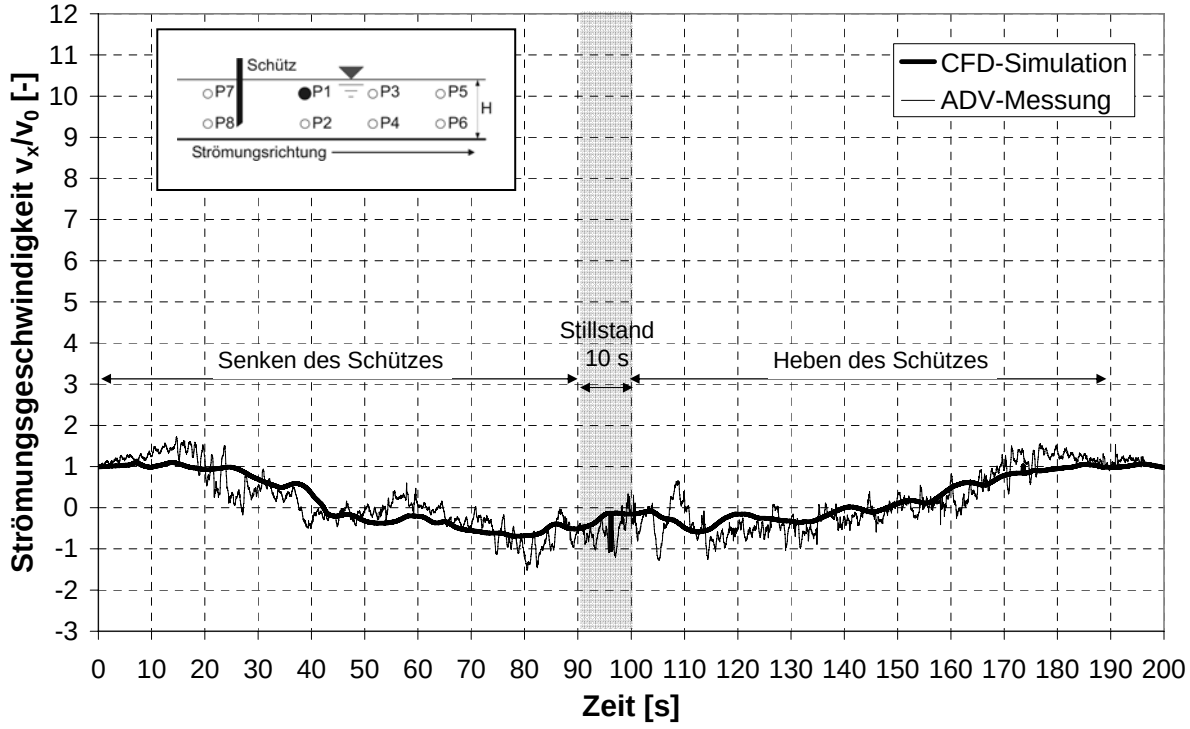


Abbildung 9 Strömungsgeschwindigkeit vx aus Messung und Simulation, 35 cm über der Sohle (Wasserstand h0 = 0,60 m, Zufluss Q0 = 100 l/s, vt = 0,48 cm/s)

Am Messpunkt P2 zeigt sich aufgrund der Messpunktlage im sich ausbildenden Schussstrahl ein vollkommen anderer Verlauf (Abb. 10). Die mittlere Strömungsgeschwindigkeit im Schussstrahl wird von der Simulation korrekt wiedergegeben. Aufgrund der stärker gerichteten Strömung im Schussstrahl ist die Übereinstimmung hier besser als an den Messpunkten nahe der Oberfläche.

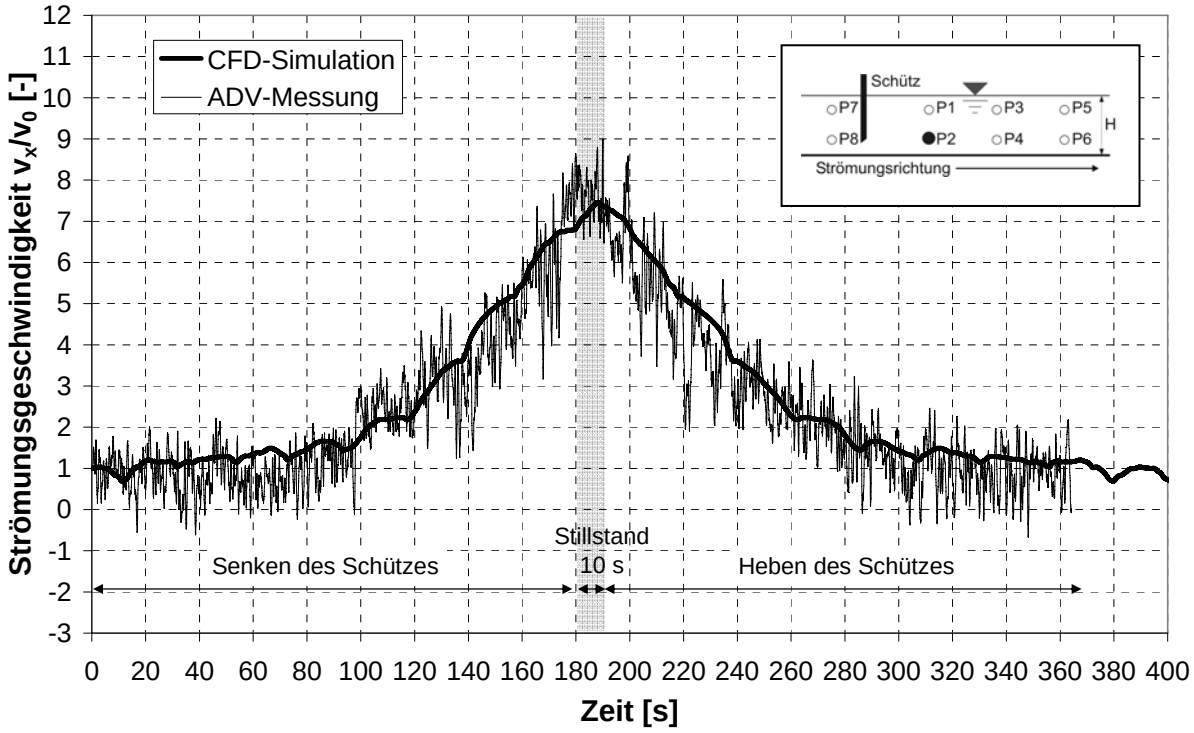


Abbildung 10 Strömungsgeschwindigkeit v_x aus Messung und Simulation, 10 cm über der Sohle (Wasserstand h_0 = 0,60 m, Zufluss Q_0 = 25 l/s, v_t = 0,24 cm/s)

Ein Vergleich der Druckmessungen mit numerischen Simulation zeigt eine sehr gute Übereinstimmung (Abb. 11). Das gleichzeitige Ansteigen der Druckhöhe P/P_0 bestätigt zunächst die übereinstimmende Bewegung des Schützes und die richtige Positionsangabe der Druckmessung in Modellversuch und Simulation.

Die generelle Übereinstimmung wird auch durch den Verlauf des Druckes während der konstanten Öffnungsweite von 10 cm zwischen 180 und 190 Sekunden bestätigt (Abb. 12). Hier fällt der Druck langsam infolge eines sich immer stärker ausbildenden Schussstrahls und eines somit absinkenden Wasserspiegels an der unterstromigen Seite des Schützes ab. Die Abweichung bei der maximalen Druckhöhe liegt zwischen 1 und 2 %.

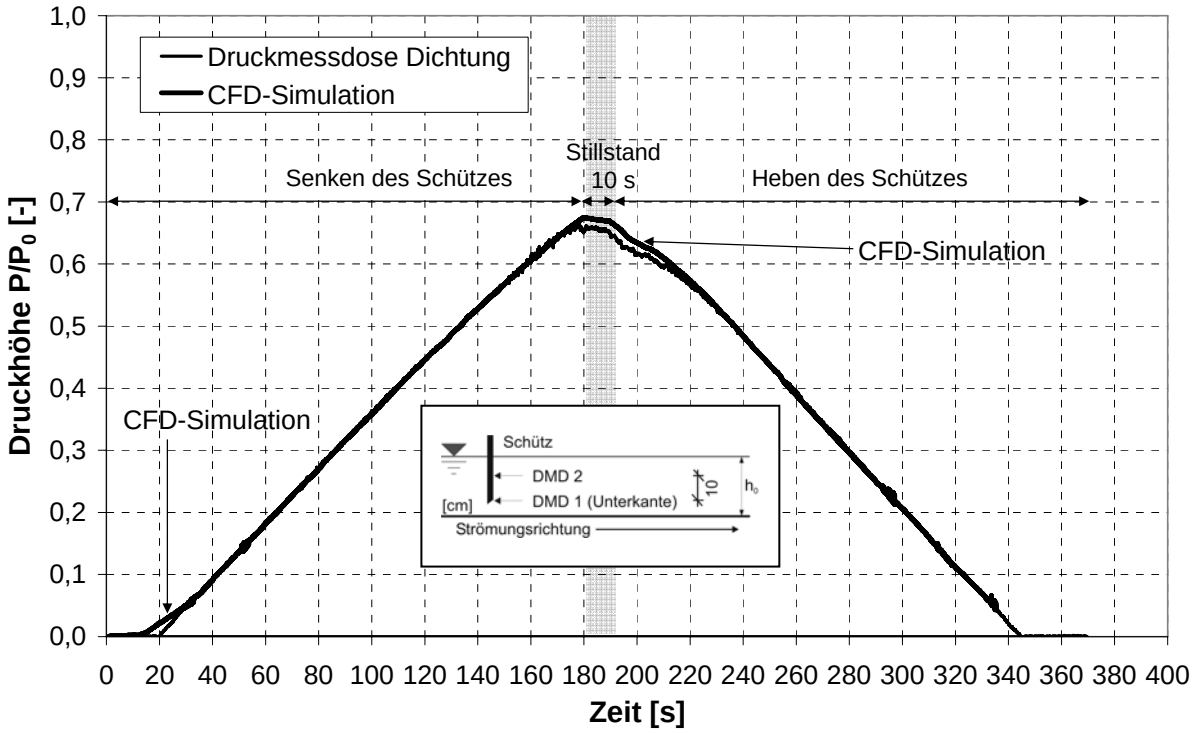


Abbildung 11 Vergleich des Druckverlaufs an der Schützdichtung im physikalischen Modell und der numerischen Simulation (Q_0 = 100 l/s, h_0 = 50 cm, v_T = 0,24 cm/s)

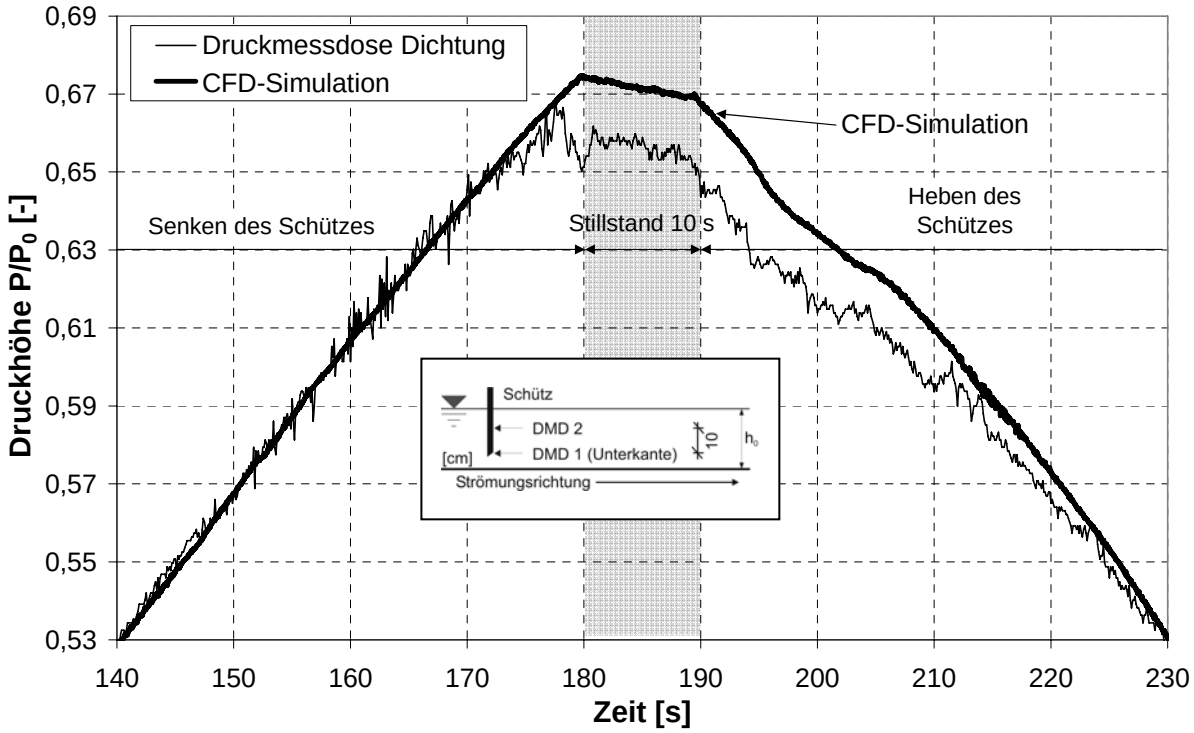


Abbildung 12 Vergleich des Druckverlaufs an der Schützdichtung im physikalischen Modell und der numerischen Simulation (Q_0 = 100 l/s, h_0 = 50 cm, v_T = 0,24 cm/s)

7 Zusammenfassung

Der Vergleich der gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten mit dem numerischen Modell zeigte, dass die Ausbildung der Deckwalze und des Schussstrahls während des Senkens und Hebens des Schützes richtig wiedergeben wird. Verbesserungen sind von einer feineren Netzauflösung (Δx, Δy und $\Delta z \sim 1$ cm anstatt 5 cm) im gesamten Modell zu erwarten, die für die aktuellen Untersuchungen aufgrund der zur Verfügung stehenden Rechenleistung nicht möglich war.

Der entwickelte Ansatz kann für die Bemessung von Schützen zur Regulierung des Durchflusses und ebenso für weitere Untersuchungen eingesetzt werden. Insbesondere die Auswirkung gröberer Netzauflösung im Bereich der freien Wasserspiegeloberfläche auf die Berechnung der instationären Wasserspiegellage und die Instationarität des Durchflusses im Naturmaßstab können untersucht werden.

8 Literatur

Harlow, F.H., Welch, J.E., (1965). „Numerical calculation of time-dependent viscous incompressible flow." Phys. Fluids 8, 2182.

Martin, J.C., Moyce, W.J., (1952) „An experimental study of the collapse of liquid columns on a rigid horizontal plane." Philos. Trans. Roy. Soc. London, Ser. A 244 312-324.

Ubbink, O., (1996). „Numerical prediction of two fluid systems with sharp interfaces." PhD Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.

Autoren:

Dr.-Ing. Andreas Matheja, Prof. Dr.-Ing. Claus Zimmermann, Dipl.-Ing. Jens Scheffermann
Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover
Nienburger Str. 4; 30167 Hannover
Tel.: ++49 – 511 – 7628942 / 3738 / 5481
Fax: ++49 – 511 – 7624002
Andreas.Matheja@fi.uni-hannover.de
Claus.Zimmermann@fi.uni-hannover.de
Jens.Scheffermann@fi.uni-hannover.de, scheffermann@web.de

Dreidimensionale numerische Simulation des Füll- und Entleerungsvorganges einer Schleuse

Michael Marek und Thorsten Stoesser

In this paper 3-dimensional numerical simulations of the flow in a lock chamber are presented. The calculations are based on the Reynolds-Averaged Navier Stokes (RANS) equations and the geometry as well as the boundary conditions are selected in analogy to a physical model. The calculation of turbulent flow processes in extremely complex geometries is a challenging task to any computational fluid dynamics (CFD) model, hence the main objective of this study is to validate the simulations. However, once this is done successfully, CFD simulations offer the possibility to complement physical model studies or moreover, make design and optimisation studies feasible in a short timeframe. As is shown in here, the selected CFD code is capable of predicting reasonably well the complicated flow structures as present in the upper part of the lock chamber. Furthermore, flow paths and detailed velocity information can be provided and an overall picture of the flow dynamics is obtained.

1 Einleitung

Mit steigenden Rechnerleistungen haben sich hydrodynamisch-numerische Modelle im Laufe der letzten Jahre zu einem anerkannten Planungshilfsmittel in vielen Bereichen des Wasserbaus entwickelt. Im Bereich der Fließgewässermodellierung liefern beispielsweise bereits zweidimensional-tiefengemittelte Verfahren ausreichend genaue Ergebnisse für viele praktische Fragestellungen. Die detaillierte Untersuchung hochkomplexer oder stark instationärer Strömungsprozesse findet allerdings sehr häufig noch im Rahmen von physikalischen Modellversuchen im Labor statt. Exemplarisch seien hier Nahfelduntersuchungen im Bereich von Buhnen, Wehrüber- und umströmungen, Tosbeckenbemessungen oder Füll- und Entleerungsvorgänge in komplexen Geometrien genannt. Derartige Problemstellungen erfordern im Hinblick auf eine numerische Simulation zumindest eine dreidimensionale Betrachtung und stellen darüber hinaus weitergehende Anforderungen an das numerische Modell.

Der Aufbau und Betrieb physikalischer Modellversuche kann insbesondere bei der Untersuchung verschiedener Ausführungsvarianten einer geplanten Baumaßnahme mit großem Zeit- und Kostenaufwand verbunden sein. Daher mehrt sich in jüngster Vergangenheit der Bedarf an zuverlässigen CFD Berechnungen,

um die physikalischen Modelle zu ergänzen oder teilweise sogar zu ersetzen. Neben der Kosten- und Zeitersparnis stellt dabei die Vermeidung des Froude-Reynolds-Konfliktes, der bei einer physikalischen Modellierung von komplexen Strömungen mit Wirbelbildung und Ablösung auftritt, einen weiteren Vorteil dar, da die Strömungsgeometrie im numerischen Modell 1:1 abgebildet werden kann. Die genaue Modellierung der Quer- und Wirbelströmungen, die in den oben genannten Fällen auftreten, stellt allerdings auch extrem hohe Ansprüche an das numerische Verfahren. Folglich müssen umfangreiche Validierungsstudien durchgeführt werden, um die numerischen Berechnungen abzusichern.

In diesem Artikel werden erste Ergebnisse der Validierung eines dreidimensionalen numerischen Modells zur Simulation der komplexen Strömungsprozesse im Einlaufbauwerk einer Schleuse vorgestellt. Die Simulationsergebnisse werden hier in einem ersten Schritt qualitativ mit Messungen verglichen, die in einem Labormodell des Bauwerks durchgeführt wurden. Zukünftig sind weitere Untersuchungen mit quantitativen Auswertungen zur detaillierten Validierung des numerischen Verfahrens geplant.

2 Modellgeometrie und Randbedingungen

Das simulierte Einlaufbauwerk ist in Abb. 1 anhand einer Fotografie des in der Versuchshalle des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig durchgeführten Modellversuchs dargestellt. Das im Labormaßstab ca. 3,8 m lange und ca. 1,9 m breite Bauwerk besitzt eine sich vom Oberwasser her verjüngende Geometrie. Im Übergangsbereich vom Oberwasserbecken zum Einlaufbauwerk liegt auf einer Länge von ca. 1 m ein Sohlgefälle von 1:15 vor. Die Befüllung der Schleusenkammer erfolgt im unteren Bereich des Einlaufbauwerkes über seitlich angeschlossene Längskanäle.

Die numerische Simulation wurde für einen Abfluss von 51,25 l/s bei einer maximalen Wassertiefe von 68 cm im Einlaufbauwerk durchgeführt. Zur Validierung der Berechnungen lagen Versuchsergebnisse in Form der mit Hilfe von Tracerpartikeln visualisierten Oberflächenströmung vor. Zusätzlich standen fotografische Dokumentationen von bodennahen Strömungen (visualisiert mittels Farbtracer) zur Verfügung.



Abbildung 1 Detailansicht des Labormodells in der Versuchshalle des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig; Blick in Fließrichtung

3 Numerische Simulation

3.1 Grundlagen des Verfahrens

Das verwendete hydrodynamisch-numerische Verfahren löst die Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen auf der Basis der Methode der finiten Volumen. Der Einfluss der Turbulenz auf das Strömungsgeschehen wird mit Hilfe des k-ε-Modells berücksichtigt (Rodi, 1984). An festen Berandungen wird durch die Verwendung einer entsprechenden Wandfunktion der Einfluss der Rauheit erfasst (Dittrich, 1998). Diese Vorgehensweise ist sowohl für hydraulisch glatte als auch raue Berandungen geeignet. Die Wasseroberfläche wird als frei bewegliche Symmetrieebene behandelt, d. h. alle horizontalen Gradienten verschwinden und die vertikale Geschwindigkeitskomponente wird zu Null gesetzt. Am Einlaufquerschnitt (also am oberstromigen Modellrand) wird ein Abfluss vorgegeben und die Wasserspiegellage und somit die Geschwindigkeiten ergeben sich aus der Berechnung („Dirichlet-RB“). Am unterstromigen Modell-

rand wird eine Wasserspiegellage festgehalten und die Verteilung der Fließgeschwindigkeiten ergibt sich aus einer Nullgradienten-Randbedingung („von Neumann-RB“).

Das Verfahren wurde unter anderem bereits mehrfach im Rahmen der Simulation von Fließgewässern mit freier Oberfläche eingesetzt. Weitere Details und Eigenschaften des Modells sowie Validierungsstudien können beispielsweise Stoesser (2001) oder Stoesser et al. (2003, 2006) entnommen werden.

3.2 Räumliche Diskretisierung (Erfassung der Modellgeometrie)

Das dem numerischen Modell zu Grunde liegende Rechengitter, welches die Geometrie des Bauwerkes abbildet, wurde auf der Basis der Planungsunterlagen des Laborversuchs erstellt. Mit ca. 170 000 Berechnungszellen wurde ein hochaufgelöstes dreidimensionales Gitter für die Simulation verwendet. Die Länge der Zellkanten bewegt sich hierbei im Bereich von 1 bis 2 cm.

Aufgrund der sehr komplexen Geometrie des Bauwerkes wurde das Berechnungsgitter mit Hilfe mehrerer Blöcke realisiert. Zum einen wurden dadurch größere Verzerrungen des Gitters (was in der Regel zu Ungenauigkeiten oder Konvergenzproblemen führt) vermieden und zum anderen konnte auf jedem einzelnen Block ein strukturiertes Gitter eingesetzt werden (dies erlaubt den Einsatz sehr effizienter Gleichungslöser). Abb. 2 zeigt eine dreidimensionale Ansicht des verwendeten blockstrukturierten Gitters.

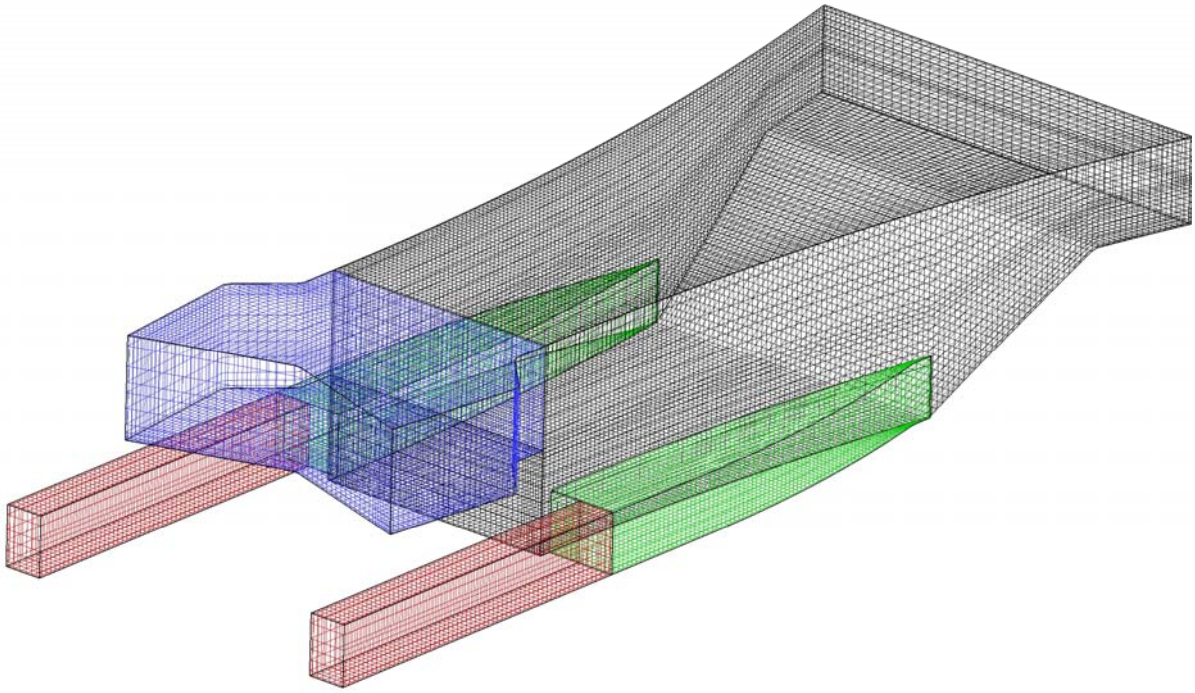


Abbildung 2 Erfassung der Geometrie des Einlaufbauwerkes und der Längskanäle: Blockstrukturiertes Berechnungsgitter

3.3 Simulationsergebnisse

Abb. 3 zeigt die numerisch simulierte Oberflächenströmung im Einlaufbauwerk. Anhand der dargestellten Stromlinien sind unterstrom der Längskanaleinläufe zwei rotationsbehaftete Strömungsbereiche erkennbar. Die in Abb. 4 gegebene Visualisierung der im Laborversuch auftretenden Oberflächenströmung liefert ein sehr ähnliches Strömungsbild. Auch hierbei kommt es zur Ausbildung von zwei gegenläufigen Wirbelzonen, deren Zentren jedoch etwas weiter oberstrom liegen als in der Simulation.

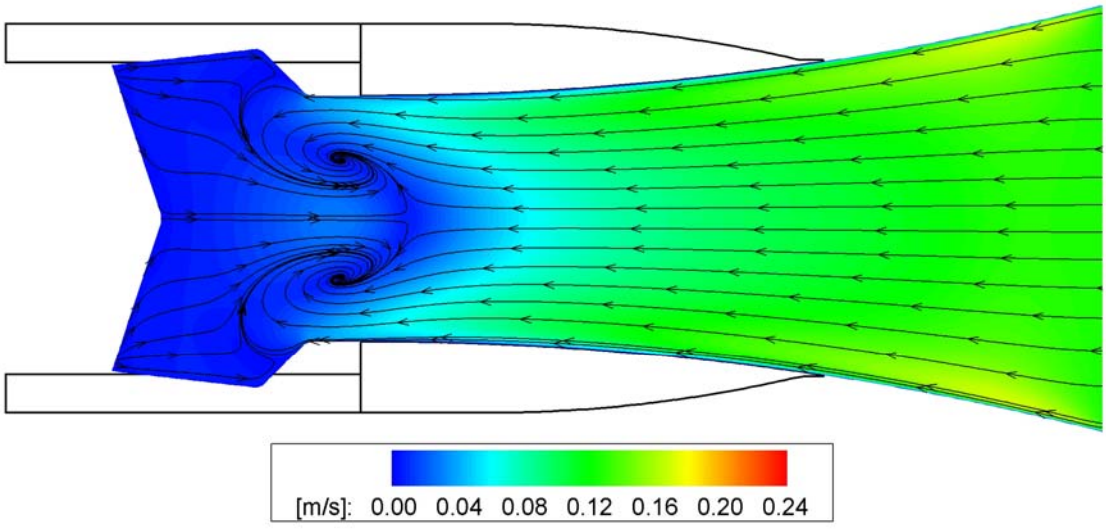


Abbildung 3 Numerisch simulierte Oberflächenströmung im Einlaufbauwerk



Abbildung 4 Im Laborversuch beobachtete Oberflächenströmung im Einlaufbauwerk (Zeitrafferaufnahme; Belichtungszeit: 2 Sekunden)

Neben den genannten Wirbeln zeigen die Simulationen, dass die Einströmung in die Längskanäle jeweils überwiegend auf den unterstromigen Teilbereich der Einlauföffnungen konzentriert ist (Abb. 5), so dass hier mit deutlichen Querströmungen zu rechnen ist. Dieses berechnete Strömungsverhalten wurde in den Laborversuchen mittels Farbtracerzugabe ebenfalls beobachtet.

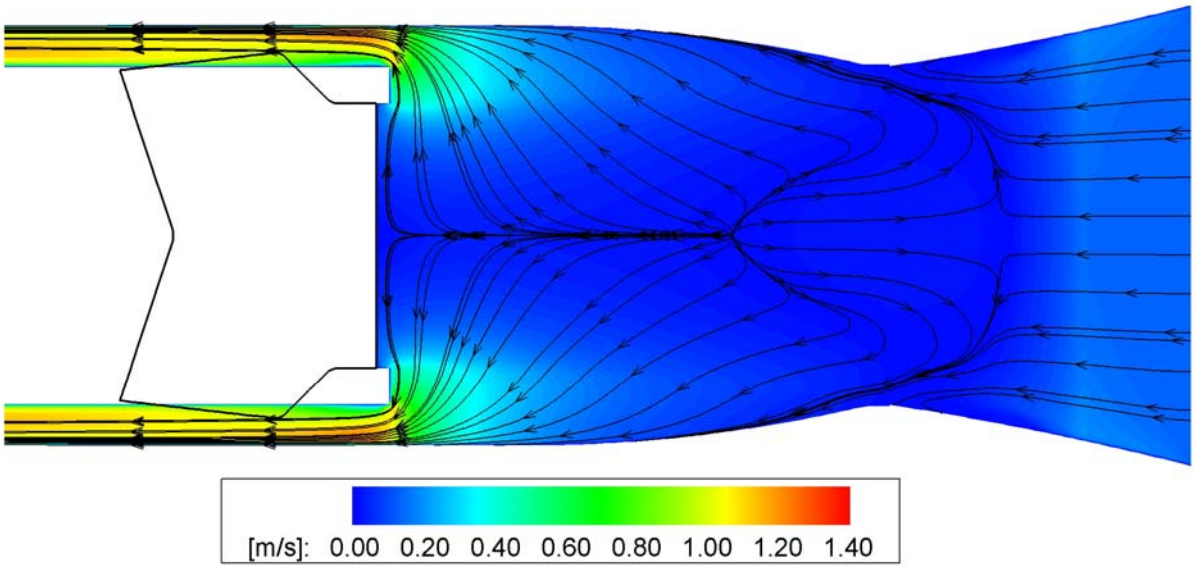


Abbildung 5 Numerisch simulierte bodennahe Strömung im Einlaufbauwerk und den Längskanälen

In Abb. 6 ist der Strömungsverlauf räumlich dargestellt. Es ist deutlich erkennbar, dass am unterstromigen Ende der Einlauföffnungen zu den Längskanälen ein Sog entsteht, der die gegeneinander drehenden Oberflächenströmungen verursacht.

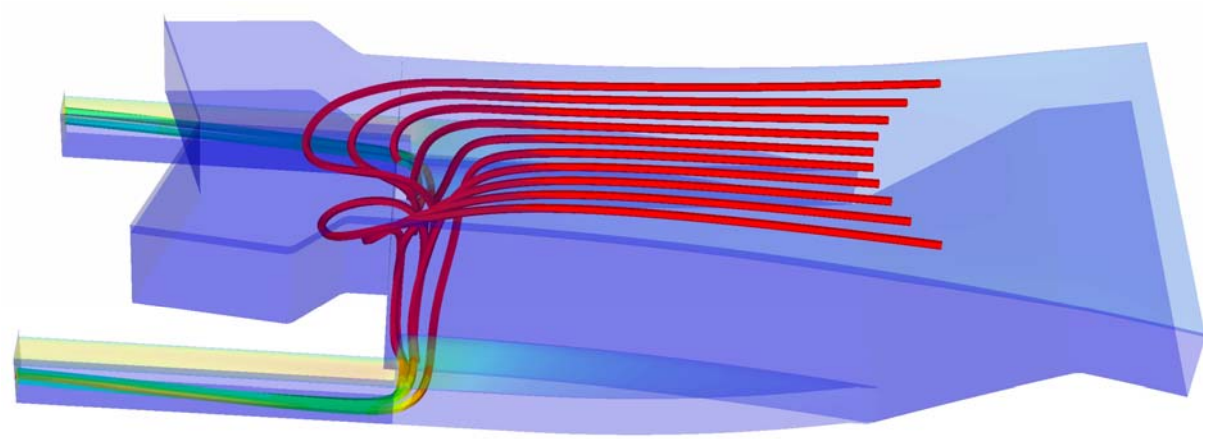


Abbildung 6 Räumliche Darstellung des numerisch simulierten Strömungsfeldes im Einlaufbauwerk und den Längskanälen

Die in Abb. 7 und Abb. 8 mit Blick von hinten bzw. von der Seite gegebenen Stromlinienverläufe visualisieren die ausgeprägte Dreidimensionalität der Strömungsprozesse im untersuchten Bauwerk. Insbesondere in den Einlaufbereichen der Längskanäle und in den Kanälen selbst stellen sich rotationsbehaftete Strömungen ein.

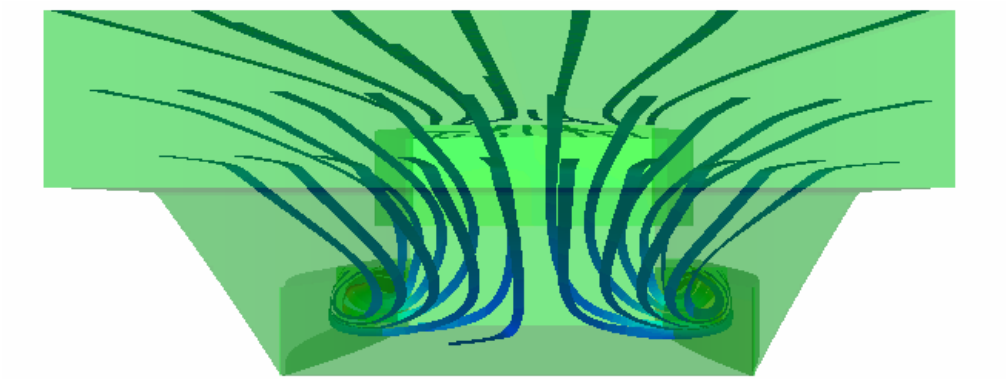


Abbildung 7 Räumliche Darstellung der numerisch simulierten Stromlinien (Blick in Fließrichtung)

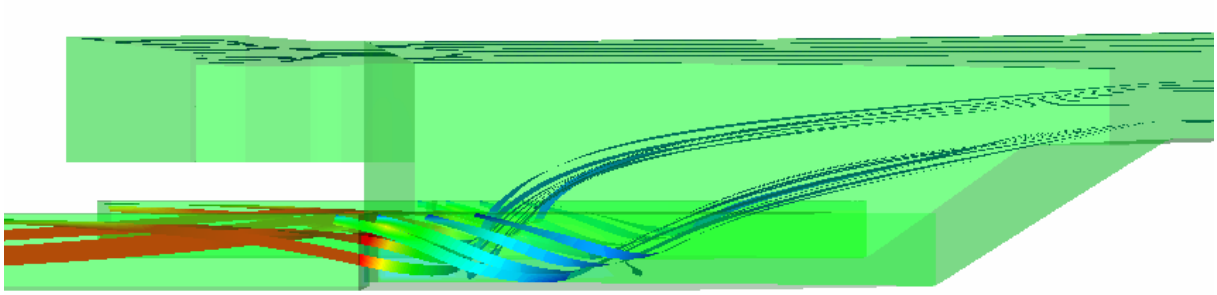


Abbildung 8 Räumliche Darstellung der numerisch simulierten Stromlinien (Seitenansicht)

4 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorgestellte qualitative Validierung eines dreidimensionalen numerischen Verfahrens an einem hochkomplexen physikalischen Modellversuch zeigt sehr zufrieden stellende und viel versprechende Ergebnisse. Das verwendete numerische Modell ist fähig, die beobachteten Strömungsprozesse im simulierten Einlaufbauwerk in guter Qualität nachzubilden. Auf dieser Grundlage sollen zukünftig weitere Untersuchungen durchgeführt werden, in deren Rahmen detaillierte quantitative Vergleiche zwischen Messdaten und simulierten Größen angestellt werden.

Es wird jedoch schon jetzt deutlich, dass es möglich ist, auch äußerst anspruchsvolle wasserbauliche Problemstellungen, die gegenwärtig hauptsächlich im Rahmen von Laborexperimenten untersucht werden, numerisch zuverlässig zu modellieren. Grundvoraussetzung hierfür ist allerdings der Einsatz eines adäquaten mathematischen Verfahrens, das sämtliche relevanten physikalischen Prozesse (Turbulenz, Mehrdimensionalität, etc.) hinreichend genau abbildet. Die hier vorgestellten Ergebnisse haben beispielsweise gezeigt, dass aufgrund der Bauwerksgeometrie und des daraus resultierenden Strömungsfeldes die Anwendung eines dreidimensionalen Verfahrens zwingend erforderlich ist.

5 Literatur

Dittrich, A. (1998): Wechselwirkung Morphologie/Strömung naturnaher Fließgewässer. Mitt. des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe (TH), Heft 198 (Habil.).

Rodi, W. (1984): Turbulence Models and their Application in Hydraulics. Second revised Edition, IAHR, Delft, ISBN 90 212 7002 1.

Stoesser, T. (2001): Development and Validation of a CFD-Code for Turbulent Open-Channel Flows. PhD Thesis, Bristol University.

Stoesser, T.; Wilson, C.A.M.E.; Bates, P. D.; Dittrich, A. (2003): Application of a 3D numerical model to a river with vegetated floodplains. In: Journal of Hydroinformatics, Vol. 5, No. 2.

Stoesser, T.; Marek, M.; Dittrich, A. (2006): Qualitätssicherung bei der Verwendung mehrdimensionaler Strömungsmodelle in der wasserbaulichen Praxis. Wasserwirtschaft, eingereicht.

Autoren:

Dipl.-Ing. Michael Marek
Leichtweiß-Institut für Wasserbau
Technische Universität Braunschweig
Beethovenstrasse 51a
38106 Braunschweig
Tel.: ++49 – 531 – 3913968
Fax: ++49 – 531 – 3918184
m.marek@tu-bs.de

Dr.-Ing. Thorsten Stoesser
Institut für Hydromechanik
Universität Karlsruhe (TH)
Kaiserstrasse 12
76128 Karlsruhe
Tel.: ++49 – 721 – 6083118
Fax: ++49 – 721 – 666086
stoesser@ifh.uka.de

Automatische Optimierung als Planungswerkzeug zur Minimierung des Mitteleinsatzes für Hochwasserschutzmaßnahmen an Fließgewässern

Lutz Feldmann, Jens Schramm

Flood protection is a costly burden on public budgets and financial resources have to be applied with maximal use. An automatic optimization system is presented which computes the most cost efficient solution for a defined extend of flood protection for a river. The system considers all relevant constraints such as channel geometry and existing infrastructure for solving the problem.

The hydraulic information is calculated by an one-dimensional hydraulic model. Controlled by a high-performing stochastic optimization algorithm based on evolutionary strategies, the system iteratively changes the channel geometry and evaluates the quality of each solution by investment costs for flood-protection walls and measures on the river bed. Throughout the optimization process the costs are minimized. Due to the automation it is possible to evaluate a large number of variants with little effort and to identify the most cost efficient solution.

1 Einleitung

Das Elbe-Hochwasser 2002 hat gezeigt, dass viele Fließgewässer den Hochwasserabfluss nicht schadlos ableiten konnten. Neben dem Verlust von Menschenleben entstand im Freistaat Sachsen ein materieller Gesamtschaden in Höhe von ca. 8,6 Mrd. € (LFUG 2004). Bis heute werden von den betroffenen Ländern und den Kommunen erhebliche Anstrengungen unternommen, um die betroffenen Gebiete wieder aufzubauen und die Leistungsfähigkeit der Gerinne zu erhöhen. Erklärtes Ziel aller Beteiligten ist es, die zur Verfügung stehenden Finanzmittel mit größtmöglichem Nutzen zur Schadensbeseitigung und zur Realisierung eines wirksamen Hochwasserschutzes einzusetzen.

Die Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen an Fließgewässern wird von einer Vielzahl unterschiedlicher Randbedingungen beeinflusst. Neben wasserwirtschaftlichen Aspekten sind z.B. auch ökologische, städteplanerische und infrastrukturelle Belange zu berücksichtigen. Ausgehend von großräumigen Betrachtungen werden unter Berücksichtigung von z.B. Leitbildern übergeordnete Planungsziele für betroffene Flussgebiete bzw. -teilgebiete erarbeitet (z.B. Hochwasserschutzkonzepte) und Lösungsansätze vorgegeben (z.B. Gerinne-

verbreiterung). Auf dieser Grundlage folgen dann abschnittsweise Entwürfe für detaillierte technische Lösungen unter Beachtung lokaler Randbedingungen.

Mit Eintritt in die Detailplanung erfolgt eine vertiefende Untersuchung der Örtlichkeit. Die dabei gewonnenen zusätzlichen Erkenntnisse (z.B. Verlauf von Ver- und Entsorgungsleitungen) führen oft zu einer lokal angepassten Planung (z.B. keine Gerinneverbreiterung, sondern -vertiefung), die vom übergeordneten Lösungsansatz abweicht. Ergibt sich aus der Detailplanung eine geänderte Gewässerführung oder andere Maßnahmen, die sich auf das Abflussgeschehen auswirken (z.B. veränderte Fließtiefen und Fließgeschwindigkeiten durch Anpassungen an Gerinnegeometrie, Gerinnerauheiten, etc.), dann haben diese Maßnahmen ggf. über die Hydrodynamik auch Einfluss auf die Abflussverhältnisse benachbarter Planungsabschnitte im Unter- und Oberstrom des Gewässers. Durch die veränderten hydraulischen Randbedingungen kann eine erneute Überarbeitung angrenzender Planungsabschnitte erforderlich werden. Die Folge ist ein aufwändiger iterativer Planungsprozess, der von finanziellen und terminlichen Zwängen geprägt ist. Entfällt die Anpassung an die sich ändernden hydraulischen Randbedingungen, kann es ggf. zur Über- oder Unterdimensionierung einzelner Maßnahmen kommen, weil günstig bzw. ungünstig wirkende Effekte (z.B. auf die Wasserspiegellage) nicht hinreichend berücksichtigt werden. Damit läuft man Gefahr, die zur Verfügung stehenden Finanzmittel nicht mit größtmöglichem Nutzen einzusetzen.

Im Folgenden wird ein Lösungsansatz zur Unterstützung der an der Planung Beteiligten vorgestellt, welcher unter Berücksichtigung komplexer Randbedingungen die zur Umsetzung eines Planungsziels wirtschaftlichste Variante ermittelt. Als Planungsziel ist in diesem Fall der schadlose Abfluss eines Bemessungshochwassers definiert, d.h. die Bordvollkapazität des Gerinnes wird in keinem Gerinneabschnitt überschritten.

2 Optimierungssystem

2.1 Aufbau des Optimierungssystems

Zur Umsetzung des Planungsziels ist für jede Planungsvariante die genaue Kenntnis der hydraulischen Größen Fließgeschwindigkeit und Fließtiefe erforderlich. Diese werden mit Hilfe eines numerischen Strömungsmodells (WSPWIN) ermittelt, das den Kern des Optimierungssystems bildet (siehe Abbildung 1).

Alle die Planung beeinflussenden Faktoren werden als Randbedingungen in das System integriert. Zum Beispiel können in Bereichen vorhandener Brücken die

Gerinnegeometrie und Gradientenhöhe als nicht veränderlich gekennzeichnet werden. Die Umverlegung bestehender Ver- und Entsorgungsleitungen kann sich dagegen als wirtschaftlich erweisen und wird nicht ausgeschlossen.

Das System ermittelt die dem Planungsziel entsprechende bzw. am nächsten kommende Vorzugslösung durch eine automatisierte, iterative Variantenstudie. Im Zuge der Variantenstudie werden die Freiheitsgrade (Geometrie des Gerinnes) systematisch variiert und die Lösung in Bezug auf die Erfüllung des Planungsziels überprüft. Als Bewertungskriterium einer berechneten Variante dienen die aufzuwendenden Investitionskosten, die anhand von Kostenfunktionen für alle Varianten quantifiziert werden.

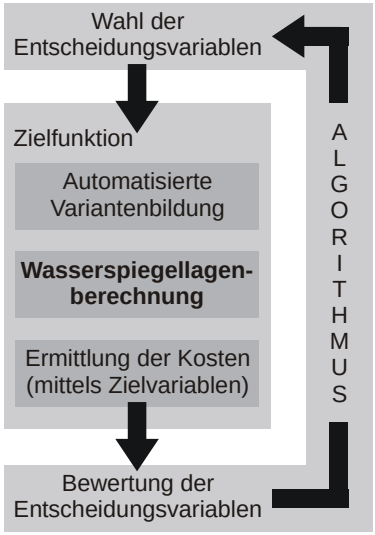


Abbildung 1 Prinzipskizze des Optimierungssystems

Durch die Verwendung einer stochastischen Optimierungsmethode wird die Veränderung der Freiheitsgrade in Bezug auf Größe und Richtung zielorientiert gesteuert. Der angewandte Optimierungsalgorithmus basiert auf der Methode Derandomized Evolutionary Strategy (DES) nach YOON et al. (1999) (vgl. auch OSTERMEIER et al. 1994). Vorhergehende Untersuchungen zeigen, dass DES im Vergleich zu anderen stochastischen Optimierungsverfahren wie Simulated Annealing eine effiziente Optimierungsmethode darstellt (FELDMANN 2002).

Im Zuge des Optimierungsprozesses wird die Veränderung der Freiheitsgrade dahingehend gesteuert, dass sich die Kosten einem Minimum annähern. Durch den automatisierten Planungsansatz ist es möglich, eine Vielzahl Varianten in kurzer Zeit zu untersuchen und unter Berücksichtigung der Randbedingungen die Variante mit den geringsten Investitionskosten zu identifizieren.

2.2 Automatisierte Variantenbildung

Die hydraulische Leistungsfähigkeit eines Gewässers kann im Wesentlichen durch eine Vergrößerung des hydraulischen Radius (Verhältnis des durchflossenen Querschnitts zum benetzten Umfang), eine Verringerung der Sohlrauheit oder eine Vergrößerung des Sohlgefälles gesteigert werden. Voraussetzung für verwertbare Optimierungsergebnisse ist die Identifizierung möglicher und die Auswahl geeigneter Parametrisierungsansätze, um diese hydraulischen Größen im Optimierungssystem automatisiert zu variieren. Beispielsweise können Uferlinien und Sohle mit Funktionen abgebildet werden, um Gerinnebreiten und Sohlhöhen zu verändern.

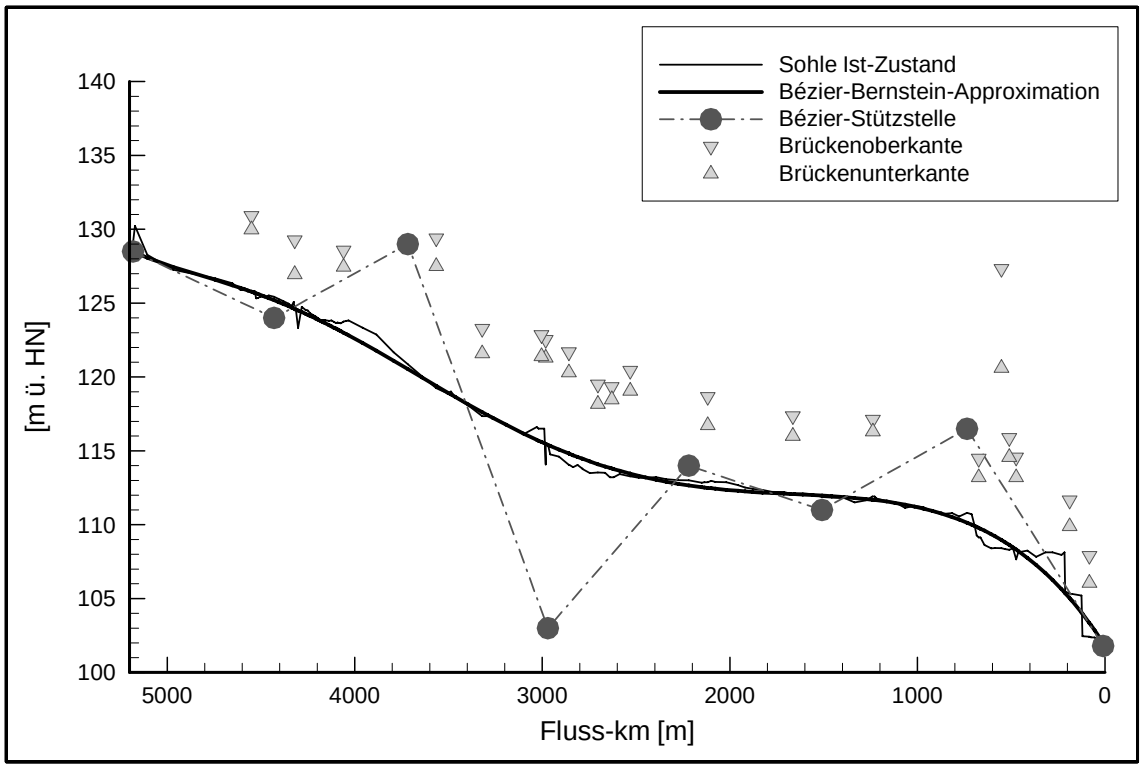


Abbildung 2 Annäherung der Gewässersohle im Längsschnitt durch eine Bézier-Bernstein-Approximation

Die Parameter zum Beschreiben dieser Funktionen dienen dem Optimierungsalgorithmus als Entscheidungsvariablen (vgl. Abbildung 1) und sind Grundlage zur Steuerung bei der Ausarbeitung der Vorzugsvariante. Der Parametrisierungsansatz sollte Vielseitigkeit bei der Variantenbildung ermöglichen und keine physikalischen Gesetzmäßigkeiten verletzen (z.B. keine negativen Sohlsprünge, kein negatives Sohlgefälle über lange Gewässerabschnitte). Darüber hinaus muss gewährleistet sein, dass eine Wertemenge an Entscheidungsvariablen existiert, die das Planungsziel erfüllt.

Ausgleichsfunktionen bieten die Möglichkeit, Kurvenverläufe anhand weniger Punkte zu beschreiben. Es zeigt sich, dass der Verlauf einer Gewässersohle im Längsschnitt besonders gut durch eine Bézier-Bernstein-Approximation abgebildet werden kann. Weil die Funktion nicht zwangsläufig durch sämtliche Punkte („Bézier-Stützstellen“) verläuft – es wird ein „glatter“ Kurvenverlauf angestrebt (vgl. PRAUTZSCH et al. 2002) – spiegelt sich die Charakteristik eines Gewässers wider. Das Beispiel in Abbildung 2 zeigt, wie mit acht Bézier-Stützstellen, die in gleichmäßigen Abständen auf der Flussachse angeordnet sind, der Verlauf der Gewässersohle angenähert wird. Mit Veränderung der Stützstellen-Ordinaten wird der Funktionsverlauf beeinflusst und die Gerinnetiefe variiert.

2.3 Bewertung der Varianten anhand von Kosten

Für die Ingenieurpraxis ist die Anwendung verlässlicher Kostenfunktionen unerlässlich. Dabei werden alle Veränderungen gegenüber dem Ist-Zustand erfasst und die anfallenden Investitionskosten für

- Ufermauerneubauten und Ufermauererhöhungen,
- Sohl- und Böschungsbefestigungen und
- Sohlvertiefungen und -erhöhungen

berücksichtigt. Das erforderliche Niveau für Ufererhöhungen ergibt sich aus der berechneten Wasserspiegellage (ggf. unter Berücksichtigung eines Freibords).

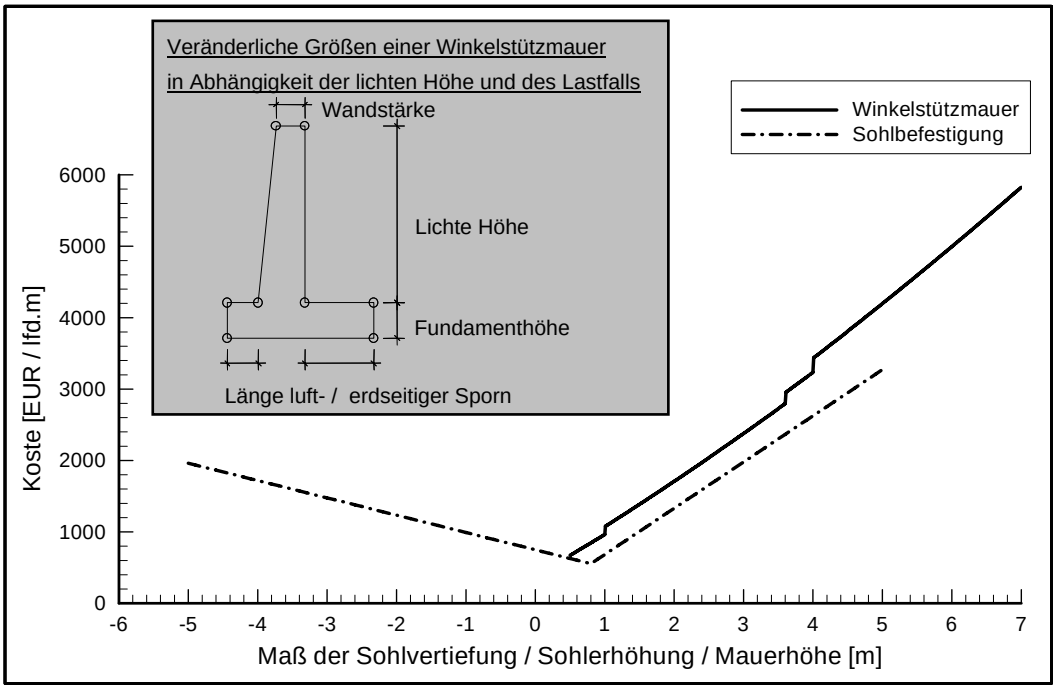


Abbildung 3 Kostenfunktionen für Winkelstützmauer und Sohlbefestigung mit Wasserbausteinen (Die zugrunde liegende Gerinnebreite beträgt 22 m.)

Die verwendeten Kostenfunktionen wurden auf der Grundlage einer Vielzahl wasserbaulicher Planungen für Hochwasserschutzmaßnahmen an Mittelgebirgsflüssen (RICHTER 2005) abgeleitet. In Abbildung 3 sind exemplarisch die Verläufe der Baukosten pro laufenden Meter Sohlbefestigung und Winkelstützmauer dargestellt. Die Unstetigkeiten im Verlauf der Kosten resultieren aus konstruktionsbedingten, schrittweisen Veränderungen, die üblicherweise für Fundamentabmessungen und Wandstärken in Abhängigkeit von der Mauerhöhe gewählt werden.

3 Optimierungsergebnisse

Die Leistungsfähigkeit des entwickelten Verfahrens wird am Beispiel eines charakteristischen Mittelgebirgsflusses im urbanen Raum nachgewiesen. Das Gewässer ist durch viele Brücken und steile Uferbefestigungen geprägt. Als Bemessungsabfluss wird ein um ca. 60 % höherer Abfluss gewählt, als im Ist-Zustand schadlos abgeleitet werden kann. Ein zusätzlicher Freibord, zum Beispiel zur Berücksichtigung der Verklausungsgefahr, wird nicht angesetzt. Der Gewässerlängsschnitt in Abbildung 4 zeigt, dass im Ist-Zustand viele Brücken überströmt sind und der Wasserspiegel ca. 30 % der linken Ufer und ca. 50 % der rechten Ufer übersteigt.

Ziel der Optimierung ist die Ausarbeitung einer Vorzugsvariante, für die sich mit den Maßnahmen Ufererhöhungen und/oder Sohlvertiefungen ein schadloser, d.h. bordvoller Hochwasserabfluss einstellt. Darüber hinaus sind die Investitionskosten zur Realisierung der Vorzugsvariante zu minimieren. Neu zu errichtende Uferbefestigungen werden als Winkelstützmauern ausgeführt. Ufermauerneubauten werden veranschlagt, falls die bestehende Uferhöhe keinen ausreichenden Hochwasserschutz bietet, oder falls aufgrund von Sohlvertiefungen Mauerneubauten erforderlich werden. Als Sohlbefestigung werden unter Beachtung der auftretenden Sohlschubspannung Steinschüttungen mit Wasserbausteinen gewählt (Kosten gemäß Abbildung 3). Randbedingungen die sich aus ökologischen, städteplanerischen oder infrastrukturellen Belangen ergeben könnten bleiben unberücksichtigt.

Für die Optimierung wird die Sohle mit Hilfe von 12 Bézier-Stützstellen im System abgebildet (vgl. Abbildung 2). Die dargestellte Vorzugsvariante (vgl. Abbildung 4) ist Ergebnis eines Optimierungsprozesses mit 1.500 Iterationsschritten (3 Stunden Prozessorzeit), wobei bereits nach 500 Iterationen nur noch geringfügige Abweichungen zur vorhergehenden Variante auftreten. Die Verbesserung in den letzten 1.000 Iterationsschritten liegt um 1 %.

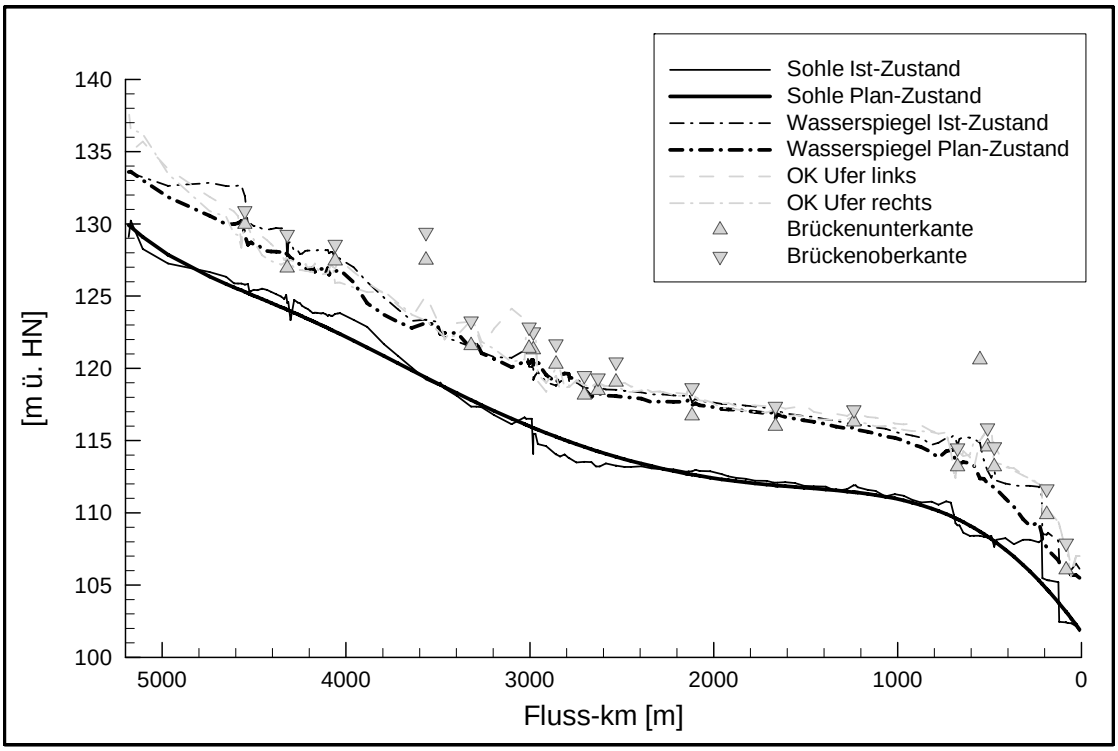


Abbildung 4 Längsschnitt mit Gewässersohle und Wassersiegel im Ist-Zustand und im Plan-Zustand (Einstauen von Brücken zugelassen)

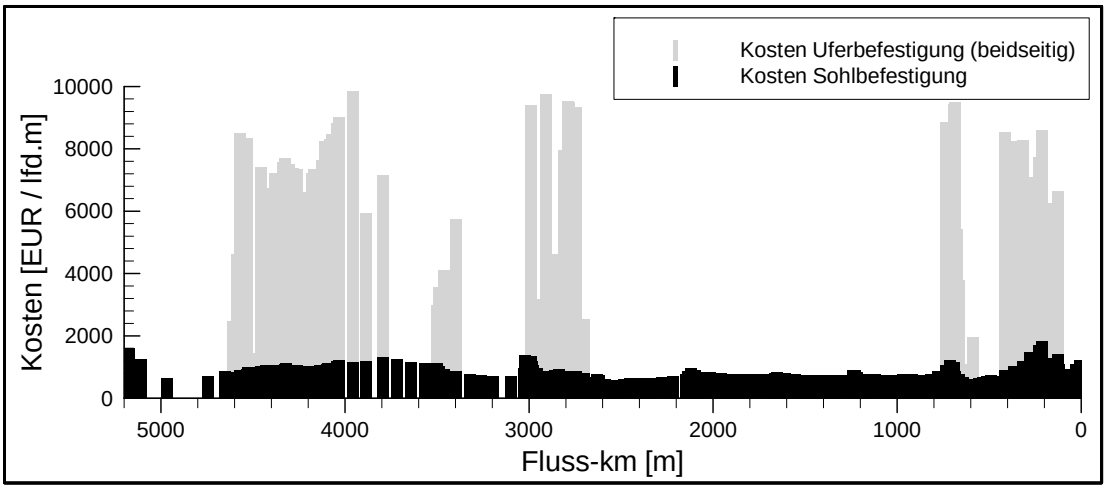


Abbildung 5 Verteilung der Kosten pro lfd.m Gewässerachse für vorgesehene Ufer- und Sohlbefestigungen

Für den Gewässerausbau zum schadlosen Hochwasserabfluss fallen für das hier vorgestellte Gewässerbeispiel Gesamtkosten von ca. 16 Mio. EUR an. Dabei entfallen 71 % der Gesamtkosten (11,4 Mio. EUR) auf Ersatzneubauten für Ufermauern. Sie sind beidseitig auf 27 % der Gewässerlänge erforderlich; das entspricht insgesamt ca. 2.800 lfd.m Ufermauern (vgl. Abbildung 5). Die durchschnittliche lichte Mauerhöhe beträgt 4,0 m, und die mittleren Baukosten (inkl. Rückbaukosten für bestehende Mauern) liegen bei ca. 4.100 EUR/lfd.m (für eine Gewässerseite).

Ca. 29 % der Gesamtkosten (4,6 Mio. EUR) fallen für Maßnahmen an der Gewässersohle an. Davon entfallen 68 % der Kosten auf Sohlvertiefungen und 32 % auf Sohlerhöhungen. Die maximale Sohlvertiefung von 2,8 m wird im Bereich einer Sohlstufe bei Fluss-km 0+220 erforderlich (vgl. Abbildung 4). Im Oberstrom der Sohlstufe betragen die Sohlvertiefungen zwischen 0,2 und 0,8 m (Maximalwert 1,4 m bei Fluss-km 3+959). Die durchschnittlichen Kosten für Sohlvertiefungen liegen bei ca. 960 EUR/lfd.m.

Das vorgestellte Optimierungsergebnis ist maßgeblich von den niedrigen Brückenunterkanten entlang des gesamten Gewässers geprägt. Die hydraulische Leistungsfähigkeit vieler Brücken ist mit der gewählten Sohllage genau auf den bordvollen Bemessungsabfluss abgestimmt. Die Brücken sind nicht überströmt, jedoch wird ein Einstauen nicht verhindert (bspw. Fluss-km 0+674, 2+118 und 4+320).

Für das in Abbildung 6 dargestellte Optimierungsergebnis ist der Einstau von Brücken generell unterbunden. Daher ergibt sich in Bereichen mit tief liegenden Brücken eine Sohllage, die unterhalb der Sohle der Variante mit eingestauten Brücken liegt. Die Abweichungen betragen zwischen 1,4 m (Bereich Fluss-km 4+320) und 2 m (Bereich Fluss-km 1+000). Aufgrund der vergleichsweise umfangreicheren Sohlvertiefungen und der tiefer zu gründenden Ufermauern verdoppeln sich die Gesamtkosten für den Gewässerausbau auf ca. 32 Mio. EUR.

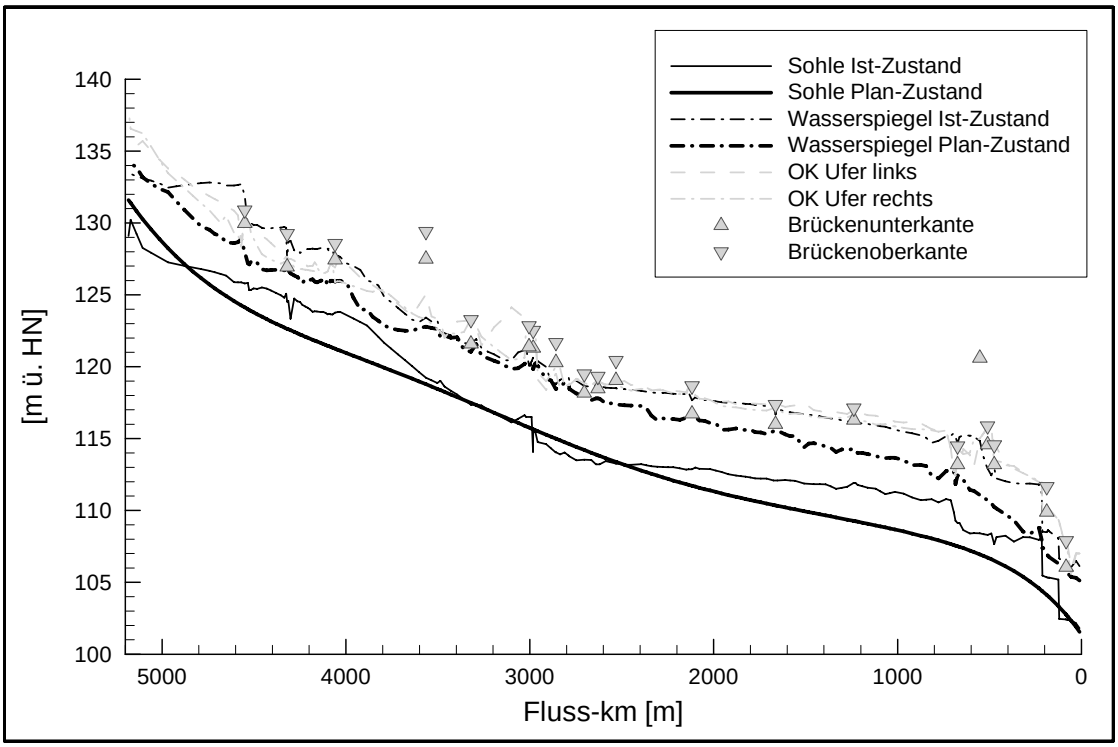


Abbildung 6 Längsschnitt mit Gewässersohle und Wassersiegel im Ist-Zustand und im Plan-Zustand (Einstauen von Brücken unterbunden)

4 Zusammenfassung und Ausblick

Das entwickelte Verfahren ermöglicht mittels einer automatisierten Variantenstudie die Identifikation einer Vorzugsvariante mit dem Ziel, unter Berücksichtigung aller Planungsziele und Randbedingungen den Mitteleinsatz für Hochwasserschutzmaßnahmen an Fließgewässern zu optimieren. In einer iterativen Vorgehensweise werden Größen mit Einfluss auf die hydraulische Leistungsfähigkeit des Gewässers variiert und die sich einstellende Wasserspiegellage berechnet. Die Kosten für Maßnahmen wie z.B. Sohlvertiefungen oder Ufererhöhungen werden über Kostenfunktionen ermittelt. Die zielorientierte Steuerung des Optimierungsprozesses erfolgt über eine stochastische Optimierungsmethode.

Weiterführende Untersuchungen sollen zeigen, dass z.B. aufgrund ökologischer Gesichtspunkte unerwünschte Sohlvertiefungen vermieden werden, indem entsprechende Strafwerte veranschlagt werden. Zudem werden Brückenerhöhungen und Umbauten an bestehender Infrastruktur unter Berücksichtigung entsprechender Investitionskosten im Modell ermöglicht.

Das Verfahren kann dahingehend erweitert werden, dass beliebige quantifizierbare Randbedingungen wie zum Beispiel die Kosten für die Gewässerunterhaltung bei der Ermittlung der Vorzugsvariante mit berücksichtigt werden.

5 Danksagungen

Die Verfasser danken dem Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden und der Landestalsperrenverwaltung des Freistaats Sachsen für ihre Unterstützung. Herrn Professor Grünewald, Brandenburgische Technische Universität Cottbus danken wir für das besondere Interesse, das sich in hilfreichen Gesprächen und wertvollen Anregungen dokumentiert hat. Ebenso danken wir Herrn Professor Kudla, Technischen Universität Bergakademie Freiberg für die ergiebigen Diskussionen und die tatkräftige Unterstützung.

6 Literatur

Feldmann, Lutz: Finding the optimal well configuration for the ground-water model Worringen by applying Simulated Annealing and Derandomized Evolutionary Strategy. Diplomarbeit der RWTH Aachen in Kooperation mit der Cornell University, Ithaka, NY, USA, 2002 (unveröffentlicht)

Ostermeier, Andreas; Gawelczyk, Andreas: A Derandomized Approach to Self Adaptation of Evolution Strategies. In: Evolutionary Computation 2(4), Seiten 369-380, 1994

Prautzsch, H; Boehm, W.; Paluszny, M.: Bézier and B-Spline Techniques. Springer Berlin, 2002

Richter, A.: Entwicklung von Kostenfunktionen für wasserbauliche Maßnahmen am Beispiel der Vereinigten Weißeritz im Stadtgebiet Dresden. Diplomarbeit an der Technische Universität Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau und Spezialtiefbau in Kooperation mit DDC Dorsch Consult, 2005 (unveröffentlicht)

Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie (LfUG): Ereignisanalyse – Hochwasser August 2002 in den Osterzgebirgsflüssen. Dresden, 2004

Yoon, Jae-Heung; Shoemaker, Christine A.: Comparison of Optimization Methodes for Ground-Water Bioremedtiation. In: Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 125 No. 1, Seiten 54-63, 1999

Autoren:

Dipl.-Ing. Lutz Feldmann

DDC Dorsch Consult
Ingenieurgesellschaft mbH

Löscherstraße 16
01309 Dresden

Tel.: +49 - 351 - 3130-647
Fax: +49 - 351 - 3130-654

L.Feldmann@ddc-consult.de

Dr.-Ing. Jens Schramm

DDC Dorsch Consult
Ingenieurgesellschaft mbH

Löscherstraße 16
01309 Dresden

Tel.: +49 - 351 - 3130-648
Fax: +49 - 351 - 3130-654

Jens.Schramm@ddc-consult.de

Velocity Profiles through a sewer channel:

Using CFD to obtain velocity fields

BARDIAUX Jean-Bernard, BONAKDARI Hossein, LARRARTE Frédérique, MOSE Robert, VAZQUEZ José

Most sewer managers are currently confronted with the evaluation of the water discharges, that flow through their networks or go to the discharge system, i.e. rivers in the majority of cases. For this purpose, we are developing with partners a new sensor, using DOPPLER technology. The apparatus is able to supply a velocity profile and we have to transform this information into a discharge measurement. To obtain this discharge, we have to be able to simulate the velocity field.

The step consists here in determining the modelling method. This paper will present all the results we obtain for these investigations. The use of a particular outfall (which simulates a downstream influence) allows to compare the k-e and RSM turbulent models and also to compare the monophasic approach obtained with the symmetry plane boundary condition and the biphasic one obtained with the VOF (Volume Of Fluid) method. The simulation results will be confronted with data drawn from the literature and also those obtained on our own experimental sites (a real sewer network and a laboratory physical model). In our work, the two discriminating criteria allowing us to evaluate the good approach of modelling are first the characteristic "dip phenomenon" and secondly the representation of the secondary currents.

1 INTRODUCTION

Sewer systems have existed for centuries in European countries, but legal requirements are now increasingly stringent as a result of the May 1991 European Community Directive and the January 1992 national water policy law, which stipulates that any town producing a daily pollutant load of more than 900 kg has to be equipped with a wastewater collection network. Moreover the wastewater collection systems have recently been recognised as fully included in the wastewater depollution process. Like any industrial process, wastewater collection networks need measuring means for real–time control of flows, as well as for performance evaluation.

Sound management of these networks and minimization of the pollution discharged into receiving waters through combined sewer overflows necessitate in-depth knowledge of the flow rates and pollutant loads conveyed in sewers.

(Wohrle and Brombach, 1991) have shown that the usual hypothesis about spatial homogeneity is not true. Thus a precise knowledge of the pollutant discharge needs a better assessment of the spatial distribution of the velocities in a cross section, as they are involved both in flow rate and distribution of concentration. Moreover, (Ashley et al, 2004) have pointed out that a large amount of data are needed, covering both low and wet weather situations.

2 NUMERICAL STUDY

2.1 MECHANIC CONTEXT

The numerical study is based on the resolution of the equations of Navier-Stokes through the FLUENT© software. The discretisation takes place while following the finite volume method through a rectangular prism mesh.

The first problem with the open channels remains the free surface. The majority of work carried out in the field of CFD use a symmetry condition to model the behaviour of the medium to the interface water - air. That implies that the free face is not deformed, which is not inevitably the case (Czernuszenko W. and Rylov A., 2002). Some authors also regard the free face as being a wall without friction (Stovin and Saul , 1996). In addition to this way, with an aim of describing the deformation of the free surface (e.g. taking into account of downstream influence), we have to carry out calculations in biphasic mode following VOF method "Volume of Fluid". The field of calculation consists of a water volume and a air volume located in the higher part of the field of study. No constraint will be fixed at the level of the free face which will be able to thus become moved. In this case, the downstream influence will have then to be simulated by the presence of a weir, the height makes it possible to find dimensions of the section of measurement.

The modelling of such a flow implies, in addition, the choice of a model of closing for the equations of Navier-Stokes, i.e. the turbulence model. The scientific community is informed of many models, first or second order, from k-ε to L.E.S.. The softwares propose various models of turbulence, (Stovin et al., 2002) shown their influence on the ability to represent the complexity of turbulent flows. The difficulty is here to translate the strong anisotropy and in order to show their influence, we used the isotropic k-ε and the anisotropic RSM models.

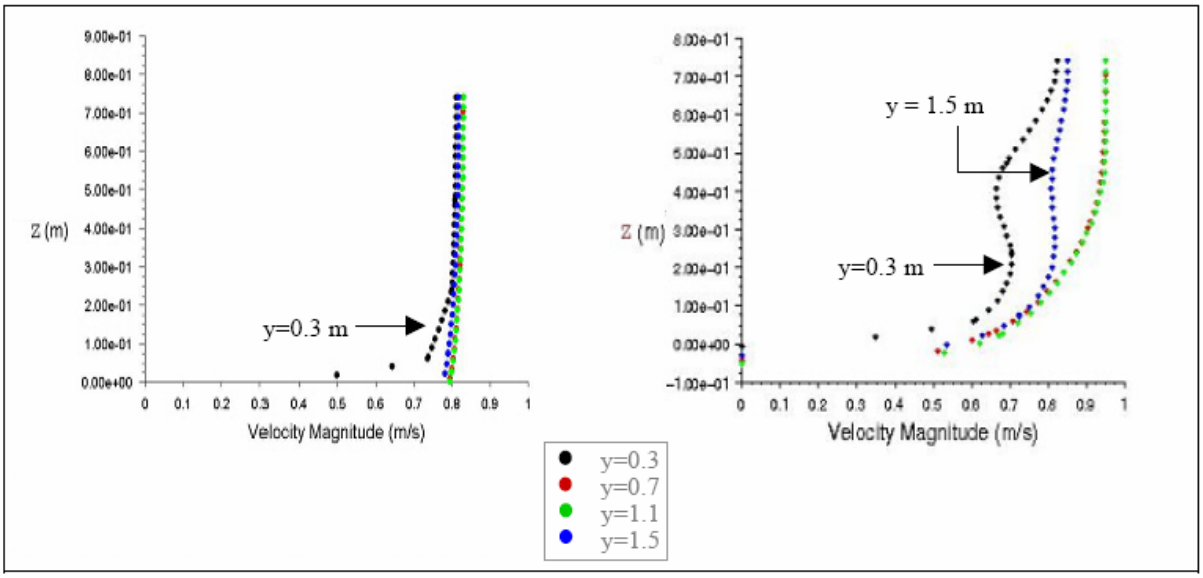
2.2 CROSS COMPARISON AND VELOCITY FIELD

The approach is clearly to cross the interface choice with the turbulence model in order to release a good combination of modelling. All the following simulations correspond to an egg shape with bench geometry (width 1.75 m, height 2.80 m). The wetted cross section has a height of 0.72 m with a mean velocity of 0.80 m/s. The modelled pipe is 50 meters long and the grid counts 200 000 hexahedral cells. The resolution follows a implicit method.

k-ε or RSM

First, we compared the two closure methods through a monophasic approach. The figure 1 shows 4 velocity profiles (from 0.3 m to 1.5 m from the right side of the pipe).

figure 1: velocity field simulated with free surface as symmetry condition with a) k-ε model and b) RSM model



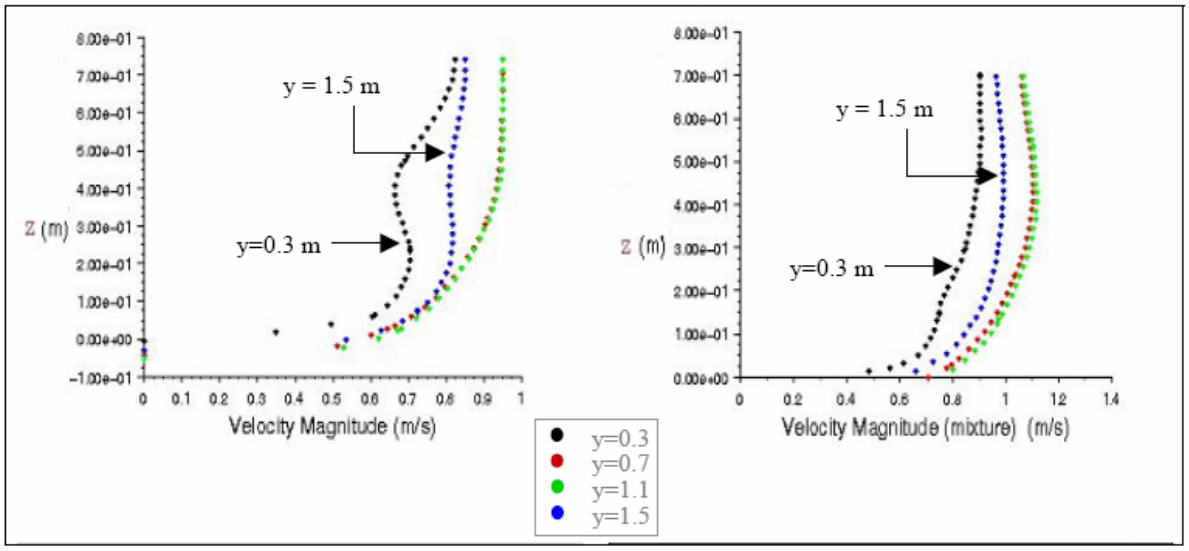
It clearly appears that the RSM model accounts better for the deformations of profile, this is due, obviously, to the anisotropy. But, near the surface, the constraints of calculation (the value of velocity perpendicular to the surface is 0) impose a non-realistic distribution. Indeed, in such narrow channels the dip-phenomenon is expected.

Symmetry or Volume of Fluid

Now, having chosen the way to simulate the turbulence effects, we are going to compare the free surface approaches. Staying in the same package, we used first the symmetry condition and secondly the diphasic method. For the second one,

we create a frontal outfall (the weir was 0.45 m high). The figure 2 shows the 4 velocity profiles.

figure 2 : velocity field simulated with RSM model with the free surface as with a) symmetry condition and b) VOF approach



Now, the dip-phenomenon is simulated. This is consistent with the velocity measurements presented by (Nezu and Nakagawa, 1993) and (Naot and Rodi, 1982).

2.3 SECUNDARY CURRENTS

The impact of the turbulence models is also on the ability to represent the secondary currents. In this aim, the works of (Tominaga et al., 1989) have been simulated with FLUENT©.

The experiments were carried out in a 12.5 m length inclined channel with a square cross section of 0.40 m . The bottom as well as the walls of the channel are out of glass ($K_s = 90 m^{1/3} s^{-1}$). A fully developed turbulent flow is established with a section located at 7.5 m of the entry by adjusting in a suitable way the slope and the height of a weir located at the exit of the channel. The geometrical and hydraulic characteristics of the channel are summarized in the following table (Tab. 1)

Table 1 : hydraulic and geometrical characteristic of the open channel

Discharge (l/s)	H_{water} (cm)	width (cm)	$\frac{B}{H_{water}}$	U_{mean} (m/s)	U_{max} (m/s)	Re ($*10^4$)	Fr	Energy slope ($*10^{-3}$)
7.58	10.15	40	3.94	0.187	0.235	5.07	0.19	0.138

The measurement are shown in (fig. 3); the arrows represent the velocity components perpendicular to the flow direction.

The following pictures [fig.4-a) and 4-b)] present the results extracted from the software, with a k-ε and a RSM model respectively.

figure 3 : secondary currents by (Tominaga et al., 1989)

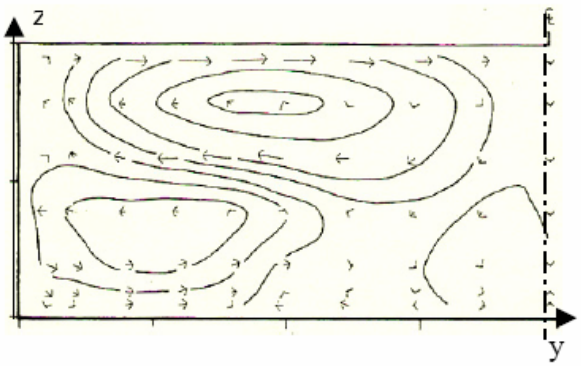
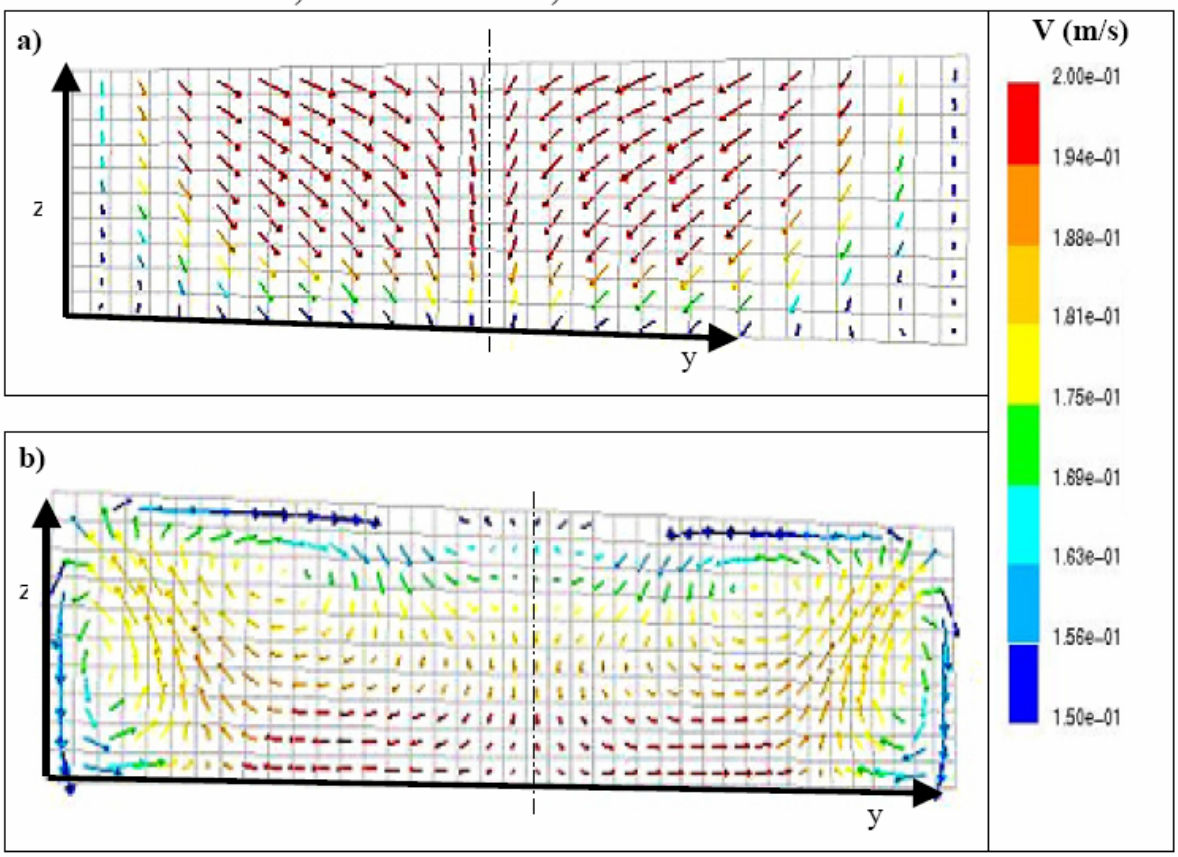


figure 4 : secondary currents calculated with
a) k-ε model b) RSM model



As we did not know all the data, it is difficult to compare the values we obtained. However, it is obvious that a simple isotropic approach cannot generate such currents. The RSM model seems to give the right direction according to the contra rotating re-circulation cells which appear.

3 EXPERIMENTAL VALIDATION

3.1 EXPERIMENTAL SITE

The previous combination (VOF + RSM) had been tested with data coming from an experimental French site.

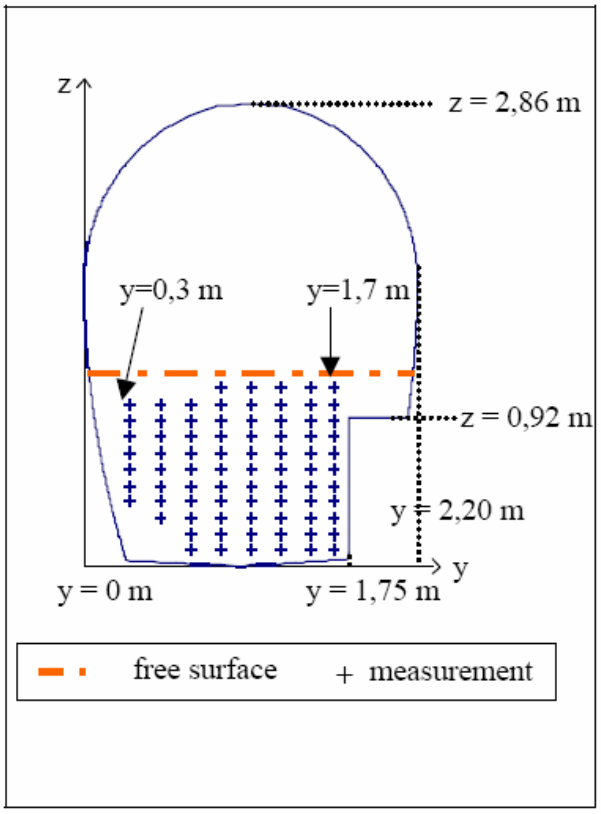
The experimental site (fig. 5) is located in an area called Cordon Bleu, on the main sewer line of the city of Nantes.

To investigate the spatial distribution of the velocities in large sewers, (Larrarte et al., 2005) have developed "Cerbère", a two dimensional remote-controlled device for measuring velocity fields with Doppler effect.

The mean velocity was 0.88 m/s, the water height 1.20 m.

No measurement could be realised over the walk-way.

figure 5 : experimental site characteristics: Cross section of the sewer



The system had been described through a 250 000 hexahedral cells mesh. The upstream condition was an uniform inlet velocity field (0.88 m/s), the downstream was a free outfall (Atmospheric pressure) over a weir (0.7m high). The roughness was equal to 2.44 mm and the initial turbulence intensity calculated by the relation $I = 0.16\,\mathrm{Re}^{-1/8}$ where the Reynolds number is

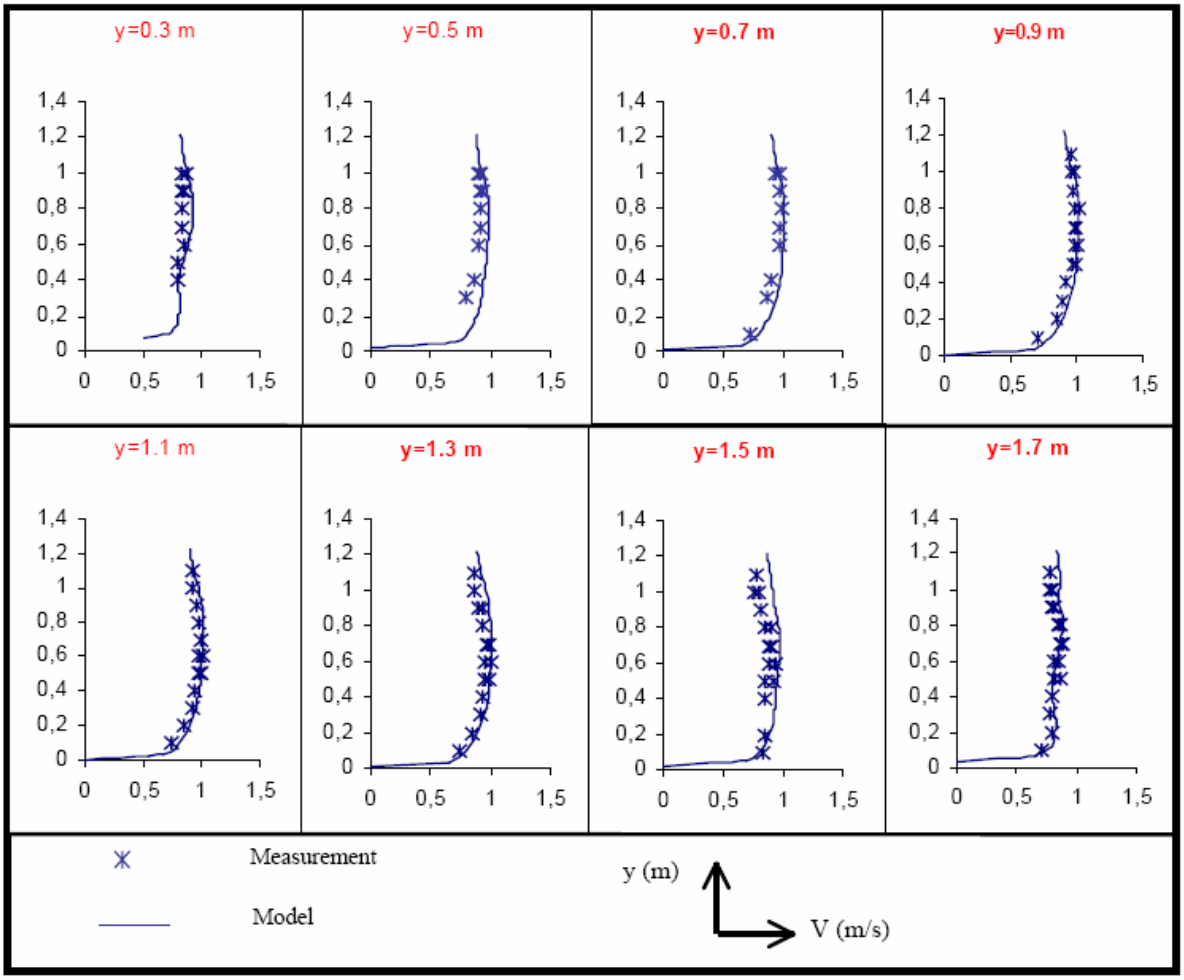
defined by $\mathrm{Re} = D_h \,.\, U / \nu$, where D_h is the hydraulic diameter, U the inlet uniform velocity and ν the viscosity.

3.2 RESULTS

The results (fig. 6) display the collation, for each profile, of experimental results (dots) and calculated ones (line).

The dip-phenomenon is represented with a reliable location and the value of the maximal velocity is right. However, it probably would be better to emphasized the mesh in the vicinity of the free-surface and the wall to simulate better the effect of the bench (y=1.5 m and y=1.7m).

figure 6 : velocity profiles experimental and modelled



The authors allow themselves here to note that similar results were obtained by (Larrarte et al., 2005) with CFX software (VOF + RSM). The comparison between experimental data and model results show a good assessment of the isovelocity lines.

4 CONCLUSION

It appears that The anisotropic RSM model and the VOF method give, both at the same time, a good way to simulate water behaviour in open channels. With such results we can consider systematic computation to obtain, for different geometries and flows, velocity fields. This step would allow us to predict the velocity spatial distribution: In a pipe, if we have got one profile (with a sensor) we can know all the field and give the "true discharge".

REFERENCES

Ashley, R. M. Tait, S. Clemens, F. Veldkamp, R. (2004), Sewer processes – problems and new knowledge needs, Int Conf on Urban Drainage Modelling, Dresden, pp. 195-204.

Czernuszenko W. and Rylov A., « Modélisation des champs de vitesses tridimensionnelles en canal à surface libre », Journal of Hydraulic Research, Vol. 40, 2002, No. 2

Larrarte, F. Cottineau, L.-M. (2005), Nouveaux instruments pour connaître les champs de vitesses et de concentrations, Revue Européenne de Génie Civil, Vol. 9/7-8 – 2005, pp.963-978.

Larrarte, F. Bardiaux, J.B. Bonakdari, H. (2005) Computational and experimental study of velocity profiles in sewers, 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen/Denmark, 21-26 August 2005

Naot, D. Rodi, W. (1982), Calculation of secondary current in channel flow, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 108, No 8, August, pp. 948-968.

Nezu, I. Tominaga, A. Nakagawa, H. (1993), Field measurements of secondary currents in straight rivers, Journal of Hydraulic Engneering, Vol. 119, No 5, May, pp. 598-614.

Stovin V. R. and Saul A. J. « Efficiency prediction for storage chambers using computational fluid dynamics », Water science & Technology Vol. 33, No 9, 1996, 163 – 170

Stovin V. R. Grimm, J.P. Buxton, A.P. Tait, S.J. (2002) Parametric studies on CFD models of sewerage structures, 9th International Conference on Urban drainage, Portland, August 2002.

Tominaga, A., Nezu, I., Ezaki, K, and Nakagawa, H. (1989) « Three - dimensional turbulent structures in straight open channel flows », Journal of Hydraulic Research, 27(1), , 149 – 173

Wohrle, C. Brombach, H. (1991), Probenahme im abwasserkanal, Wasserwirtschaft, Vol. 81, pp. 60-65.

Authors :

Jean-Bernard BARDIAUX
Robert MOSE
José VAZQUEZ
U.P.R. Systèmes Hydrauliques Urbains
Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg
1 quai Koch BP 1039 F, 67070 STRASBOURG CEDEX, France
Tel.: (33) 388248271
Fax: (33) 388248283
bardiaux@engees.u-strasbg.fr

Hossein BONAKDARI
Centre de Géomorphologie M2C UMR 6143 CNRS, 24 rue des Tilleuls, 14000 Caen

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
Division eau et environnement
Route de Bouaye BP 4129
44341 BOUGUENAIS CEDEX FRANCE

LARRARTE Frédérique
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
Division eau et environnement
Route de Bouaye BP 4129
44341 BOUGUENAIS CEDEX FRANCE
Tel : (33) 2.40.84.58.82
Fax : (33) 2.40.84.59.98
frederique.larrarte@lcpc.fr

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

HYDRAULISCHE MODELLIERUNG DER HOCHWASSER-ENTLASTUNGSANLAGE DES HOCHWASSERRÜCKHALTE-BECKENS I in GLASHÜTTE

Veranlassung der Modellversuche

Das beim Augusthochwasser 2002 gebrochene Absperrbauwerk des Hochwasserrückhaltebeckens I Glashütte wird z. Zt. im Rahmen der Hochwasserschadensbeseitigung von der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, Talsperrenmeisterei Gottleuba/Weißeritz, wiedererrichtet.

Da das Hochwasserrückhaltebecken in der bisherigen Form jede[n] den Anforderungen des Hochwasserschutzkonzeptes für die [...] genügt, wurde die vom Auftraggeber der Modellversu[che] GmbH, entworfene Hochwasserentlastungsanlag[e] der Verwendbarkeit in einem größeren Bec[ken]

Die HWE wird als Schachtüberfall [...] Tosbecken ausgeführt.

Aufgrund des sehr ku[rzen] Richtungsänderung [...] Strömungsverhältnisse [...] bekannten Berechnungs[verfahren]

Die Dr. Salveter GmbH hydraulische Modellversuc[he] nachzuweisen und ggf. A[...] machen. Ein Student am I[...] Rahmen einer Belegarbeit.

Versuchsdurchführung

Das Modell wur[de] im Hubert[...] Syst[em] Maßstab 1:20 von der DESIGNPROJEKT GmbH Dresden [...]or errichtet. Im Modell wurde das gesamte hydraulische [...]erentlastung mit Einlauftrichter, Krümmer, Ablaufstollen [...]ildet.

[...]Krümmer und der gesamte Ablaufstollen wurden aus [...] (Acrylglas bzw. glasklares Polysterol) hergestellt, [...]en Bereichen zu gewährleisten.

[...]dablasseinlauf und die Belüftungseinrichtungen [...]en Verhältnisse bei allen relevanten Abfluss-

[...]bfluss- und Geschwindigkeitsmessungen sollen [...]wurfsverfasser berechneten Überfallhöhen-Abfluss-[...]auch der Überdeckungsabfluss und die Verhältnisse im [...]erprüft werden.

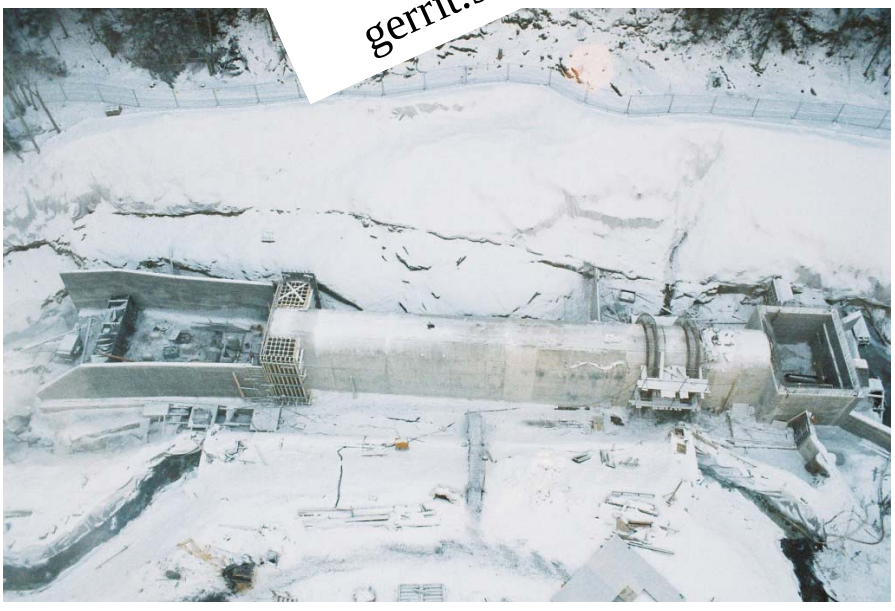
[...]d von Messwerten und visueller Beobachtungen sollen die Leistungs-[...]nigkeit der Anlage nachgewiesen und ggf. Optimierungsvorschläge gemacht werden.

Berechnungsgrundlagen

Bezeichnung	Formelzeichen	Wert	Bemerkung
Rückhalteraum	I_{GHR} [hm³]	0,05	kleines Becken
OK Sohle Einlaufbauwerk	H_S [m ü HN]	379,95	-
Stauziel Vollstau	ZV [m ü HN]	387,85	mittleres B[...]
Stauziel 1 (mittleres Becken)	$ZH_{1.m}$ [m ü HN]	388,55	mitt[...]
Stauziel 1 (großes Becken)	$ZH_{1.g}$ [m ü HN]	389,10	
Stauziel 2 (mittleres Becken)	$ZH_{2.m}$ [m ü HN]		
OK Dammkrone	H_{DK} [m ü HN]		
BHQ_1 (mittleres Becken)	HQ_{500} [m³/s]		
BHQ_1 (großes Becken)	$HQ_{1.000}$ [m³/s]		
BHQ_2 (mittleres Becken)	$HQ_{5.000}$ [m³/s]		
BHQ_2 (großes Becken)	$HQ_{10.000}$ [m³/s]		

Ausgewählte Abmessungen der Anlage

Bauteil	Bezeichnung	Einheit	Natur	Modell
Einlauftrichter	Außendurch[...]	m	6,00	0,30
	Durch[...]	m	2,68	0,13
		m	3,70	0,19
Krümmer		m	3,50	0,18
		m	2,23	0,11
		m	1,00	0,05
		m	2,50	0,13
			33,65	1,68
		m	3,80	0,19
		m	4,30	0,22
		m	18,50	0,93
		m	8,72	0,44
		m	1,20	0,06
	[...]ge	m	61,45	3,07
	[...]samtbreite	m	8,72	0,44
	Gesamthöhe	m	10,86	0,54



Dr. Salveter GmbH
Ingenieurbüro für Bauwesen
Beraten - Planen - Überwachen
www.dr-salveter.de

Dr.-Ing. Gerrit Salveter
Tel.: ++49 3529 50 10 0
Fax: ++49 3529 50 10 10
gerrit.salveter@dr-salveter.de

Auftraggeber: Dr. Salveter GmbH
Projektleiter: Dr.-Ing. Gerrit Salveter
Betreuer: Dipl.-Ing. Holger Haufe
cand.-Ing. Daniel Dommaschk

Zeitraum: Oktober bis Dezember 2005
Kontakt: Dr.-Ing. Gerrit Salveter
Tel.: ++49 3529 50 10 0
Fax: ++49 3529 50 10 10
gerrit.salveter@dr-salveter.de

IWD

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Experimental Study on Drag Reduction by Surfactant Additives in Turbulent Pipe Flow

HADRI Ferhat, Hertnagel Markus, BESQ Anthony, GUILLOU Sylvain and MAKHLOUFI Rachid

Many additives, surfactants and polymers are considered as excellent drag reducing agents. In this work we study the aqueous solution of Cetyltrimethyl ammonium chloride (C16H33N(CH3)3Cl) and sodium salicylate in turbulent pipe flow. Drag reduction experiments were carried out for different temperatures and different pipe diameters. At the same time measurements on the spatial velocity distribution of the surfactant solution were carried out using particle image velocimetry (PIV).

Viele Zusatzstoffe, wie Tenside und Polymere, sind als hervorragende Mittel für die Schleppspannungsverminderung bekannt. In dieser Studie wird die Auswirkung der wässrigen Lösung, bestehend aus Hexadecyl-trimethylammoniumchlorid (C16H33N(CH3)3Cl) und Sodium Salicylat, bei turbulenter Rohrströmung untersucht. Experimentelle Versuche zur Schleppspannungsverminderung wurden für verschiedene Temperaturen und Rohrdurchmesser durchgeführt. Zeitgleich wurden Messungen zur räumlichen Geschwindigkeitsverteilung an der Tensidströmung mit der Hilfe eines PIV-Systems (particle image velocimetry) durchgeführt.

Keywords: surfactant solution, drag reducing fluid, turbulence structure, pipe flow, PIV

1 Introduction

Dissolving small amounts of additives in water, such as polymers or surfactants (surface active agents), can reduce frictional drag in pipe or channel flow by 70%-80%. Surfactant solutions are less affected by mechanical degradation (Gyr and Bewersdorff., 1995). Literature research (Li and al., 2005) resulted that even low concentrations of (25ppm) CTAC exhibit effective drag-reduction. Therefore, surfactants are now being considered as particle drag reduction additives.

The aim of this work is to study the effect of an aqueous surfactant solution (CTAC/NaSal at 75ppm) on drag reduction and on the flow pattern in the temperature range of 10 to 40°C.

The measurement set-up used in the pressure drop measurement was developed in our laboratory. A PIV system is used in order to analysis the internal flow properties.

2 Measurement set-up

The surfactant used in the present study was cetyltrimethyl ammonium chloride ($C_{16}H_{33}N(CH_3)_3Cl$) dissolved in tap water which is belonging to the cationic group of surfactants and is less affected by metallic ions in water. Sodium salicylate (NaSal) was added to provide counter ions with a weight concentration equivalent to that of CTAC (Li and al., 2005). For the present study we use CTAC/NaSal at a concentration of 75 ppm.

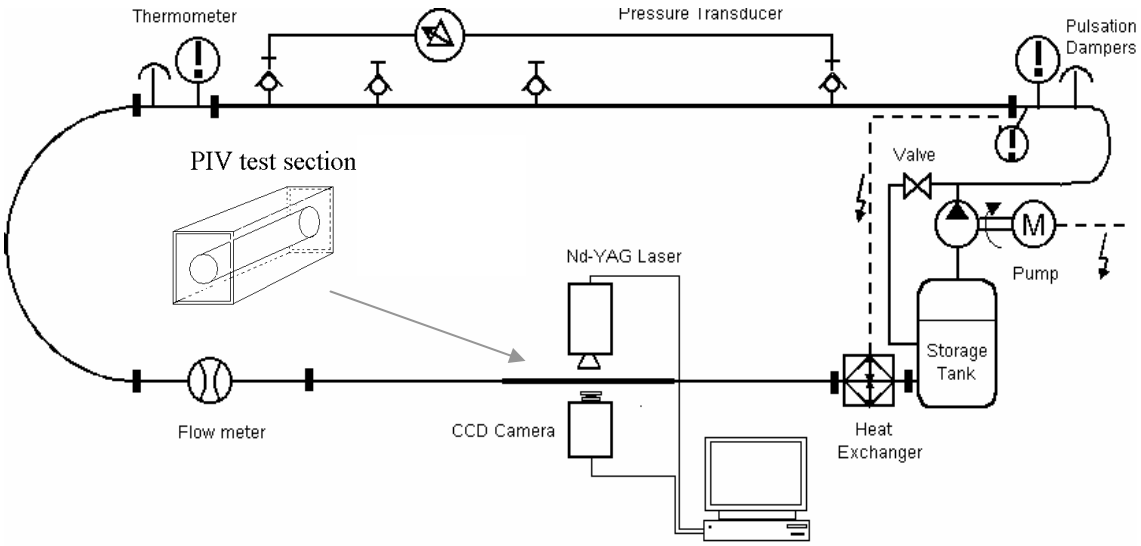


Figure 1: Schematic designer of the experimental set-up

The experiments were performed in a horizontal closed loop circuit (Figure 1). The circuit consists of two long linear sections. The first a stainless steel (304L) pipe equipped with a deferential pressure transducer (DRUCK,PDCR 2111) connected at 2 pressure taps 6m apart. For this section two pipe diameters have been investigated (17 and 10 mm). The downstream part of the second section is a 1.2 metres long borosilicat pipe (17mm diameter). The fluid flow is driven by a volumetric pump (PCM, MR13I10) and a pressure damper is also installed. Temperature is controlled by a shell and tube counter flow heat exchanger and measured by two sensors (ANALOG DEVICES, AD592CN). All data (temperature, pressure gradient, flow rate) are sampled in a computer.

In order to performe the PIV measurement, the test section of the glass tube was enclosed in a rectangular Perspex box filled with water in order to reduce the optical curvature effect. The measurements were carried out at location of about L_b =70 cm, where L_b is the length from the glass pipe inlet to the test section. The flow is seeded with solution particles (hollow glass particles) of 15 µm diameter. Illumination source is a double pulsed Nd-Yag laser. Laser sheet is positioned according to the symmetry plane of the pipe. Flow images are recorded perpendicularly by CCD camera (1024×1280 pixels). Velocity fields are obtained through a particle image velocimetry method using the DaVis software (from La Vision). The double frame are processed using adaptive cross correlation FFT on 32x32 pixels final windows size with an overlap of 50%. Finally, Average velocity fields are calculated from 1000 instantaneous fields.

3 Results and discussion

3.1 Friction Factor and Drag Reduction

The fanning friction factor is defined as the ratio of the wall shear stress and of the kinetic energy of the flow by relation (1), where U represents the bulk velocity and ρ is the flow density. The wall shear stress τ_w is linked (Equation 2) to the pressure drop ΔP (which is measured) along the pipe of length L and of diameter D.

$$f = \frac{\tau_w}{1/2 \times \rho \times U^2} \quad (1) \qquad\qquad \tau_W = \frac{\Delta P \times D}{4 \times L} \quad (2)$$

Drag reduction occurs if, at the same flow rate, the pressure drop is reduced or if, at the same pressure drop, the flow rate is increased. This implies two kinds of definition of the drag reduction rate. As Zakin et al. (1998), we define the Drag reduction rate at constant flow rates by equation (3), where f_S and f_{DR} represent respectively the friction factor for the solvent alone and for drag reducing solution (respectively). So the friction factor is plotted as a function of the Reynolds number based on the bulk velocity, the diameter of the pipe and the solvent's viscosity.

$$DR(\%) = \frac{f_S - f_{DR}}{f_S} \quad (3)$$

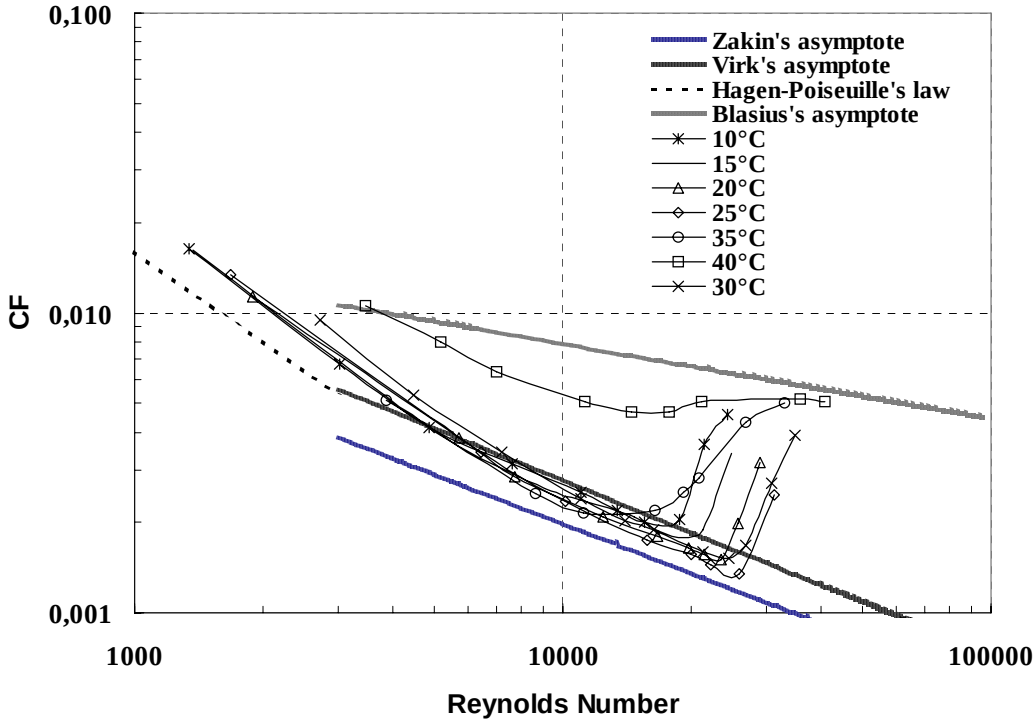


Figure 2 : Friction factor with CTAC solution for different temperatures

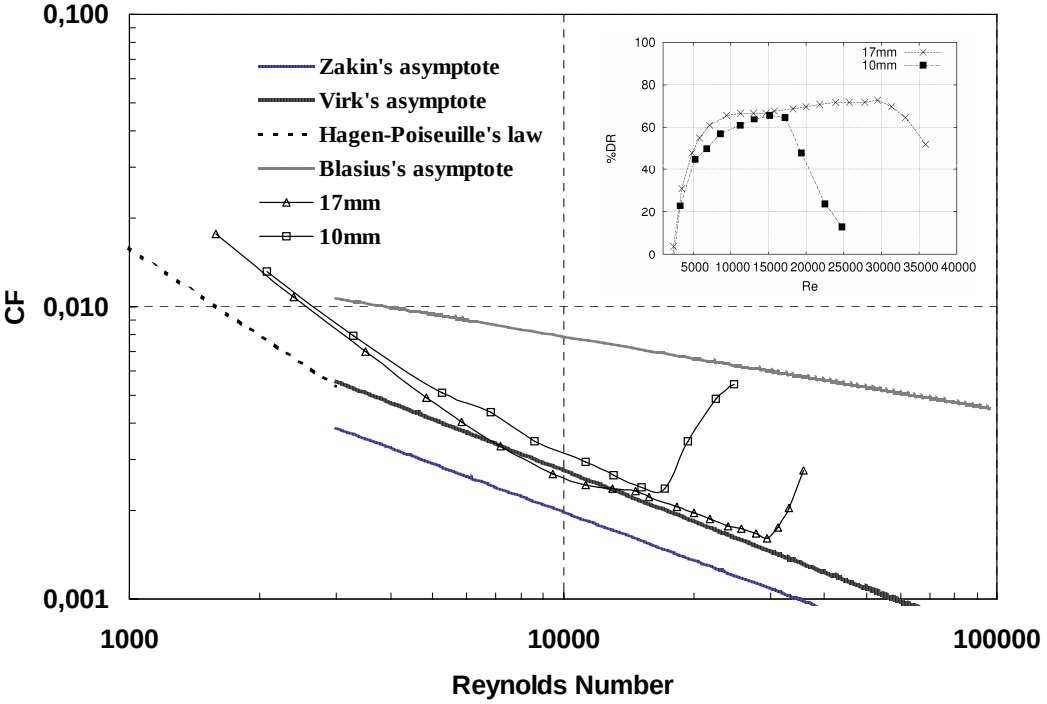


Figure 3: Friction factor with CTAC for 17 and 10mm at 20°C

We report an figure 2 and 3 results of the friction factor for several temperatures and diameters. For the pure water flow, the friction factor is decreasing with

increasing Reynolds number according to Blasius's law ($Cf = 0{,}0791 Re^{-0{,}25}$). When regarding the curve for the surfactant solution we see that at low Reynolds numbers it is falling steeply till it approaches Zakin's asymptote (Zakin et al., 1998) ($Cf = 0{,}32 Re^{-0{,}.55}$). When the Reynolds number is continually increased it reaches a point where the drag reduction breaks down (we note this state the *break-down point*). Such a behaviour is described by Bewersdorff H.W. and D. Ohlendorf (1988) for higher concentration surfactant solutions (700ppm). After this critical Reynolds number friction coefficient increases again till it reaches Blasius's line. Afterward, there is no drag reduction effects.

As it can be seen in Figure 2, the friction behaviour in the drag reducing surfactant solution depends strongly on temperature. When temperature increases the break-down point shifts towards a larger Reynolds number. After 40°C (for the solution of CTAC considered) drag reduction is lost. According to Gyr and Bewersdorff (1995), the micelles change their form. In Figure 3 measurements for surfactant solution for two different pipe diameters (10 and 17mm) are plotted. One can observe that the diameter has got a real impact onto the friction coefficient in the turbulent flow. This impact is visible on the position of the break-down point. For the first diameter (10mm) the break-down Reynolds number is about 18000, whereas for the second diameter (17mm), it is about 30000. Then, the break-down point shifts to higher Reynolds numbers as the diameter increases.

3.2 Effect surfactants on the velocity

In Figure 4 and 5, the results were averaged in time and in space in order to obtain the mean profiles (mean velocity, Reynolds stress, and axial turbulence intensities). They are obtained with the above mentioned PIV system. Thus, Figure 4 and Figure 5 present the streamwise mean velocity profiles for both water and surfactant solution at the same Reynolds number and temperature (Re≈21000, at 20°C). The mean velocity gradient near the wall for the surfactant solution is lower than the one for the solvent, but near the centre of the pipe we observe the opposite situation. On Figure 5, one can see that the mean velocity profile follows first the viscous sub-layer, then it follows the water buffer layer. For y^+ greater than 20, it increases with a slope between the one of the Chara's ($u^+=23.4*\ln(y^+)-65$) and of the Virk's asymptote ($u^+=11.7 \ln(y^+)-17$). For y^+ greater than 100, it follows the Virk's asymptote, and finally finishes by an horizontal line. It appears that this profile reveals some characteristics of drag reducing solutions described in literature (Zakin et al., 1998, Gyr and Bewersdorff, 1995).

Reynolds shear stress (no presented here) for the CTAC solution are nearly zero in comparison to the ones obtained for the Newtonian flow by PIV. This is an interesting result which corroborates those reported by some authors as Li et al.(2005).

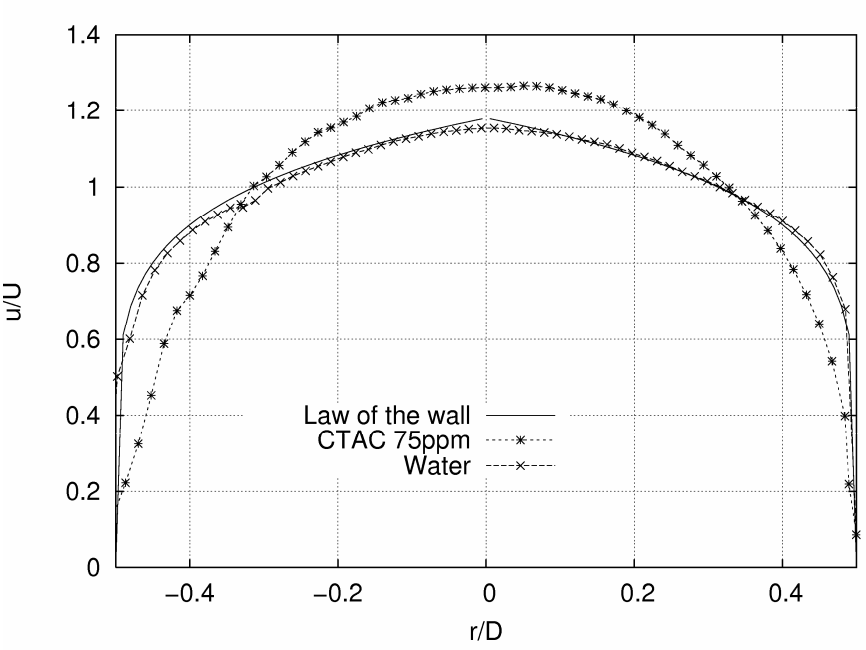


Figure 4: The mean velocity profile normalized by the bulk velocity versus the distance from the axis normalized by the diameter (Re≈21000, T=20°C, D=17mm).

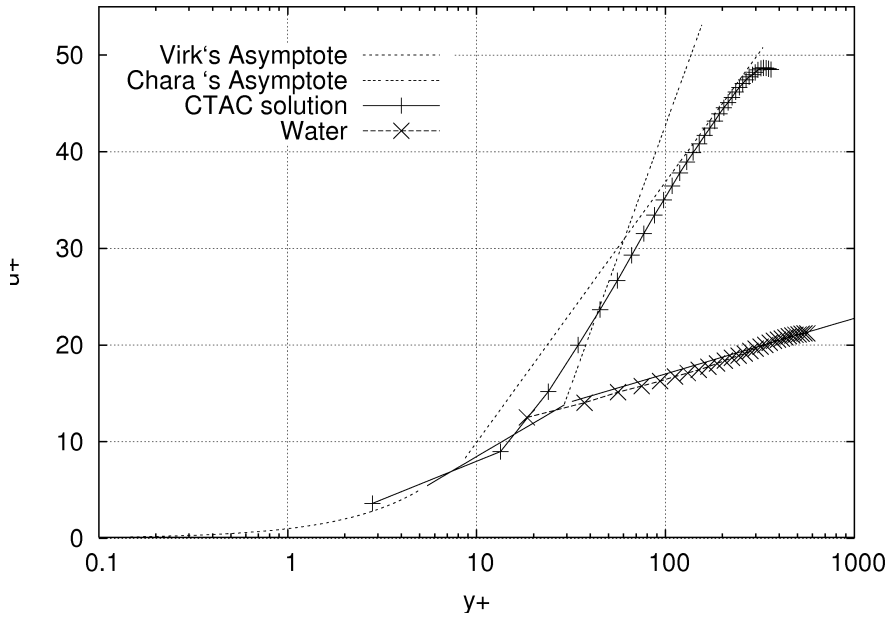


Figure 5 : The mean velocity profile normalized by the friction velocity in wall coordinates system (Re≈21000, T=20°C, D=17mm, $u^+=u(r)/u_\tau$, $y^+=y.u_\tau/\nu$).

Figure 6 shows the distribution of the instantaneous velocity in the surfactant solutions and the water flow with the same Reynolds number (Re≈21000). We observe a weak acceleration of the core region for the surfactant solution. The contour in the surfactant solution is approximately parallel to the mean flow in the near wall region. That comes from a reduction of the velocity gradient near the wall.

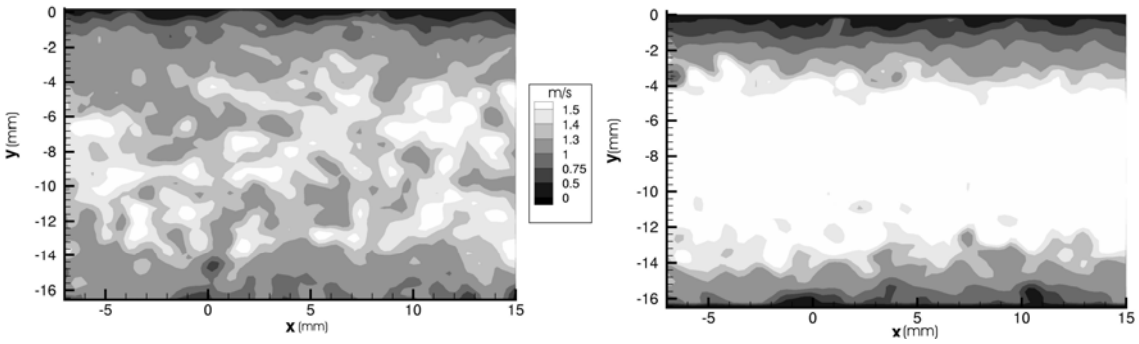


Figure 6: Norme of the instantanous velocity field for the water (left) and the surfactant solution (right) at Re≈21000, T=20°C.

4 Conclusion

In this communication Drag reduction by addition of very small amount of CTAC NaSal (75ppm) was investigated by measurement of the pressure drop and by using a PIV system. Temperature and diameter effects were investigated. In general, this system presents drag reduction rates of about 75 %.

First, it appears that the friction factor in the turbulent flow depends on the temperature and on the diameter. This dependence appears principally on the value of the Critical Reynolds Number (CRN) from which the flow becomes fully turbulent with no drag reduction effects. At lower temperature CRN increases with the temperature (10-35°C). However, for higher temperature the drag reduction is simply lost. The increasing of the diameter shifts the CRN to greater values.

Secondly, for Re=21000 and T=20°C, one observes on PIV's results that the shape of mean velocity profile for the very low concentrated surfactant solution approaches the one of the single Poiseuille-laminar flow, whereas, the flow is fully turbulent, as it can by seen on the axial turbulent intensity profiles, although the Reynolds stress for the surfactant solution is negligible.

5 Acknowledgement

This research was supported by *Communauté Urbaine de Cherbourg* and *Conseil Général de la Manche*.

6 Literature

[1] Den Toonder. J. M. J, Hulsen. M. A, Kuiken G. D. C, Nieuwstadt. F. T. M.: Drag reduction by polymer additives in a turbulent pipe flow: numerical and laboratory experiments, J. Fluid Mech. vol. 337, 1997.

[2] Gyr. A, Bewersdorff. HW.: Drag Reduction of Turbulent Flows by Additives. The Netherlands Kluwer Academic Publishers, 1995.

[3] Li. F.C, Kawaguchi. Y, Segawa. T and Hishida. K.: Reynolds number dependence of turbulence structures in a drag-reduction surfactant solution channel flow investigated by particle image velocimetry, Physics of Fluids, 2005.

[4] Zakin. J.L, Lu. B and Bewersdorff . H.V.: Surfactant Drag Reduction, an invited review article for Reviews in Chemical Engineering, 14, 255-320, 1998.

[5] Bewersdorff H.W. and Ohlendorf D.:The behaviour of drag-reducing cationic surfactant solutions, Colloid Poly. Sci., 266, 941-953, 1988.

Author:

PhD student. Hadri ferhat
Engineer Student. Hertnagel Markus
Dr. Guillou Sylvain
LUSAC, BP78
50130 Cherbourg-Ocrteville
Tel.: ++33 – 3301 –4137
Fax: ++33 – 3301 – 4201
hadri@chbg.unicaen.fr
Hertnagel Markus@chbg.unicaen.fr
sylvain.guillou@chbg.unicaen.fr

Pr. Makhloufi Rachid
Dr. Besq Anthony
LUSAC, BP78
50130 Cherbourg-Octeville
Tel.: ++33 – 3301 –4216
Fax: ++33 – 3301 – 4201
anthony.besq@chbg.unicaen.fr
rachid.makhloufi@chbg.unicaen.fr

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Kalibrierung von Druckrohrnetzmodellen mit Genetischen Algorithmen

Daniel Kozelj, Franci Steinman, Primož Banovec

Der Beitrag erörtert die Kalibrierung von Druckrohrnetzmodellen mit Anwendung von Genetischen Algorithmen als Optimierungsmethode. Gegenstand der Kalibrierung ist die Bestimmung der unbekannten Modellparameter des mathematischen Modells zur Simulation des hydraulischen Verhaltens von Druckrohrnetzen. Die Güte des Kalibrierungsprozesses wird durch die Maximierung der Übereinstimmung von am realen System gemessenen und vom Model simulierten hydraulischen Größen gegeben. Das entwickelte Kalibrierungsverfahren setzt sich aus zwei Stufen zusammen, der sog. „Grob-“ und „Fein-“ Kalibrierung. Die Grobkalibrierung bezieht sich auf die Bestandsaufnahme des Druckrohrnetzes, während sich die Feinkalibrierung der Bestimmung von unbekannten Modellparametern widmet. Mit Hilfe der Genetischen Algorithmen wird bei der Feinkalibrierung eine Zielfunktion optimiert, die die Abweichungen der gemessenen und simulierten hydraulischen Größen minimiert. Das Kalibrierungsverfahren wurde an einem Teil des Wasserversorgungssystems von Ljubljana angewandt. Die Ergebnisse des Kalibrierungsverfahrens wiesen einen hohen Grad der Modelleichung auf und bestätigten die Anwendbarkeit unseres Kalibrierungsverfahrens im Gebiet der Druckrohrnetzmodellierung.

1 Einleitung

Die mathematische Modellierung und Systemanalysen der Druckrohrnetze ist ein sehr gut entwickeltes Forschungsgebiet, deren Anwendung ihren Platz zwischen anderen Decision Support Modellen erfolgreich gefunden hat. Durch die GIS Unterstützung in Verbindung mit anderen Informationstechnologien ist die Grundlage gegeben Druckrohrnetzmodelle zu konstruieren. Nach der Erstellung des Druckrohrnetzmodells und dessen Anpassung an die vorgesehene Nutzung im Sinne der hydraulischen Analyse, wird zuerst der Grobkalibrierungsprozess durchgeführt. Dieser Prozess besteht aus der Bestandsaufnahme des Systems und bezieht sich auf die Kontrolle des hydraulischen Modells, bis die Systemvariabeln der hydraulischen Größen eine gewisse Übereinstimmung mit den verfügbaren Messungen aufweist (Abb. 1).

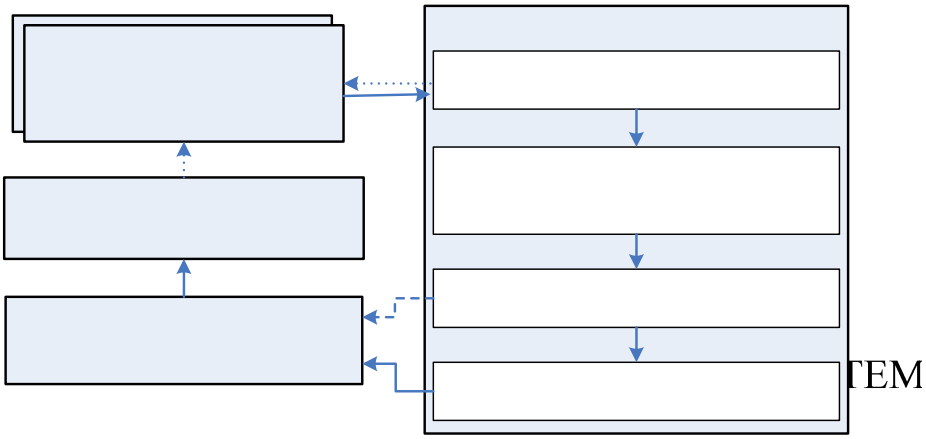


Abbildung 1 Management aus dem Blickpunkt der hydraulischen Modellierung

Dem Grobkalibrierungsprozess folgt die Feinkalibrierung, die einen höheren Grad der Modelleichung anstrebt. Die Feinkalibrierung dient der Bestimmung von unbekannten Parametern des entwickelten mathematischen Modells zur Simulation des hydraulischen Verhaltens von Druckrohrnetzmodellen. Durch erstellte Messprogramme werden an ausgewählten Messstellen hydraulische Größen erhoben, die zur quantitativen Abschätzung der Güte der Kalibrierungsergebnissen dienen. Die Wahl eines Messprogramms ist entscheidend für den Kalibrierungsprozess.

Die kalibrierten Druckrohrnetzmodelle ermöglichen Simulationsrechnungen und Verifikation von Entwürfen neu zu planenden Netzen, das Verhalten des Netzes bei großen Löschwasserentnahmen, gezielte Mängelidentifikation und Rehabilitation von bestehenden Versorgungsnetzen, wie auch die Bestimmung der Verteilung der Konzentration von Qualitätsparametern im Netz (Deuerlein, 2003). Nach erfolgreicher Anwendung der Modelle und Ausführung der geplanten Maßnahmen werden die neu gewonnenen Erkenntnisse und Änderungen zurück in das Informationssystem eingeführt. Allen Anwendungsgebieten gemeinsam ist, dass die Qualität der Berechnungsergebnisse von der Qualität der Modellparameter abhängig ist.

2 Kalibrierung von Druckrohrnetzmodellen

2.1 Optimierungsmodell zur Kalibrierung von Druckrohrnetzmodellen

Im Gebiet des Kalibrierungsprozesses zur Modelleichung der Druckrohrnetze wird zwischen der Grob- und Feinkalibrierung unterschieden, die sich mit den Modellparametern beschäftigen. Ein Teil der Modellparametergrößen kann über Messungen mit relativ großer Zuverlässigkeit direkt bestimmt werden. Dazu gehören z.B. die Behälterfüllhöhen oder Verbrauchswerte von Großabnehmern

im Netz. Hingegen ist der Identifizierungsprozess einige Modellparameter sehr beschwerlich, da sie zwar direkt messbar sind, aber deren Erhebung eine Komplexität und Ausmaß hat das nicht Wirtschaftlich zu vertreten ist. In dieser Kategorie der Modellparameter sind Knotenbedarfswerten und deren Tageszeitliche Schwankungen anzutreffen, wie auch der hydraulisch effektive Innerdurchmesser der Rohre. Gleichwohl die Möglichkeit besteht diese Werte direkt zu Bestimmen ist es angemessener sie durch ein Kalibrierungsverfahren zu bestimmen. Modellparameter die durch direkte Messungen nicht zu bestimmen sind z.B. Rauhigkeitsbeiwerte der Rohre. Diese Parameterschätzungen sind von anderen messbaren Größen abzuleiten, wie z.B. von Messgrößen der Druckhöhen, Durchflüsse, Einspeisungen, aber auch Qualitätsparameter.

Beim Kalibrierungsprozess stellt sich oft die Frage, wann das Druckrohrnetzmodell als geeicht betrachtet werden kann und man die Kalibrierung beendet. Solche Richtlinien geben Grenzwerte an, die ausgefüllt sei sollten um genügend Sicherheit in die Berechnungswerte des Modells zu haben bei deren Anwendung. Das WRc (WRc, 1989) Forschungscenter hat Modelleichungsrichtlinien erstellt, die sich an Abweichungen verschiedener Messgrößen beziehen:

- Bei Durchflüssen: a) ±5% Abweichung, wenn Messungen mehr als 10% des Systembedarfs darstellen oder b) ±10% Abweichung, wenn Messungen weniger als 10% des Systembedarfs darstellen.
- Bei Drückhöhen: a) ±0.5m bzw. ±5% Abweichung, bei 85% aller Messungen, b) ±0.75m bzw. ±7.5% Abweichung, bei 95% aller Messungen oder c) ±2.0m bzw. ±15% Abweichung, bei 100% aller Messungen.
- Behältereinspeisungen: ±5% des Einspeisungsvolumens von Versorgungsbehältern zwischen zwei Simulationsschritten des zeitabhängigen Betriebs.

Das im Beitrag vorgestellte Kalibrierungsverfahren bezieht sich auf die Parameterschätzung der Knotenbedarfswerte und die Rauhigkeitsbeiwerte der Rohre. Beide Parameterwerte können zwar ungefähr Schätzbar, dennoch gestaltet sich dieses Verfahren als äußerst mühsam, da die Parameteranzahl in realen Versorgungsnetzen eine nicht beherrschbare Komplexität erreicht. Diese Barriere wird mittels von Optimierungsmethoden überwunden. Die Optimierung von unbekannten Modellparametern wird durch eine zu minimierende Zielfunktion E dargestellt, die die Abweichungen von Messgrößen und den zugehörigen Simulationsberechnungen auswertet. Die Formulierung einer solchen Zielfunktion E kann z.B. durch die Standardabweichung aller erhobenen

Messgrößen y^*_{ik} und y^*_{jk}, deren zugehörigen Berechnungswerten y_{ik} und y_{jk} die in allen betrachteten Lastfällen N_{load}, Messstellen N_{MH} und N_{MQ} zusammensetzt werden, sowie α Gewichtungsfaktor zwischen Druckhöhen- und Durchflussmessungen (s. Gl. 1).

$$\min E = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{N_{Load}} \sum_{i=1}^{N_{MH}} (y^*_{ik} - y_{ik})^2}{N_{Load} * N_{MH}}} + \alpha \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{N_{Load}} \sum_{j=1}^{N_{MQ}} (y^*_{jk} - y_{jk})^2}{N_{Load} * N_{MQ}}} - Pe \qquad (1)$$

Bei der nichtlinearen Optimierungsaufgabe des Kalibrierungsprozesses wird neben der Standardabweichung der hydraulischen Größen auch eine Straffunktion *Pe* berücksichtigt, die die expliziten Nebenbedingungen der Optimierungsaufgabe einbezieht. Dabei ist zwischen impliziten und expliziten Nebenbedingungen unterscheiden. Implizite Nebenbedingungen werden bei der Systemanalyse einbezogen und deren Gültigkeit garantiert die Eindeutigkeit des hydraulischen Gleichgewichts. Explizite Nebenbedingungen hingegen ermöglichen die Bestimmung der minimalen und maximalen Parameterwerte, was unreale Parameterwerte ausschließt und die Größenordnung der zulässigen Mengen begrenzt.

Die Vorteile dieser Methode liegen in dessen breiter Anwendbarkeit, die es ermöglicht beliebige Messgrößen, Lastfällen und Betriebszustände zu berücksichtigen. Bei der Auswertung der Standardabweichungen kann verschiedenen Messgrößen einen entsprechenden Gewichtungsfaktor zugeteilt werden um eine höhere Effizienz der Optimierungsverfahren und der Güte des Kalibrierungsergebnisses zu gewährleisten.

Genetische Algorithmen (GA) sind eine Klasse von nichtlinearen, adaptiven und heuristischen Methoden für Such- und Optimierungsprobleme und gehören zur Gruppe der Evolutionären Algorithmen. GA nehmen sich die Natur zum Vorbild in der das Prinzip Reproduktion, Mutation und der natürlichen Selektion ein „Überleben des Stärkeren“ garantiert und so die beste Lösung eines Individuums darstellt. Die Anwendung der GA im Bereich der Kalibrierung von Druckrohrnetzmodellen ist anerkannt und hat sich bewehrt (Steinman et al., 2001). Die Optimierungsaufgabe der GA besteht aus der Zielfunktion, Entscheidungs-variablen und Nebenbedingungen. Die Optimierungsaufgabe ist so strukturiert, das die Werte der Entscheidungsvariablen gesucht werden, die die Zielfunktion minimieren oder maximieren während die Nebenbedingungen eingehalten werden (Wall, 1996).

Die Verifizierung des vorgestellten Kalibrierungsverfahrens und des Computermodells wurde zuerst an einem hydraulischen Druckrohrnetzmodell aus der Literatur getestet (Kozelj, 2005). Das Optimierungsmodell wies sehr gute Ergebnisse der Modelleichung und Parameterschätzungen auf, was uns eine

gewisse Sicherheit im Verfahren der Kalibrierung von Druckrohrnetzmodellen realer Versorgungssysteme gab.

2.2 Kalibrierung des Wasserversorgungssystem Šentvid - Ljubljana

Das verifizierte Optimierungsmodell zur Kalibrierung wurde an einem Teil des Wasserversorgungssystems von Ljubljana angewandt. Das Ziel der Analyse war es das erstellte Druckrohrnetzmodell mit Hilfe von einen Optimierungsmodell zu kalibrieren. Die zu kalibrierende Modellparameter sind die Knotenbedarfswerte und die Rauhigkeitsbeiwerte der Rohre. Nach der Bestandsaufnahme des hydraulischen Modells wurde das Verfahren der Grobkalibrierung. Anschließend wurde der Optimierungsalgorithmus zur Feinkalibrierung benutzt, das sich in zwei Stufen teilt: a) Kalibrierung von Knotenbedarfswerte bei der Simulation des zeitabhängigen Betriebs; und b) Kalibrierung von Rauhigkeitsbeiwerten der Stränge bei unabhängigen stationären Fließzuständen (Löschwassertests). Bei beiden Kalibrierungs-verfahren wurde das Optimierungsmodell, basierend auf den GA, angewendet.

Das Wasserversorgungssystem von Šentvid ist ein hydraulisch unabhängiger Teil des Versorgungssystems von der slowenischen Hauptstadt Ljubljana und eine generelle Abbildung des Systems findet sich in der Abb. 2. Das Wasserversorgungssystem versorgt ungefähr 34.100 Einwohner und der Durchschnittsbedarf wird auf 51,53 l/s eingeschätzt, währenddessen variiert die ins Netz eingespeiste Wassermenge zwischen 90 bis 110 l/s. Das Hauptverteilungsnetz des Wasserversorgungssystems wurde mit Hilfe GIS und CAD Daten erstellt und das Ergebnis ist ein hydraulisches Modell mit 4 Reservoirs, 2 Versorgungsbehältern, 4 Pumpen, 1601 Knoten, 1858 Strängen und 1 Druckminderungsventil. Für das durchgeführte Kalibrierungsverfahren wurde das Modell reduziert, so das am Ende 1416 Knoten und 1684 Stränge übrig blieben. Das genannte hydraulische Modell wurde dem Grobkalibrierungsprozess unterzogen durch den Vergleich der Systemvariablen mit Durchfluss-, Druck- und Behälterniveaumessungen. Die Rauhigkeitsbeiwerte der Rohre und die Knotenbedarfswerte wurden mittels von vorhandenen Daten, Facheinschätzungen und Rohrrauheitstabellen ausgewählt.

Die Kalibrierung von unbekannten Modellparametern wurde durch Erhebung von Messungen aus 16 Druck- und 4 Durchflussmessstellen vollzogen, die im Zeitrahmen einer Woche durchgeführt wurden. Zusätzlich zu den einwöchigen Messungen wurden noch sechs Löschwassertests durchgeführt, um das Versorgungssystem bei extremen Betriebszuständen auszuwerten. Neben den genannten Messstellen, die aus einen Messprogramm ausgegangen sind, wurden Messungen auch an Behältern, Pumpen und Regelungsarmaturen erhoben.

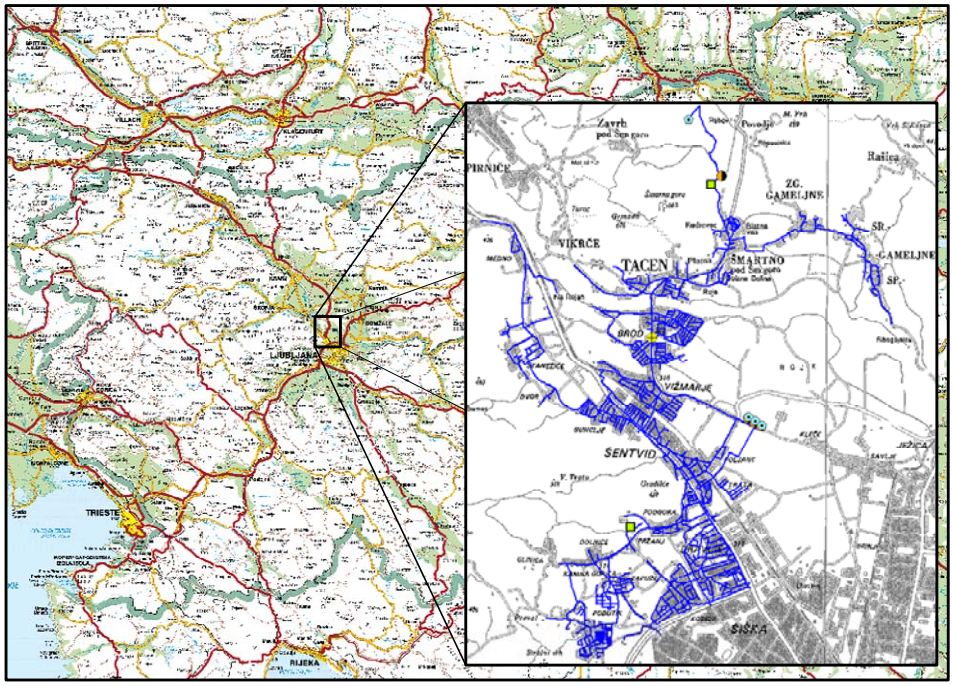


Abbildung 2 Die Schrift in Abbildungen sollte auch bei Verkleinerung noch lesbar sein

Die Feinkalibrierung der Knotenbedarfswerte wurde mittels des genannten Optimierungsalgorithmus durchgeführt unter Betrachtung des zeitabhängigen Betriebs. Nach einer vorläufigen Analyse der Anzahl der Entscheidungsvariabeln (1416 Knoten) wurde diese nach gewissen Gruppierungskriterien zusammengelegt und so die Anzahl der Entscheidungsvariabeln deutlich verringert (1014 Knotenbedarfsgruppen). Die Grundlage dieser Entscheidung in der Stellung des Optimierungsproblems, dass unterbestimmt und daher schlecht gestellt (ill-posed) sein würde (Mallick et al., 2002).

Die Simulationsberechnungen des zeitabhängigen Betriebs hat 24 Stunden betragen mit einen 15 Minuten Intervall, so das die Anzahl der verfügbaren Druckhöhenmessungen von 16 Messstellen 1536 (16*24*15) betrag. Dazu wurden noch 192 Behälterniveaumessungen (2 Versorgungsbehälter) und 672 Durchflussmessungen (4 Durchflussmessstellen und 3 Pumpeneinspeisungen) berücksichtigt. Die Optimierungsaufgabe (s. Gl. 1) des Kalibrierungsprozesses wurde mittels der GA durchgeführt. Es wurden „Steady-State GA“ zusammen mit „realen Zahlen“ Kodierung benutzt. Der Optimierungsprozess wurde mit einer Population von 100 Chromosomen, mit Zweipunkt Rekombination der Wahrscheinlichkeit 0,85 und einer Genmutationswahrscheinlichkeit von 0,07. In der Zielfunktion wurde für die Durchflussmessungen der Gewichtungsfaktor α mit 1,5 bewertet. Mehrere Optimierungsversuche mit 20.000 Iterationen wurden durchgeführt um den Optimierung Verifizieren.

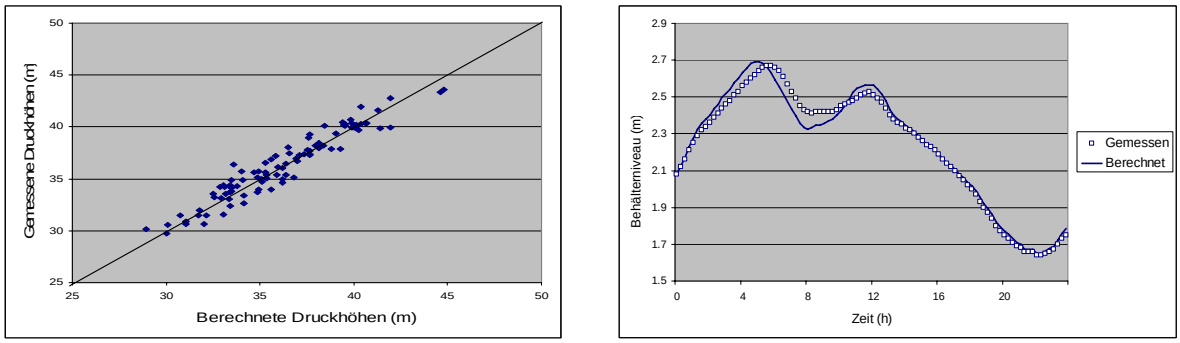


Abbildung 3 Diagramm gemessener und berechneter Druckhöhen-Messstelle MT1 (Links) und Vergleich der Niveaulinie im Versorgungsbehälter Pržanj (Rechts)

Einige Ergebnisse der Kalibrierung von Knotenbedarfswerten sind in Abb. 3 dargestellt. Abgebildet sind zwei Diagramme die den Vergleich gemessener und berechneter Druckhöhen der Messstelle MT1 (Abb. 3, Links) und den Vergleich der Niveaulinie im einem der Versorgungsbehälter (Abb. 3, Rechts). Von beiden Abbildungen kann vernommen werden, dass eine gute Modelleichung erreicht wurde. Die Ergebnisse liegen auch gemäß der genannten Richtlinie im Rahmen der Empfohlenen Werte. Die Standardabweichung der Druckhöhenmessungen liegt bei 0,683 und die der Durchflussmessungen 0,372. Zusammen mit dem Gewichtungsfaktor α wurde Ergebnis von 1,241 der Modelleichung erreicht. Die Korrelation der gemessenen und berechneten Größen ist 0,986.

Im Weiteren wurde die Feinkalibrierung der Rauhigkeitsbeiwerte bei unabhängigen stationären Fließzuständen vorgenommen. In den einwöchigen Messungen wurden Löschwassertests durchgeführt, die über einen sehr hohen „Informationsgehalt“ zur Kalibrierung von Rauhigkeitsbeiwerten verfügen. Neben der gemessenen Löschwasserentnahme wurden auch die Druckhöhen gemessen, die mit den kontinuierlichen Messungen ergänzt wurden. So stehen bei 11 Lastfällen 192 Druckhöhenmessengen zur Verfügung. Auch die Rauhigkeitsbeiwerte der Rohre wurden nach Gruppierungskriterien zusammengelegt und resultieren in 19 Rauhigkeitsbeiwertsgruppen. Nur die Rauhigkeitsbeiwerte der Stränge die vor den Druckhöhenmessungen liegen wurden Kalibriert und deren Ergebnisse wurden danach auf die nicht erfassten Stränge extrapoliert. Die Zielfunktion (s. Gl. 1) wurde durch den Wegfall der Durchflusskomponente vereinfacht.

Auch bei dieser Optimierung wurden die Gleichen Parameterwerte der GA gewählt, nur dass die Optimierungsversuche nach 10.000 Iterationen beendet wurden. Auch die Modelleichungsergebnisse dieser Optimierung sind im Rahmen der Empfohlenen Richtlinienwerte. Die Standardabweichung der Druckhöhenmessungen liegt bei 0.364, während die Korrelation der gemessenen und berechneten Druckhöhen 0.994 ist.

2.3 Zusammenfassung

Zusammenfassend wird die Anwendung des entwickelten Kalibrierungsverfahrens in der Modellierung am realen Wasserversorgungssystem als erfolgreich bewertet. Die GA haben sich als sehr Robust und Effizient erwiesen im Kostenaufwendigenprozess der Kalibrierung von Druckrohrnetzmodellen.

3 Literatur

Deuerlein, J. Cembrowicz, R. Dempe, S.: Simulation der Hydraulik von Wasserversorgungsnetzen mit Kontrollarmaturen, Juli 2003 in GWF Wasser Abwasser Jg. 144, Nr. 7-8, S. 509 – 515.

Kozelj, D. Šantl, S. Steinman, F. Banovec, P.: Sampling Design for Calibration of Water Distribution System Models by Genetic Algorithms, September 2005 in Proceedings of the Eight International Conference on Computing and Control for the Water Industry, University of Exeter, UK, S. 173 – 178.

Mallick, K.N. Ahmed, I. Tickle, K.S. Lansey, K.E.: Determining Pipe Groupings for Water Distribution Networks, März 2002 in J. of Water Resources Planning and Management, ASCE, S. 130-139.

WRc: Network Analysis – A Code of Practice, Water Research Centre, Swindow, UK, 1989.

Steinman, F. Banovec, P. Šantl, S.: Genetic Algorithms Supported Planning of Water Supply Systems, Juni 2001 in Journal of Mechanical Engineering, Jg. 47, Nr. 6, S. 263-279.

Wall, M.: GAlib: A C++ Library of Genetic Algorithm Components. Massachusetts Institute of Technology, USA, 1996.

Autoren:

Dipl.-Ing. Daniel Kozelj,
Prof. Dr.-Ing. Franci Steinman
Fakultät für Bau- und Vermessungswesen
der Universität von Ljubljana
Jamova 2, 1000 Ljubljana
Tel.: ++386 – 1 – 425 3460
Fax: ++386 – 1 – 426 9163
daniel.kozelj@fgg.uni-lj.si

Dr.-Ing. Primož Banovec
Institut für Hydraulische Forschung (IHR)
Hajdrihova 28
1000 Ljubljana
Slowenien
Tel.: ++386 – 1 – 241 8420
Fax: ++386 – 1 – 241 8433

Tree-Dimensional numerical study of flows in complex CSOs for their instrumentation

Vazquez, J. Lipeme Kouyi, G. Zug, M. Levecq, C. Zobrist, C.

The assessment of the flows and the pollutant load discharged into the natural environment requires the installation of an adequate instrumentation. The knowledge of the hydraulic operation of the Combined Sewer Overflows (CSOs) is thus essential. We use 3D modeling (FLUENT®) in order to understand the hydrodynamic behaviour. Initially, the numerical results arising from 3D modeling of the flows in side storm overflows were validated using the experimental data of the "CSO" pilot. In the second time, we applied the 3D modeling to the CSO on real site (in France) that was instrumented with sensors. Careful consideration was given to the boundary conditions at the downstream of the work. Simulations enabled us to know the various shapes of water lines and the evolution of the overflow rate along the weir. The location of the free surface was done by means of Volume Of Fluid (VOF) method. The k-ε model is used for the turbulence. The analysis of the results of 3D simulation was enabled to improve the instrumentation of this CSO for flow measurement.

1 Introduction

The CSO ensure the hydraulic regulation of the combined effluents in sanitation networks during rainfall envents. They generally act as safety upstream of wastewater treatment plant. However, they are privileged vectors of the pollutant load to the receiving body of water. In order to take stock of the cases of malfunctioning, the Water Act of January 3rd 1992, which transposes the Directive of the Council of the European Communities of May 21st 1991 on urban wastewater treatment into national law, takes into account the pollution produced and discharged by drainage systems. As a result, knowledge of the overflow rate has become indispensable for assessing the pollutant load discharged into the natural environment. Given that necessity, a "CSO project" was initiated in 1995. It brings together a number of partners such as ENGEES, Veolia Water with Anjou Recherche, GEMCEA and is funded by FNDAE. It is aimed at proposing a technical guide for engineers in order to improve knowledge and supply hydraulic operating models for CSOs. That is the context in which this study was conducted.

Several methods can be used to determine the overflow rate. The measurement of flow can be directly carried out on the crest, if a height/flow law is known or can be established (Zug *et al.*, 2002). But uncertainties related on the coefficient of discharge and the height of load can pose problem (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000 ; Laplace, 2000). This measure can be taken in the overflow channel. On the other hand, the risk of backwater effect is very significant, and the conduit of discharge often presents defects for measurement (too strong slope, absence of manhole…). The overflow rate can also be obtained by the difference between the upstream and downstream flow. However, this method presents some disadvantages like doubling the expenses of equipment and increasing uncertainty to the measure of discharged volume.

Moreover, the positioning of sensors allowing the measurement of the overflow rate is not very easy to find because, among other things, of the difficulty of access to some sites and of the geometrical complexity of some CSOs. Considering all these complications, we used 3D modeling in order to define the optimal location of the sensors according to the evolution of the water line along the weir.

Initially, this article presents validation of the 3D hydraulics models (in FLUENT) compared to experimental measurements in laboratory. In the second time, we used these validated models to understand the hydraulic behaviour of the complex CSO on real site (in France) in order to improve its instrumentation.

2 Experimental validation of the 3D models

2.1 Experimental data

The experimental data result from the "CSO pilot". The physical test bench is a small-scale model located in the technical hall of the Agricultural technical school of Obernai (France). The construction is a scale model (approximately 1:6) of some existing CSOs (see figure 1).

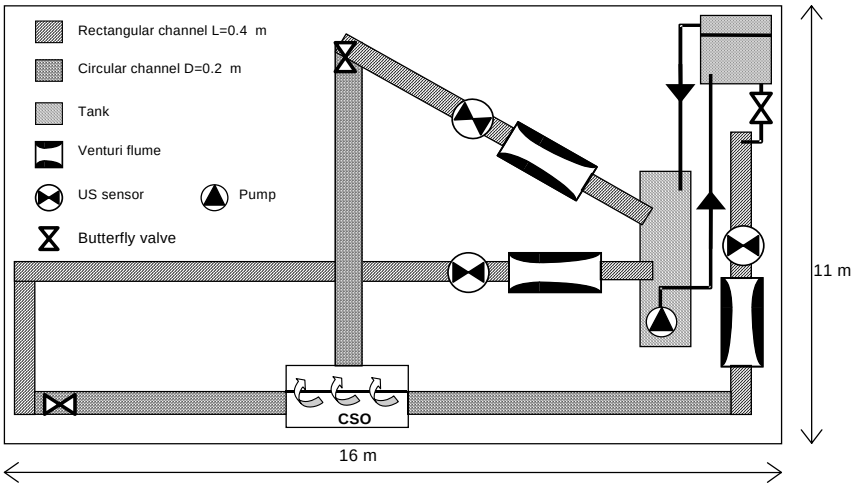


Figure 1 Simplified diagram of the "CSO" pilot

The geometric and hydraulic features of the CSO are as follows:

Slopes: The slopes of upstream, downstream retention and overflow pipes and the slope of the CSO itself are adjustable and may vary from 0 to 1 %. **Diameters of upstream and downstream pipes** : 200 mm upstream (inner diameter being 188 mm). 200, 110 and 75 mm downstream. **Crest lengths and heights:** crest lengths: 500, 1000 and 1500 mm; crest heights : 30, 50, 60, 75, 94 and 125 mm.

Each channel is equipped with a venturi flume coupled to a ultrasounds sensor. The errors on the flow rates could be estimated at ± 5 % thanks to cartography of velocity obtained with small current meter in the channels.

The 3D free surface measurement system is composed of a projector and a numerical camera coupled to the image processing software. The structured light projection is used to know the form of the free surface (Lipeme Kouyi *et al.*, 2003). The precision of this device is of ± 4 mm for the measurement of the moving water free surface.

2.2 Comparison of the results

The FLUENT® three-dimensional computational code is used to simulate the flows in side storm overflows. In each computational cell, partial derivative equations that describe the flow (Navier-Stokes equations) are rewritten in an averaged conservative algebraic form that puts the pressure, the velocity field and the Reynolds tensor in relation (Versteeg and Malalasekera, 1995). The finite volume method is used to solve equations. k-ε model is used as model of turbulence and VOF method enables to locate free surface. Dirichlet and Neuman boundary conditions type are used.

The criterion selected to judge performances of 3D modeling results is the relative value of the error reported to the upstream flow, defined as follows: $\text{Error} = \left(\frac{Q_{3D} - Q_{Measured}}{Q_{upstream}} \right).100$. Table 1 indicates the results of comparison.

Table 1 Comparison of the flows (subcritical flow in CSO)

	Measurements m^3/h (CSO pilot)	Numerical results m^3/h	Error (%)
$Q_{outflow}$ (m^3/h)	20.2 45.0 61.2	19.2 43.8 56.0	-3.6 -1.6 -4.5
$Q_{overflow}$ (m^3/h)	7.8 27.4 51.7	8.0 27.8 57.6	0.7 0.6 5.2

In a general way, 3D modeling tends to over-estimate the overflow rate (see table 1). The highest errors in absolute value are 4.5 % on the preserved flow rate and 5.2 % on the overflow rate. The comparisons of the flows in supercritical flow and with a hydraulic jump are also satisfactory. The errors are lower than 10 % (Lipeme Kouyi, 2004).

Figures 2a and 2b represent the free surfaces measured on the pilot and calculated with the code (figure 2a) and the error (%) between two surfaces (figure 2b), in supercritical flow.

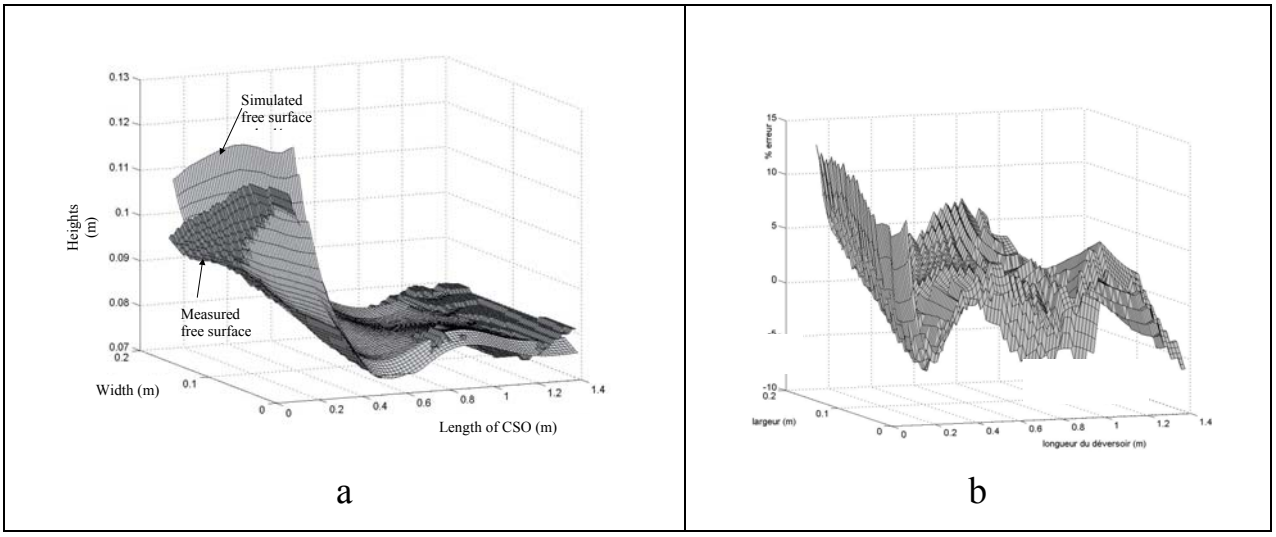


Figure 2 a: Comparison of the free surfaces; b: Representation of the errors

3D modeling reproduces the form of free surface. The maximum error of 12 % is locally observed at the upstream of the CSO. Indeed, in this part of the flow,

we have a great variation of the water depth for a weak displacement according to the length of the CSO. It is also noted that the errors are centered on zero. The results of comparison of the free surfaces are also satisfactory in subcritical flow and with hydraulic jump (Lipeme Kouyi, 2004).

3 Application of the 3D modelling to the CSO on real site

3.1 Objectives

This study takes place within the framework of the "CSO project". The aim is to simulate flows in the CSO in order to define the types of operation of the work and to determine more precisely overflow rates, for a better self-monitoring. The analysis of the numerical results will enable us to find the best location of the ultrasound sensors in order to determine the overflow rate thanks to the measurement of the height of water. Criteria selected (mesh, boundary and initial conditions, k-ε, VOF) during the experimental validation of the 3D models will be applied in the study of this work.

3.2 Geometry and computational mesh of the CSO

The CSO has a long (11.25 m) and double side weirs. The slope of upstream channel is rather marked (about 2 %) just at the entry of the elbow (dam).

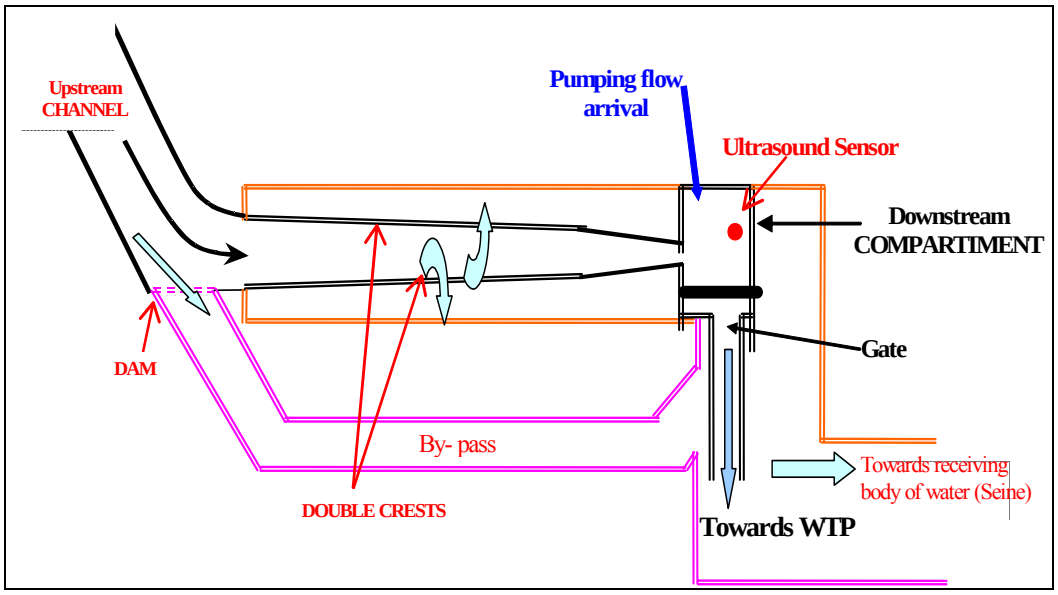


Figure 3 Simplified diagram of the CSO

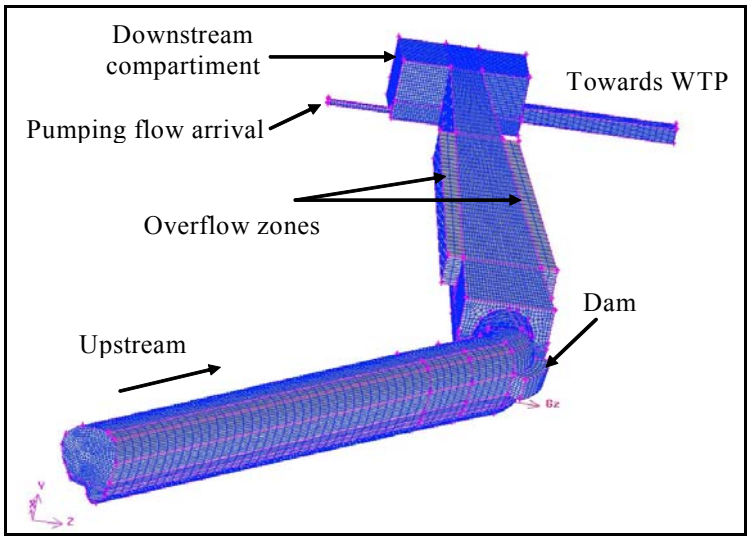


Figure 4 Computational mesh of the CSO

The number of computational mesh is about 200 000. The grid is composed of a combination of hexahedral and tetrahedral elements taking into account the complexity of the work.

3.3 Results of 3D Simulations

Figure 5 represents the evolution of the water line along the crest for various inlet flow rates.

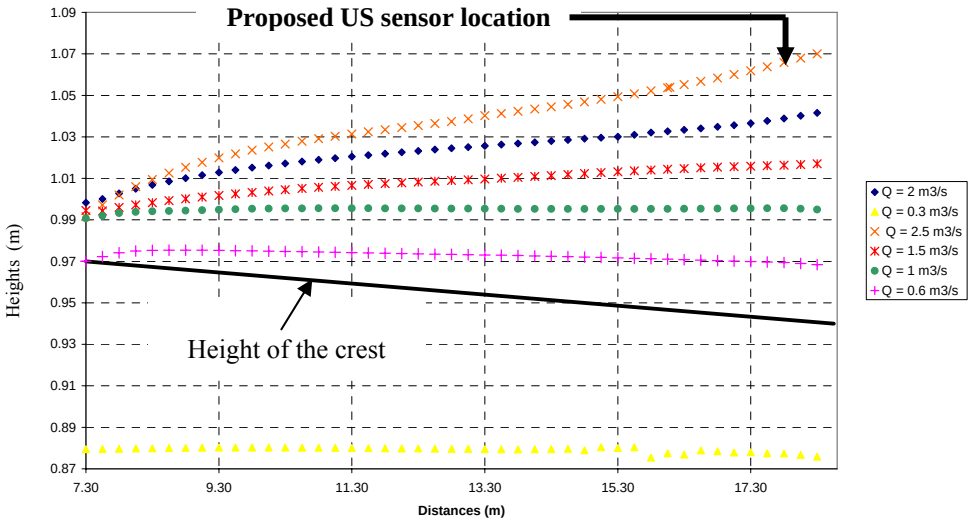


Figure 5 Evolution of water lines along the left crest according to inlet flow rates

The height of water increases with the flow along the weir. The highest water depth is observed around of an abscise 18.3. We will measure the height of water at this point to assess overflow rate.

Figure 6 shows the evolution of the free surface.

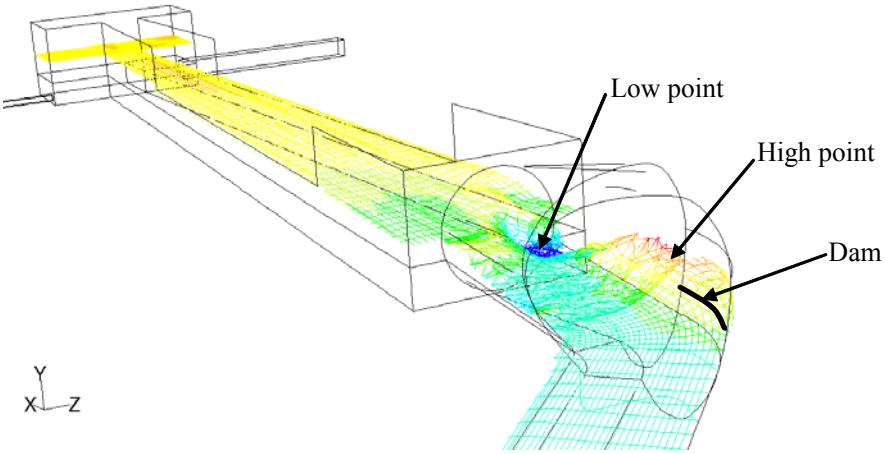


Figure 6 Evolution of the free surface

The free surface is elevated outside the elbow. Its low point is reached at the entry of the CSO for the upstream flow of 2.5 m^3/s. The high point is reached at the downstream of the dam (as observed on site). Hydraulic jump appears in the upstream channel for certain inlet flow rates.

3.4 Overflow models

From the results of the numerical simulations, we establish operating law of the CSO. The selected form of the model is: $Q_{overflow} = a \times h^b$ where h is the height of water above the crest. Results of various simulations enable to determine the coefficients of this equation.

For the calculation of the overflow rates, the height of water is extracted at the proposed location of US sensor (figure 5).

We give below an example of the mathematical model which allows calculating the overflow rate.

$$Q_{overflow} = 15.114 \times h^{1.366}$$

4 Conclusions

In this article, we presented a 3D modeling approach with FLUENT ® in order to improve the instrumentation of the complex CSO. Preliminary tests enable to retain the relevant numerical options for 3D modeling of the flows in the side storm overflows. All choices of modeling (mesh, boundary and initial conditions, k-ε, VOF) were validated compared to measurements of flow rates

(overflow and preserved flow) and 3D free surface. In both cases, the errors are lower than 10 %.

Then, we applied these recommendations to the CSO on real site. Simulations gave us a profile of the free surface at overflow zones and an estimate of the evolution of the overflow rates along the crest. It enables us to understand the operation of the CSO. The analysis of the results of simulation enables to propose locations of US sensors and overflow models.

5 References

Bertand-Krajewski, J-L. Laplace, D. Joannis, C. Chebbo, G.: Mesures en hydrologie urbaine et assainissement. Ed. Tec & Doc Lavoisier, Paris, 793 p, 2000.

Laplace, D.: La précision de l'imprécision. Hydrotechnics Seminar, 165th session of the Scientific and Technical Committee, December 2000, Lyon, France,

Lipeme Kouyi, G.: Expérimentations et modélisations tridimensionnelles de l'hydrodynamique et de la séparation particulaire dans les déversoirs d'orage. Phd thesis of Louis Pasteur University, France, December 2004.

Lipeme Kouyi, G. Vazquez, J. Poulet, J.B.: 3D free surface measurement and numerical modelling of flows in storm overflows. Flow measurement and instrumentation, 14 (3), pp 79-87, June 2003.

Versteeg, H. K. Malalasekera, W.: An introduction to computational fluid dynamics - the finite volume method. Prentice Hall, 1995.

Zug, M. Blanchet, F. Joannis, C. Ruban G. Cohen-Solal, F.: Evaluation of discharges by CSOs from water depth measurements - case study of a lateral with a low and long crest. 9th International Conference on Urban Drainage, September 2002, Portland, USA,

Authors:

Dr.-Ing. José Vazquez,
Dr. Gislain Lipeme Kouyi
ENGEES
1, Quai Koch
67000 Strasbourg
France
Tel.: ++33 – 388 – 248279
Fax: ++33 – 388 – 248283
jvazquez@engees.u-strasbg.fr

Dr.-Ing. Mathieu Zug,
Ing. Céline Levecq,
Ing. Christophe Zobrist
Anjou Recherche
Chemein de la digue BP76
Maisons-laffite, France
Tel.: ++33 – 134 – 933131
Fax: ++33 – 134 – 933110
mathieu.zug@veoliaeau.fr

Validierung von 3D Strömungsberechnungen im Modellversuch und Anwendung in der Studentenausbildung

Detlef Aigner, Reinhard Pohl

Mit der rasanten Entwicklung der Computertechnik wachsen die Möglichkeiten der mathematisch-numerischen Modellierung in der Hydromechanik (Computational Fluid Dynamics, CFD). Immer mehr Anwenderprogramme werden zum täglichen Werkzeug des Ingenieurs zur Lösung vielfältiger Problemstellungen. Viele Aufgaben sind ohne die Computertechnik nicht mehr lösbar. Simulationen mit ein-, zwei- und allmählich zunehmend dreidimensionalen Programmen ermöglichen heute schon eine Komplexität der Betrachtung, die es ohne diese Programme nicht gäbe. In Verbindung mit den verbesserten Möglichkeiten der Visualisierung hat die Software zur Strömungssimulation inzwischen in den Planungsbüros Einzug gehalten und wird auch von den Auftraggebern akzeptiert, auch wenn die Ergebnisse numerischer Modelle immer noch mit Skepsis betrachtet werden. Mit dieser Entwicklung steigen die Anforderungen an unsere Absolventen – nicht nur im fachgerechten Umgang mit dieser Technik sondern vor allem auch in der Interpretation der Ergebnisse. Die breite Einbindung dieser Simulationstechnik in die Ausbildung und Forschung an der Technischen Universität Dresden wird zu einem Schwerpunkt der Lehre der kommenden Jahre werden.

1 Einleitung

Das Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden führt im Rahmen der Ausbildung der Studenten der Wasserwirtschaft, der Hydrologie und des Bauingenieurwesen unterschiedliche Praktika und Belege in Verbindung mit physikalischen Modellversuchen durch. Im Rahmen der Realisierung bzw. Vorbereitung von Lehrveranstaltungen wie z.B. Turbulenzmodelle, Hydroinformatik oder Softwareanwendung wurde die schon länger diskutierte Frage aufgegriffen, ob Simulationsprogramme diese physikalischen Modelle ergänzen oder gar ersetzen können. Mit Unterstützung von Studenten, die im letzten Sommer im Hubert-Engels-Labor ein Praktikum absolvierten, wurden numerische Modelle u.a. von bisher üblichen physikalischen Modellversuchen erstellt und am Computer simuliert. Die Ergebnisse am physikalischen und numerischen 3D-Modell wurden verglichen. Es sollte nicht nur die Frage beantwortet werden, wie schnell der Umgang mit einem numerischen 3D-Modell

erlernbar ist, sondern auch, wie bedienerfreundlich oder wie genau sie sind und ob diese Strömungsmodelle den physikalischen Modellversuch ersetzen können.

2 Auswahl der Software

Für die vergleichenden Berechnungen wurde eine Software gesucht, die eine dreidimensionale Strömungssimulation mit freier Oberfläche bzw. als Wasser-Luft-Gemischströmung ermöglicht. Im Hubert-Engels-Labor werden nicht nur physikalische Modelle mit geschlossenen Systemen oder ebenen Oberflächen untersucht, wie z.B. Rohrleitungen oder Behälter mit konstantem horizontalem Wasserspiegel, sondern oft variieren die Wasserstände z.B. bei Überfallmodellen oder durch instationäre Vorgänge. Aber auch physikalische Modelle mit Wasser-Luft-Gemischen z.B. der belüftete Heber oder Schachtüberfälle sind oft Gegenstand der Untersuchungen.

Um diese hydraulischen Prozesse am Computer nachzubilden, bedarf es eines numerischen Modells, das die Phasen Wasser und Luft, die sogenannte Zweiphasenströmung, abbilden kann.

Auf diesem Gebiet der Softwareentwicklung hat sich in den letzten Jahren viel getan. Es gibt verschiedene Modelle, die sich für den Wasserbauingenieur eignen. Leider erfordert die Einarbeitung in die komplexe Software immer noch sehr viel Zeit, so dass eine umfassende und korrekte Anwendung eine ständige Beschäftigung mit diesen Programmen erforderlich macht. Das ist für die Ausbildung kaum machbar. Hier eignen sich vorbereitete Modelle, Bausteine, oder einfache Beispiele. Wir versuchten diesen Schritt zu gehen und wollen das an einigen Beispielen zeigen.

Für eine dreidimensionale Strömungssimulation stehen heute einige Programme zur Verfügung, von denen hier nur eine Auswahl genannt werden soll. Die Programme MIKE 3 von DHI Water & Environment, Dänemark, Flow 3D von FlowScience, USA-Santa Fe, Fluent von Fluent Deutschland GmbH Darmstadt und CFX von ANSYS, Inc., USA-Canonsburg.

Das Programm **MIKE 3** eignet sich vor allem für hydrodynamische Simulationen im Küstenbereich oder in Ästuaren, für Sedimenttransport oder Schadstoffausbreitungen mit Wasserkörpern, bei denen ein 3D-Effekt eine Rolle spielt. Das Modell **Flow 3D** scheint sehr gut für derartige Simulationen von 3D-Strömungen an Wehren, Überfällen und Tosbecken geeignet zu sein. Es vereint den Modellaufbau, die Vorbereitung, Berechnung und Ergebnisdarstellung in einem. Charakteristische Überfallströmungen, Tosbecken oder Vermischungsprozesse sollen ebenso berechenbar sein, wie Reaktionen, Dichteströmungen und Mehrphasenströmungen. Aus zeitlichen und finanziellen Gründen war es nicht möglich, dieses Programm bis Redaktionsschluss zu testen.

Das Programm **Fluent** ist zwar auf strömungsmechanische Problemlösungen aus dem Maschinen- und Flugzeugbau spezialisiert, würden sich aber laut Beschreibung auch für Strömungen mit freien Oberfläche eignen.

Die Autoren haben sich für das Programm **ANSYS CFX** entschieden, weil erste Erfahrungen schon mit den damals noch getrennten Software-Anbietern ANSYS-Flowtran und CFX-TASCflow bestanden und vorhandene Modelle einfach importierbar waren. Simulationen mit freier Oberfläche und Vermischungsprozesse werden mit CFX5.7.1 und der neuesten Version CFX10 ebenfalls angeboten. In das Programm CFX-10 können extern erzeugte Geometrien des Strömungsgebietes (Gitternetze) importiert werden, für deren Erstellung zusätzliche Programme erforderlich sind.

3 Modellversuche im Hubert-Engels-Labor

Die Modellversuche wurden im Hubert-Engels-Labor der Technischen Universität Dresden durchgeführt. Das Labor hat eine lange Tradition in der Durchführung von physikalischen Modellversuchen, insbesondere für den Fluss- und Wasserbau, für Hochwasserentlastungs- und Energieumwandlungsanlagen, für die Strömungsteilung oder die Mehrphasen-Gemischströmung. Seit 1898, der Gründung des Labors durch Prof. Hubert Engels, wurden physikalische Modellierungen durchgeführt. Als Beispiele für die vorliegenden Vergleiche wurden hier die Modelle Quelltopf, Standardüberfall und Schachtüberfall ausgewählt.

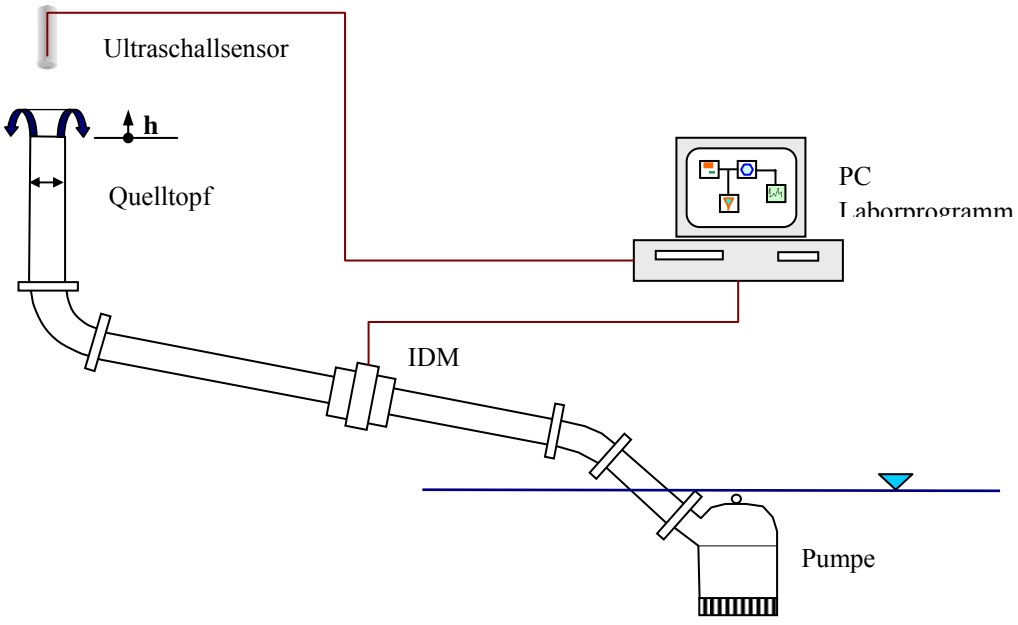


Abbildung 1 Modellversuch Quelltopf

Der **Quelltopf** (ein hydraulisches Bauteil zur Wasserverteilung in Becken und Gefäßen – ein umgekehrter Schachtüberfall) wurde zu Vergleichsmessungen im Labor aufgebaut, um ältere Versuchsergebnisse (*Röhner* 1981) zu überprüfen. Es wurden Innendurchmesser von 94, 152, 192 und 236 mm untersucht.

Der **Standardüberfall** wird von den Studenten der Wasserwirtschaft, der Hydrologie und des Wasserbaus im Rahmen eines Beleges im Labor untersucht. Außerdem wurden in jüngster Zeit Untersuchungen zur Einschnürung des Überfallstrahles durch Pfeiler auf dem Überfallrücken durchgeführt.

Schachtüberfälle werden in unserem Labor seit längerem untersucht. Dazu gehören Modelle von Talsperren (Lichtenberg, Ohra, Aabach, Zeulenroda) und Hochwasserrückhaltebecken (Glashütte). Am Computer nachgebildet wurde für die vorliegende die Hochwasserentlastung der Aabach-Talsperre.

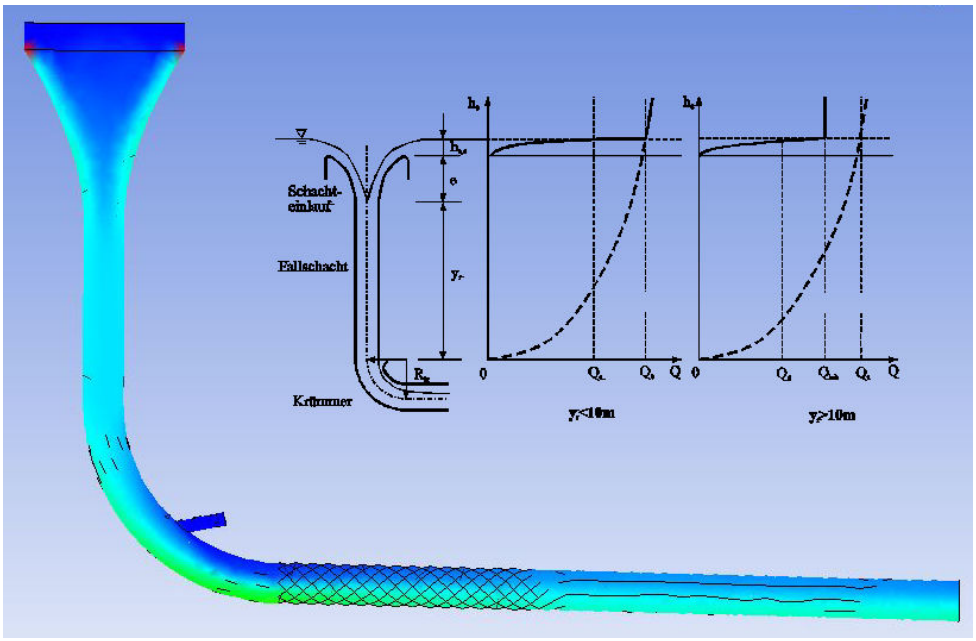


Abbildung 2 Numerisches Modell der Aabach-Talsperre

4 Numerische Modelle

Die Geometrien mussten mit einer Netzgenerierungssoftware erzeugt und in das Programm CFX importiert werden. Dabei wurden Erfahrungen mit den verschiedenen Herangehensweisen gesammelt, der systematische Aufbau aus Punkten, Linien, Flächen und Netzen wie im ANSYS üblich bis zur extrudierten Skizze bzw. CAD-Konstruktion. Die richtige Planung des Modells spielt dabei eine wichtige Rolle. Wichtigste Erkenntnis: Die Modellplanung und -erstellung

benötigt die meiste Zeit bei der numerischen Simulation, also ähnlich dem physikalischen Modellaufbau. Das numerische Modell erfordert ein präzises Arbeiten und stellt einen iterativen Prozess dar. Wichtigstes Ziel ist dabei die Optimierung, Verfeinerung und Verbesserung des Modells. Der Modellumfang hat einen wesentlichen Einfluss auf die Rechenzeit und die Handhabbarkeit der Daten. Das kann sehr gut am Modell Quelltopf erläutert werden.

Der Quelltopf

Anfänglich wurde der gesamte Quelltopf modelliert, obwohl es sich um ein rotationssymmetrisches System handelt. Dann erfolgte die Modellierung eines Ausschnittes des Quelltopfes mit der Definition der Seitenwände als Symmetrieebenen. Wichtig war dabei, dass der Zentriwinkel nicht zu spitz wurde, was zu Fehlern bei der Vernetzung führte (Qualität der 3D-Elemente).

Der Zufluss wurde über die Normalen-Geschwindigkeit an der Bodenfläche als Einlauf definiert. Als Simulationsergebnis wurde die Grenze zwischen den Volumenfraktionen Luft und Wasser (50%-Linie) als Überfallhöhe über den Quelltopf ermittelt.

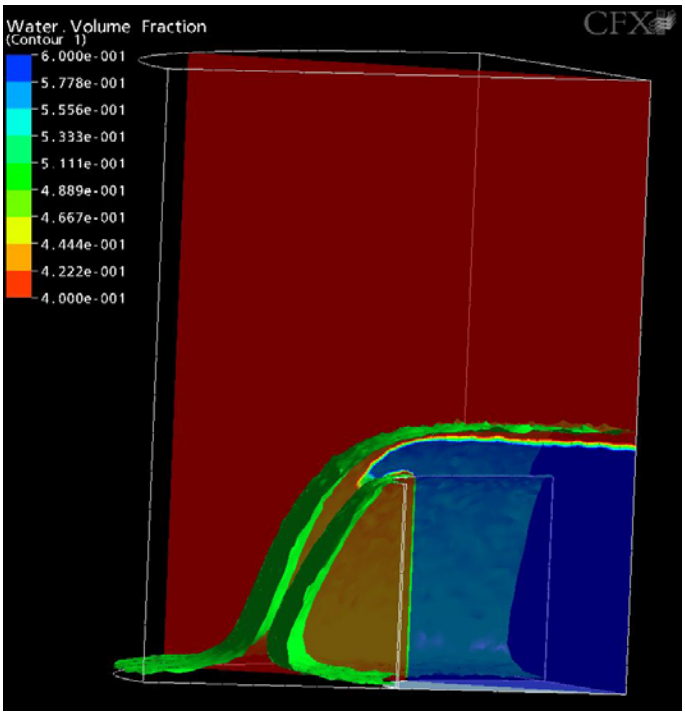


Abbildung 3 Simulationsergebnis am Tortenstück des Quelltopfes

Die theoretischen Gleichungen des Quelltopfes mit dem Durchmesser d sind die Überfallformel und die Springbrunnenformel mit folgenden Annahmen:

Kontinuität: $$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d^2} \quad (1)$$

Boussinesqzahl: $$Bou = \frac{v}{\sqrt{g \cdot r_{hy}}} = \frac{v}{\sqrt{g \cdot d/4}} = \frac{8 \cdot Q}{\pi \cdot \sqrt{g} \cdot d^{2,5}} \quad (2)$$

Springbrunnengleichung:

$$h = \frac{v^2}{2g} = \frac{8 \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot d^4} \rightarrow \frac{h}{d} = \frac{8 \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot d^5} = \frac{1}{8} \cdot Bou^2 \quad (3)$$

Überfallformel:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot \pi \cdot d \cdot h^{1,5} \rightarrow Bou = \frac{2^{4,5}}{3} \cdot \mu \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^{1,5} \quad (4)$$

Im Bereich des Überfalls ergab sich eine Abhängigkeit des Überfallbeiwertes von der Überfallhöhe. Daraus entstand die folgende Gleichung:

Quelltopfgleichung: $$\frac{h}{d} = \frac{Bou^2}{8} \cdot (1 - X^2) + 0{,}34 \cdot Bou^{0,77} \cdot X \quad (5)$$

mit $X = 1$ für $Bou \leq 1$ und $X = 1/Bou$ für $Bou > 1$

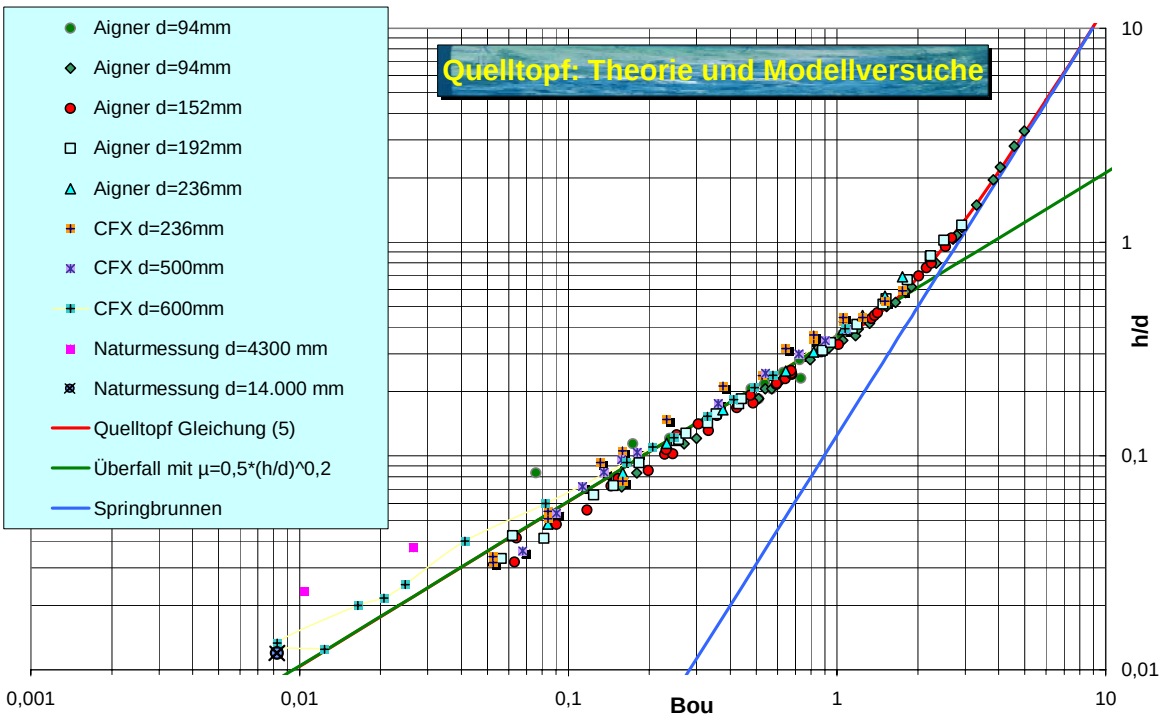


Abbildung 4 Vergleich der Ergebnisse aus numerischen und physikalischen Untersuchungen

Der Vergleich der Ergebnisse aus beiden Modellen zeigte eine erstaunlich gute Übereinstimmung. Berücksichtigt man die Genauigkeitseinschränkungen bei der Ermittlung der Überfallhöhe am numerischen Modell (mehrer Millimeter) dann ergibt sich ein gutes Ergebnis. Dagegen wichen die Vergleichswerte aus der Praxis (d = 4,3 m und d = 14 m), die nicht selbst gemessen wurden, erheblich von den Modellwerten ab.

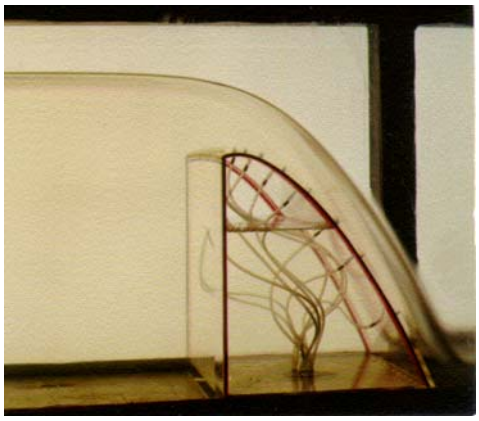
Standardüberfall

Das im Labor untersuchte Überfallwehr hat eine Bemessungsenergiehöhe h_{EB} von 84 mm, eine Wehrhöhe von w = 292 mm und eine Überfallbreite von b = 300 mm. Die geplanten Vergleichsmessungen mit einem Pfeiler auf dem Wehrrücken wurden nicht rechtzeitig zum Redaktionsschluss beendet, so dass hier nur der einfache Überfall mit der Computersimulation verglichen wird. Die Überfallform ergibt sich nach der Unterkante eines freien Überfallstrahles z.B. nach Oficèrov. Das Besondere am Standardwehr ist der Anstieg des Überfallbeiwertes bei gleichzeitigem Absinken des Druckes auf dem Überfallrücken. Beide Werte wurden zwischen Theorie und Modell verglichen und es zeigte sich wiederum eine recht gute Übereinstimmung.

Überfallformel $C = \frac{Q}{b \cdot h^{1,5}}$ $p = p_{Min} \approx \rho \cdot g \cdot h \cdot (1 - \frac{h}{h_{EB}})$

Tabelle 1 Standardüberfall, Vergleich numerisches Modell mit Theorie

Numerisches Modell					**Theorie**	
Q [m³/s]	**h [m]**	**C**	**h/h$_{EB}$**	**p [Pa]**	**C**	**p [Pa]**
0,00876	0,058	2,09	0,69	-32	2,08	176
0,01752	0,086	2,31	1,024	-172	2,23	-20
0,02628	0,111	2,37	1,32	-529	2,34	-350
0,03504	0,132	2,43	1,57	-894	2,42	-740
0,04380	0,152	2,46	1,81	-1370	2,5	-1207
0,05256	0,167	2,57	1,99	-1900	2,54	-1619



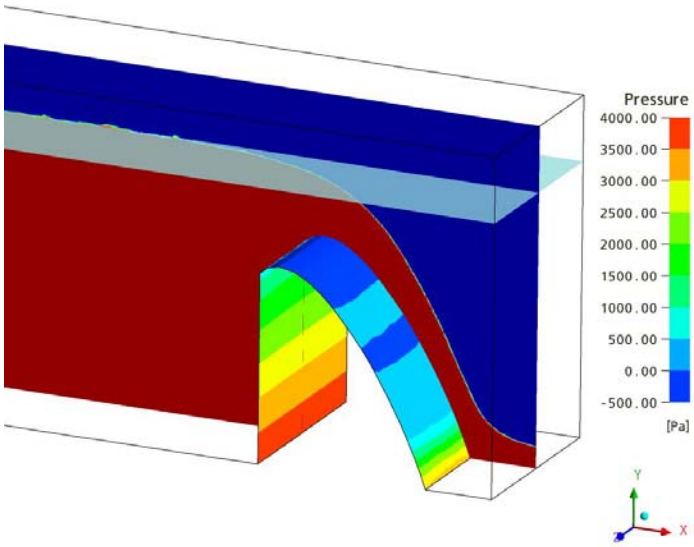
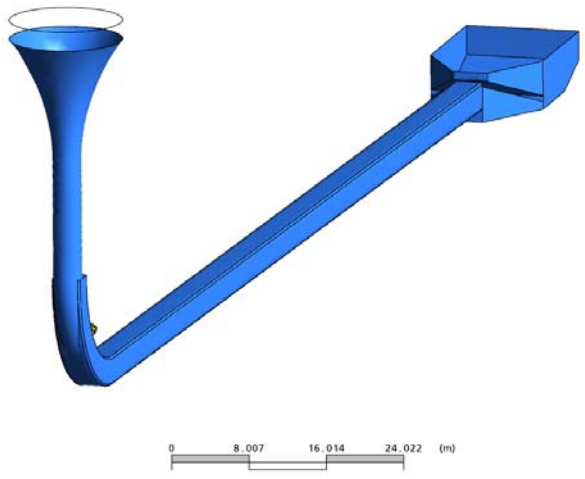


Abbildung 5 Standardwehr, physikalisches Modell

Abbildung 6 Standardwehr, numerisches Modell

Schachtüberfall

Das aufwändigste der vorgestellten Modelle war die Nachbildung eines Schachtüberfalles mit Einlauftrichter, Fallrohr, Krümmer mit Erweiterung und Öffnung für Lufteintritt, Ablaufstollen und Tosbecken. Wegen der in Fließrichtung wechselnden geometrischen Formen und der komplizierten Übergänge ergaben sich teilweise Probleme bei der Netzgenerierung (zu spitze Winkel), der speziellen Einlaufbedingungen und der komplizierten Tosbeckenformen mussten hier einige Vereinfachungen vorgenommen werden, die aber hydraulisch nur einen untergeordneten Einfluss hatten.



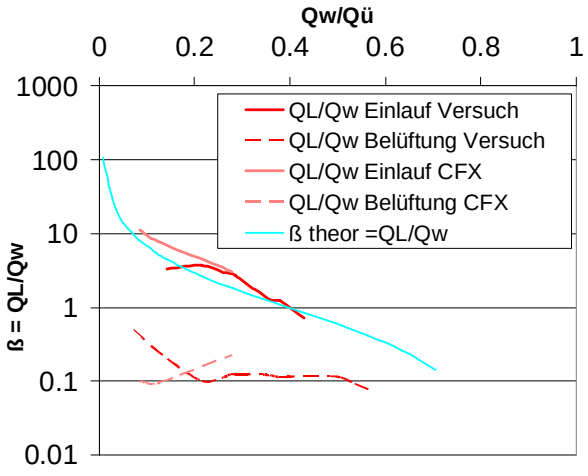


Abbildung 7 Numerisches Modell der Hochwasserentlastung

Abbildung 8 Vergleich des berechneten und gemessenen Lufdurchsatzes

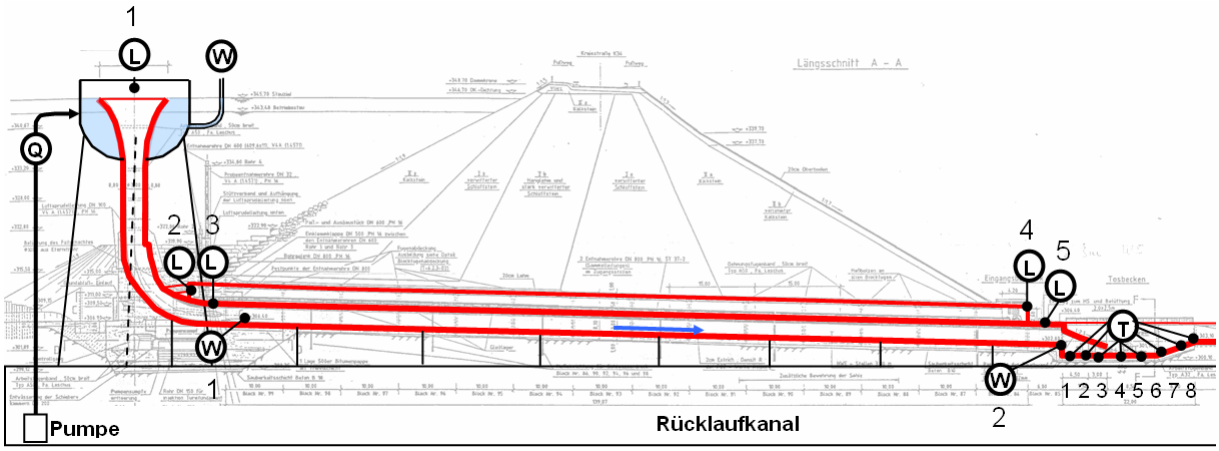


Abbildung 9 Physikalisches Modell der Hochwasserentlastung der Aabachtalsperre

Verglichen wurde hier der normierte Luftdurchsatz in Abhängigkeit zum normierten Abfluss. Es wird deutlich, dass gemessene und berechnete Werte relativ gut übereinstimmen und auch die theoretische Kurve für den kompressionsfreien Luftdurchsatz in der gleichen Größenordnung liegt. Die Tendenz, dass im verkleinerten Modellversuch die transportierten Luftvolumina unterschätzt werden, deckt sich mit früheren Erfahrungen und ist auf Maßstabseffekte zurückzuführen.

5 Schlussfolgerungen

Der Vergleiche zwischen herkömmlichen Berechnungen (z.B. Überfallformel, Rohrdurchfluss, empirische Luftbeimengung) numerischen und physikalischen Modellen hat gezeigt, dass Ergebnisse vergleichbar sind und teilweise sehr gut übereinstimmen. Auch wenn bei vielen numerischen Simulationen die Ergebnisse des physikalischen Modells zur Validierung verwendet werden, zeigen die vorgestellten einfachen Beispiele, dass die hydraulischen Grundgleichungen gut in den Modellen berücksichtigt werden. Die feinen Unterschiede, die sich z.B. durch die Verwendung unterschiedlicher Turbulenzansätze oder durch andere Vernetzungen ergeben, wurden hier nicht betrachtet. Es zeigte sich, dass die Erstellung eines detaillierten numerischen Modells sehr zeitintensiv ist. Die Genauigkeit der Ergebnisse eines numerischen Modells (z. B. die Wasseroberfläche) wird von der Auflösung des Netzes bestimmt. Netzelemente von einem Zentimeter lassen keine Ablesegenauigkeit von einem Millimeter zu. Erfreulich war die Genauigkeit der Übereinstimmung bei Strömungen mit freier Oberfläche aber auch von Wasser-Luft-Gemischströmungen. Hier kommt es im verkleinerten physikalischen Modell meist zu Maßstabseffekten. Ein Vorteil des numerischen Modells ist hier die Nachbildung im Maßstab 1:1.

Geplante weitere Untersuchungen werden die Validierung der auf verschiedene Weise erhaltenen Ergebnisse weiter unterstützen.

Insbesondere in der Studentenausbildung fördert die Ergebnisfindung mit verschiedenen Methoden die Vorstellungskraft und das Gefühl für hydraulische Phänomene und deren Modellierung.

6 Literatur

Bollrich, G.: Technische Hydromechanik 1.- Verlag Bauwesen, Berlin 5. Aufl. 2000

Bormann, K.: Der Abfluss in Schussrinnen unter Berücksichtigung der Luftaufnahme, Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München Bericht Nr. 13, 1968

Röhner, M.: Untersuchungen am Quelltopf.- TU Dresden, 1981, unveröffentlicht

Hack, H.P.: Lufteinzug in Fallschächte mit ringförmiger Strömung durch turbulente Diffusion, Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München, Bericht Nr. 36, 1977

Horsten, T: Hydraulische Berechnung eines Schachtüberfalls mit ANSYS CFX.- TU Dresden, Inst. f. Wasserbau und THM 2006, unveröffentlicht

Martin, H.; Pohl, R. (Hrsg.): Technische Hydromechanik /4.- Hydraulische und numerische Modelle.- Berlin, München: Verlag für Bauwesen 2000

Prien, K.-J., Pohl, R., Martin, H., Pollok, M.: Überprüfung der Leistungsfähigkeit eines Schachtüberfalls.- Dresdner Wasserbauliche Mitteilung 29/2005, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, S. 55-65, ISSN 0949-5061, ISBN 3-86005-461-9Pohl, Reinhard: Aabach. 2004

Projektierung Wasserwirtschaft, WAPRO 4.09, Blatt 4 –Schachtüberfälle- , 1962

Autoren:

apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Detlef Aigner
apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl
Institut für Wasserbau und THM der TU Dresden
Helmholtzstrasse 10, 01062 Dresden

Tel.: ++49 – 351 – 46333837
Fax: ++49 – 351 – 46337141
IWD@mailbox.tu-dresden.de

Physikalische Modellierung von Grundablassarmaturen

Physical modelling of bottom discharge valves

Manhardt Lindel

Modellversuche ermöglichen es, das hydraulische Verhalten von Grundablassarmaturen zu simulieren, vorab zu begutachten und gegebenenfalls zu optimieren, womit kostenintensive Optimierungs- oder Korrekturmaßnahmen an der Originalanlage vermieden werden können.

Möglichkeiten und Grenzen von Modellversuchen werden aufgezeigt und abschließend wird, anhand ausgewählter Beispiele die Übertragbarkeit der Ergebnisse durchgeführter Modellversuche auf das tatsächliche Betriebsverhalten der Originalanlagen verifiziert.

By means of model tests, the hydraulic performance of bottom discharge valves can be simulated, an expertise can be issued in advance and the performance may be optimised if need be. Thus cost intensive optimisation or correction measures at the original plant can be avoided.

Possibilities and limits of model tests are being shown and finally the applicability of model-test results to the actual operational performance of original plants is being verified.

1 „Leistung“ einer Grundablassarmatur

Um eine Größenvorstellung von der immensen Energiemenge zu erhalten, die eine Grundablassarmatur möglichst schadlos abführen sollte, soll in Anlehnung der Berechnung der Leistung einer Strömungsmaschine am Beispiel eines Grundablasses (GA) die „Leistung“ einer Grundablassarmatur überschlägig berechnet werden.



Abb. 1: Ringkolbenschieber (RKS) DN 1800 als GA-Armatur

Die maximale Leistung trat bei der beispielhaft gewählten Anlage bei einem Öffnungsgrad der Armatur von ca. 65% auf.

Bei dieser Stellung wurden 21,2 m³ Wasser pro Sekunde bei einem Vordruck von 3,72 bar abgeführt.

Die Leistung ergibt sich aus: $P = p \cdot Q = 3{,}72 \cdot 10^5 \frac{N}{m^2} \cdot 21{,}2 \frac{m^3}{s}$

näherungsweise zu: P_{max} = 7885 kW

Diese rund „10000 PS“ müssen beherrscht und kontrolliert umgewandelt werden, um einen sicheren Anlagenbetrieb zu gewährleisten.

Problematische Betriebszustände in Form von Pulsationen, Kavitation oder unregelmäßiger Luftzufuhr, auch in Teilbereichen, werden von den Betreibern zunehmend weniger akzeptiert. Um später in der Originalanlage keine unliebsamen Überraschungen zu erleben, werden daher zunehmend Modellversuche durchgeführt, die es ermöglichen, eventuell auftretende hydraulische Probleme im Vorfeld festzustellen und beheben bzw. minimieren zu können.

2 Modellgesetze

Bei der Fa. ERHARD-Armaturen kommen bei der Durchführung von Modellversuchen die Modellgesetze von Froude und Euler zu Anwendung.

Bei der modelltechnischen Betrachtung von Rohrströmungen wird das Modellgesetz von Euler angewendet: $Eu = \frac{p}{\rho \cdot v^2}$

Es besagt, dass unabhängig vom Maßstab, bei Übereinstimmung von Druck und Strömungsgeschwindigkeit, vom Modellverhalten auf das Verhalten der Originalarmatur geschlossen werden kann. Dieses Gesetz erweist sich als überaus praktikabel, weil es vergleichsweise einfach in der Umsetzung und Handhabung ist. Entscheidend für die Verwendung dieses Modellgesetzes ist jedoch die in langen Jahren bewährte und gute Übereinstimmung der in Modellversuchen erzielten Ergebnisse mit dem späteren Verhalten der Originalanlagen.

Wird neben dem Verhalten der Grundablassarmatur auch noch das Abströmverhalten im Tosbecken modelliert, so hat es sich bewährt, zweigleisig zu fahren. Das hydraulische Verhalten der Grundablassarmatur wird nach Euler modelliert.

Im Tosbecken beeinflussen jedoch die Trägheits- und Schwerkräfte das Abströmverhalten maßgeblich. Daher wird hier ergänzend nach dem Froude´schen Modellgesetz modelliert.

Beim diesem Modellgesetz werden die Kennzahlen nach folgender Formel berechnet:

$$Fr = \frac{w_M}{\sqrt{L_M \cdot g}} = \frac{w_O}{\sqrt{L_O \cdot g}} \Rightarrow w_M = w_O \cdot \sqrt{\frac{L_M}{L_O}}$$

Wie man sieht, hängen hier die hydraulischen Parameter vom gewählten Maßstab ab. Die Strömungsgeschwindigkeit variiert mit dem Faktor: „Wurzel aus dem Maßstab“.

Die Erfahrung zeigte, dass bei der Anwendung des Froude´schen Modellgesetzes auf das Komplettsystem: Rohrströmung + Tosbeckenströmung, die Rohrströmung vor allem im Hinblick auf Kavitation und die daraus entstehenden Probleme, nicht wirklichkeitsgetreu abgebildet werden konnte.

Dies führte dazu, dass bei der Modellierung einer Gesamtanlage in zwei Schritten vorgegangen wird:

1. Modellierung der Rohrströmung mit GA-Armatur nach Euler.
2. Modellierung des Tosbeckens nach Euler und Froude.

Das Verhalten der GA-Armatur wird nach Euler relativ wirklichkeitsnah nachgebildet.

Jedoch erfolgt das Abströmen im Tosbecken mit den Bedingungen nach Euler zu intensiv und bei Anwendung des Froude´schen Gesetzes vergleichsweise „harmlos“. Auch die Auswirkung der Belüftung (Lufteintrag) kann nicht richtig beurteilt werden, da die Betriebsbedingungen nach Froude so harmlos sind, dass weder Kavitation noch Belüftung auftreten.

Folgende Betrachtungsweise hat sich bewährt:

Die reale Abströmung im Tosbecken bewegt sich zwischen den Abströmbildern die sich nach Euler und Froude ergeben und liegt tendenziell eher bei der Euler´schen Modellierung.

3 Möglichkeiten und Grenzen von Modellversuchen

An Grundablassarmaturen werden folgende Anforderungen gestellt:

- Gute Regeleigenschaft (möglichst auch Abgabe von Kleinstmengen).

- Mindestabgabemenge muss erreicht werden.
- Zuverlässiger, schwingungs- und geräuscharmer Betrieb, möglichst über den gesamten Öffnungsbereich.

Daraus ergeben sich die Erkenntnisse, die in einem Modellversuch ermittelt werden sollten:

- Leistung der GA-Armatur ermitteln bzw. verifizieren.
- Kennlinie der Armatur (bzw. Anlage) ermitteln.
- Betriebsverhalten simulieren.
- Belüftungsverhalten ermitteln und optimieren.
- Belüftungsmenge ermitteln.
- Abströmverhalten ermitteln und optimieren.
- Schwingungsverhalten ermitteln.
- Geräuschemissionen ermitteln.

Diese Auflistung ist eine idealisierte Maximalliste, die alle Randbedingungen beinhaltet, die bei einer GA-Armatur von Interesse sind oder sein können.

Die Praxis zeigte jedoch, dass nicht alle Parameter, die von Interesse sind, auch wirklich in einem Modellversuch abgebildet werden können.

Relativ zuverlässige Angaben lassen sich über die zu erwartende Durchflussleistung, sowie die Kennlinie der Armatur bzw. Anlage machen. Diese lassen sich gut und realitätsnah quantifizieren.

Auch das Betriebsverhalten hinsichtlich Kavitation und Belüftungsverhalten kann in einem Modellversuch gut simuliert werden. Allerdings stößt man hier schon an Grenzen. Oft geforderte Angaben über die Belüftungsmenge lassen sich im Modellversuch nicht ermitteln und Aussagen können nur qualitativ erfolgen.

Ebenso verhält es sich mit Angaben über Schwingungen und Geräusche. Diese werden oft gefordert, lassen sich aber in einem Modellversuch ebenfalls nur qualitativ bestimmen. Die unterschiedlichen Einspann- und Massenverhältnisse von Modell- und Originalarmatur bzw. Anlagenkomponenten lassen sich in der Regel modelltechnisch nicht so realisieren, dass eine quantifizierbare Übertragung auf die Originalanlage möglich ist.

Auch die für eine Geräuschberechnung (z. B. nach VDMA 24422) erforderlichen Daten wie Niveauexponent, Neigungsexponent, ventilspezifische Kennwerte lassen sich nur schwer messen und nur sehr eingeschränkt auf die Originalanlage übertragen.

Treten jedoch Schwingungen und/oder Geräusche im Modellversuch auf, werden diese auch in der Originalanlage auftreten. Dabei wird die Intensität der Schwingungen und/oder Geräusche in der Originalanlage meist deutlich höher ausfallen, als im Modellversuch. Die Praxis lehrte:

Je kleiner der Maßstab, umso größer der Intensitätsunterschied.

So kann der Modellversuch zumindest in dieser Hinsicht Aufschluss über eventuell auftretende Schwingungs- und Geräuscherscheinungen geben.

4 Durchführung von Modellversuchen

Um Modellversuche durchführen zu können, müssen die hydraulisch relevanten Anlagenteile maßstäblich verkleinert nachgebildet werden. Wesentlich ist neben der mechanischen Modellierung auch die Kenntnis der Betriebsbedingungen. Obwohl hier Angaben über Stauhöhe und Leitungsverluste ausreichend sind, fällt es oft schwer genaue Angaben über die Rohrleitungsverluste zu erhalten. In den meisten Fällen werden die Leitungsverluste bis zur GA-Armatur dann rechnerisch ermittelt.

Der typische Aufbau eines Modellversuchs ist in dem nachstehenden Schema dargestellt.

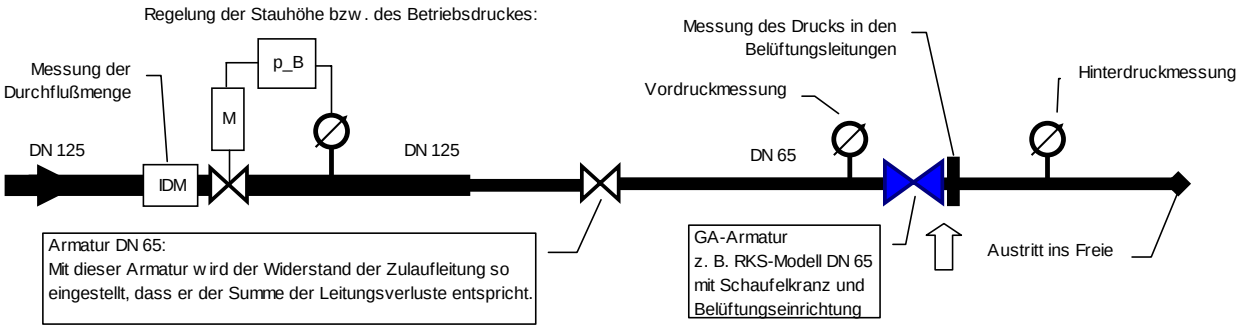


Abb. 2: Versuchsaufbau (schematisch)

5 Gegenüberstellungen: Modellversuche - Originalanlagen

5.1 Kegelauslassschieber (KAS) DN 800

Voraussetzung für die Übertragbarkeit der Ergebnisse ist die geometrische Ähnlichkeit von Modell und Originalanlage.

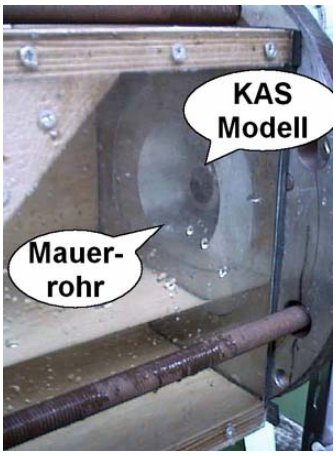


Abb. 3: KAS-Modell DN 40



Abb. 4: Original KAS DN 800

Dazu ist es erforderlich, die hydraulisch relevanten Komponenten im betrachteten Abschnitt maßstäblich nachzubilden. Im vorliegenden Fall wurde die GA-Armatur mit dem anschließenden Tosbecken vollständig modelliert (s. Abb. 3 und 4).

Ziel dieses Modellversuchs war es, die geforderte Durchflussleistung im Modellversuch nachzuweisen. Außerdem sollte das Abströmen im Tosbecken so optimiert werden, dass ein möglichst schwallarmer Abströmvorgang stattfindet. Dies konnte durch geeignete Veränderungen an den Einbauteilen des Tosbeckens erreicht werden.

Außerdem wurde das Belüftungsverhalten dieser Anlage untersucht und optimiert. Die Ergebnisse dieser Untersuchung fließen seither in alle vergleichbaren Projekte mit ein.

5.2 Ringkolbenventil (RKS) DN 1800

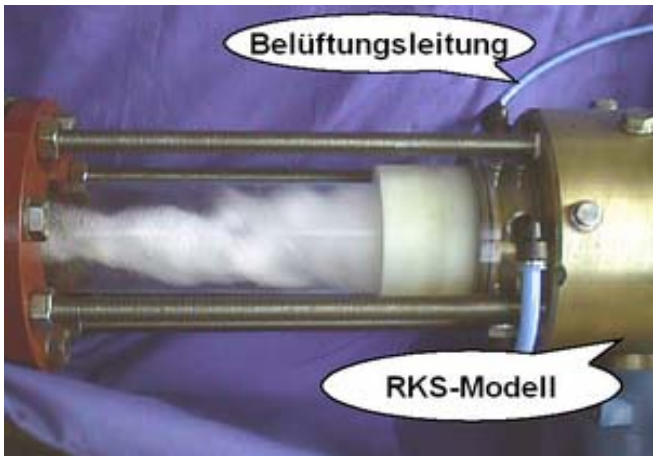


Abb. 6: RKS Modell DN 65



Abb. 5: RKS DN 1800

Bei dieser GA-Leitung war die zu modellierende Armatur nicht am Ende wie sonst üblich, sondern in der Mitte der GA-Leitung montiert.

Der Modellversuch sollte zeigen, ob die geforderte Durchflussleistung erbracht werden könnte und wie die vorgesehene Belüftung arbeiten würde.

Bei der Inbetriebnahme dieser Anlage wurde die geforderte Durchflussmenge mit großer Sicherheit erreicht und das Betriebs- und Belüftungsverhalten der GA-Armatur entsprach dem im Modellversuch beobachteten.

5.3 RKS DN 1000 (Luftzufuhr über Abwasserleitung)

Für die Luftzufuhr dieser Anlage sollte untersucht werden, ob die für die Belüftung erforderliche Luftmenge über eine nur selten benötigte und relativ lange Abwasserleitung bezogen werden könnte. Diese Situation wurde in einem einfachen Modellversuch nachgebildet (s. Abb. 7).

Der Versuch zeigte, dass keinerlei Probleme durch die lange Zulaufleitung zu erwarten waren. Dies bestätigte sich dann auch in der Originalanlage, in der die Belüftung der GA-Armatur tadellos funktioniert.

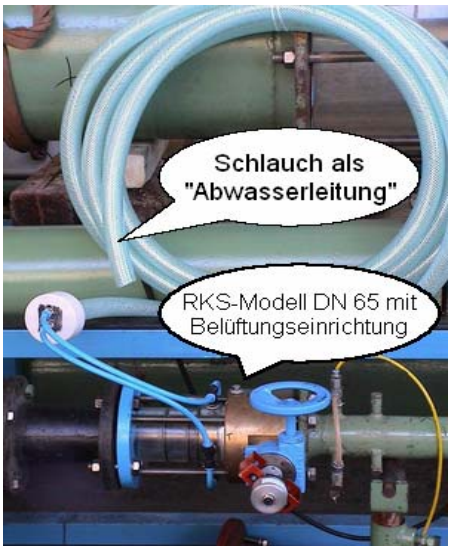


Abb. 7: Belüftung über lange Zulaufleitung

5.4 RKS DN 900: Einspeisung in eine Überströmleitung DN 1600



In diesem Modellversuch wurde untersucht, wie sich ein RKS DN 900 der unter 45° in eine Überströmleitung DN 1600 (Freispiegelleitung) einspeist, bei den gegebenen Betriebsbedingungen verhalten würde.

Bei der geplanten Anordnung kavitierte der RKS im Modellversuch nur sehr leicht und auf eine Belüftung der Armatur hätte ge-

Abb. 9: Originalanlage RKS DN 900

gebenenfalls verzichtet werden können. Allerdings wurde aufgrund der leichten Kavitationserscheinungen im Modellversuch die Originalarmatur so geplant, dass bei Bedarf eine Belüftung der GA-Armatur nachgerüstet werden konnte.

Bei der Inbetriebnahme der Originalanlage trat die im Modellversuch nur leicht wahrnehmbare Kavitation wesentlich intensiver auf und führte zu massiven Schwingungs- Geräusch- und Betriebsproblemen. Daraufhin wurde diese Armatur mit der schon geplanten und vorbereiteten Belüftungseinrichtung nachgerüstet, worauf sich das Betriebsverhalten komplett änderte und die Armatur nun problemlos betrieben werden kann.

All diese Beispiele belegen, dass die Übertragung der Versuchsergebnisse auf die Verhältnisse in den Originalanlagen mit guter Übereinstimmung möglich war. Die garantierten Abgabemengen (Widerstandsbeiwerte) bestätigten sich durchweg. Auch die qualitativen Vorhersagen über das zu erwartende Betriebs- und Belüftungsverhalten bestätigten sich in den jeweiligen Originalanlagen. Diese Erfahrungen ermöglichen es auch in Zukunft, aufbauend auf Ergebnissen aus Modellversuchen, das Betriebsverhalten von GA-Anlagen mit guter Genauigkeit vorher zu bestimmen.

6 Simulationen am Rechner - Modellversuche

Seit einigen Jahren besteht die Möglichkeit über CFD-Programme Strömungssimulationen theoretisch durchzuführen. Obwohl diese Programme und Computer immer leistungsfähiger werden, benötigen komplexe Anlagensimulationen immer noch viel Zeit für die Generierung der Rechennetze und für die eigentliche Berechnung.

Gerade Kavitation mit ihren Begleiterscheinungen: Schwingungen und Vibrationen, sowie Lautstärkebelastungen lässt sich rechnerisch bisher nur sehr schwer und noch nicht zuverlässig genug vorausberechnen.

Derzeit sind aus unserer Sicht diese Programme im Hinblick auf Kosten, Zeit und Aufwand noch nicht in der Lage Ergebnisse zu liefern, die in Bezug auf die Qualität und Sicherheit an die Erkenntnisse heranreichen, die in Modellversuchen gewonnen werden können und damit Modellversuche überflüssig machen könnten.

Autor:

Dipl.-Ing. (BA) Manhardt Lindel
Leiter Entwicklung und Versuch
der Fa. ERHARD-Armaturen
Meeboldstrasse 22
89522 Heidenheim
Tel.: ++49 – 7321 – 320-468
Fax: ++49 – 7321 – 320-834
manhardt.lindel@erhard.de

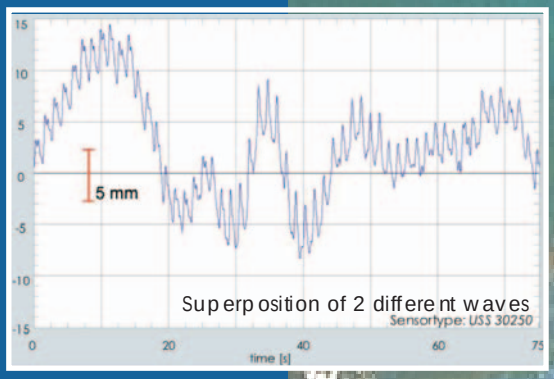
Remote Sensing of Water Level and Waves by Ultrasound Technology



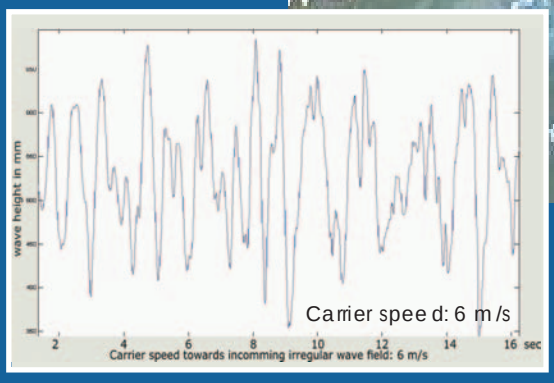
UltraLab® ULS



UltraLab® ULS Advanced



Superposition of 2 different waves



UltraLab® ULS (Advanced) is an easy to handle ultrasonic measuring system, which measures water level and waves fast and precisely, e.g. in basins, flumes, surface water models and towing tanks.

Because of its remote sensing technology combined with high accuracy almost all kinds of water dynamics can be recorded.

Performance:

- Superior resolution up to 0.18 mm
- Repetition rate up to 25 / 100 Hz
- Measurement on steep flanks, breaking waves, shouting waves
- Various measurement ranges from 250 mm up to 6000 mm

Phone: 0049 (0)431 580 81 80
Info@GeneralAcoustics.com
WWW.GeneralAcoustics.com

Durchflussmessen mit Ultraschall in Kanälen und Rohrleitungen

Dr. Michael Teufel

1 Kurzfassung

Mittels Ultraschall werden seit vielen Jahren Geschwindigkeits- und Durchflussmessung in Wasser realisiert. Dabei kommen Reflektions- und Transmissionsverfahren zum Einsatz, neu hier vorgestellt ist die Kombination von beidem. Von den Reflektionsverfahren werden Doppler-, Pulsdoppler- und Kreuzkorrelationsverfahren vorgestellt, die jeweils aufwändiger aber damit auch genauer werden. Pulsdoppler- und Korrelationsverfahren erlauben die Bestimmung von Geschwindigkeitsprofilen mit einer Auflösung ab ca. 0,3 m, das Korrelationsverfahren bereits ab ca. 0,01 m; die Eindringtiefen betragen bis zu einigen Metern. Das bekannteste Transmissionsverfahren ist das Laufzeit-Differenz-Verfahren, das bis zu 100 m (und darüber hinaus) eingesetzt werden kann. Reflektionsverfahren sind auf Verunreinigungen im Wasser angewiesen; Transmissionsverfahren arbeiten am besten in sauberem Wasser. Durch eine Auswahl, bzw. eine Kombination der Verfahren kann somit ein breiter Anwendungsbereich von Klarwasser bis Abwasser abgedeckt werden. Darüber hinaus werden 2-dimensionale Netzmessungen ermöglicht, die eine akzeptiert hohe Genauigkeit gewährleisten.

1.1 Abstract

Since several years ultra sonic devices are used to determine velocity profiles and volume flow rates in water. Ultra sonic is used in reflection mode as well as in transmission; new is the combination of both. Doppler, pulse Doppler and cross correlation method are explained as reflection mode with increasing effort but with higher accuracy, too. Pulse Doppler and cross correlations method offer the determination of velocity profiles with spatial resolutions of about 0.3 m, correlation method already starts at about 0.01 m; the measuring path may reach several meters. In transmission mode transit time devices are well known reaching distances up to 100 m (sometimes higher). Reflection devices

require pollution in the water, in opposite to transmission devices that prefer clean water condition. Having the choice of both modes or its combination ultra sonic devices may work in the complete range from clean water up to waste water. New is the possibility to offer 2 dimensional velocity measurements in a grid, well accepted to give highest accuracies.

1 Einleitung

Die Akustik wird seit vielen Jahren erfolgreich zur Geschwindigkeits- und Durchflussmessung genutzt. Diese Messungen sind wesentlich bei Wasserströmungen in großen voll- und teilgefüllten Rohren, in offenen Gerinnen und bei sämtlichen freien Oberflächengewässern, da nur so eine zuverlässige Erfassung des Durchflusses und der Strömung möglich ist. Eine gesamtheitliche Betrachtung, die in der Regel mit numerischen Modellen durchgeführt wird, basiert dabei auf diesen Messungen. Zum Teil dienen diese als Startparameter; sie werden aber natürlich auch zur Verifizierung der Berechnungen eingesetzt.

Erste Messsysteme, die den Dopplereffekt nutzen, arbeiteten mit kontinuierlich Ultraschall abstrahlenden Sendern und separaten Empfängern. Kapitel 2 beschreibt diese Dopplerverfahren. Das Kapitel 3 stellt Verbesserungen vor, die durch ein gepulstes Verfahren ortsaufgelöste Geschwindigkeitsmessung erlaubt. Eine bessere Genauigkeit und deutlich höhere Ortsauflösung erhält man, wenn man die Kreuzkorrelation einsetzt. Dieses Verfahren wird im Kapitel 4 aufgegriffen. Mit dem Laufzeitdifferenzmessverfahren kann man über große Abstände Geschwindigkeitsmessungen realisieren, dieses wird in Kapitel 5 aufgegriffen. Durch eine Kombination von Laufzeitdifferenz und Kreuzkorrelation ergeben sich neue Möglichkeiten zur Erfassung von Geschwindigkeitsfeldern und damit zur Bestimmung des Durchflusses.

2.1. Doppler Verfahren

Gängige Doppler Systeme arbeiten mit kontinuierlich arbeitenden Ultraschallsendern. Sie erlauben dabei keine räumliche Zuordnung des Doppler-frequenzverschobenen Ultraschallsignals; deshalb ist es nur sehr eingeschränkt möglich, über stochastische Betrachtungen Aussagen über ein vorliegendes Geschwindigkeitsprofil zu treffen. Zur Durchflussmessung bei freien Oberflächen ist darüber hinaus eine zusätzliche Bestimmung der Wasserhöhe nötig, um den exakten Strömungsquerschnitt zu bestimmen.

Wie die folgende Abbildung 1 zeigt, befinden sich im Dopplersensor zwei Piezokristalle; einer agiert als Sender, der andere als Empfänger. Der Sender strahlt kontinuierlich Schallwellen mit einer Frequenz f_1 unter einem festen Winkel α in das Wasser. Dabei treffen Ultraschallwellen auf Partikel oder Blasen, die sich mit der Geschwindigkeit v durch das Schallfeld bewegen. Der Empfänger misst die Dopplerverschobene Frequenz f_2:

$$f_2 = \frac{f_1 \cdot c}{c - 2 \cdot v \cdot \cos\alpha}$$

Daraus lässt sich die Frequenzverschiebung berechnen, die dann gemessen wird:

$$\Delta f = f_2 - f_1 = \frac{2 \cdot v \cdot f \cdot \cos\alpha}{c}$$

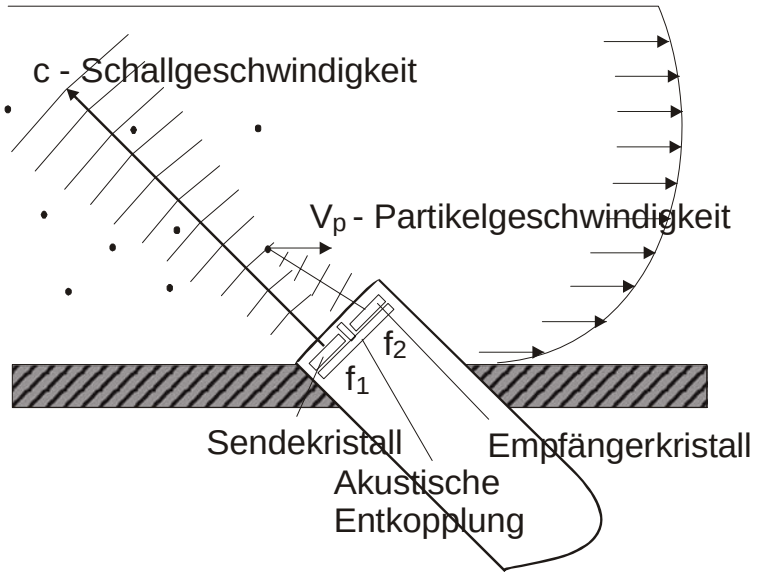


Abbildung 1: Dopplersensor

Die Frequenzdifferenz ist ein lineares Maß für die Bewegungsgeschwindigkeit der Partikel und bei hinreichend kleinen Partikeln repräsentativ für die Strömungsgeschwindigkeit.

Ausgewertet wird die Periodendauer, deren Bestimmung gegenüber der direkten Frequenzmessung den Vorteil hat, auch sehr niedrige Frequenzen, d.h. kleine Strömungsgeschwindigkeiten schnell und zuverlässig erfassen zu können. Die auflaufenden Daten werden gespeichert und einer statistischen Datenauswertung zugeführt. Aus dem Maximum dieser Frequenzverteilung lässt sich der Mittelwert der Frequenzgruppen und die mittlere Geschwindigkeit berechnen. Je nach Partikeldichte und Schallfrequenz können mit dem Dopplerverfahren Eindringtiefen des Schallsignals bis zu 5 m erreicht werden.

2.2. Puls Doppler

Das Ultraschall Puls - Dopplerverfahren (ADCP) stellt eine Weiterentwicklung der bekannten Dopplermesstechnik dar. Arbeitet der Sender mit kurzen Ultraschallpulsen, dann kann über die Laufzeit des Pulses eine räumliche Zuordnung erfolgen. In der Regel wird der Sender auch als Empfänger eingesetzt. Mit diesem Aufbau lassen sich minimale räumliche Auflösungen von ca. 0,3 – 0,4 m erreichen. Damit ist dieser Aufbau geeignet, um Geschwindigkeitsprofile und Durchflüsse in größeren Kanälen und anderen Oberflächengewässern zu bestimmen. Auch in vollgefüllten Rohren größerer Nennweite können so gute Ergebnisse erzielt werden.

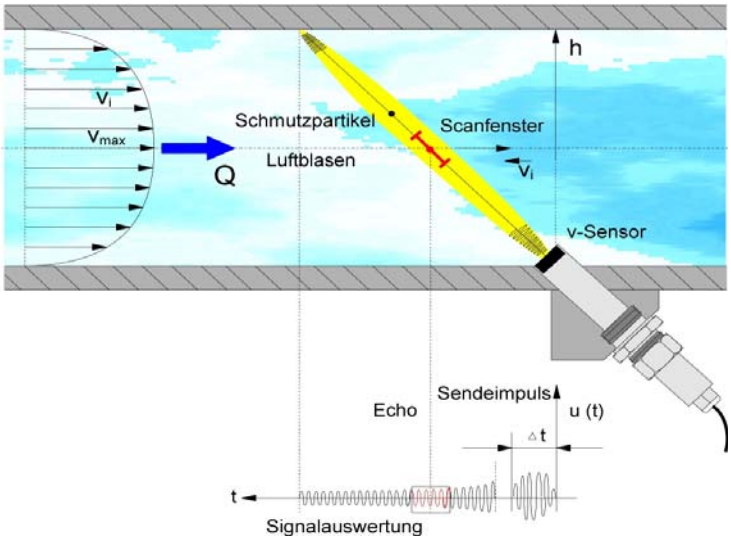


Abbildung 2: Puls – Doppler

In Rohren einer Nennweite unter 1 m setzt man das Pulsdopplerverfahren mit nur einem Messfenster ein. Abbildung 2 zeigt diesen Aufbau.

Durch die Wahl der Sende-/Empfangsfrequenz wird dem Empfangssignal ein definiertes Messfenster zugeordnet, in der Regel die Rohrmitte. Diese Achsengeschwindigkeit lässt sich leicht in die mittlere Geschwindigkeit und damit den Durchfluss umrechnen.

2.3. Kreuzkorrelation

Die Kreuzkorrelation ist ein mathematisches Hilfsmittel, das durch die Entwicklung schneller Mikroprozessoren vor allem bei der Datenauswertung und Signalgewinnung Einzug in die Durchflussmessung gefunden hat. Als Durchflussmessverfahren wird es – berührungslos – seit einigen Jahren in mehrphasigen Fluiden eingesetzt. Die Abbildung 3 zeigt auf, wie dieses Verfahren mit Ultraschall genutzt werden kann. Ein Ultraschallgeber sendet einen kurzen Puls aus, dessen Echos in verschiedenen Zeitfenstern gespeichert werden. Dadurch entstehen „Bilder“ räumlich definierter Bereiche. Die Echos eines kurz später ausgesandten Pulses stellen ein „2.-tes Bild“ der gleichen Bereiche dar.

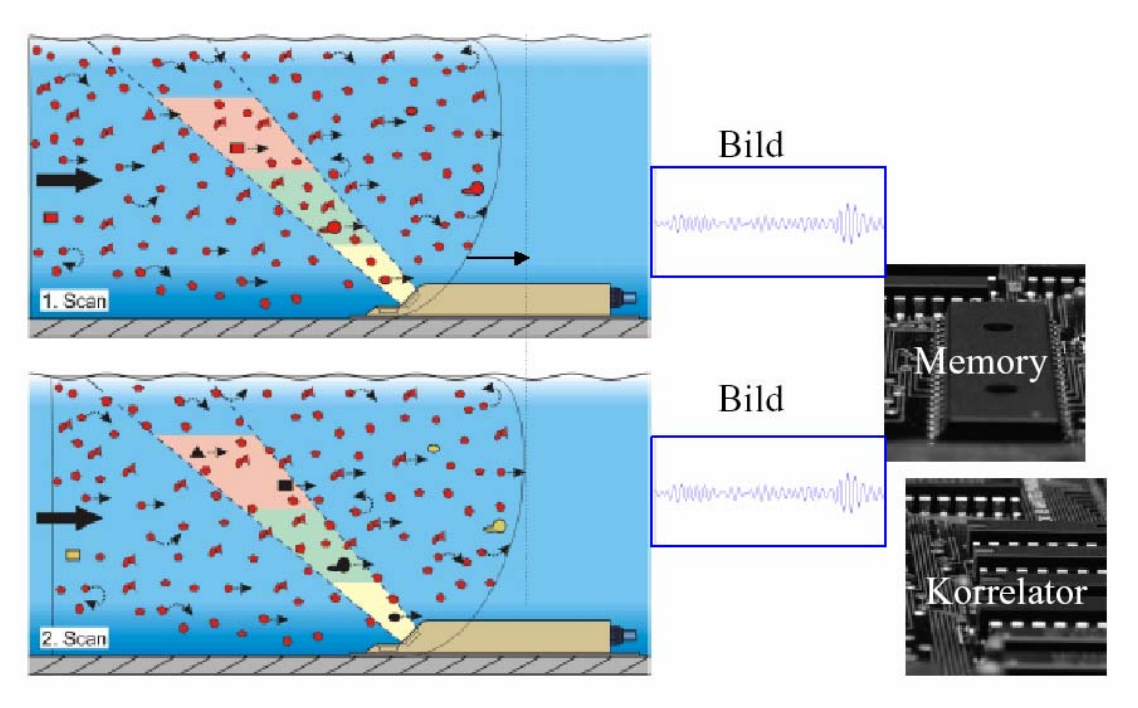
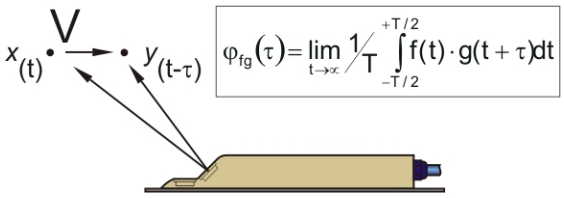


Abbildung 3: Korrelation

Die Korrelation dieser „Bilder“ ergibt eine Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit in diesen Fenstern. Hierzu wird die Korrelationsgrundgleichung



in üblicher Weise digitalisiert

$$\varphi(\Delta T) = \frac{\sum_{i=1}^{N} f_i \cdot g_i(\Delta T)}{\sqrt{\sum_{i=1}^{N} f_i^2 \sum_{i=1}^{N} g_i^2}} = \frac{\sum_{i=1}^{N} f_i \cdot g_i(\Delta T)}{N^2}$$

mit f als digitales 1.-tes „Bild” und g als digitales 2.-tes „Bild“.

Mit dem Messaufbau erhält man in bis zu 16 „Fenstern“ Geschwindigkeitsmessungen und damit eine Bestimmung des Geschwindigkeitsprofils. Dieses lässt sich nutzen, um in vollgefüllten Rohren den Durchfluss über die übliche Berechnung der mittleren Geschwindigkeit aus der Pfadgeschwindigkeit z.B. dem Durchmesserpfad zu bestimmen. Der Vorteil ist, dass man zusätzlich zur mittleren Pfadgeschwindigkeit eine Geschwindigkeitsprofilmessung erhält, die im einfachsten Fall zur Beurteilung der „Qualität“ einer Messstelle geeignet ist, mit etwas Aufwand aber auch zur Korrektur des Messwertes herangezogen werden kann.

Mit dem Geschwindigkeitsprofil aus 16 „Fenstern“ lassen sich vor allem aber auch in teilgefüllten Rohren und Kanälen Durchflussmessungen durchführen. Hierzu ist eine zusätzliche Höhenbestimmung des Füllstandes nötig, die durch einen im Sensor integrierten oder einen externen Sensor erfolgen kann; zu sehen in Abbildung 4.

Mit einem Kombisensor wird neben der Fliessgeschwindigkeit auch die Fließhöhe ermittelt. Dies geschieht mittels eines Wasser – Ultraschallsensors, der über die Laufzeit eines Ultraschallpulses bis zur Flüssigkeitsoberfläche die Wasserhöhe bestimmt. Die Integration einer Druckdose ist ebenfalls möglich, mit der eine hydrostatische Höhenmessung durchgeführt werden kann. Der Anschluss einer externen Füllstandsmessung stellt eine weitere Möglichkeit dar, die unter bestimmten Bedingungen zu empfehlen ist. Über den Füllstand werden die „Messfenster“ variabel positioniert und in der Größe angepasst. Bei kleinen Fließhöhen reduziert sich die Anzahl dieser „Fenster“.

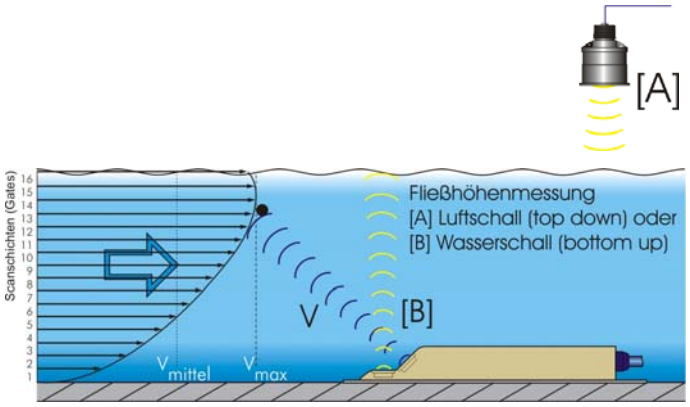


Abbildung 4: Integrierte und/oder externe Höhenmessung

Mit einem zum Puls – Doppler vergleichbaren Sensor kann durch die Kreuzkorrelation zweier nacheinander abgestrahlter Pulse eine viel kleinere Ortsauflösung mit ca. 0,01 m erzielt werden. Im Unterschied zu Dopplersystemen entfällt hier eine Abhängigkeit von der Sendefrequenz, die z.B. durch sich ändernde Temperaturen hervorgerufen wird. Bei Dopplersystemen kann dieser Einfluss signifikante Fehler verursachen. Durch eine präzise Bestimmung des Geschwindigkeitsprofils kann daher das Kreuzkorrelationsverfahren den Durchfluss mit hoher Genauigkeit bestimmen. Dabei kommen experimentelle und theoretische Berechnungen werden dabei durch numerische Untersuchungen ergänzt. Solche Berechungen sind in Abbildung 5 zu sehen.

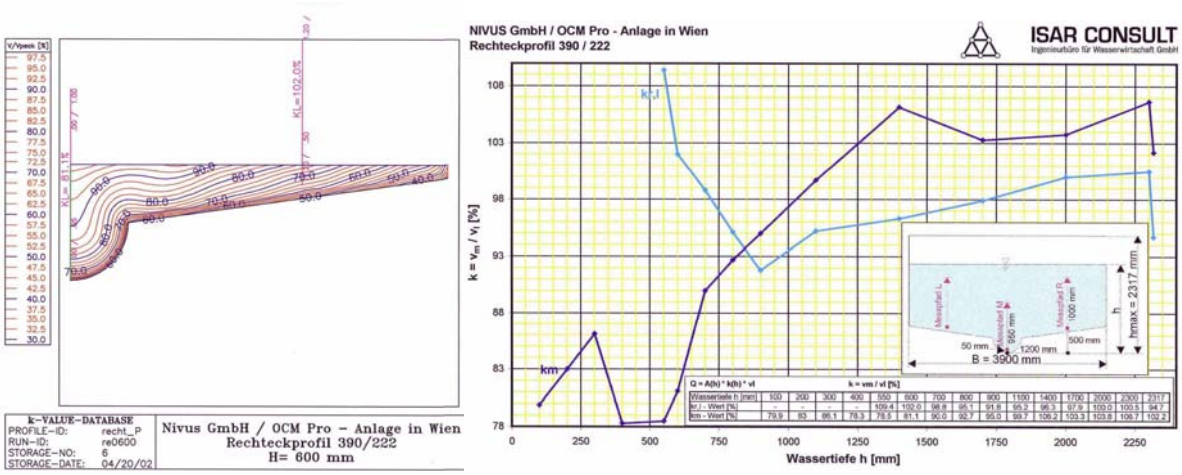


Abbildung 5: Numerische Ergänzungsrechnungen

Das Messverfahren ist als stationäres Gerät OCM *Pro* und mobiles Gerät PCM *Pro* realisiert. An das stationäre Gerät können zur Erhöhung der Genauigkeit mehrere Sensoren gleichzeitig angeschlossen werden. Das mobile Gerät ist batteriebetrieben und energieoptimiert.

5. Laufzeitdifferenz

Die vierte Messmethode, die in unserem NivuSonic umgesetzt ist, nutzt den Effekt, dass die Schallausbreitung in Strömungsrichtung (+) schneller erfolgt als gegen (-) sie. Bei Kenntnis des Schallpfadwinkels α zur Strömungsrichtung und der Pfadlänge L ergibt sich die mittlere Pfadgeschwindigkeit v_m zu:

$$v_m = \frac{c^2}{2 \cdot L \cdot \cos\alpha}(t_+ - t_-)$$

Zur Erhöhung der Messgenauigkeit werden dabei mehrere Messpfade realisiert. In Rohren haben sich dabei Mehrpfadsysteme mit bis zu 8 Messpfaden bewährt, die – nach Gauß-Quadratur verteilt und gewichtet – höchste Genauigkeiten bis 0,5 % vom Messwert garantieren. (CEI/IEC 41:1991). Bei offen Kanälen schreibt die EN ISO 6416 den Einbau vor, der eine Durchflussmessung mit hoher Genauigkeiten erlaubt. Im wesentlichen findet dabei eine Aufteilung der durchströmten Querschnittsfläche in die Flächen statt, in denen die Messpfadgeschwindigkeiten die mittlere Geschwindigkeit in diesen Flächen repräsentieren.

Bei geeigneten Sensoren können sämtliche Sensoren, die zur Laufzeitbestimmung dienen, auch zur Geschwindigkeitsprofilmessung per Kreuzkorrelation direkt vor dem jeweiligen Sensor eingesetzt werden. Damit werden erstmals 2-dimensionale Netzmessungen möglich. Die Abbildung 6 soll dieses verdeutlichen.

Die weitere Verarbeitung dieser Messwerte steht noch aus. Sicherlich ist durch die zusätzliche Information eine erhöhte Genauigkeit vor allem bei gestörten Profilen zu erwarten. Die Messgeräte und ihre Spezifikationen können auf unserer Homepage (www.nivus.de) betrachtet werden. Hier werden auch die unterschiedlichen Sensortypen vorgestellt.

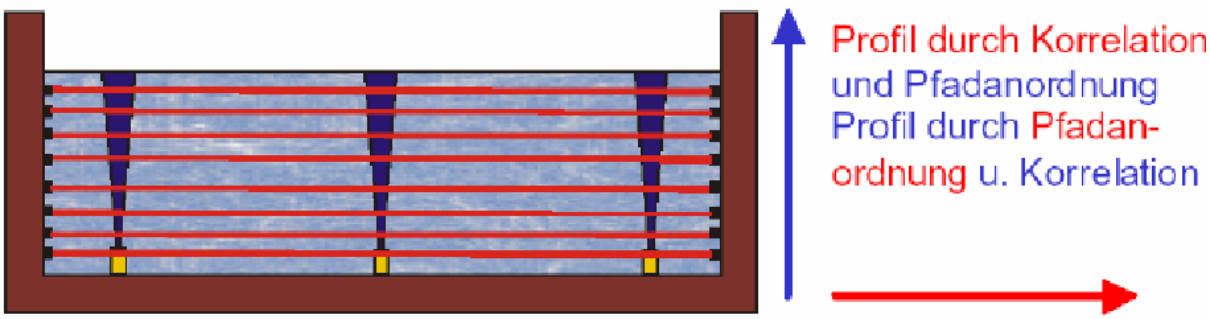


Abbildung 6: Netzmessungen

Stellt man die komplementären Bedürfnisse an Partikelbeladung bzw. Sauberkeit des Wassers für Kreuzkorrelation und Laufzeitdifferenz in Rechnung, dann eröffnet sich mit dieser Kombination ein fast unbeschränktes Einsatzfeld in Wasser angefangen vom Trinkwasser, über sämtliche Oberflächengewässer bis hin zum Abwasser.

Autoren:

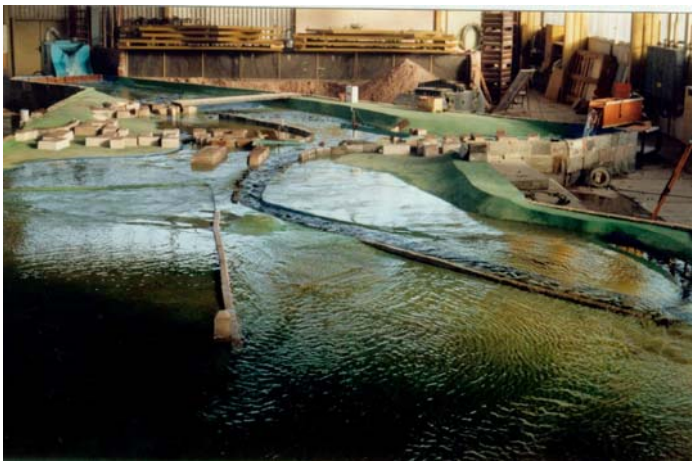
Dr. Michael Teufel;

NIVUS GmbH, , Im Täle 2; 75031 Eppingen

Tel.: 07262 / 919143; Email: mt@nivus.de; Internet: www.nivus.de

iwsö

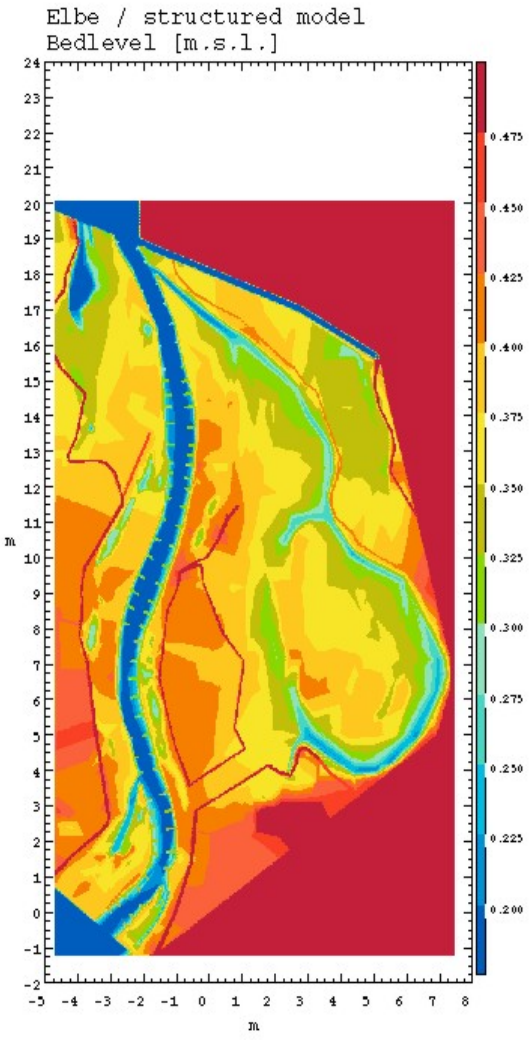
Institut für Wasserwirtschaft, Siedlungswasserbau und Ökologie











Institut für Wasserwirtschaft, Siedlungswasserbau und Ökologie
Dr.-Ing. Konrad Thürmer
konrad.thuermer@iwsoe.de

Freiherr-vom-Stein-Allee 5
99425 Weimar

Themarer Straße 16 c
98553 Schleusingen

Papitzer Straße 2
03046 Cottbus

Schwallströmungen auf trockener Sohle

Antje Bornschein

Die Kenntnis der hydraulischen Eigenschaften von Schwallströmungen ist sowohl bei der Bestimmung von Überflutungsflächen infolge eines Talsperrenbruchs als auch bei Schwallspülverfahren im Kanalnetz von Nutzen. Es wird ein Versuchsaufbau mit einer bewegten Sohle vorgestellt, der es erlaubt, die stark instationäre Strömung einer Schwallwelle für den Betrachter stationär darzustellen. Die Ergebnisse der Modellversuche werden hinsichtlich der Ausbreitungsgeschwindigkeit und der Form der Schwallwellenfront mit numerischen Simulationen verglichen.

An improved knowledge of the hydraulic behaviour of surge waves is of avail in determination the flooded area after a dam break event as well as in design of the flushing process of sewers or of rainwater storages in sewage networks. An experimental set-up allowing the transformation of the unsteady flow of a surge wave into a steady flow from the observers point of view will be presented. The comparison between the measurement results and numerical calculations is focused on the shape and the propagation velocity of the wave front.

1 Einleitung

Schwallströmungen sind instationäre Abflussprozesse, die man z. B. nach dem Bruch eines Absperrbauwerkes oder nach dem plötzlichen Öffnen von Armaturen beobachten kann. Erfolgt das Fortschreiten einer Schwallwelle in einem Bereich ohne Anfangswasserstand, so spricht man von einer Ausbreitung auf trockener Sohle, wie in Abbildung 1 zu sehen.

Das hydraulische Verhalten der Schwallwelle und damit zum einen ihr Vermögen, Ablagerungen in Kanälen und Becken zu mobilisieren, jedoch zum anderen auch ihr Zerstörungspotential bei der Überflutung nach einem Talsperrenbruch hängen maßgeblich von der Wellenfront ab, also dem Bereich in dem der Übergang von der trockenen Sohle zur nachfolgenden Strömung erfolgt. Eine eingehende Untersuchung der Schwallwellenfront scheiterte bislang an der starken zeitlichen Abhängigkeit der Strömungsparameter und an der nicht genügend großen Ausbildung der Schwallwellenfront in bisherigen hydraulischen Modellversuchen (Bornschein 2004).



Abbildung 1 Spülwelle in einem Regenüberlaufbecken (Foto: Steinhardt Wassertechnik).

2 Untersuchungen im hydraulischen Labor

2.1 Versuchsstand

Für die hydraulischen Untersuchungen wurde die Kipprinne im Hubert-Engels-Labor des Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden genutzt. In dieses 0,3 m breite und 0,4 m hohe Rechteckgerinne, dessen Seiten aus Glas bestanden, wurde eine Vorrichtung zum Antrieb eines Kunststoffbandes eingebaut (Abbildung 2).

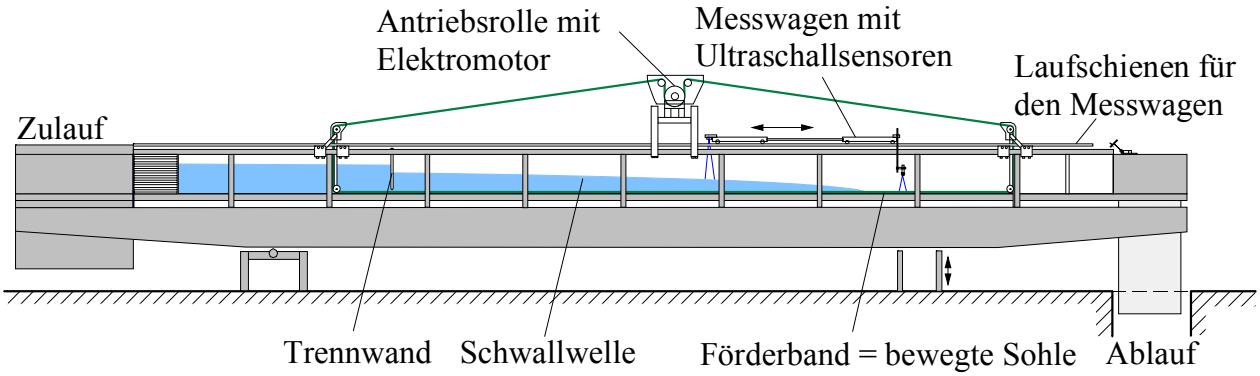


Abbildung 2 Versuchstand mit bewegter Sohle.

Dieses Kunststoffband bewegte sich entgegengesetzt der Strömungsrichtung auf dem Boden der Rinne und stellte die abflusswirksame Sohle dar. Es kamen zwei unterschiedlich profilierte Kunststoffbänder (glatt und genoppt) zum Einsatz, um so den Einfluss der Sohlrauheit untersuchen zu können. Das Gefälle der Glasrinne wurde zwischen 0; 0,1; 0,2; 0,3 und 0,4 variiert.

Durch die Verwendung einer bewegten Sohle überlagert sich die Ausbreitung der Schwallwelle mit einer ihr entgegengesetzten Bewegung der Sohle. Sind beide Geschwindigkeiten vom Betrag gleich groß, verharrt die Schwallwelle für den Betrachter auf der Stelle (Bornschein 2001). Dieser Ansatz geht auf die theoretische Ableitung von Martin & Bollrich 1989 zurück.

Die Wellenfront konnte ausreichend groß abgebildet werden. Die Schwallwelle, die sich im Versuchstand ausbildet, repräsentiert einen Gleichgewichtszustand zwischen der hangabtreibenden Komponente der Gewichtskraft des Wassers, der Stützkraft der nachfolgenden Strömung und der die Bewegung verzögernden Reibung zwischen Wasserkörper und Sohle.

Bei jeder Versuchsdurchführung wurde die Geschwindigkeit des Kunststoffbandes bestimmt. Zur Messung des Wasserstandes kamen Ultraschallsonden zum Einsatz, die auf einem Messwagen montiert waren, der entlang des zu vermessenden Abschnittes fahrbar war. Die horizontalen und vertikalen Komponenten der Strömungsgeschwindigkeit wurden mit einem zweidimensionalen Laser-Doppler-Anemometrie-System (LDA-System) erfasst. Eine videobasierte Auswertung der Bewegung von Driftkörpern diente der Vermessung der Geschwindigkeit an der Oberfläche der Strömung.

Im Rahmen der Voruntersuchungen konnte anhand der vermessenen Profile der horizontalen Geschwindigkeitskomponente nachgewiesen werden, das die in dem Versuchstand mit bewegter Sohle entstehende Strömung ähnlich der einer zweidimensionalen Gerinneströmung ist. Damit können die Messergebnisse mittels einer Galileischen Transformation auf Strömungen in einem Kanal mit fester Sohle übertragen werden.

Für die beiden Kunststoffbänder wurde der Reibungsbeiwert nach Strickler bestimmt. Dazu wurde in dem Versuchsstand mit bewegter Sohle eine Strömung mit einem sohlparallelen Wasserspiegel eingestellt, die einem stationären gleichförmigen Abfluss in einem Gerinne mit fester Sohle entspricht. Während für das glatte Band der Reibungsbeiwert 125 $m^{1/3}/s$ betrug, ergab sich für das genoppte Band ein Wert von 58 $m^{1/3}/s$. Der Reibungsbeiwert war in dem untersuchten Bereich nicht von der Fließtiefe abhängig.

2.2 Experimentelle Ergebnisse

Das vermessene Oberflächenprofil der Schwallwellen kann in drei Bereiche eingeteilt werden (Abbildung 3):

I. Die Schwallwellenfront, deren Ausdehnung und Wasserspiegelneigung abhängig von der Sohlrauheit ist.

II. Ein Übergangsbereich, in dem die Abflusstiefe stetig zunimmt.

III. Ein Abschnitt mit gleichbleibender Abflusstiefe, der einem stationär gleichförmigen Abfluss in einem Gerinne mit fester Sohle entspricht.

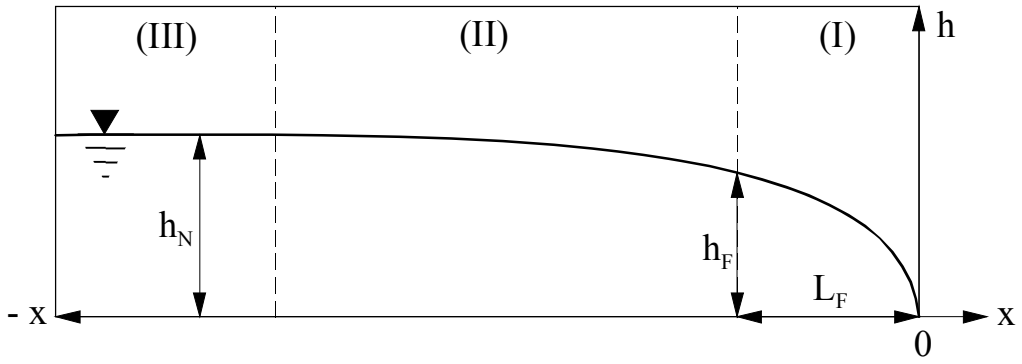


Abbildung 3 Die drei Bereiche einer Schwallwelle (Normalabflusstiefe h_N, Höhe der Schwallwellenfront h_F, Länge der Schwallwellenfront L_F).

Für eine weitere Auswertung der vermessenen Oberflächenprofile wurden die Messwerte normiert. Als Normierungsgröße wurde die Normalabflusstiefe h_N gewählt, da diese die obere Randbedingung der Strömung der Schwallwelle darstellt. Die normierte Horizontalkoordinate ergibt sich zu $X = x/h_N$ und der normierte Wasserstand zu $H = h/h_N$. Der Verlauf der normierten Wasserspiegelprofile ist unabhängig von der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Schwallwelle, jedoch abhängig vom Sohlgefälle I und der Sohlrauheit. Eine größere Sohlrauheit erzeugt eine deutlich steilere Wellenfront.

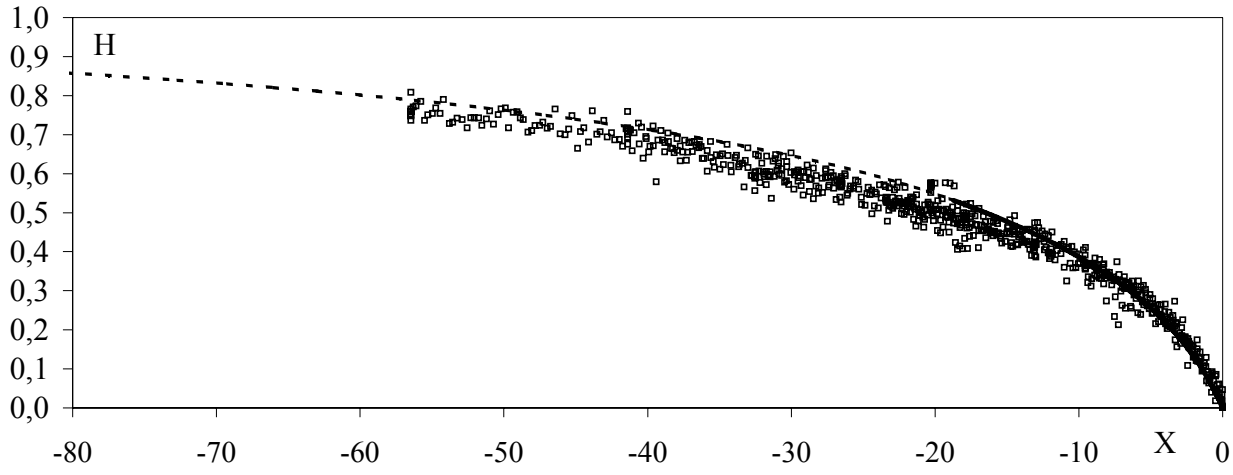


Abbildung 4 Normierte Messwerte (□) für den Wasserstand für I = 0,01 und verschiedene Bandgeschwindigkeiten im Vergleich mit dem berechneten Wasserspiegelverlauf nach der Gleichung 1 (- -) und der abgeänderten Gleichung 2 (▬).

Es konnte nachgewiesen werden, dass die beiden Bereiche (II) und (III) mit folgender, von den Gleichungen nach de-Saint-Venant 1871 abgeleiteten Formel berechnet werden können:

$$\frac{\Delta H}{\Delta X} = I \cdot \left(1 - H_m^{-4/3}\right) \quad (1)$$

Die Wassertiefe H_m ist die mittlere Wassertiefe im Berechnungsabschnitt ΔX. Für den Bereich (I) wurde eine neue Berechnungsformel anhand der Messwerte angepasst:

$$\frac{\Delta H}{\Delta X} = I \cdot \left(\frac{H^{4/3} - B}{H^{4/3} + A \cdot I}\right) \quad (2)$$

Die Parameter A und B sind wie die Länge und Höhe der Schwallwellenfront von der Sohlrauheit abhängig.

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Schwallwelle war gleich der Normalabflussgeschwindigkeit des nachfolgenden Abflusses.

3 Numerische Berechnungen und Vergleich mit den Messwerten

Mit den Ergebnissen der Modellversuche stehen erstmals Validierungswerte für numerisch ermittelte Schwallwellenprofile zur Verfügung. Zur Gegenüberstellung mit den Messergebnissen wurden Berechnungen zur Schwallwellenausbreitung mit der Software Mike 11 (Danish Hydraulic Institute) durchgeführt.

Diese Software ist primär zur Berechnung von strömendem Abfluss entwickelt worden. Bei schießendem Abfluss werden bestimmte Terme der dynamischen Gleichung der de-Saint-Venant-Gleichungen unterdrückt, was zu einem ungenaueren Ergebnis für einen Abfluss mit großer Froudezahl führt. Darüber hinaus kann durch die Auswahl eines bestimmten dynamischen Ansatzes Einfluss auf die verwendete dynamische Gleichung genommen werden.

Für die Berechnungen wurde der Abfluss in einem 10 m breiten und 500 m langen Rechteckgerinne simuliert. Das Gerinne hatte ein Gefälle von 1 %. Die Sohlrauheit wurde entsprechend den Versuchsbedingungen mit 58 $m^{1/3}/s$ festgelegt. Die Randbedingung am unteren Ende des Kanals war ein konstanter Wasserstand. Die Zuflussganglinie für das obere Ende sah eine plötzliche Abflusssteigerung von 0 auf 10 m^3/s innerhalb einer Minute vor. Dieser Abfluss wurde über 10 Minuten konstant gehalten und verringerte sich dann wieder innerhalb einer Minute auf den Anfangswert.

Der maximale breitenbezogene Abfluss für diese Randbedingungen ergab sich zu q_{max} = 1 $m^3/s \cdot m$. Der Abfluss im Gerinne war schießend. Für die Berechnungen wurde ein Knotenabstand von Δx = 0,05 m gewählt. Der Zeitschritt

wurde abhängig von den Gradienten der Zustandsvariablen Durchfluss und Wasserstand und abhängig von der Courant-Zahl in einem Bereich zwischen 0,005 bis 2 Sekunden gewählt. Im Mittel dauerte eine Berechnung 15 Stunden.

Die Fließformel nach Strickler (vgl. Bollrich 1996) für ein sehr breites Gerinne, in dem der hydraulische Radius r_{hy} gleich der Abflusstiefe h ist, lautet:

$$u_m = k_{st} \cdot h^{2/3} \cdot I^{1/2} \tag{3}$$

mit der mittleren Fließgeschwindigkeit u_m und dem Reibungsbeiwert nach Strickler k_{st}. Setzt man in diese Gleichung $h = q_{max}/u_m$ ein, so erhält man:

$$u_m = \left(k_{st} \cdot {q_{max}}^{2/3} \cdot I^{1/2}\right)^{3/5} \tag{4}$$

Für die simulierte Strömung ergibt sich demnach eine Normalabflussgeschwindigkeit von 2,87 m/s. Entsprechend den Ergebnissen der Modellversuche ist die Fortschrittsgeschwindigkeit der Wellenfront u_F gleich der mittleren Normalabflussgeschwindigkeit.

In Abbildung 5 ist die aus den berechneten Wasserspiegelprofilen ermittelte Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellenfront entlang des Ausbreitungsweges x dargestellt. Man erkennt, dass nach einer anfänglichen Beschleunigung der Wellenfront die Ausbreitungsgeschwindigkeit um den Wert der Normalabflussgeschwindigkeit schwankt. Die Simulationssoftware ist also in der Lage, das Fortschreiten einer Schwallwellenfront in Übereinstimmung mit den Messergebnissen zu berechnen.

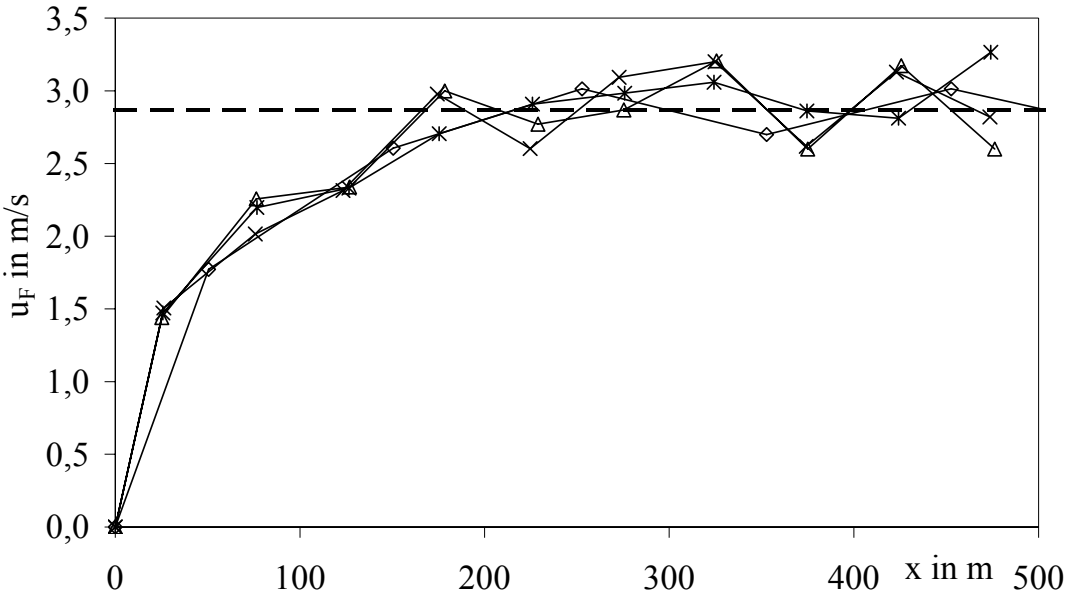


Abbildung 5 Berechnete Ausbreitungsgeschwindigkeit der Schwallwellenfront für verschieden Berechnungsszenarien im Vergleich mit der Normalabflussgeschwindigkeit des maximalen Abflusses u_m = 2,87 m/s (- - -).

Für den Anstieg des Wasserspiegels in Abhängigkeit von der Zeit beim Eintreffen einer Schwallwelle an einem bestimmten Ort ist das Wasserspiegelgefälle an der Wellenfront maßgebend. In Abbildung 6 findet sich ein Vergleich zwischen den Messwerten der Wellenprofile und den Berechnungsergebnissen. Dargestellt ist der berechnete Wasserspiegelverlauf, wenn die Wellenfront den Ort x = 450 m im simulierten Kanal erreicht. Die Darstellung erfolgt dimensionslos.

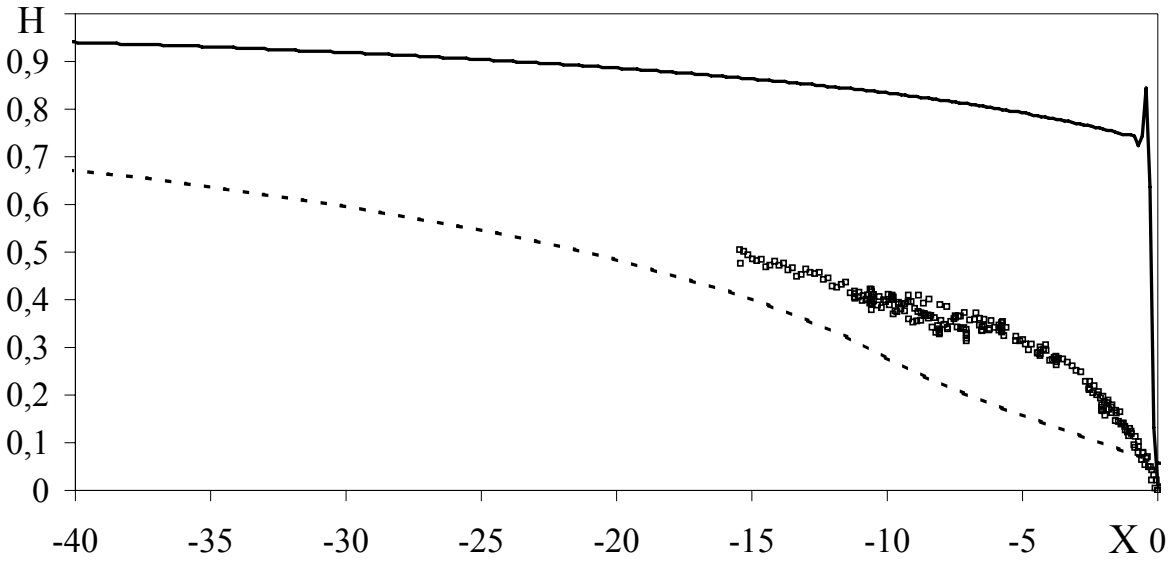


Abbildung 6 Vergleich der Wellenprofile: (□) Messwerte, (—) Berechnung mit der dynamischen Welle, (- - -) Berechnung mit der diffusiven Welle (dimensionslose Darstellung, $H = h/h_N$, $X = x/h_N$ mit der Normalabflusstiefe h_N).

Man erkennt in Abbildung 6 dass die Software Mike 11 das Wasserspiegelgefälle an der Wellenfront nicht korrekt berechnen kann. Wird die vollständige dynamische Gleichung berechnet, wobei die Einschränkungen für den schießenden Abfluss zu berücksichtigen sind, ist das berechnete Wasserspiegelgefälle deutlich steiler als die Messwerte es beschreiben. Demgegenüber wird bei der Nutzung des Modells der diffusiven Welle, bei dem die Trägheitsterme in der dynamischen Gleichung vernachlässigt werden, das berechnete Wasserspiegelgefälle weniger steil berechnet, als es die Messwerte erkennen lassen.

4 Zusammenfassung

Der vorgestellte Versuchsstand mit einer bewegten Sohle ermöglicht die stationäre Ausbildung einer Schwallwelle. Er hat sich bei der eingehenden Untersuchung und Vermessung dieser instationären Strömung bewährt.

Es konnte gezeigt werden, dass sowohl die Steilheit der Wellenfront als auch ihre Ausdehnung abhängig von der Sohlrauheit ist. Die dimensionslosen

Wellenprofile sind jedoch unabhängig von der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Schwallwelle.

Die Berechnung der Ausbreitung einer Schwallwelle stellt hohe Anforderungen an die verwendete Software Mike 11. Dies wird in der notwendigen Wahl von sehr kleinen Berechnungsschritten Δx und Δt sowie in dem hohen zeitlichen Aufwand deutlich. Es zeigt sich, dass die Ausbreitungsgeschwindigkeit einer Schwallwellenfront korrekt berechnet wird. Das berechnete Wellenprofil weicht jedoch an der Wellenfront von den Messwerten ab.

5 Literatur

Bollrich, G. (1996): Technischen Hydromechanik. Band 1, 4. Auflage, Verlag für Bauwesen, Berlin

Bornschein, A. (2001): Die Untersuchungen von Schwallwellen in einem Versuchstand mit bewegter Sohle. In: Tagungsband zum 3. Treffen Junger Wissenschaftler der wasserbaulichen Institute deutschsprachiger Hochschulen und Universitäten am Institut für Konstruktiven Wasserbau, TU Wien, Österreich, S. 13 – 16

Bornschein, A. (2004): Surge wave front in a moving reference system. In Proceedings of the River Flow Conference, Neapel, Italien, Volume 2, S. 945 – 949

de Saint Venant, J. C. (1871): Théorie du mouvement non permanente des eaux avec application aux crues des rivières et a l'introduction des marées dans leur lit. In: Comptes rendues, Academie des Sciences, Paris, 73, S.148 – 154

Martin, H.; Bollrich, G. (1989): Berechnungsgrundlagen für Schwall- und Sunkwellen sowie Dammbruchprobleme. In: Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer, TU Wien, Band 79, S. 139 - 164

Autor:

Dipl.-Ing. Antje Bornschein,
Institut für Wasserbau und THM
Fakultät Bauingenieurwesen
Technische Universität Dresden
01062 Dresden
Tel.: ++49 – 351 – 46334696
Fax: ++49 – 351 – 46337141
Antje.Bornschein@tu-dresden.de

Pflanzen in der 2D Simulation von Flüssen

Dipl.-Ing. Reinhard Lutz Kowalski, valitec®
Dr.-Ing. Paul Michael Schröder, BAW
Dr.-Ing. Tomasz Kaluza, Hochschule Poznan

Friction parameter of vegetations in two-dimensional hydraulic models are discussed to improve river hydraulics calculations. Simulation examples are presented to verify the use of vegetation parameters.

1 Einleitung

Allgemein wird die Strömung in Flüssen besonders von der Rauigkeit der Kontaktfläche zum Wasserkörper beeinflusst. Rauigkeiten lassen sich grob einteilen in Sohlrauheiten, Formrauheiten und Vegetationsrauheiten.

Sohlrauheiten fassen als Sammelbegriff überströmte Rauheiten zusammen und können als Materialeigenschaft abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit oder Körnungslinie (z.B. von transportiertem Sediment oder Geschiebe) parametrisiert werden.

Formrauheiten beschreiben die geometrische Beschaffenheit einer Oberfläche, die nicht mehr explizit im Strömungsmodell aufgelöst wird; dies sind z.B. auch Strukturen wie Riffel oder Dünen, die sich bei Geschiebetrieb in den meisten Flüssen bilden.

Vegetationsrauheiten treten bei Hochwasserabfluss im überströmten Vorlandbereich auf und haben dann oft einen wesentlichen Anteil am gesamten Strömungswiderstand.

Die vorliegende Veröffentlichung fokussiert auf die Vegetationsrauheit, die weiter unterteilt werden kann in überströmte oder durchströmte bzw. in starre oder flexible Rauheit. In 2D Simulationsmodellen werden bislang auf Wandrauheiten basierende Ansätze eingesetzt, um diese Einflüsse in der Berechnung zu berücksichtigen. Eine verbesserte Berücksichtigung des Bewuchses in der gesamten durchströmten Fläche verspricht eine differenzierte Betrachtung und genauere Ergebnisse.

2 Grundlagen und Umsetzung

Zur Berücksichtigung von Sohlschubspannungen als äußere Kräfte in den Berechnungsverfahren wird ein Rauheitsbeiwert c_f eingeführt, der sich aus den Anteilen Sohlrauheit und durchströmter Bewuchs zusammensetzt (DVWK, Heft 220, 1991).

Die einfache Betrachtung der verschiedenen Strömungswiderstände abhängig von der Fließtiefe macht die unterschiedlichen Auswirkungen deutlich:

Der Einfluss der Wandrauheit nimmt mit der Erhöhung der Fließtiefe ab ($H^{-1/3}$), während die angeströmte Fläche des Bewuchses und damit der Strömungswiderstand mit der Fließtiefe linear zunimmt (vgl. Abb. 1).

Ein mit Sohlrauheiten kalibriertes Strömungsmodell ist nur für eine Fließtiefe und damit auch nur für den Kalibrierungsabfluss gültig. Nur für bewuchsfreie Untersuchungsräume sind damit Hochwasserprognosen möglich. Für eindimensionale Modelle ist die Berücksichtigung des Bewuchses bereits seit über 20 Jahren Stand der Simulationstechnik.

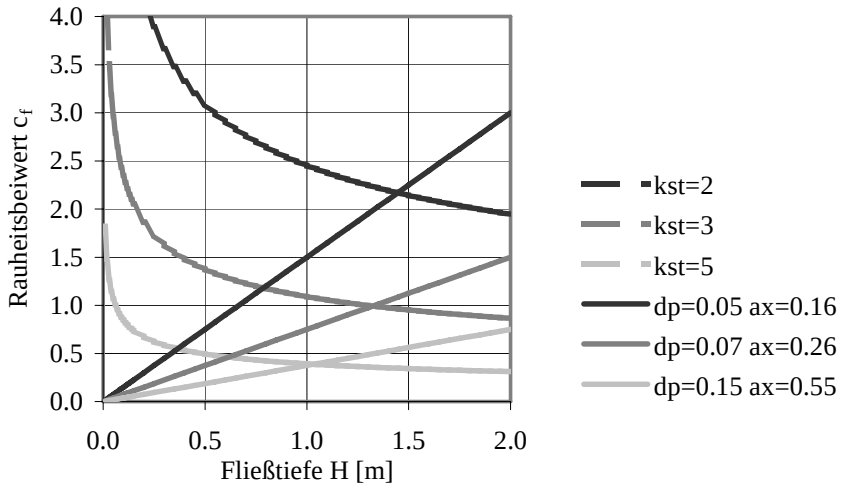


Abbildung 1 Rauheitsbeiwerte für Wandrauheiten und durchströmten Bewuchs

Zur Berücksichtigung des durchströmten Bewuchses in 2D Modellen wurden von SCHRÖDER (1997), die für eindimensionale Berechnungsverfahren entwickelten Ansätze von LINDNER (1982) und PASCHE (1984) in dem Rechenverfahren RISMO2D umgesetzt.

Im Vergleich zu den bislang üblichen Verfahren wird deutlich, dass der Einsatz von Bewuchsparametern direkt eine Vereinfachung der Kalibrierung ermöglicht: Mit Pflanzen besetzte Vorlandbereiche des Untersuchungsraums erhalten einen Strömungswiderstand direkt aus der Bewuchskartierung und sind nur noch für

den bodennahen Abfluss zu kalibrieren. Das kalibrierte Modell ist zudem in einem größeren Bereich für verschiedene Abflüsse validiert und einsetzbar.

3 Anwendungen

3.1 Überprüfung von geplanten Neuanpflanzungen

In einem Rheinabschnitt unterhalb von Emmerich, nahe der niederländischen Grenze, plant der Naturschutzbund Deutschland (NABU) die Anlage eines Auenwaldes im rechten Vorlandbereich (vgl. Abb. 2). Die Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe (BAW) untersucht als Fachoberbehörde der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes die Auswirkungen dieser wesentlich erhöhten Vorlandrauheit auf die Strömungsverhältnisse im Rhein. Die modelltechnische Untersuchung erfolgt mit dem zweidimensional-tiefengemittelten Verfahren RISMO2D und den enthaltenen Modellansätzen für durchströmten Bewuchs.

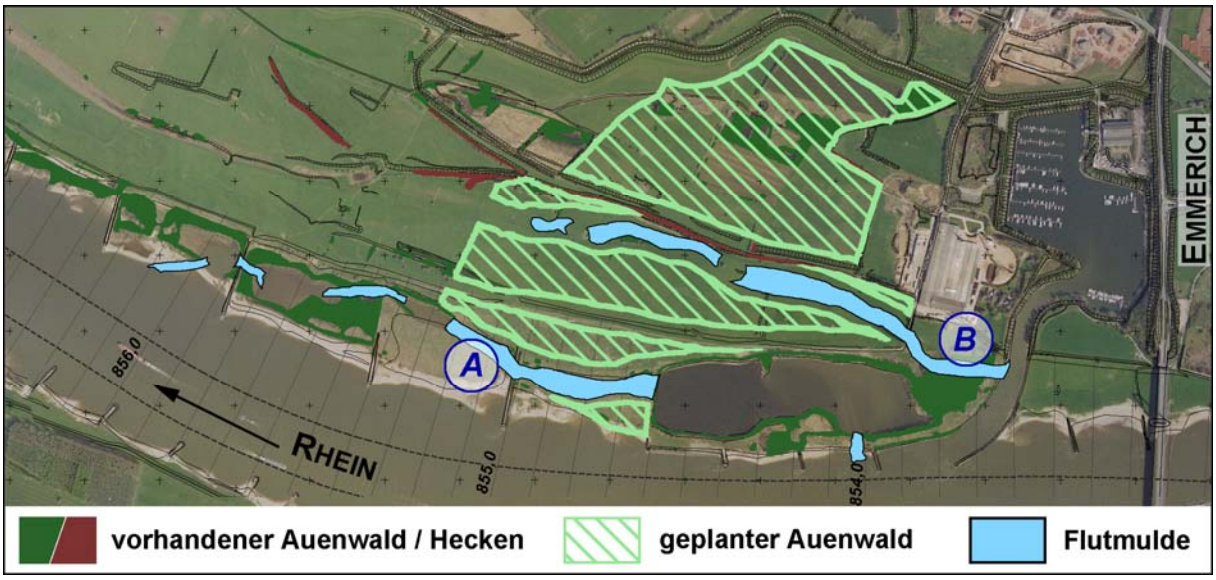


Abbildung 2 Der Rhein bei Emmerich mit vorhandenen und geplanten Gehölzflächen

Im Rahmen dieser Untersuchung musste zunächst der heutige Gehölzzustand des Vorlands erfasst und in einem Finite-Elemente-Strömungsgitter abgebildet werden. Die Lage der vorhandenen Gehölze wurde vom NABU aus Luftbildern und durch terrestrische Kartierung ermittelt. Hierbei wurde eine Unterscheidung zwischen Hecken und Auenwald getroffen, für die die in Tabelle 1 aufgeführten mittleren Bewuchsparameter zugrunde gelegt wurden. Die Ausdehnung und Lage der vorhandenen sowie geplanten Gehölzflächen ist in Bild 1 dargestellt. Im Strömungsgitter wurden die Gehölzflächen bis hinunter zu einer Größe von rd. 10 m^2 explizit durch zusätzliche Bruchkanten abgebildet. Hierdurch wurde das

ohnehin sehr hoch aufgelöste Strömungsgitter – rd. 400.000 Dreieckselemente für einen Rheinabschnitt von 19 km – nur unwesentlich größer, aber die Qualität der Prognose konnte erheblich verbessert werden.

Tabelle 1 Verwendete Bewuchsparameter für Hecken und Auenwald

	Durchmesser	*Bestockungsdichte*	*mittlerer rechnerischer* *Durchmesser*	*Abstand*
Hecken	0,02 m	1 – 20 pro m²	0,02 m	0,22 m
Auenwald	0,10 m	0,2 pro m²	0,10 m	2,20 m

Zusätzlich zum geplanten Auenwald sind im Vorlandbereich Flutmulden geplant, mit denen vorhandene, tiefergelegene Vorlandbereiche verbunden werden. Die flussnahe Flutmulde A wird bereits bei Mittelwasserabfluss (> 2100 m^3/s) durchströmt, die flussferne Flutmulde B bei mittlerem Hochwasserabfluss (> 6400 m^3/s). Hierdurch wird einerseits die Strömungsdynamik im Vorlandbereich erhöht; andererseits soll die zu erwartende Anhebung des Hochwasserspiegels kompensiert werden.

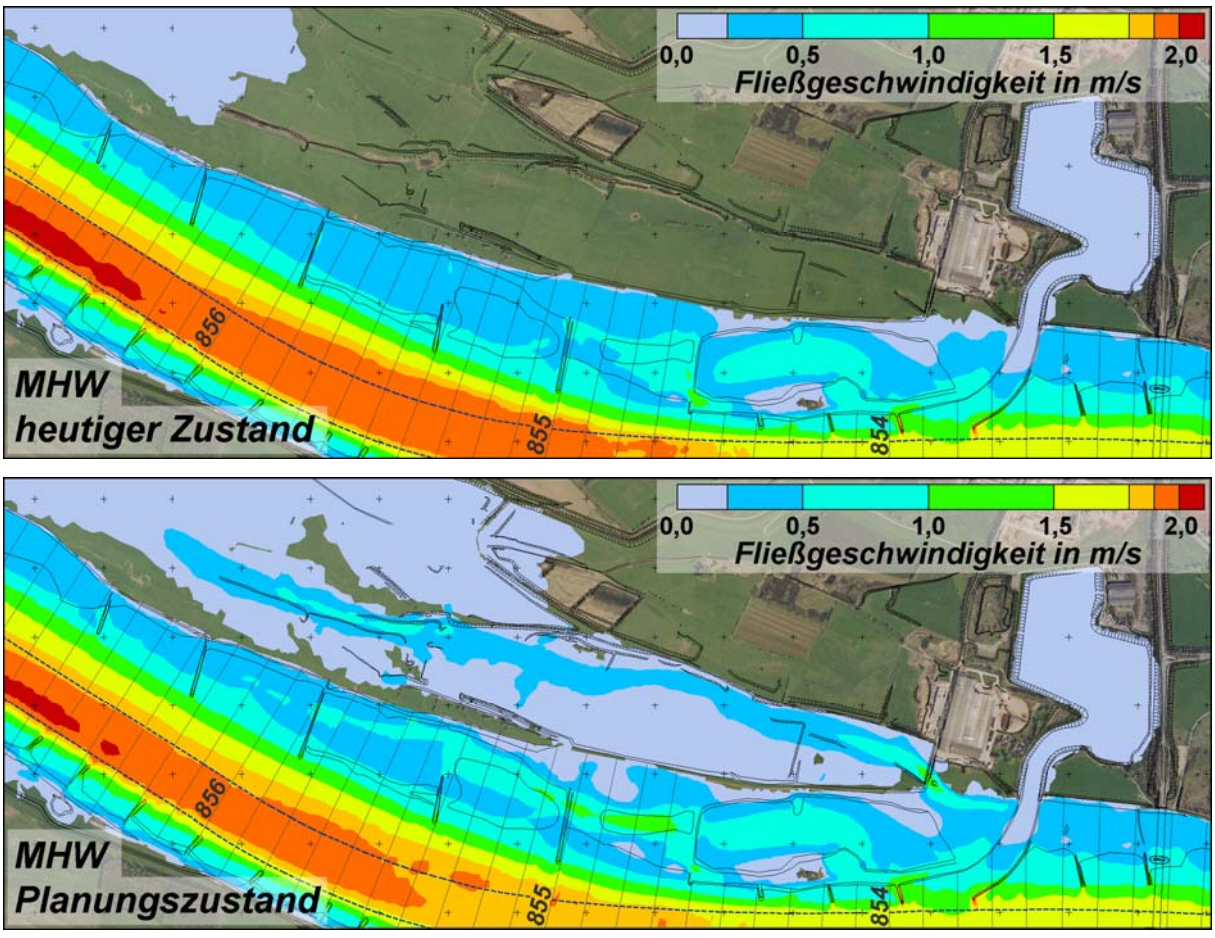


Abbildung 3 Änderung der Fließgeschwindigkeiten durch Auenwald und Flutmulden bei MHW (Bild oben: heutiger Zustand, Bild unten: geplanter Zustand)

Die veränderten Fließgeschwindigkeiten als Folge des geplanten Auenwaldes und der Flutmulden sind in Abbildung 3 für ein Mittleres Hochwasser (6381 m^3/s) dargestellt. Die Anbindung des rechten Vorlands durch die flussferne Flutmulde B führt zu einer Abnahme der Fließgeschwindigkeiten im Fluss, die im Strom zu einer Minderung der Strömungsgeschwindigkeiten führt. Im betroffenen Rheinabschnitt, in dem seit vielen Jahren eine kontinuierliche Erosion beobachtet wird, ist diese Minderung der Strömungsgeschwindigkeiten positiv zu bewerten.

In der Abbildung 4 ist die Änderung der Wasserspiegellagen im Längsschnitt (Stromachse) für den Zustand mit Auenwald und den Zustand mit Auenwald und Flutmulden für zwei Hochwasserabflüsse (HW 1995, 12050 m^3/s und MHW 2002, 6381 m^3/s) dargestellt. Der Auenwald allein führt zu einer Erhöhung des Hochwasserspiegels (HW 1995) um rd. 1 – 2 cm. Diese leichte Erhöhung wird durch die Flutmulden nahezu vollständig kompensiert. Bei Mittlerem Hochwasser (MHW 2002) ist allein durch den Auenwald nahezu keine Auswirkung auf den Wasserspiegel festzustellen, da der größte Teil der Waldflächen nicht durchströmt wird. Dies ändert sich im Zustand mit Auenwald und Flutmulden: Die Flutmulden führen zu einer leichten Absenkung des Wasserspiegels.

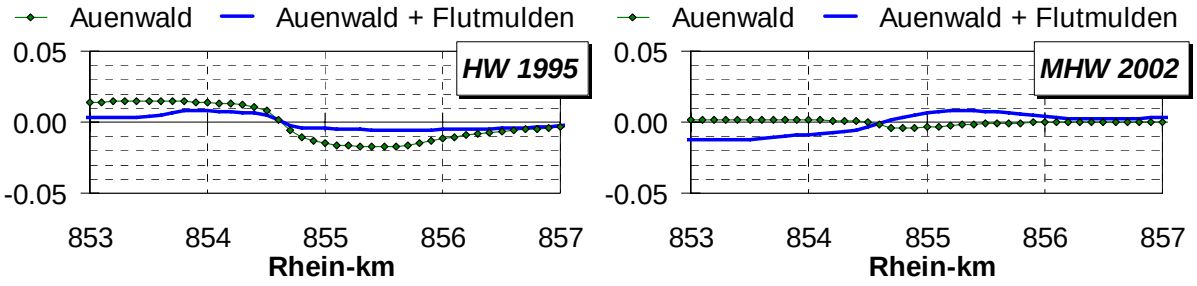


Abbildung 4 Berechnete Wasserspiegellagen als Differenz im Längsschnitt der Flussachse

Im Rahmen dieser Studie werden noch weitere Modelluntersuchungen mit geänderten Bewuchsparametern folgen, mit denen insbesondere die Sensitivität der Ergebnisse auf die gewählten Parameter abgeschätzt werden soll. Denn auch durch die hier beschriebene gründliche Kartierung der vorhandenen Gehölzflächen wird der tatsächliche Strömungswiderstand von natürlichen, äußerst heterogenen Gehölzen immer nur näherungsweise zu beschreiben sein.

3.2 Langzeitsimulation mit Bewuchsentwicklung

Für eine Untersuchung der Hochschule Poznan, Polen, von Weidenanbauflächen im Vorland der Weichsel wurde ergänzend das Simulationssystem RISMO2D eingesetzt. Das numerische Modell wurde für 9,5 km Flussstrecke (Wisla-km 367,5 bis 377,0), bei einer mittleren Breite einschließlich der Vorländer von

700 m, von valitec® simulation service in Aachen aufgestellt und kalibriert. Die Berechungen selbst wurden in Poznan von einer fachübergreifenden Arbeitsgruppe durchgeführt.

Ausgehend von Wachstumsbeobachtungen der Fachbereiche Biologie und Forstwirtschaft der letzten 200 Jahre konnten natürliche Pflanzenentwicklungen in der Simulation berücksichtigt werden: Abhängig vom Alter eines Baumes ändert sich dessen Stammdurchmesser d_p und der mittlere Abstand zu seinem Nachbarn a_x (vgl. Abb. 5).

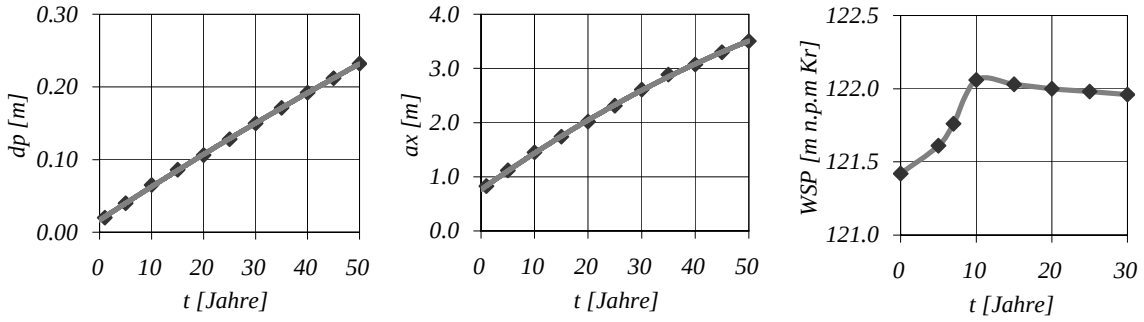


Abbildung 5 Langfristige, unbeeinflusste Entwicklung von Weiden und der Einfluss auf den Wasserspiegel am Kontrollpegel

Die mit den Daten der Pflanzenentwicklungen ermittelten Langzeitprognosen von sich selbst überlassenen Weidenflächen in Vorlandbereichen der Weichsel bei Pulawy, ergaben beim Abfluss eines HQ_{100} (7520 m^3/s) eine deutliche Erhöhung des Wasserspiegels von derzeit 121,41 m n.p.m Kr (*nad poziom morza Kronsztadt 86;* über Meeresspiegel Kronstadt 1986) auf die in der Abbildung 5 dargestellten Werte für die kommenden 30 Jahre.

Mit diesen Ergebnissen der Simulationen wurden für die betroffenen Flächen Bewirtschaftungspläne aufgestellt, um die Auswirkungen auf den Wasserspiegel eines HQ_{100} zu begrenzen.

3.3 Auenwälder bei Hochwasser

Auf dem Vorland der Weichsel werden nach Hochwasserereignissen regelmäßig umgestürzte Bäume festgestellt. Auf den bewirtschafteten Flächen sind dies wirtschaftliche Schäden. Dazu erhöhen die liegenden Bäume als Strömungshindernisse die Gefahr von weiter steigenden Wasserspiegeln während des Hochwassers. Im Rahmen eines fachübergreifenden Forschungsprojektes des polnischen Staates wurden Naturversuche zur Standsicherheit von standorttypischen Bäumen unternommen, das Vorland geotechnisch untersucht und Strömungssimulationen mit RISMO2D durchgeführt (vgl. Abb. 6).

Die Verbindung von instationären Strömungssimulationen mit geotechnischen Untersuchungen des Bodens erlauben Aussagen über die hochwasserabhängige

Standsicherheit von Bäumen in Auenwäldern. Ergebnis der Simulationen sind zeitabhängige Fließgeschwindigkeiten, Wasserspiegel und Überflutungsdauer der Vorländer. Mit über 100 Ausreißversuchen wurden die kritischen Momente der Baumsorten für verschiedene Reibungswinkel und Kohesivitäten bestimmt. Die Bodenparameter sind stark abhängig von der Überflutungsdauer und damit auch das aufnehmbare Moment: Nach bereits 2 bis 4 Tagen reduzieren sich die Bodenparameter auf bis zu 30 % der Ausgangswerte.

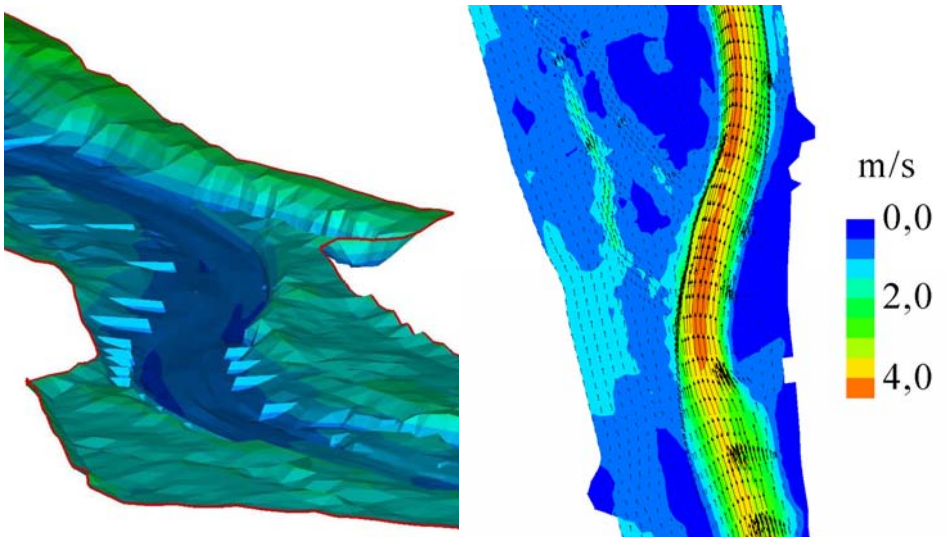


Abbildung 6 Ausschnitt des Finite-Elemente-Modells der Weichsel mit diskretisierten Buhnen und Leitwerken (10fach überhöht) und Ergebnis der Strömungssimulation bei ca. 3200 m^3/s gegen 16:00 Uhr am 4. Tag des Hochwassers.

Das Ergebnis sind Zonen der Auenwälder auf den Vorländern mit einem erhöhten Risiko der Baumentwurzelung. Die Abbildung 7 zeigt einen Ausschnitt des Untersuchungsraums zu Beginn des Hochwassers und nach 4 Tagen Überflutungsdauer.

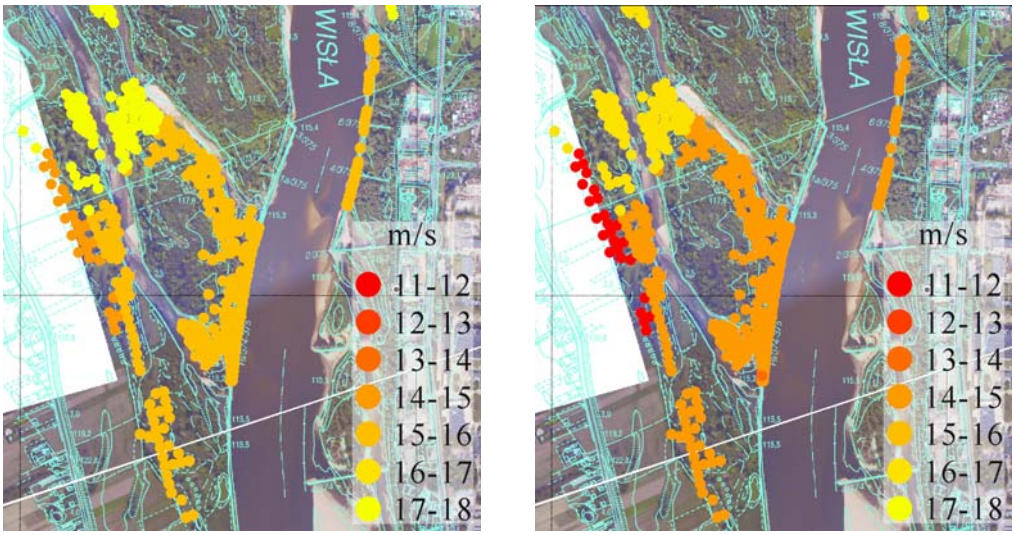


Abbildung 7 Zur Entwurzelung von Bäumen in den Auen kritische Windgeschwindigkeit

Zur Ermittlung des erhöhten Hochwasserrisikos sind weitere Simulationen mit den umgestürzten Bäumen als mögliche Strömungshindernisse geplant.

4 Literatur

DVWK: Hydraulische Berechnungen von Fließgewässern; Merkblatt zur Wasserwirtschaft, Heft 220, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin, 1991.

LINDNER, K.: Der Strömungswiderstand von Pflanzenbeständen; Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau, TU Braunschweig, 1982.

PASCHE, E.: Turbulenzmechanismen in naturnahen Fließgewässern und die Möglichkeit ihrer rechnerischen Erfassung; Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, RWTH Aachen, 1984.

RISMO2D: Finite-Elemente Modellierungsverfahren zur 2D-tiefengemittelten Simulation stationärer und instationärer Strömungen; als freie Software verfügbar unter http://www.hnware.de.

SCHRÖDER, P. M.: Zur numerischen Simulation turbulenter Freispiegel-strömungen mit ausgeprägt dreidimensionaler Charakteristik; Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, RWTH Aachen, 1997.

Autoren:

Dipl.-Ing. Reinhard Lutz Kowalski
valitec® simulation service
Jülicher Straße 336-b
52070 Aachen
Tel.: +49 – 241 – 40 02 96 00
kowalski@valitec.de

Dr.-Ing. Paul Michael Schröder
Bundesanstalt für Wasserbau
Kussmaulstraße 17
76187 Karlsruhe
Tel.: +49 – 721 – 97 26 – 37 30
michael.schroeder@baw.de

Dr.-Ing. Tomasz Kaluza
Katedra Budownictwa Wodnego
Akademia Rolnicza w Poznaniu
ul.Wojska Polskiego 73a
60-625 Poznan, Polen
Tel.: +48 – 61 – 848 77 27
budwod@owl.au.poznan.pl

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Ökologische Modellkomponenten in hydrodynamischen Simulationsmodellen

P. Milbradt, T. Schonert

In future ecological aspects and especially the estimation of effects on the environment will play a major role for planning processes in coastal engineering as it is stipulated in the Integrated Coastal Zone Management. Coastal protection measures interfere with the environment, mostly restricting natural processes. During the planning phase it is necessary to have appropriate numerical simulation tools to estimate these influences. Hydrodynamic conditions represent an important effect to biological processes. The vegetation, on the other hand, greatly affects the hydro- and morphodynamic, too. Today's hydrodynamic models do not sufficiently consider influences by biotic factors and neglect the interaction between hydrodynamic and vegetation. For a better representation of natural processes it is necessary to extend hydrodynamic models by ecological model components.

In this paper a holistic eco-hydraulic model approach is presented for simulation and consideration of seagrass meadows. The numerical approximation is performed by a stabilized finite element method for hydro- and morphodynamic processes and by a discrete fuzzy-rulebased model for biotic processes. Possible transfer strategies, which allow a direct coupling between these different model paradigms, are presented. Main effects and possible influences on a changed hydro- and morphodynamic are shown with first academically studies.

1 Einleitung

Durch die hohe Komplexität und vielfältigen Abhängigkeiten in der Küstenzone gestaltet sich eine Abschätzung von Umweltauswirkungen durch menschliches Wirken, z.B. Ausbau- oder Küstenschutzmaßnahmen, schwierig. Numerische Simulationsmodelle haben sich in vielen Bereichen des Ingenieurwesens als Werkzeug zur Abschätzung von Systementwicklungen und anthropogenen Eingriffen in der Planungsphase etabliert. Während zur Beschreibung der abiotischen Phänomene im Bereich der Hydro- und Morphodynamik eine Vielzahl numerischer Modelle zur Lösung der physikalischen Grundgleichungen entwickelt worden sind, lässt sich die Entwicklung der in den Gewässern lebenden Organismen wesentlich schwieriger beschreiben. Die hydrodynamischen Gegebenheiten stellen eine wesentliche Randbedingung für das Wachstum von Organismen dar. Der Bewuchs und die Besiedlung beeinflusst wiederum die Hydro- und Morphodynamik. Insbesondere die

Anfälligkeit der Gewässersohle gegenüber Erosionserscheinungen wird wesentlich durch das Vorhandensein von Lebewesen und Bewuchs beeinflusst.

Die neuen Anforderungen aus der europäischen Wasserrahmenrichtlinie in Verbindung mit einem Integrierten Küstenzonenmanagment erfordern die Berücksichtigung ökologischer Modellkomponenten.

2 Hydrodynamisch-numerisches Modellsystem MARTIN

Das holistische Modellsystem MARTIN basiert auf einer einheitlichen Modellbeschreibung der hydro- und morphodynamischen Modellkomponenten in Form eines geschlossenen partiellen Differentialgleichungssystems:

$$\begin{aligned} &\frac{\partial W}{\partial t} + L_W W + Q_W = 0 && \text{(Seegang)} \\ &\frac{\partial U}{\partial t} + L_U U + Q_U = 0 && \text{(Strömung)} \\ &\frac{\partial S}{\partial t} + L_S S + Q_S = 0 && \text{(Sedimenttransport)} \end{aligned} \qquad (1)$$

Die Approximation der Lösung des Gleichungssystems (1) erfolgt mit Hilfe stabilisierter finiter Dreieckselemente (Milbradt 1995). Bei der Methode der finiten Elemente wird das Gebiet Ω in n finite Elemente $\boldsymbol{\Omega}_e$ unterteilt. Auf der Basis dieser Zerlegung werden Basisfunktionen ϕ_i für jeden Freiheitsgrad p_i definiert, mit denen die unbekannte Lösung $u(x)$ approximiert wird:

$$u(x) \cong u_h(x) = \sum_{i=0}^{n} \underline{u}_i \phi_i(x) \qquad (2)$$

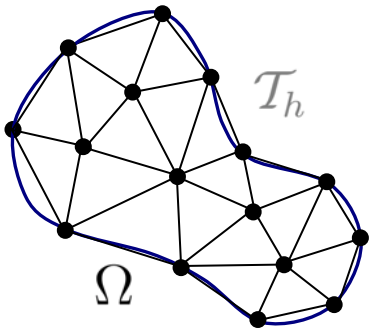


Abbildung 1 Näherungsansatz und Diskretisierung bei der Methode der finiten Elemente

Das holistische Modellsystem MARTIN zur Bestimmung der abiotischen Systemparameter Seegang, Strömung und Sedimenttransport wurde um ökologische Modellkomponenten erweitert. Zur Simulation der biotischen Prozesse haben sich besonders diskrete fuzzy-regelbasierte Automaten als geeignet erwiesen.

3 Diskretes regelbasiertes ökologisches Modell

Das Vorhandensein von Tier- und Pflanzenbeständen beeinflusst die lokale Hydro- und Morphodynamik. Bewuchs und Besiedlung durch biogene Instrumente, wie z.B. Miesmuschelbänke, Riffe sowie Seegras- und Salzwiesen, führen nachgewiesenermaßen (Fonseca 1982) zu einer Stabilisierung bestimmter Abschnitte der Küstenregion.

Die Beschreibung ökologischer Prozesse erfolgt im Allgemeinen durch Expertenwissen, welches sich in Form eines Wirkungsgraphen mit unterschiedlichen Wirkungsbeziehungen zwischen den als maßgeblich identifizierten Systemgrößen darstellen lässt. Diese regelbasierte Formulierung der ökologischen Abhängigkeiten ist in der Regel mit Unsicherheiten verbunden, was sich in einer vagen und unscharfen Repräsentationssprache widerspiegelt.

Zur Simulation der zeitlichen und räumlichen Entwicklungsprozesse haben sich insbesondere diskrete regelbasierte Automaten als ein geeignetes Werkzeug erwiesen, wenn sich Abhängigkeiten und Wirkungsbeziehungen regelbasiert formulieren lassen (vgl. Milbradt 2004, Chen 2002). Ein diskreter regelbasierter Automat kann beschrieben werden durch ein 4-Tupel $(\mathcal{L}, \mathcal{Z}, \mathcal{N}, \delta)$, bestehend aus

- einem regulären Gitter $\mathcal{L}$,
- einer endlichen Zustandsmenge $\mathcal{Z}$,
- einer Nachbarschaftsrelation $\mathcal{N} \subseteq \mathcal{L}^n$
- und einer Zustandsübergangsfunktion $\delta : \mathcal{Z}^n \rightarrow \mathcal{Z}$.

Die Berücksichtigung ökologischer Modellkomponenten im hydrodynamisch-numerischen Modell wird im Folgenden anhand des Ökosystems Seegraswiese dargestellt.

3.1 Wirkungsbeziehungen in Seegraswiesen

Seegraswiesen sind nicht nur Lebensraum vieler Tierarten, sondern stabilisieren aufgrund ihrer eng verflochtenen Wurzelsysteme das Sediment. Darüber hinaus ist der dichte Teppich von Blättern imstande, den Strömungswiderstand zu erhöhen und somit Strömungen und Wellenbewegungen zu verringern (Cox 2003).

In speziellen Experimenten (Schanz 2003) konnte aufgezeigt werden, dass besonders auftretende Strömungsverhältnisse, Algenbewuchs und Beweidung

durch Wattschnecken, Trübung sowie die Höhe der Nährstoffkonzentration und Wassertemperatur Auswirkungen auf die Entwicklung des Seegrases haben.

Das komplexe Zusammenspiel zwischen den verschiedenen *Systemparametern* k_i lässt sich durch Darstellung der *Wirkungsbeziehungen* $b(k_i, k_j, w)$ in einem so genannten *Wirkungsgraphen* $G(K, B)$ visualisieren, siehe Abbildung 2.

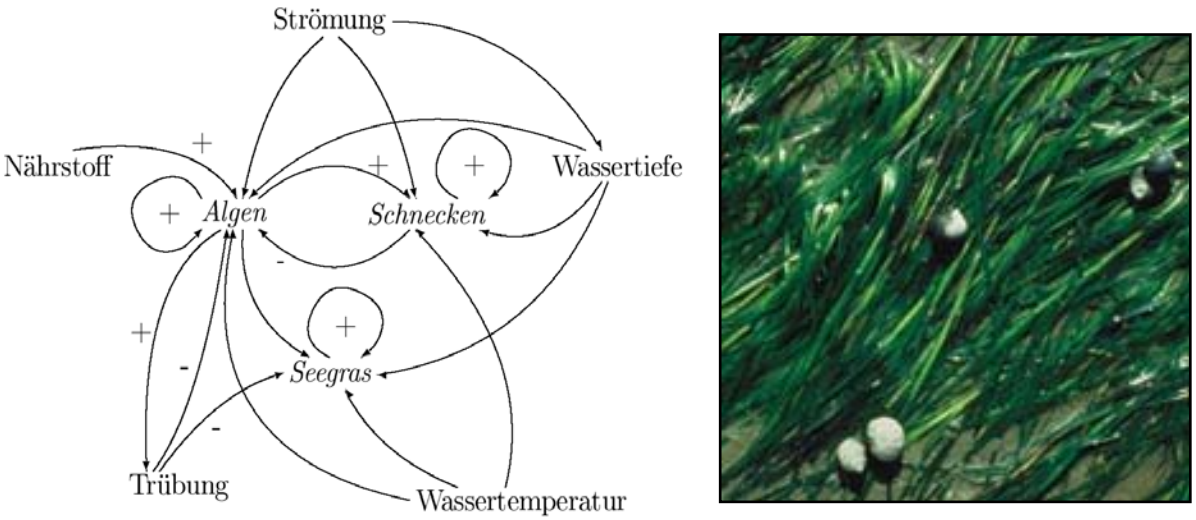


Abbildung 2 Darstellung der Wirkungszusammenhänge in Seegrasgebieten

3.2 Diskretes Simulationsmodell

Für das Seegraswiesenmodell wird ein zweidimensionales Gebiet Ω betrachtet, welches durch ein einfaches rechteckiges Zellgitter, bestehend aus $m \times n$ Zellen, beschrieben wird. Dabei stellt jede Zelle c_k des diskreten Automaten einen kleinen Meeresausschnitt dar. Zur Darstellung der einzelnen Modellgrößen werden folgende Zustandsmengen eingeführt:

G: der Bedeckungsgrad des Seegrases, welcher das Verhältnis der von den Blättern überdeckten Fläche zur Grundfläche darstellt

N: die Dichte der Schnecken, deren Bevölkerungsgrad durch das Intervall [0,1] ausgedrückt wird

A: Populationsdichte der Algen, ebenfalls im Bereich zwischen 0 und 1

H: die Intensität des Nährstoffeintrags

Z: die mittlere Ruhewassertiefe

U: die aktuellen Strömungskomponenten (u, v, η)

T: die Wassertemperatur

B: die Wassertrübung

D: der Zeitraum des Trockenfallens; dieser Wert gibt an, wie lange das Zellgebiet bereits trocken liegt

Die im Wirkungsgraphen dargestellten, oft mit Unsicherheiten behafteten Abhängigkeiten und Wirkungszusammenhänge können mit einem fuzzy-basierten Ansatz, der es ermöglicht, Unsicherheiten in den Fakten und Regeln zu berücksichtigen und entsprechend zu verarbeiten, adäquat repräsentiert werden.

3.3 Fuzzy-basierter Ansatz

Ein probates Mittel die auftretenden Unsicherheiten und vagen Darstellungsformen bei der Beschreibung ökologischer Phänomene im Modellsystem abbilden zu können, stellt die *Fuzzy-Theorie* von Zadeh (1965) dar. Das diskrete regelbasierte Modell wird um fuzzy-logische Prinzipien erweitert. Basiselemente des fuzzy-basierten Ansatzes sind Fuzzymengen F, welche durch ihre charakteristischen Funktionen $\mu_F : U \rightarrow [0,1]$, die den Grad der Zugehörigkeit eines Elementes $u \in U$ der Referenzmenge zur Fuzzymenge festlegt, beschrieben werden. Während numerische Variablen unterschiedliche Zahlenwerte annehmen können, werden im Rahmen der Fuzzy-Theorie linguistische Variablen verwendet. Auf diese Weise lassen sich beispielsweise für eine linguistische Variable „Wassertiefe“ einzelne Ausprägungen, wie „gering“, „mittel“ oder „hoch“, angeben. Die Spezifikation dieser linguistischen Terme durch entsprechende Fuzzymengen erfolgt durch Angabe ihrer Zugehörigkeitsfunktionen.

Diese Darstellungsweise kommt der Formulierung von ökologischen Sachverhalten sehr entgegen, da sich die Wirkungszusammenhänge nur selten durch mathematische Funktionen beschreiben lassen und oftmals nur vage formuliert oder abgeschätzt werden können. Beispielhaft seien hier zwei Regeln, die das Räuber-Beute-Verhalten zwischen Schnecken und Algen beschreiben, dargestellt:

R_1: **wenn** die Algendichte hoch ist und
die Schneckenpopulation gering,
dann wird sich die Schneckenanzahl vergrößern.

R_2: **wenn** die Algenanzahl mittel ist und
die Schneckendichte sehr hoch,
dann wird sich die Algenanzahl stark verringern.

Regeln stellen das Wissen über Abhängigkeiten und Zusammenhänge zwischen den Zustandsgrößen dar. Die allgemeine Form dieser Regeln lautet:

$$\textbf{wenn } b_1 \textbf{ und } \ldots \textbf{ und } b_n, \textbf{ dann } h.$$

Sie bestehen aus einer Menge von Bedingungen $b_1, \ldots, b_n$, auch *Prämissen* genannt, und einer Folgerung h, oft auch als *Konklusion* bezeichnet. Die Regelprämissen beschreiben die Situation, in der die Regel angewendet werden kann. Diese ist abhängig von der Belegung der identifizierten Zustandsgrößen im hydrodynamischen und im ökologischen Modell. Die Konklusionen der Regeln enthalten ebenfalls unscharfe Angaben, wie beispielsweise die zeitliche Änderung einer Population, die ggf. in einem Defuzzifizierungsschritt in scharfe Parameter umzuwandeln sind.

Regeln dieser Art lassen sich aus dem in Abbildung 2 dargestellten Wirkungsgraphen herleiten. Vorhandenes ökologisches Expertenwissen lässt sich auf diese Weise relativ einfach als Fuzzy-Regelsystem in den diskreten regelbasierten Automaten implementieren.

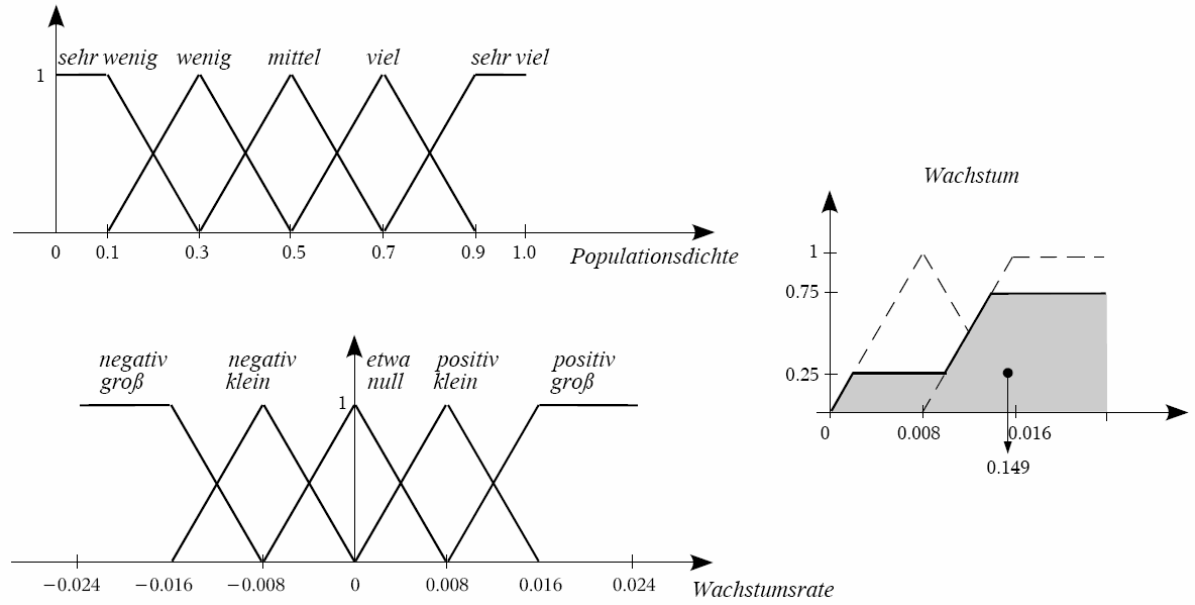


Abbildung 3 Beschreibung ökologischer Zusammenhänge durch Fuzzymengen

4 Modellkopplung

Die zur Verfügung stehenden Modellklassen unterscheiden sich in ihrer Struktur ganz wesentlich, siehe Abbildung 4. Darüber hinaus laufen die betrachteten Phänomene im Allgemeinen auf unterschiedlichen räumlichen und zeitlichen Skalen ab. Diese prinzipiellen Unterschiede erfordern deshalb geeignete Methoden der Modellkopplung. Dabei stellen die Systemgrößen des hydro-

dynamisch-numerischen Modells eine wesentliche Randbedingung für das diskrete ökologische Modell und umgekehrt dar. Dies verlangt eine Verarbeitung stetiger Simulationsergebnisse im diskreten Modell auf der einen und die Berücksichtigung diskreter Systemgrößen im finiten Element Modell auf der anderen Seite.

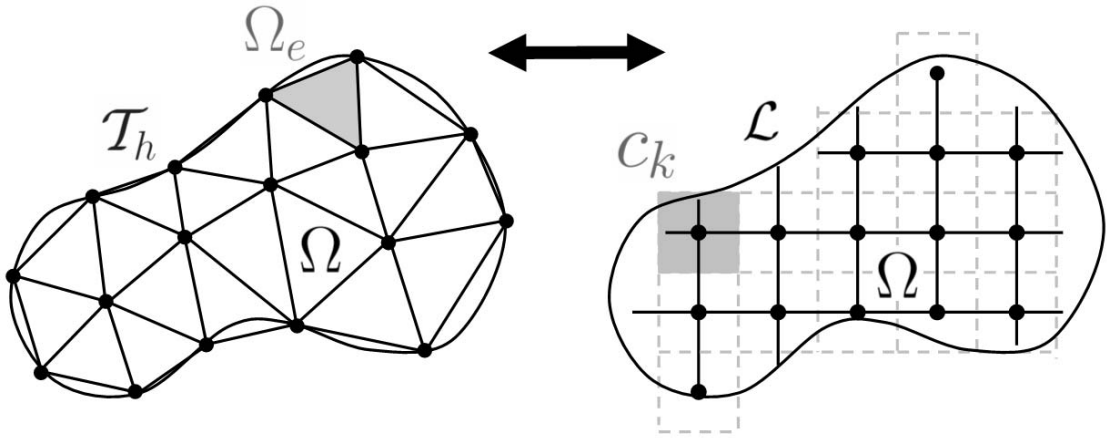
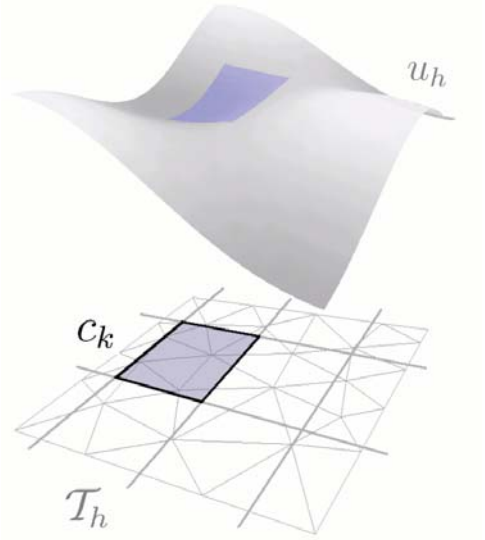


Abbildung 4 Kopplung zwischen einer FE-Diskretisierung und einem regulären Zellgitter

4.1 Räumliche Kopplung

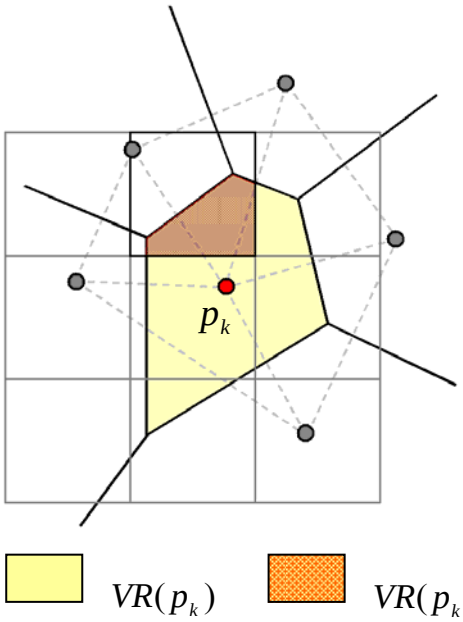
Bei der Übertragung der stetigen Systemgrößen ins diskrete Modell muss vor allem eine konsistente Übertragung in die Regeln gewährleistet werden. Eine punktuelle Interpolation bezüglich des Zellmittelpunktes berücksichtigt nicht das Gesamtverhalten innerhalb des durch die Zelle c_k repräsentierenden Gebietes der FE-Näherungslösung $u_h(x)$. Eine integrale Mittelung der FE-Näherung in jedem Zellgebiet c_k führt zu einer volumentreuen Kopplung:



$$\hat{u}(c_k) = \frac{1}{\mu^*(c_k)} \int_x u_h(x)\, dc_k \qquad (3)$$

Abbildung 5 Übertragung der stetigen Systemgrößen ins diskrete Modell durch Integration der FE-Näherungslösung über einen zweidimensionalen Zellbereich

Die Übertragung der diskreten Zustandsgrößen des regelbasierten Modells auf das Finite-Element-Modell basiert auf einer Voronoi-Zerlegung der Gebietes Ω bezüglich der FE-Knoten p_i in disjunkte Teilgebiete, den Voronoi-Regionen $VR(p_i)$. Einfluss auf die Bestimmung eines Knotenwertes u_k haben demnach sämtliche Zellen, die sich in der Nachbarschaft des Punktes p_k befinden. Auf diese Weise ergibt sich wieder eine volumentreue Interpolation:



$$u_k = \frac{1}{\mu^*(VR(p_k))} \int_x \hat{u}(x)\, dVR(p_k) \quad (4)$$

Abbildung 6 Einfluss auf die Übertragung zwischen diskretem Modell und Finite-Element-Modell haben alle Zellen, die in der Voronoi-Region eines Knotens liegen.

Durch Berücksichtigung der strukturellen Unterschiede beider Modellklassen kann eine konsistente und konservative Übertragung der Systemgrößen gewährleistet werden, so dass bei der Kopplung weder Energie erzeugt bzw. verloren geht noch fehlererzeugende Unstetigkeiten von einem Modell ins andere eingetragen werden.

4.2 Physikalisch-phänomenologische Kopplung

Durchströmte Vegetationsgebiete bilden einen nicht zu vernachlässigbaren Faktor der lokalen Hydro- und Morphodynamik. Die energiedissipierende Wirkung des Bewuchses als Rauheitselement und Strömungswiderstand konnte in Felduntersuchungen (vgl. Pasche 2003) nachgewiesen werden.

In den letzten Jahren wurde eine Reihe von Methoden vorgeschlagen, wie sich die Rauhigkeit von Bewuchselementen in Oberflächengewässern berücksichtigen lässt (Järvelä). Die meisten dieser Ansätze basieren jedoch auf Theorien und Experimenten mit biegesteifen zylindrischen Elementen, was einer starken Vereinfachung entspricht und den biomechanischen Eigenschaften der

zumeist sehr flexiblen Vegetation nicht gerecht wird. Pasche und Deußfeld (2003) konnten zeigen, dass sich der Gesamtwiderstand der flexiblen Seegraselemente nicht nur aus einem Formwiderstand (Druckkraft $F_{D,\perp}$), sondern insbesondere auch aus einer auf der Blattoberfläche wirkenden Reibungskraft $F_{S,\parallel}$ zusammensetzt.

$$\begin{aligned} f_p &= F_{D,\perp} + F_{S,\parallel} \\ &= \frac{1}{2}\rho \cdot u^2 \cdot C_D \cdot LAI \cdot l_p b_p \cdot \sin\theta + \frac{1}{8}\rho \cdot u^2 \cdot \lambda_p \cdot LAI \cdot l_p b_p \cdot \cos\theta \end{aligned} \quad (5)$$

Beide Kräfte resultieren aus der relativen Bewegung des Wasserkörpers um die Pflanze und sind strömungsabhängig.

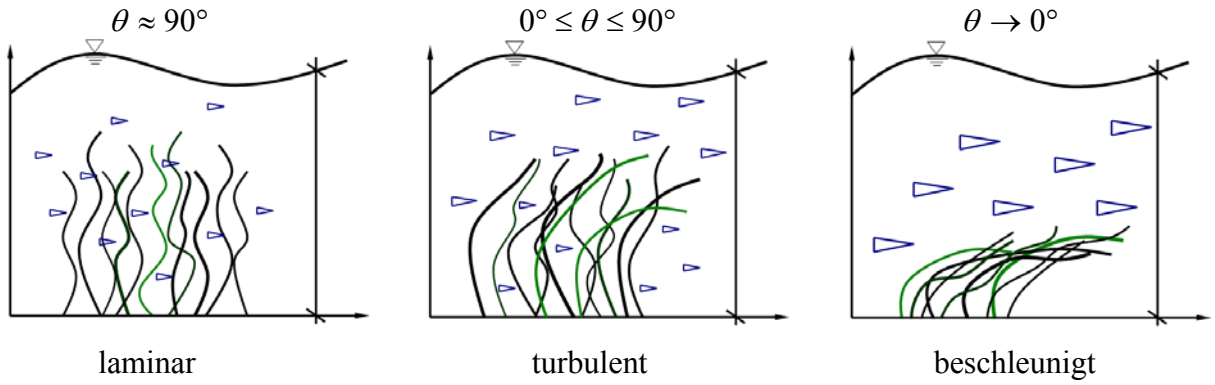
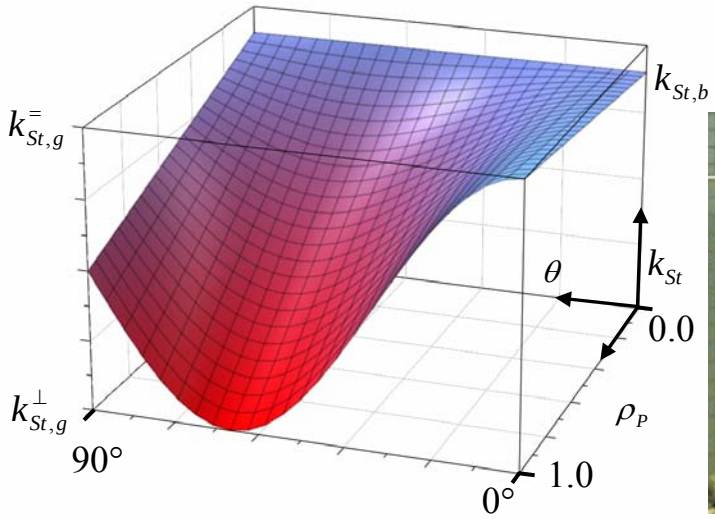


Abbildung 7 Neigung der Seegrasblätter in Abhängigkeit der Strömungsintensität

Während bei geringem Strömungsgeschehen kaum Neigung der Seegrasblätter zu verzeichnen ist und das Verhalten noch als laminar betrachtet werden kann, zeigt sich mit ansteigender Geschwindigkeit zunehmend turbulentes Verhalten im Bewuchslayer, welches mit erhöhten Widerstandskräften einhergeht (siehe Abbildung 7). Ab einer bestimmten Geschwindigkeit neigt es sich gänzlich in Strömungsrichtung. Die Gewässersohle ist dabei nahezu komplett durch den dichten Blätterteppich bedeckt. Der Reibungswiderstand bestimmt sich dann ausschließlich aus der auf den viel glatteren Blattoberflächen wirkenden Reibungskraft. Für die Blattneigung θ kann der funktionale Zusammenhang:

$$\theta = f(\rho_p, LAI, \frac{h_p}{h}, u), \quad (6)$$

mit ρ_p - der Dichte des Bewuchses; LAI - der Leaf Area Index des Pflanzenmaterials; h_p / h - dem Verhältnis der Bewuchshöhe zur Wassertiefe und u - den Betrag der Strömungsgeschwindigkeit, aufgestellt werden.



(aus Pasche 2003)

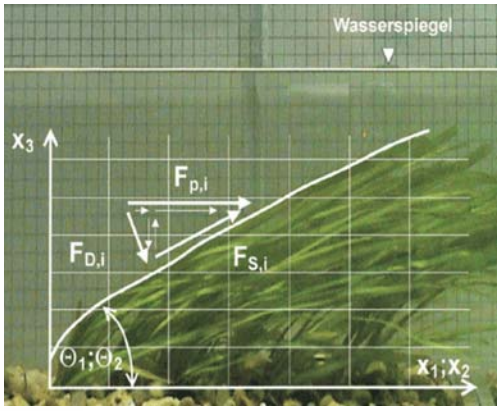


Abbildung 8 Äquivalente Rauhigkeitsbeiwerte des flexiblen Seegrasbewuchses im numerischen Modell

Um die biomechanischen Eigenschaften des flexiblen Seegrasbewuchses adäquat im tiefenintegrierten hydrodynamisch-numerischen Modellsystem MARTIN abzubilden, wird eine Approximation des obigen Ansatzes vorgeschlagen, die den Reibungsansatz nach Manning-Strickler verwendet und einen äquivalenten Rauhigkeitsbeiwert k_{St} bestimmt:

$$k_{St} = \rho_p \lambda_1 + (1-\rho_p)\lambda_2$$

$$\lambda_1 = A\cos(k\theta) + B \quad \text{mit} \quad A = \frac{k^{=}_{St,g} - k^{\perp}_{St,g}}{2}, B = \frac{k^{=}_{St,g} + k^{\perp}_{St,g}}{2}, k = 3.0 \qquad (7)$$

$$\lambda_2 = k_{St,b}$$

wobei ρ_p - Dichte des Pflanzenmaterials; $k^{\perp}_{St,g}$ - äquivalenter Stricklerbeiwert für aufrechten Grasbewuchs; $k^{=}_{St,g}$ - äquivalenter Reibungsbeiwert für geneigte Seegraspflanzen und $k_{St,b}$ - der Rauheitsbeiwert der Gewässersohle ist. Der Einfluss des Neigungswinkels und der Bewuchsdichte auf den Reibungsbeiwert ist zur Veranschaulichung in Abbildung 8 dargestellt.

Mit der Änderung des Seegrasbewuchses im ökologischen Modell sind im Verlauf der Simulation die Reibungskoeffizienten im Strömungsmodell anzupassen. Mit den aus (7) erhaltenen Werten k_{St} ist es möglich, den Strömungswiderstand des flexiblen Bewuchses abzuschätzen. Darüber hinaus herrscht in Vegetationsgebieten ein verändertes Erosions- und Sedimentationsverhalten. Seegräser verfestigen durch ihr komplexes Wurzelsystem den Boden und vermindern dadurch die Erosion des Sediments, was wiederum zu einer Stabilisierung der Küstenzone beiträgt. Außerdem vollziehen die flexiblen Bewuchselemente unter Oberflächenwellen eine Schwingungsbewegung, welche eine

wellendämpfende Wirkung zur Folge hat (vgl. Cox 2003). Die Berücksichtigung dieses Verhaltens im Sedimenttransportmodell und Wellenmodell des holistischen Modellsystems MARTIN wird zu einer weiteren Modellverbesserung führen.

5 Modelluntersuchungen

Erste qualitative Untersuchungen des gekoppelten öko-hydraulischen Modellsystems ermöglichen Aussagen über mögliche Entwicklungstendenzen des Seegrases und Veränderungen der Strömungsverhältnisse. Für die Simulationen wurde das Gebiet um Sylt gewählt, da es aus hydrodynamischer Sicht gut untersucht ist und vermehrtes Seegrasaufkommen aufweist.

Der betrachtete Simulationszeitraum mit einer zunächst zufälligen Verteilung von Seegras, Schnecken und Algen im gesamten Untersuchungsgebiet betrug zwei Jahre. Die Simulationsläufe geben das typische Entwicklungsverhalten des Seegrases wieder. Während in den Zellen mit großen Wassertiefen und starkem Strömungseinfluss eine deutliche Seegrasreduktion zu verzeichnen ist, konnte sich das Seegras in Gebieten mit niedrigen Wasserständen und langsamerer Strömung gut entwickeln, siehe Abbildung 9. Insbesondere das komplexe Zusammenspiel zwischen Algen, Schnecken und Strömung kann durch das Modell wiedergegeben werden. So zeigt sich, dass in Gebieten mit überwiegend starken Strömungsanteilen kaum Schnecken vorzufinden sind und daher auch der dort befindliche Algenbewuchs nicht abgeweidet wurde.

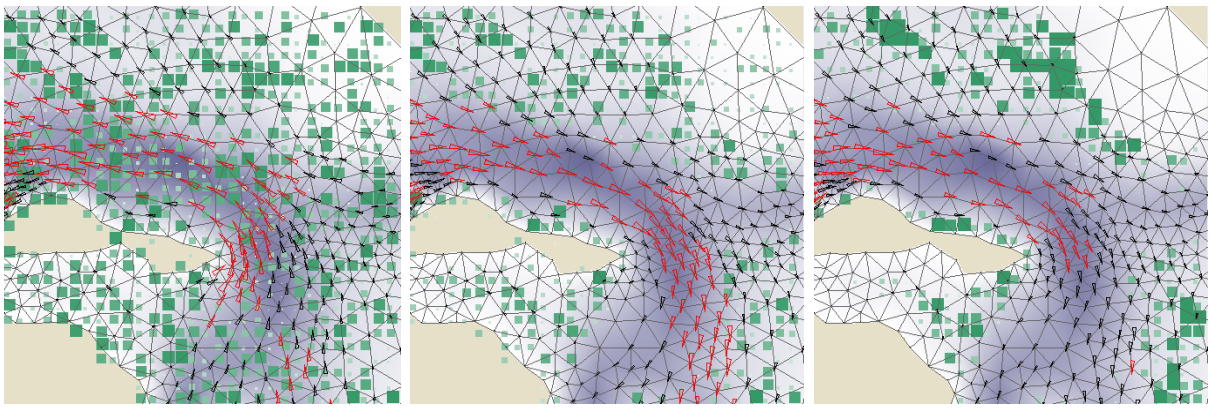


Abbildung 9 Simulationsverlauf des gekoppelten Öko-hydraulischen Modellsystems an der Nordspitze von Sylt, wobei nur die Seegrasverteilung dargestellt ist

Die Entwicklung des Bewuchses führt zu einer Veränderung der hydrodynamischen Verhältnisse. Auf der linken Seite von Abbildung 10 sind Bereiche dargestellt, in denen es aufgrund erhöhter Seegrasdichten zu signifikanten

Veränderungen in den äquivalenten Reibungsbeiwerten kommt. Die rechte Seite der Abbildung 10 zeigt Geschwindigkeitsdifferenzen, die durch die Berücksichtigung der flexiblen Bewuchselemente hervorgerufen werden. Da die Entwicklung des Seegrasbewuchses vorwiegend in den flacheren Bereichen der Wasserwechselzone stattfindet, verringert sich dort die Strömung. Die Tideströmung konzentriert sich folglich stärker in den Rinnen, was sich dort in den erhöhten Geschwindigkeiten widerspiegelt (vgl. Abbildung 10).

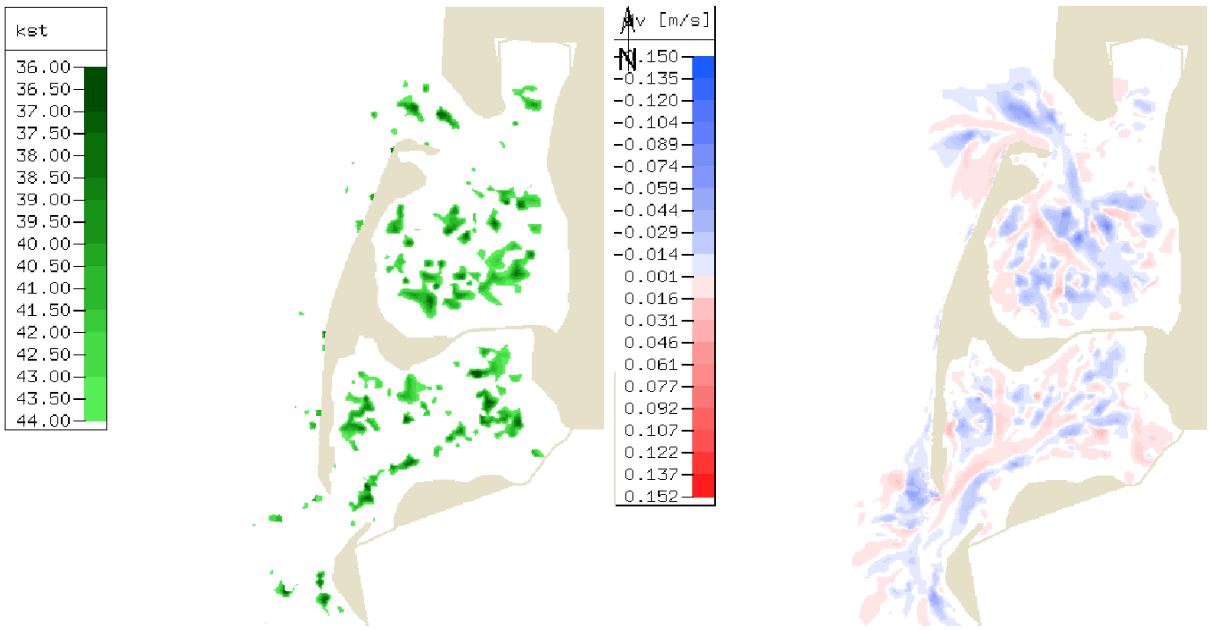


Abbildung 10 Mittlere äquivalente Reibungsbeiwerte (links) und Geschwindigkeitsdifferenzen (rechts), hervorgerufen durch die Berücksichtigung des flexiblen Seegrasbewuchses

6 Ausblick

Das entwickelte holistische öko-hydraulische Modell zur hydro-numerischen Simulation unter Berücksichtigung des Ökosystems Seegraswiese basiert auf stabilisierten finiten Elementen zur Beschreibung der hydrodynamischen Prozesse sowie auf einem diskreten fuzzy-regelbasierten ökologischen Modell. Die direkte Kopplung dieser völlig unterschiedlichen Modellansätze unter Verwendung geeigneter geometrischer und physikalischer Übertragungs- und Interaktionsansätze verleiht nicht nur den bestehenden Modellsystemen eine neue Qualität, sondern erlaubt darüber hinaus die Beurteilung naturnaher Küstenschutzmaßnahmen, Abschätzungen anthropogener Einflüsse auf benthische Ökosysteme sowie Aussagen zu Renaturierungsmaßnahmen. Der Berücksichtigung ökologischer Modellkomponenten bei hydro-numerischen Simulationen natürlicher Fließgewässer kommt damit insbesondere bei der

Umsetzung der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie und den Forderungen des Integrierten Küstenzonenmanagements eine entscheidende Bedeutung zu.

Der Schwerpunkt zukünftiger Entwicklungen liegt insbesondere auf der Beschreibung der Interaktion von Sedimenttransportprozessen, Seegang und Bewuchs und Besiedelung. Die Berücksichtigung weiterer Einflussfaktoren, wie Nährstoffzufuhr und Sonnenlicht, wird zur Verbesserung der ökologischen Modellkomponenten und dadurch auch zu einer besseren Abbildung der betrachteten abiotischen Prozesse führen.

7 Danksagung

Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die Förderung der Forschung im Rahmen des Graduiertenkollegs 615.

8 Literatur

Chen, Q. Mynett, A. E. Minns, W. A.: Application of cellular automata to modelling competitive growth of two underwater species C. Aspera and P. Pectinatus in Lake Veluwe. Ecological Modelling, 2002.

Cox, R. Wallace, S. Thomson, R.: Wave damping by seagrass meadows. 6'th International COPEDEC Conference, Colombo, Sri Lanka, 2003

Fonseca, M.S. Fisher, J.S. Zieman, J.C Thayer, G.W.: Influence of the seagrass, Zostera marina L., on current flow. Estuarine, Coastal and Shelf Science 15, pp. 351-364, 1982

Järvelä, J.: Flow resistance in environmental channels: focus on vegetation. Dissertation, Helsinki University of Technology, 2004.

Milbradt, P. Schonert, T.: Hydro- und Morphodynamische Simulation unter Berücksichtigung ökologischer Modellkomponenten. HTG-Workshop "Klimaänderung und Küstenschutz", Hamburg, 2004

Milbradt, P.: Zur mathematischen Modellierung großräumiger Wellen- und Strömungsvorgänge. Dissertation, Universität Hannover, 1995.

Pasche, E. Deußfeld, N.: hydro- und Morphodynamik in Seegraswiesen. HANSA International Maritime Journal 5/2003, pp. 67-73, 2003

Schanz, A.: Impact of hydrodynamics on intertidal seagras beds in the northern Wadden Sea. Dissertation, Universität Bremen, 2003

Zadeh, L.A.: Fuzzy Sets. Information and Control, Vol. 8, pp. 338-353, 1965

Autoren:

Dr.-Ing. habil. Peter Milbradt,
Dipl.- Inform.(FH) Tino Schonert
Institut für Bauinformatik
der Universität Hannover
Callinstraße 34
30167 Hannover
Tel.: ++49 – 511 – 7625757
Fax: ++49 – 511 – 7624756
milbradt@bauinf.uni-hannover.de
schonert@bauinf.uni-hannover.de

3-D-Strömungssimulation von beckenartigen Fischaufstiegsanlagen – neue Wege mit bekannten Werkzeugen –

3-D-Flow Simulation of Pool-Type Fishways – new ways with well-known tools –

von Margit HAGMEYER und Stephan HEIMERL

ZUSAMMENFASSUNG

Fischaufstiegsanlagen werden gebaut, um die aufwärtsgerichtete Durchgängigkeit von Fließgewässern zu gewährleisten. Um beurteilen zu können, ob der Aufstieg aus hydraulischer Sicht überhaupt funktionieren kann, ist es von Vorteil, wenn man die Strömungsverhältnisse darin detailliert kennt. Beobachtungen der Anlagen und dabei insbesondere der sichtbaren Wasseroberfläche lassen lediglich erahnen, was im Becken genau vor sich geht.

Die Konstruktion und Auslegung nicht nur maschinentechnischer Anlagen wird seit mehreren Jahren durch die Anwendung der numerischen Simulation unterstützt. Vor allem die Modellierung von Fließvorgängen in Strömungsmaschinen kann bereits im Entwurfsstadium dazu beitragen, entscheidende Problemstellen zu verbessern oder zu vermeiden. Die dabei am Institut für Strömungsmechanik und Hydraulische Strömungsmaschinen (IHS) der Universität Stuttgart verwendeten Modellierungswerkzeuge wurden im Rahmen eines Forschungsprojektes der EnBW Energie Baden-Württemberg AG (EnBW) [5]/[6] in einer Diplomarbeit [3]/[4] für eine 3-D-Strömungssimulation vorrangig für den Becken-Schlitz-Pass (BSP) aber auch für klassische Schlitz-Pässe angewandt.

ABSTRACT

Fish passage structures are built to ensure the longitudinal connectivity of rivers. For the ability to evaluate if the ladder is correctly operating in the hydraulic point of view, it is advantageous to know its flow structure. Observations of pools and in particular the visible surface merely give an idea about what is exactly happening in the pools.

For many years now not only the construction of machinery is supported by the usage of numerical simulation. Especially the modelling of flow structures in hydraulic machinery can help to improve or avoid decisive problems while developping. With the tools used at the Institute for Fluid Mechanics and Hydraulic Machinery (IHS) at the University of Stuttgart the path the water takes through the pools is resolved primarily for special developed pool-type passes but for vertical slot fishways as well in the course of an EnBW research project.

1 Einführung

Gerade für die Zusammenarbeit mit im Bereich der Fischaufstiegsanlagen tätigen Fachleute, die häufig nicht über entsprechende Kenntnisse verfügen, kann die Visualisierung des numerisch simulierten Abflusses in beckenartigen Fischaufstiegsanlagen eine bedeutende Erleichterung darstellen. Durch die Simulationen können die meist nicht trivialen Strömungsmuster für jeden sichtbar gemacht werden.

Seit über 20 Jahren wird die Hydraulik in Fischaufstiegen untersucht. Bei den beckenartigen Anlagen lag das Hauptaugenmerk der Forscher auf Schlitz-Pässen, die vor allem in Nordamerika weit verbreitet sind. In Veröffentlichungen von Rajaratnam et al. (1986) [9] wurden mehrere Bauarten von Schlitz-Pässen und die Hauptströmung darin näher betrachtet. Weiterführend analysierten Wu et al. (1999) [11] und Puertas et al. (2004) [8] für spezielle Schlitz-Pässe die Geschwindigkeitsverteilung und die Oberflächengeometrie. Im Rahmen dieser Arbeiten wurden mehr oder weniger umfangreiche Geschwindigkeitsmessungen in einzelnen Becken durchgeführt. Von Nachteil ist, dass die Aufnahme der Messdaten für jeden Punkt getrennt erfolgte, weshalb nicht bekannt ist, wie die einzelnen turbulenten Geschwindigkeiten im Gesamtsystem zusammen gehören.

Seit einigen Jahren werden auch vereinzelt numerische Modelle eingesetzt, um die Strömung darzustellen. In Japan verwendeten Fujihara et al. (2002) [2] ein 2-D-Modell. In Australien wurde von Barton et al. (2003) [1] der von Wu et al. (1999) [11] untersuchte Schlitzpass offensichtlich 3-D und mit freier Oberfläche modelliert. In Frankreich wurden von Tarrade et al. (2005) [11] erste 2-D-Parameterstudien zum Schlitzpass initiiert. Die meisten veröffentlichten numerischen Berechnungen wurden jedoch nur mittels Geschwindigkeitsvektoren analog zu den herkömmlichen Laboruntersuchungen visualisiert.

2 Motivation

Die Ergebnisse der physikalischen oder numerischen Studien wurden meist als Ebenen mit Geschwindigkeitsvektoren präsentiert, die geringen Aufschluss über den Weg des Wassers durch das Becken geben. Für den speziell entwickelten Becken-Schlitz-Pass gab es bisher keine Messungen an einem physikalischen Modell oder eine numerische Simulation. Aufgrund der Geometrie der Einbauten im Unterschied zum Schlitz-Pass sind Untersuchungen der Hydraulik in jedem Fall von Interesse, um genau zu wissen, wie sich die Strömung ausbildet.

Im Rahmen eines Forschungsprojekts der EnBW Energie Baden-Württemberg AG (EnBW) [4]/[5]/[6] wurden in einem Becken der Fischaufstiegsanlage Ras-

tatt-Niederbühl umfangreiche Geschwindigkeitsmessungen mit einem ADV durchgeführt. Die alleinige Visualisierung dieser 3-D-Messdaten gibt jedoch keinen zufrieden stellenden Aufschluss über den tatsächlichen Weg des Wassers durch die Becken der Fischaufstiegsanlage.

3 Grundsätzliches zur numerischen Modellierung

Die wesentliche Aufgabe der Einbauten in Fischpässen ist es, für die aufsteigenden Fische Bereiche mit reduzierten Strömungsgeschwindigkeiten zu schaffen. Die Trennwände erzeugen dabei große Turbulenzen im Becken, durch die die Energie des Wassers abgebaut wird. Dabei bewegt sich das Wasser je nach Geometrie der Bauweise auf verschiedenen Wegen durch das Becken.

3.1 Ablauf einer numerischen Modellierung

Die gesamten Simulationen verlaufen nach einem Grundschema: Zuerst wird eine Beckengeometrie mit einer CAD-Software (ProEngineer) erstellt, deren Geometriedaten an eine Software zur Diskretisierung (ANSYS ICEM CFD) übergeben wird. Nachdem Randbedingungen und Gittergeometriedaten erstellt sind, wird alles an den am IHS entwickelten Gleichungslöser (FENFLOSS) übergeben. Abschließend kann das Rechenergebnis mit einer Graphiksoftware (Visual3p) ausgewertet werden.

3.2 Probleme bei der numerischen Modellierung

Ein numerisches Modell korrekt an die Realität anzupassen, ist bekanntlich nicht trivial. Mehrere Schwachstellen des hier verwendeten Modells wurden erst im Laufe der Arbeit erkannt und soweit möglich beseitigt. Die Hauptprobleme stellten das starre Gitter der finiten Elemente und dabei die Überfallgeometrie sowie die Anzahl der zu berechnenden Becken und der Durchfluss dar.

Der Abfluss in offenen Gerinnen ist immer durch eine freie Oberfläche charakterisiert. Sie bildet zwischen dem Fluid Wasser und dem Fluid Luft eine Grenzschicht, an der besondere Randbedingungen herrschen. FENFLOSS ist für starre Gitter ausgelegt und wird fast ausschließlich für die Berechnung geschlossener sowie mit Wasser voll gefüllter Systeme, wie Turbinen und Saugrohre, verwendet. Dies hat zur Folge, dass die Geometrie der Fischaufstiegsanlage einem Rohr entspricht, bei der nicht nur die Wände, sondern auch die eigentlich freie Oberfläche als feste Berandung betrachtet wird. Um die freie Oberfläche nicht gänzlich zu vernachlässigen, wird der Fläche die Eigenschaft reibungsfrei zugeordnet.

Den Übergang von einer Beckenoberfläche zur nächsten bildet der Überfall. Die Ausbildung der Überfallgeometrie stellt eine besondere Herausforderung dar, da diese die Wasserführung entscheidend beeinflussen kann. Die Form des Über-

falls wurde iterativ an die Realität angenähert, da sich dieses Problem in FENFLOSS nicht abschließend lösen lässt.

Zu Beginn der Modellierungen wurde deutlich, dass die Strömung nach dem Eintritt und vor dem Austritt durch die über den Querschnitt konstanten Randbedingungen beeinflusst wird. Die angrenzenden Becken sollten daher bei der Auswertung nicht berücksichtigt werden. Um die Becken zu bestimmen, deren Strömung von Ein- und Austritt unbeeinflusst sind, wurde eine Beckenkaskade betrachtet. Mit den Erkenntnissen wurde die minimale Anzahl der notwendigen Becken für den Becken-Schlitz-Pass sowie den Schlitz-Pass neben dem halben Anströmbecken auf vier ganze Becken festgelegt.

Bei Fischaufstiegen ist neben der maximal zulässigen Geschwindigkeit auch der Durchfluss zu beachten. Für die verschiedenen Beteiligten an der Planung eines Fischaufstiegs ist der Abfluss wichtig, entweder um den Fischaufstieg zu sichern oder aber im Sinne der für die Stromerzeugung verlorenen Wassermenge.

Bei den ersten Berechnungen floss mehr Wasser pro Becken hinaus als hinein. Diese Mehrwassermengen addierten sich bei der Anordnung mehrerer Becken hintereinander. Mit angepassten Parametern in FENFLOSS konnte die Abweichung deutlich reduziert werden. Die verbleibende Differenz ist auf numerische Randbedingungen am Austritt zurückzuführen, die von FENFLOSS fest vorgegeben werden.

Zunächst wurden die Rechnungen nur stationär durchgeführt, wobei zahlreiche Rechnungen abbrachen, meist durch verschiedene Ursachen, wie nicht zu lösende Turbulenz- oder Geschwindigkeitsgleichungen. Einige Rechnungen hingegen mussten daraufhin quasi-stationär berechnet werden, d. h. dass die Gleichungen für den instationären Zustand verwendet werden, jedoch nicht die dafür erforderliche Anzahl der Zeitschritte. Aber auch bei den quasi-stationären Fließvorgängen konnte das Durchflussproblem nicht abschließend gelöst werden. Für alle Berechnungen wird deshalb darauf hingewiesen, dass die Geschwindigkeitsverteilungen und deren Betrag der Realität zwar sehr nahe kommen, ein optimiertes Modell jedoch noch bessere Ergebnisse erzielen dürfte.

4 Modellierung des Becken-Schlitz-Passes

Die Becken des exemplarisch untersuchten Becken-Schlitz-Passes in Rastatt-Niederbühl nahe Karlsruhe in Südwestdeutschland haben eine Länge von 2,60 m, eine Breite von 1,20 m und bauen bei einer mittleren Wassertiefe von 0,90 m pro Becken eine Wasserspiegeldifferenz von 20 cm ab. Der Durchfluss der Anlage liegt bei 200 l/s.

Diese Bauweise stellt eine weiterentwickelte Mischform zwischen den klassischen Formen eines Becken- und eines Schlitz-Passes dar, bei der die Trennwände jeweils einen tieferen Schlitz sowie ein sohlennahes Schlupfloch enthalten [6]. Dabei sind diese Öffnungen von Trennwand zu Trennwand jeweils abwechselnd an den Außenseiten angeordnet, damit sich eine gleichmäßige Beckendurchströmung ergibt (s. Abbildung 1). Einen ersten Eindruck der Strömung erhält man aus einer Gesamtansicht der visualisierten Ergebnisse in Abbildung 1.

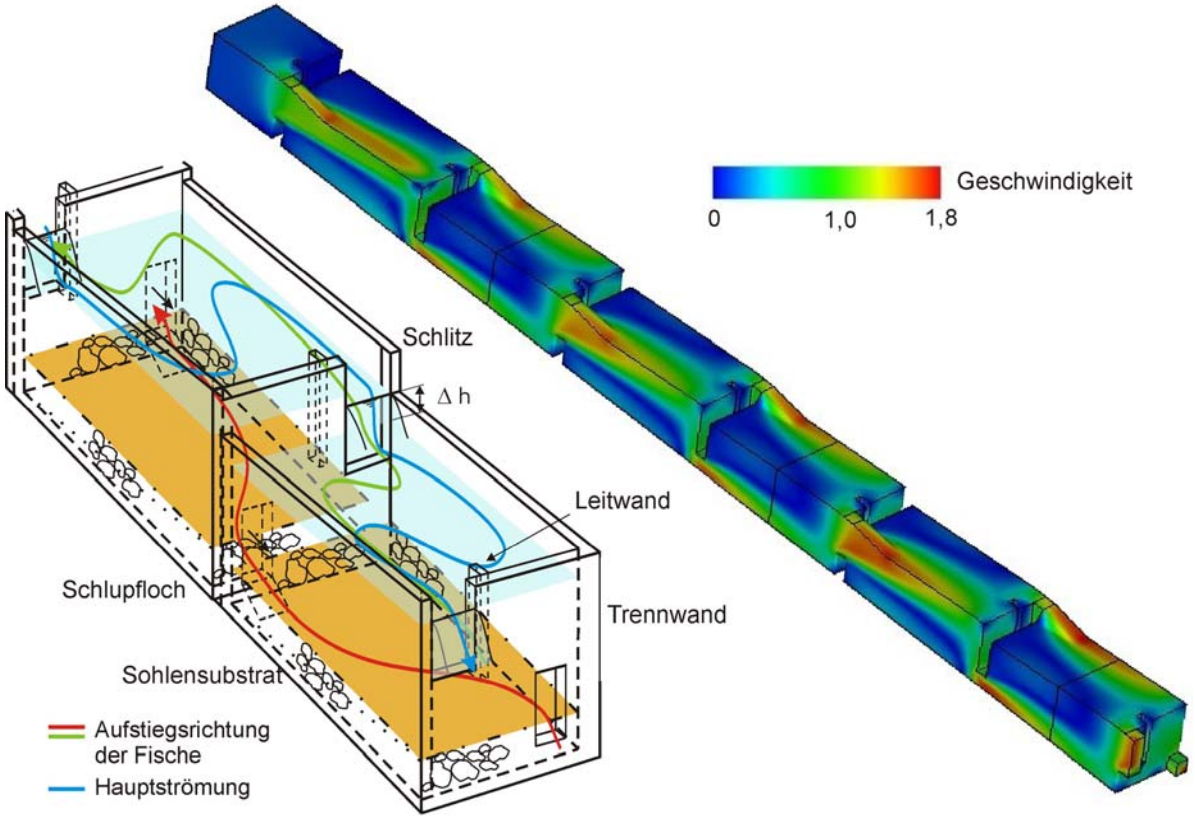


Abbildung 1: ***Grundschema des Becken-Schlitz-Passes und visualisierte Berechnungsergebnisse des Becken-Schlitz-Passes auf der Berandungsfläche***

Die beiden Hauptströme aus den Öffnungen in der Trennwand sind deutlich zu erkennen. Das erste Becken wird wegen des Einlaufeinflusses nicht in die genaueren Betrachtungen einbezogen. Der Strahl aus dem Schlitz bewegt sich hauptsächlich an der Oberfläche und der Außenwand entlang. Das Wasser aus dem Schlupfloch strömt ebenso direkt am Boden auf die Trennwand zu. Es bilden sich großflächige Rückströmwirbel unterhalb des Überfallstrahls sowie neben und über dem Schlupflochstrahl, die in den Stromliniendarstellungen besser zu erkennen sind.

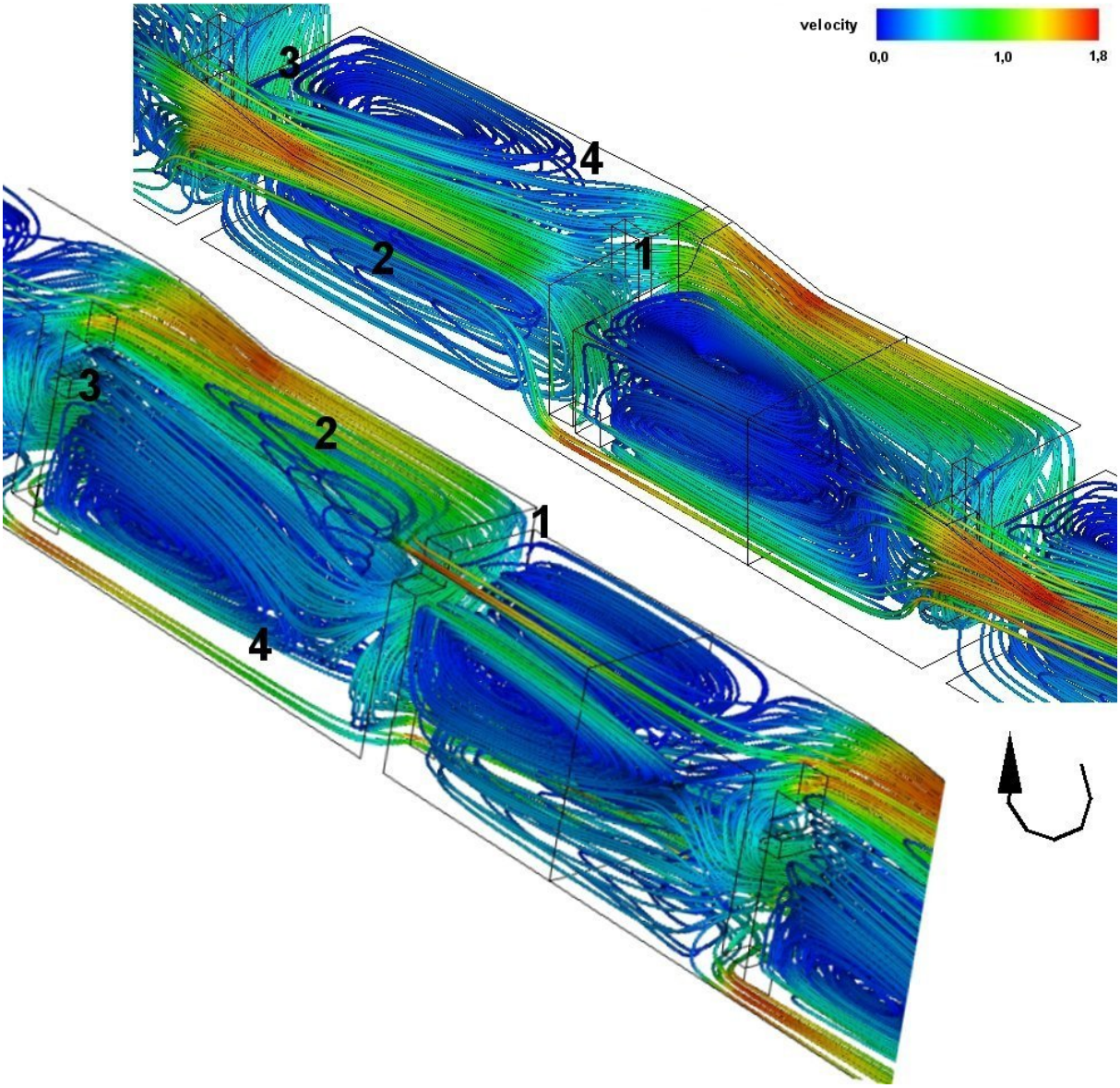


Abbildung 2: ***Stromlinien im untersuchten Becken: Ansicht von oben (oben) und gedrehte Ansicht von unten (unten)***

Anhand der Stromliniendarstellung in Abbildung 2 ist zu erkennen, dass sich das Wasser aus dem Überfallstrahl zum einen Teil direkt hin zum nächsten Schlitz und zum anderen Teil auf die Trennwand (Wand 1) zu bewegt, wo es nach unten abgelenkt wird. Ein Teil dieses umgelenkten Wassers fließt durch das Schlupfloch, ein weiterer Teil in den Wirbel unter dem Strahl und der letzte Teil geht unter der Leitwand hindurch und durch den Schlitz.

Das Wasser, das durch das Schlupfloch in das Becken strömt, geht zum einen in den Wirbel rechts davon und zum anderen direkt auf Wand 1 zu und durch den nächsten Schlitz, wie Abbildung 2 zeigt. Deutlich zu erkennen sind die Augen des Wirbels rechts und über dem Schlupflochstrahl. Dort bildet sich ein großer Wirbel mit gekrümmter Achse aus, der durch die beiden charakteristischen Hautströme aus Schlupfloch und Schlitz angeregt wird.

5 Variantenuntersuchung einer Fischaufstiegsanlage

Um die Funktionsweise und die Strömungsausbildung des Becken-Schlitz-Passes und des Schlitz-Passes besser vergleichen und unterscheiden zu können, wurde an einer Gerinnegeometrie eine Variantenuntersuchung durchgeführt. Dafür wurde eine gesamte Anlage mit Ein- und Auslauf sowie einigen repräsentativen Problemzonen in Form von typischen Knicken im Längsverlauf nachgebildet, in die verschiedenen Trennwände eingebaut wurden. Neben der sich jeweils ergebenden Strömung soll hier die Modellierung einer gesamten Anlage und die Auswirkung der unterschiedlichen Bauweisen betrachtet werden.

Die abgebildeten Becken haben eine Länge von 2,90 m und eine Breite von 1,20 m bei einer mittleren Wassertiefe von 0,90 m. Als Becken-Schlitz-Pass benötigt die Anlage 300 l/s, als Schlitz-Pass 350 l/s.

In den jeweiligen Abbildungen werden stets eine Ansicht der Strömung an der Oberfläche und darunter ein Stromlinienbild dargestellt.

5.1 Modellierung als Becken-Schlitz-Pass mit erstem Überfall außen

Bei der ersten Variante als Becken-Schlitz-Pass (BSP) ist der erste Überfall außen angeordnet. Wie bei der Modellierung des BSP Rastatt-Niederbühl (Abbildung 1) sind in Abbildung 3 die beiden Hauptströmungen durch den Schlitz und das Schlupfloch gut sichtbar.

Beim BSP treten örtlich hohe Geschwindigkeiten vor allem an drei Stellen auf: durch die Umströmung an der Schlupflochoberkante und an der Schlitzunterkante sowie im Bereich des eintauchenden Überfallstrahls. Der Strömungsverlauf in den Becken stimmt insgesamt recht gut mit dem Verlauf der Stromlinien der exemplarischen Modellierung der Fischaufstiegsanlage Rastatt-Niederbühl überein. Beim Grundmuster treffen die Hauptströmungen auf die Trennwand, wo sie in die Wirbel bzw. die nächsten Öffnungen umgelenkt werden.

Bei dieser BSP-Variante ist die Strömung in Becken 4 nach dem Knick etwas unvorteilhaft. Die Strömung aus dem Schlitz vor dem Becken trifft genau auf den nächsten Schlitz, da sie nicht ausreichend umgelenkt wird. Das Wasser aus dem Schlupfloch wird durch die abknickende Wand ebenfalls in diese Richtung gelenkt. Infolge dessen entsteht nicht der typische Wirbel neben dem Schlitz und über dem Schlupfloch, sondern eine schräge, unregelmäßige Verwirbelung.

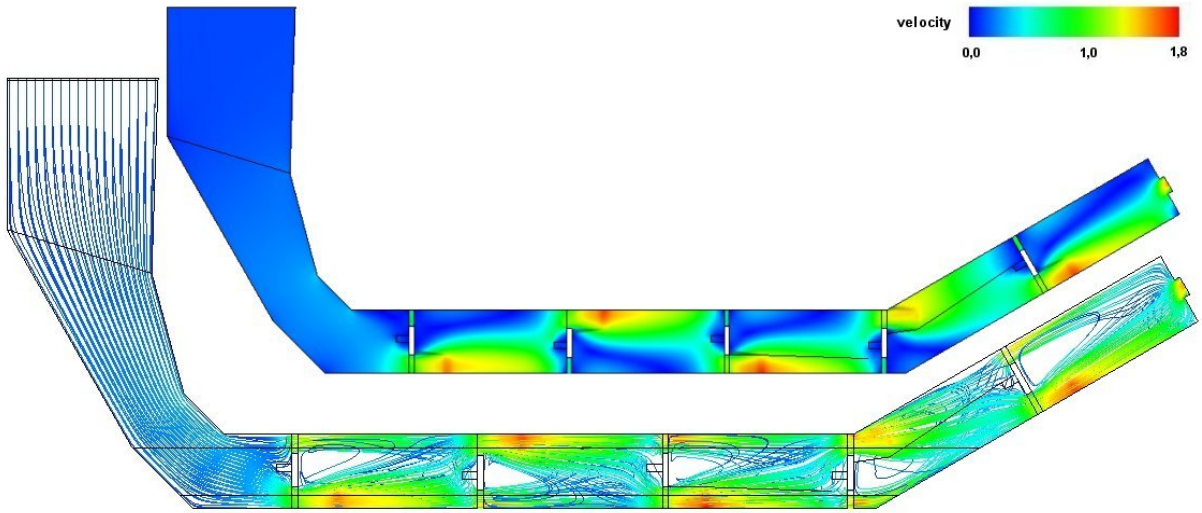


Abbildung 3: Becken-Schlitz-Pass mit erstem Überfall außen liegend

5.2 Modellierung als Becken-Schlitz-Pass mit erstem Überfall innen

Bei der zweiten Becken-Schlitz-Pass-Variante ist der erste Überfall innen angeordnet. In Abbildung 4 geht die Hauptströmung aus dem Schlitz mit ihren höheren Geschwindigkeiten nicht so weit an der Beckenwand entlang wie in Abbildung 3, sondern verteilt sich auf die gesamte Beckenbreite.

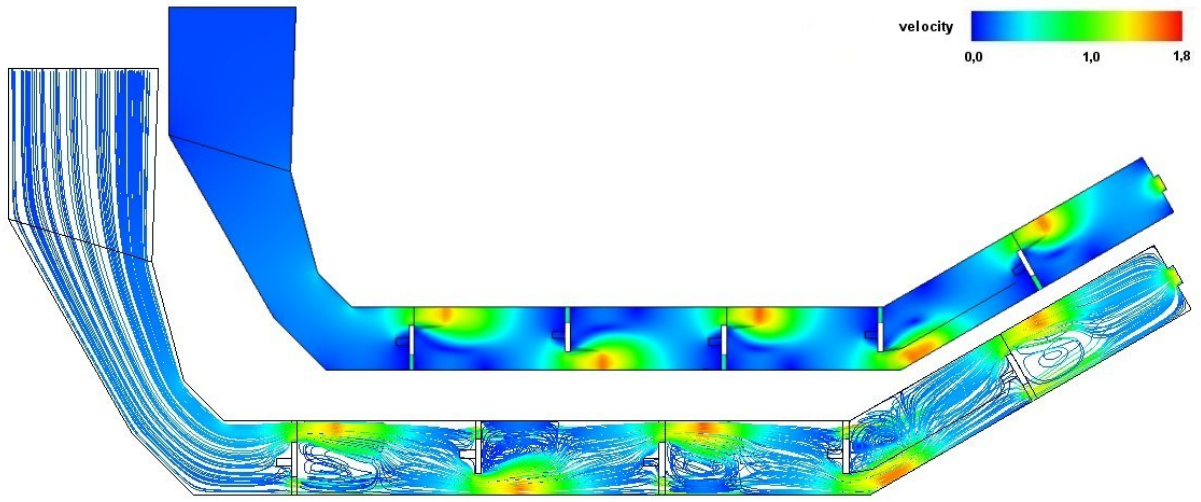


Abbildung 4: Becken-Schlitz-Pass mit erstem Überfall innen liegend

Auch in der Stromliniendarstellung in Abbildung 4 ist zu erkennen, dass sich das Wasser aus dem Schlitz schneller in die Beckenmitte orientiert als bei der ersten Variante in Abbildung 3. In den Stromlinienverläufen in den einzelnen Becken, vor allem der Becken 1 bis 3, ist dies im Vergleich mit den Verläufen der Variante 1 gut zu erkennen.

Interessant ist hier nun auch die Ausbildung der Strömung in Becken 4. Hier wird die Strömung aus dem Schlitz durch die abknickende Wand umgelenkt und erzeugt dadurch ein Strömungsbild, das nahezu dem der anderen Becken ent-

spricht. Die nicht umgelenkte Strömung aus dem Schlupfloch zielt zwar genau auf das nächste Schlupfloch, wird jedoch durch die sich ausbildenden Wirbel im Becken beeinflusst und zum nächsten Schlitz gelenkt. Der Wirbel nach der Trennwand vor dem vierten Becken ist besser ausgebildet als bei Variante 1, aber ebenfalls etwas unregelmäßig.

Bei beiden Varianten sollte weiter untersucht werden, wie eine näher am Schlitz angebrachte zusätzliche Leitwand die Strömung beeinflusst. In den berechneten Geometrien wird an der Trennwand das Wasser hauptsächlich nach unten umgelenkt. Von Interesse wäre daher, ob sich ohne oder mit einer anderen Leitwandanordnung das gleiche Strömungsbild einstellen würde.

5.3 Modellierung als Schlitz-Pass mit außen angeordneten Schlitzen

Die erste Variante als Schlitz-Passes (SP) wird mit außen angeordneten Schlitzen berechnet. In Abbildung 5 ist eine Schwachstelle dieser Anordnung sofort erkennbar, da in Becken 4 Strömungen auftreten, die fast direkt zum nächsten Schlitz führen, es sich also fast ein unerwünschter hydraulischer Kurzschluss einstellt.

Der Vergleich der beiden Abbildung 5 oben und unten verdeutlicht, dass bereits die Oberflächenansicht beim Schlitz-Pass eine Aussage über den Verlauf der Hauptströmung erlaubt. In der Stromliniendarstellung ist noch deutlicher zu sehen, dass sich in den ersten drei Becken eine fast identische Strömung ausbildet, die vom gekrümmten Einlauf nicht beeinflusst wird. Außerdem ist hier nun zu erkennen, dass die Länge des Beckens 4 ausreicht, um die hohe Geschwindigkeit der Strömung aus dem Schlitz zu reduzieren. Trotz der ungünstigen Voraussetzungen durch den Knick wird ein Teil des Wassers vor der nächsten Trennwand noch umgelenkt.

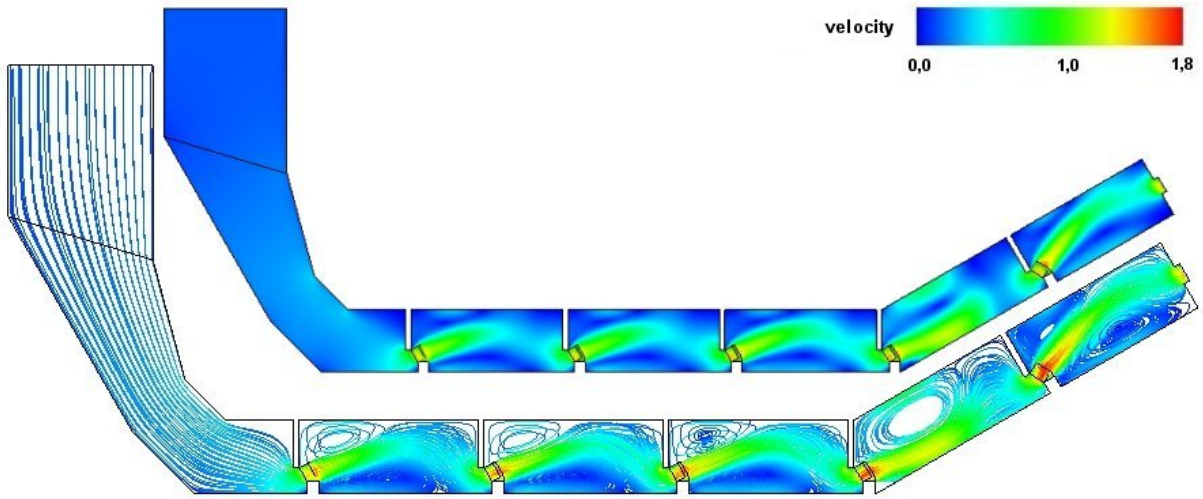


Abbildung 5: ***Visualisierung des Berechnungsergebnisses für den SP mit außen liegenden Schlitzen ohne Leitwände***

5.4 Modellierung als Schlitz-Pass mit innen angeordneten Schlitzen

Um die geringfügig hydraulisch kritischen Punkte bei außen liegenden Schlitzen zu vermeiden, werden die Schlitze zusätzlich auf der Innenseite angeordnet. Zu erwarten ist nun, dass sich die Strömung gut ins Becken hinein orientiert und keine hydraulischen Kurzschlüsse entstehen.

An der Farbverteilung und den Stromlinien in Abbildung 6 ist ersichtlich, dass diese Anordnung der Schlitze an der Innenwand eine gleiche, regelmäßige Strömung in fast allen Becken erzeugt. Das hydraulische Problem in Becken 4 tritt bei dieser Variante nicht auf, auch wenn das Wasser aus dem Schlitz auf die gegenüberliegende Wand prallt. Aus diesem Grund ist diese Variante derjenigen mit außen liegenden Schlitzen vorzuziehen.

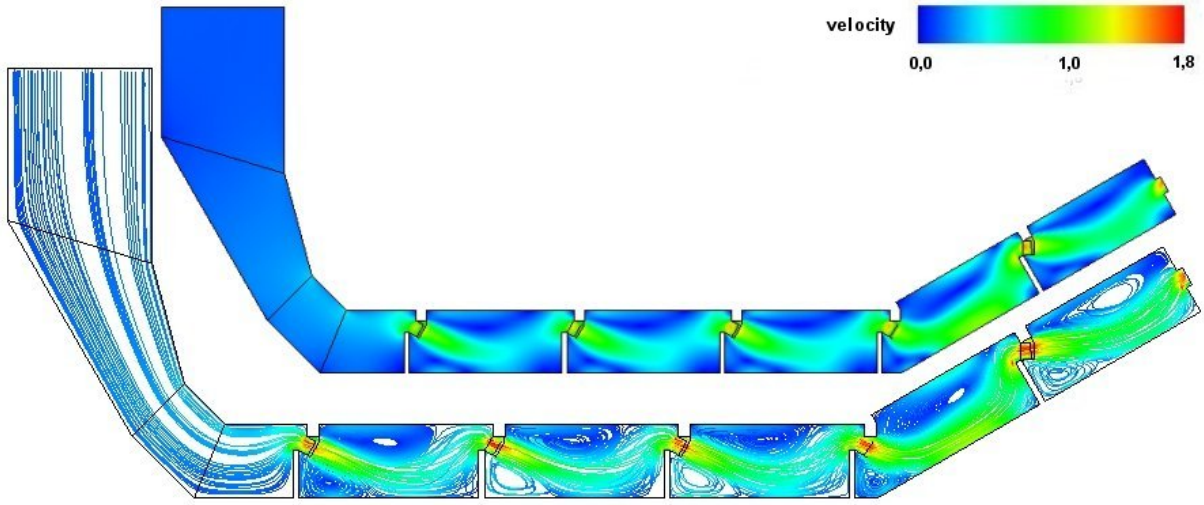


Abbildung 6: ***Visualisierung des Berechnungsergebnisses für den SP mit innen liegenden Schlitzen***

6 Untersuchung des Einflusses von Leitwänden bei Schlitz-Pässen anhand einer geraden Gerinnegeometrie

Um die Strömung in den einzelnen Becken und insbesondere bei der Schlitzdurchströmung positiv zu beeinflussen, werden vor allem beim SP häufig Leitwände eingebaut. Mit Untersuchungen an einer geraden Gerinnegeometrie mit und ohne Leitwände soll deren Einfluss verdeutlicht werden.

Die Geometrie des Gerinnes und der Trennwände entspricht derjenigen, die in den Becken 2 und 3 in der Variantenuntersuchung verwendet wurde. In Abbildung 7 ist wieder gut zu erkennen, dass das erste Becken durch den Einlauf und das letzte Becken durch den Auslauf beeinflusst wird, sich aber im Rest der Kaskade ein identisches Strömungsmuster einstellt – unabhängig von den Leitwänden.

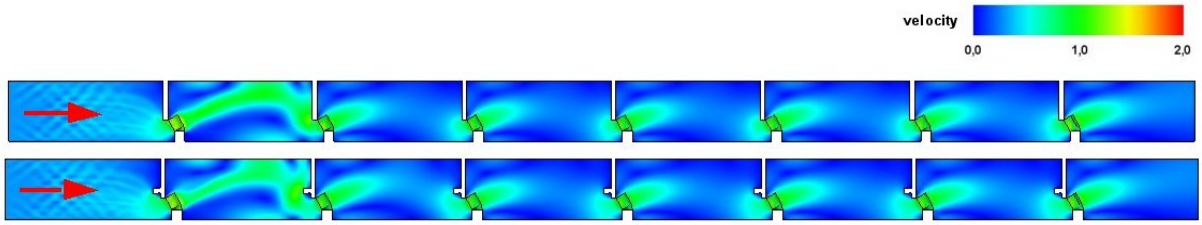


Abbildung 7: ***Gerades Schlitz-Pass-Modell: oben: ohne Leitwände; unten: mit Leitwänden***

Zur Verdeutlichung sind in Abbildung 8 Stromliniendarstellungen der beiden Fälle wiedergegeben. Ohne Leitwand (Abbildung 8 li.) beschreiben die Stromlinien eine enge Kurve, fast einen Knick. Der eigentliche Überfallstrahl wird dabei offensichtlich vom querströmenden Wasser nachteilig beeinflusst. Mit Leitwand (Abbildung 8 re.) hingegen fließt das Wasser gleichmäßig in einem ausgeprägten „weichen“ Bogen in den Schlitz und durch diesen hindurch.

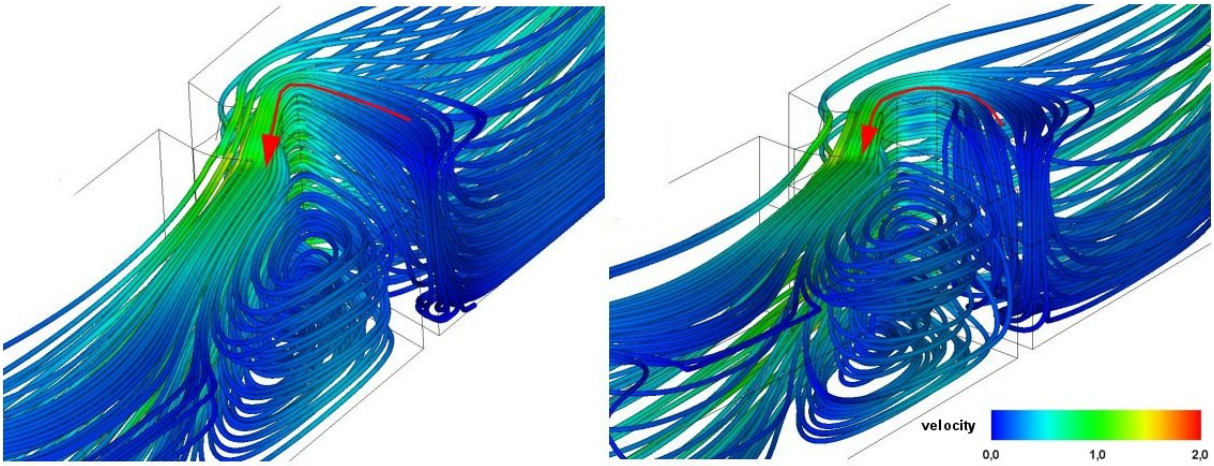


Abbildung 8: ***Stromlinien am Schlitz li.: ohne Leitwand und re.: mit Leitwand***

Um noch besser erkennen zu können, was im Bereich der Trennwand und bei der Umströmung der Leitwand passiert, werden in einer horizontalen Ebene Strömungsvektoren eingeblendet. Wie in Abbildung 9 (oben) deutlich erkennbar ist, entsteht durch die Umlenkung des Wassers an der Trennwand eine Querströmung in die Hauptströmung hinein. Der Einbau einer Leitwand (Abbildung 9 unten) beeinflusst dagegen das umgelenkte Wasser bereits vor dem Schlitz so, dass es gleichmäßiger in diesen Schlitz fließt.

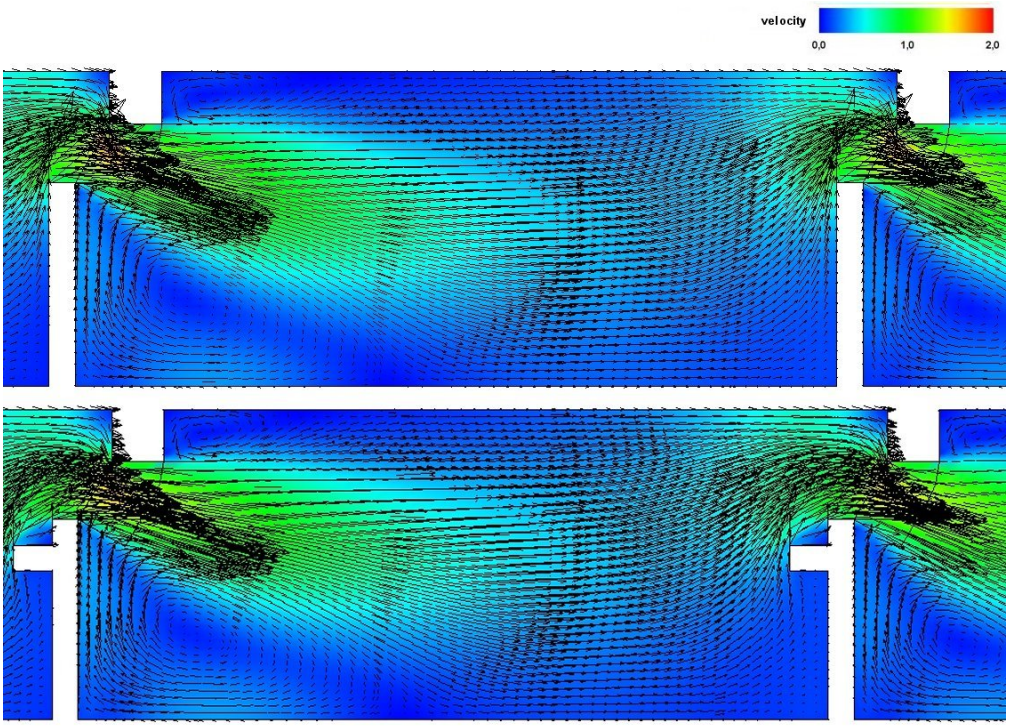


Abbildung 9: ***Geschwindigkeitsvektoren in einer horizontalen Ebene in etwa halber Beckenhöhe bei identischem Maßstab: oben: ohne Leitwände; unten: mit Leitwänden***

Dieser Unterschied zwischen Trennwänden mit und ohne Leitwand wurde auch an einem gebauten Fischpass in situ ausprobiert, wobei die Ergebnisse aus den numerischen Untersuchungen bestätigt wurden.

Aus den Untersuchungen ergibt sich, dass die Anordnung von Leitwänden eine positive Wirkung auf die Beckenströmung hat. Die weniger abrupte Umlenkung des Wassers durch die Leitwand in den Schlitz beruhigt und formt den Überfall, wodurch auch der Bereich geringerer Strömung für den aufsteigenden Fisch positiv beeinflusst wird. Der Einbau kann daher empfohlen werden.

7 Einfluss der Sohlengeometrie auf die Ergebnisse der Schlitz-Pass-Modellierung

Um zusätzlich den grundsätzlichen Strömungsverlauf und den Einfluss von Sohlensubstrat weiter zu untersuchen, wurde exemplarisch die Geometrie der Fischaufstiegsanlage (FAA) am Rheinkraftwerk Iffezheim [7] modelliert. Die Trennwände sind mit so genannten Hammerköpfen anstatt von einfachen Leitwänden versehen. Im deutschsprachigen Raum wird in nahezu allen Typen von FAA in der Regel Sohlensubstrat eingebaut, um dem Benthos und schwimmschwächeren Fischarten einen Aufstieg zu ermöglichen. Als einfachstes Modell für die ungenormten Bruchsteine des Sohlensubstrats werden kleine unregelmäßige „Pyramiden“ in die Modellgeometrie übernommen (Abbildung 10 re.).

Bereits in der Visualisierung des gesamten Anlagenausschnitts in Abbildung 10 sind die Hauptströmungen gut zu erkennen. Die durch den Schlitz und Umlenkblock in die Beckenmitte geleitete Hauptströmung fließt in einem Bogen durch das Becken und zum nächsten Schlitz hinaus. Zu beiden Seiten der Hauptströmung entstehen großflächige Wirbel.

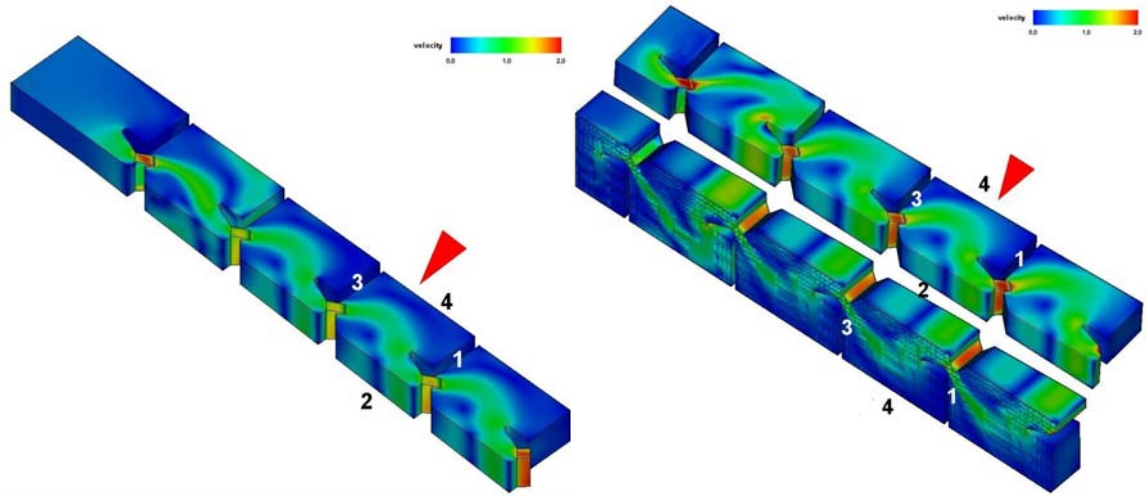


Abbildung 10: ***Visualisiertes Ergebnis des Schlitz-Passes Iffezheim: ohne Sohlensubstrat (li.) und mit Sohlensubstrat (re.)***

Die höchsten Geschwindigkeiten treten beim Schlitz-Pass ohne Sohlensubstrat, wie zu erwarten, in der Mitte des Schlitzes in Bodennähe auf, wie die Farbverteilung in Abbildung 11 erkennen lässt. Durch den Einbau der Steine sollen diese Maximalgeschwindigkeiten reduziert werden.

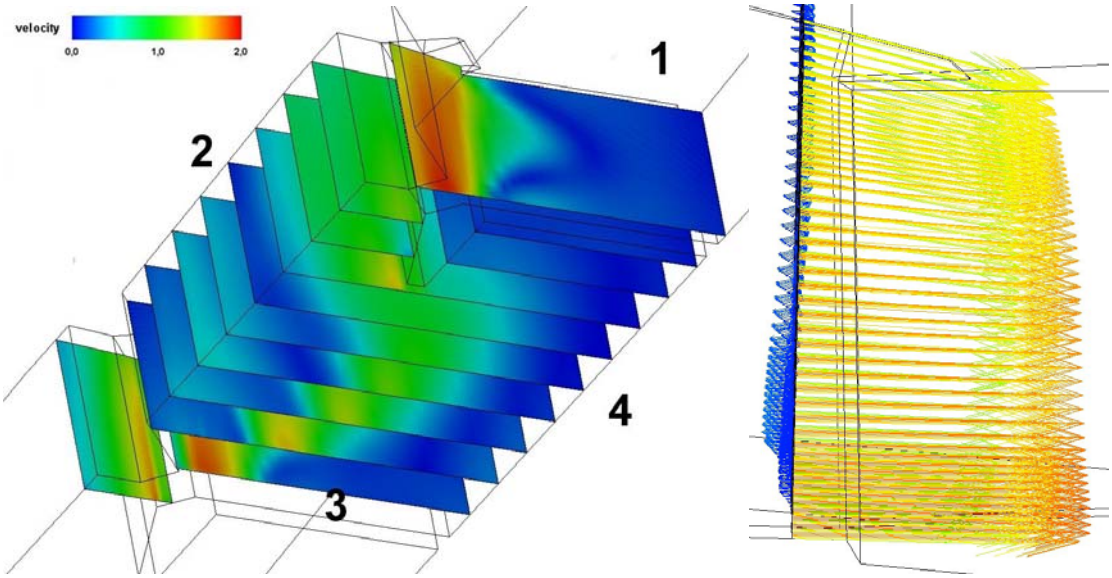


Abbildung 11: ***Geschwindigkeitsverteilung im Schlitz-Pass Iffezheim: li.: in mehreren Schnittebenen, Ansicht von unten; re.: im Schlitz***

Der Strömungsverlauf im Becken wird durch das Sohlensubstrats ein wenig beeinflusst, was aber auch auf das kleinere geringere Volumen infolge des Sohlensubstrateinbaus zurückzuführen sein könnte.

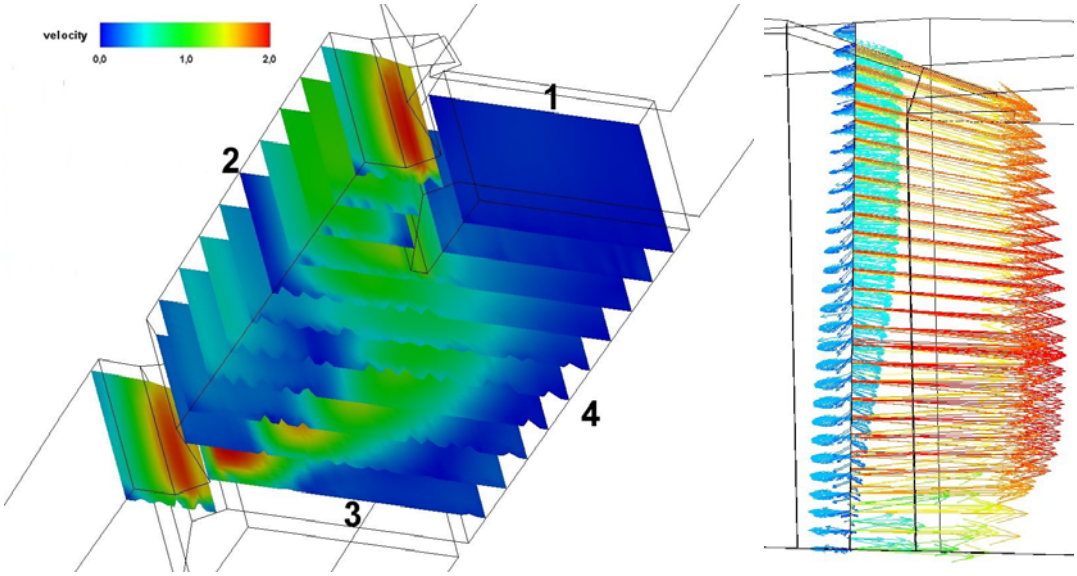


Abbildung 12: ***Geschwindigkeitsverteilung des Schlitz-Passes Iffezheim mit Sohlensubstrat: li.: auf verschiedenen Ebenen im Becken und re. auf der hintersten Ebene***

Das Hauptaugenmerk dieser Betrachtung liegt aber auf dem Einfluss der Rauheit auf das Geschwindigkeitsprofil im Schlitz. An den Darstellungen in Abbildung 12 ist zu erkennen, dass die kleinen Pyramidenspitzen die Geschwindigkeiten in Bodennähe deutlich verringern. Trotz des vereinfachten Modells der Steine zeigt sich der Einfluss des Sohlensubstrats sehr deutlich.

8 Zusammenfassung

Die erfolgreiche Inbetriebnahme einer Fischaufstiegsanlage ist das Ziel eines jeden Wasserbau-Ingenieurs, der mit einer derartigen Planung und dem Bau betraut ist. Bereits in der Planungsphase können bei einem fachübergreifenden Projekt, wie dem Bau einer Fischaufstiegsanlage, Schwierigkeiten nicht immer vermieden werden. Eine der entscheidenden Fragen ist dabei, was in einer beckenartigen Fischaufstiegsanlage eigentlich passiert. Um bereits im Voraus dies für jeden verständlich zu erklären, wurden numerische Simulationen verschiedener Anlagentypen durchgeführt, die einen ersten, äußerst wirklichkeitsnahen und detailreichen Eindruck von der Beckenströmung ermöglichen.

Im ersten Schritt konnte das numerische Rechenmodell leider nicht alle Erwartungen erfüllen. Daher wird in einer laufenden weiteren Untersuchung der Umsetzung der freien Oberfläche ein intensives Augenmerk geschenkt sowie weite-

re Bauweisen mit verschiedenen Anordnungen und Abmessungen der Becken und Trennwände untersucht werden.

Die numerische Modellierung der beckenartigen Fischaufstiegsanlagen hat einige sehr interessante Erkenntnisse über den tatsächlichen Strömungsverlauf des Wassers durch die Becken ergeben. Diese konnten anhand von Versuchen an bestehenden Anlagen bestätigt werden. Die Ergebnisse und insbesondere die Geschwindigkeitsangaben müssen infolge der erläuterten Grenzen des numerischen Rechenmodells allerdings mit der entsprechenden Sachkunde interpretiert werden.

Schließlich wird deutlich, dass ausführliche Parameterstudien zum besseren Verständnis der hydraulischen Randbedingungen in den Becken notwendig sind, um optimale Fischaufstiegsanlagen zu bauen. Im Laufe der durchgeführten Analysen wurden gleichfalls zahlreiche interessante Aspekte angeschnitten, die in bereits angelaufenen weiteren Untersuchungen ebenfalls vertieft werden.

9 Literatur

[1] Barton, A.; Keller, R.: 3D Free Surface Model for a Vertical Slot Fishway. In: Ganoulis, J.: Proceedings of the XXX IAHR congress, AUTh, Thessaloniki, Greece. S. 409-416, 2003

[2] Fujihara, M.; Fukushima, T.; Tachibana, K.: Numerical Modelling of Flows in Vertical Slot Single-Slot and Double-Slot Fishways. In: Guo, J.: Advances in Hydraulics and Water Engineering: Proceedings 13th IAHR-APD Congress, Singapore. World Scientific, Vol. II, S. 1019-1024, 2002

[3] Hagmeyer, M.: Hydraulische Aspekte beckenartiger Fischaufstiegsanlagen. Universität Stuttgart, Institut für Wasserbau, Diplomarbeit, Juli 2005 (unveröffentlicht)

[4] Heimerl, S.; Hagmeyer, M; Kohler, B.: En route with water particles in fishways - how to explain flow structure in a pool-type fishway? In: Hydro 2005 - policy into practice. Conference Proceedings, Villach, 2005

[5] Heimerl, S.: Standardisierung technischer Verbindungsgewässer. Statusbericht zum Forschungsbericht Nr. 87/01. EnBW, 2004 (unveröffentlicht)

[6] Heimerl, S.; Ittel, G.: Becken-Schlitz-Pässe als zukunftsträchtige Bauweise für technische Verbindungsgewässer. In: Wasserwirtschaft 92 (2002), Heft 4/5, Seite 54-55

[7] Heimerl, S.; Ittel, G.; Urban, G.: First operational experiences with one of

the largest fish passage structures in Europe and applicability to other sites. In: Hydro 2001 - Opportunities and Challenges, Conference Proceedings, Riva del Garda, 2001, S. 313-322

[8] Puertas, J.; Pena, L.; Teijeiro, T.: Experimental Approach to the Hydraulics of Vertical Slot Fishways. J. Hydraulic Engineering, 130 (1), S.10-23, 2004

[9] Rajaratnam, N.; Van der Vinne, G.; Katopodis, C.: Hydraulics of Vertical Slot Fishways. In: J. Hydraulic Engineering, 112 (10), S. 909-927, 1986

[10] Tarrade, L.; Manceau, R.; Texier, A.; David, L.; Larinier, M.: Etude numérique des écoulements hydrodydnamiqu turbulentes dans une passé à poisons. In: 17ème Congrès Francais de Mécanique, Troyes, September 2005

[11] Wu, S.; Rajaratnam, N.; Katopodis, C.: Structure of Flow in Vertical Slot Fishways. In: J. Hydraulic Engineering, 125 (4), S. 351-360, 1999

Autoren:

Dipl.-Ing. Margit Hagmeyer
Voith Siemens
Hydro Power Generation
Alexanderstr. 11
89522 Heidenheim

(seit 01.02.2006)

Dr.-Ing. Stephan Heimerl
EnBW Kraftwerke AG
Bereich Wasserkraftplanung (TB)
Lautenschlager Straße 20
70173 Stuttgart
S.Heimerl@enbw.com

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Methodik zur eindimensionalen Strömungsberechnung naturnaher Fließgewässer

Dr.-Ing. Boris Lehmann
Prof. Dr.-Ing. Franz Nestmann
Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-Helmut Bernhart

The objective of this research is to provide recommendations for nature-orientated development of water bodies in urban areas. The main focus is on the hydraulic-morphological prognosis especially for streams and small rivers with vegetated banks and/or forelands. Consequently this work is not just a basic analysis – it is more a holistic and interdisciplinary consideration of the interdependency of the behaviour of currents, it's morphodynamic and the so-called nature-orientated hydraulic engineering:

With the help of the acquired method of the hydraulic calculation of nature-orientated streams and the realisation by a computer application module the present turbulence-theoretical approach can be used transparently. The simulation of the development of the vegetation and the calculation of the resulting fluid mechanical consequences are much more precise. This means that the cases with mainly guessed empirical coefficients are no longer needed.

The recommendations concerning the alignment and maintenance of vegetation along nature-orientated streams taken from physical model experiments should complement the landscaping and gardening aspects. This thesis describes a special experiment concept. In synthesising nature observations and real development processes this leads to general recommendations for practical work.

A compiled pool of natural measuring data will serve other scientists as valuable data. The plausible and preprocessed data that was collected during ten years (1992 till 2002) by the Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (Regional Environmental Protection Office of Baden-Württemberg) at the renaturalisation of the urban stretch of the stream Pforzheim/ Enz is unique. The sorting and archiving that was part of this work sets a data pool for further research.

1 Einleitung

Übergeordnetes Ziel der Karlsruher Untersuchung ist es, Empfehlungen bzgl. einer naturnahen Gewässerentwicklung im urbanen Bereich zu geben. Die Untersuchung ist somit nicht als Grundlagenuntersuchung einzuordnen – vielmehr werden ganzheitlich und interdisziplinär die Wechselwirkungen des Strömungs-

verhaltens, der Morphodynamik und des sog. „naturnahen Wasserbaus“ berücksichtigt.

Auf der einen Seite liefern bisherige wissenschaftliche Grundlagenuntersuchungen immer neue und modifizierte Berechnungsverfahren, welche dem Anwender hydraulische und/oder morphologische Entwicklungen an naturnahen Gewässerabschnitten prognostizieren sollen. Auf der anderen Seite scheitert in der Praxis die Anwendung dieser Verfahren aufgrund der Tatsache, dass noch keinerlei weitreichende Handlungsempfehlungen vorliegen bzw. die wissenschaftliche Durchdringung des Theorie-Praxis-Transfers bislang nicht konsequent behandelt wurde.

Die Karlsruher Untersuchung führt anhand einer chronologischen Dokumentation der Entwicklungen im Bereich des Wasserbaus in die Thematik ein. Aufbauend darauf und ausgehend von der zentralen Problemstellung leiten sich die Struktur und die Ziele der Untersuchung ab (vgl. Abbildung 1).

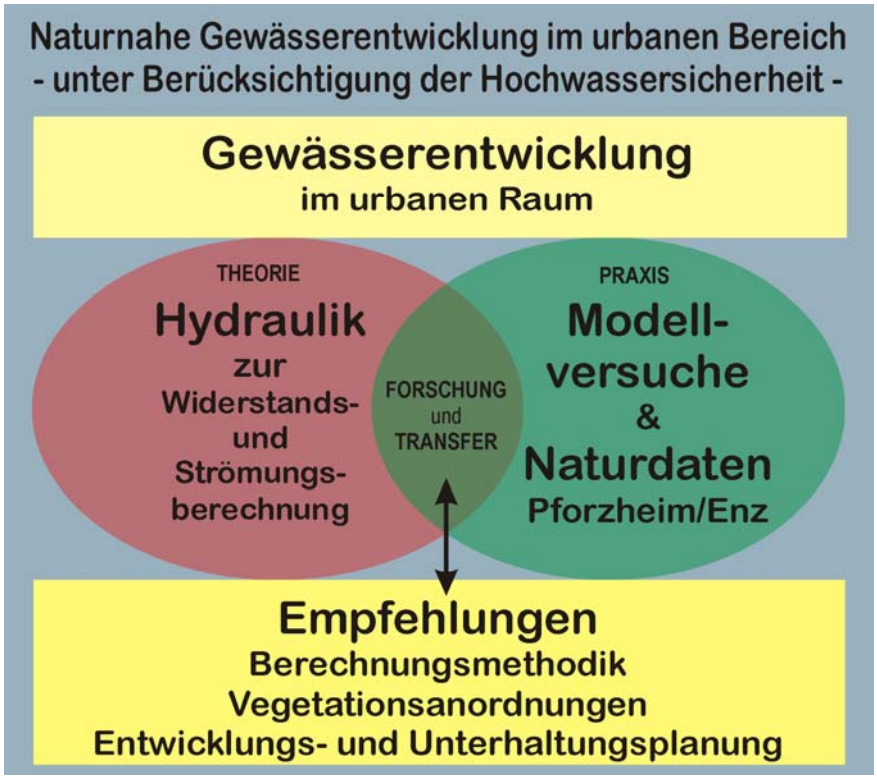


Abbildung 1 Aufbau der Karlsruher Untersuchungsstaffel.

2 Ergebnisse

2.1 Anforderungen einer naturnahen Gewässerentwicklung

In Anlehnung an die Erkenntnisse aus der Fachliteratur werden die Anforderungen der naturnahen Gewässerentwicklung extrahiert und diskutiert. Dabei wird

auf die vorhandenen fachlich-interdisziplinären Beziehungen eingegangen und daraus spezielle praktische Anforderungen für die Gewässerentwicklung in urbanen Bereichen abgeleitet. Neu dabei ist die Zusammenstellung einer ausführlichen Bewertungsmatrix für abiotische und biotische sowie hydraulische und morphologische Indikatoren einer Gewässerlandschaft im urbanen Kulturraum in Anlehnung an Patt (2003). Hierauf aufbauend erfolgt eine Einordnung von Anforderungen zur naturnahen Gewässerentwicklung im urbanen Bereich in die derzeitige Planungsmethodik, wodurch der Praxistransfer hergestellt wird.

2.2 Strömungsberechnung bei naturnahen Gewässern

Die Untersuchung konzentriert sich im Folgenden auf die Wechselwirkung zwischen Strömung, Morphologie und Vegetation entlang naturnaher Fließgewässer. In einer separatem Zusammenstellung wird hierzu der derzeitige Stand des Wissens erläutert. Dabei wird zwischen der Hydraulik und dem Feststofftransport naturnaher Gewässerstrukturen unterschieden. Bei der Berichtfassung wurde viel Mühe darauf verwendet, dem Leser eine chronologische Dokumentation der wissenschaftlichen Entwicklung auf diesem Gebiet zu erläutern. Als Praxistransfer wird darauf aufbauend die Verwendung der gängigsten Verfahren im Rahmen der Gewässerunterhaltungsmethodik dargestellt. Hierdurch werden anwendungsbezogene Schwachstellen bzw. Probleme identifiziert:

Eine wesentliche Bedingung für eine belastbare Gewässerentwicklungs- und Unterhaltungsplanung ist durch eine genaue Prognose des Strömungsverhaltens im Untersuchungsgebiet gegeben. Nur so können Restriktionen (wie z.B. max. zulässige Wasserstände oder Fließgeschwindigkeiten) mit Entwicklungsszenarien verschnitten und hinsichtlich einer Realisierbarkeit überprüft werden.

Die Arbeit baut daher auf die Grundlagen und Problemen der vorangegangenen Diskussion auf. Durch die Analyse derzeitiger realer Praxisprobleme wird in Anlehnung an bereits vorhandene, bewährte Verfahren und Konzepte (z.B. Lindner 1982, Pasche 1984, Nuding 1991) eine neue Methodik entwickelt, die es dem Anwender ermöglicht, geeignete Berechnungsverfahren zu wählen und entsprechende Eingangsparameter zu erfassen bzw. deren Signifikanz zu beurteilen.

Die Verfahren der erläuterten Methodik sind auf der einen Seite mathematisch komplex – auf der anderen Seite wird es dem Anwender jedoch hiermit möglich, Vegetationsentwicklungen an naturnahen Fließgewässern durch einfache Parameteränderungen zu simulieren und sofort die Auswirkungen auf das Strömungsverhalten, die Abflusskapazität und die Wasserspiegellagen mit guter Genauigkeit zu berechnen. Um die Rechenarbeit zu vereinfachen wurde die Methodik als digitales Excel-Arbeitsblatt programmiert, so dass nach Eingabe der notwendigen Parameter die Berechnungen EDV-gestützt durchgeführt werden

können (Lehmann 2005). Der Einsatz der Methodik direkt vor Ort mit dem Laptop am Fluss ermöglicht nun eine optimierte Gewässerunterhaltung.

2.3 Wechselwirkung Strömungsverhalten - Struktur - Morphologie

Des Weiteren werden als Ergänzung zu den hydraulischen Empfehlungen die Ergebnisse durchgeführter qualitativer Untersuchungen an einem wasserbaulichen Modell analysiert und praxisorientierte Empfehlungen zur Gestaltung und Pflege naturnaher Gewässer im urbanen Bereich abgeleitet (Schneider 2003, Schnauder 2004, Lehmann 2005).

Die Verwendung eines sehr großen, komplexen Modells (Maßstab 1:6) mit beweglicher Sohle und steuerbarer Feststoffzugabe ermöglicht eine sehr anschauliche Dokumentation der strukturbeeinflussten Strömungs-Feststoff-Interaktionen, die letztendlich durch Sedimentations- und Erosionsprozesse die Dynamik der Gewässermorphologie prägen (vgl. Abbildung 2). Neu bei diesem Untersuchungskonzept ist, dass hier in erster Linie eine Analyse mikro- und mesoskaliger Prozesse erfolgte und nicht – wie bei vielen anderen Modellen dieser Art – eine Untersuchung makroskaliger Prozesse im Vordergrund stand.

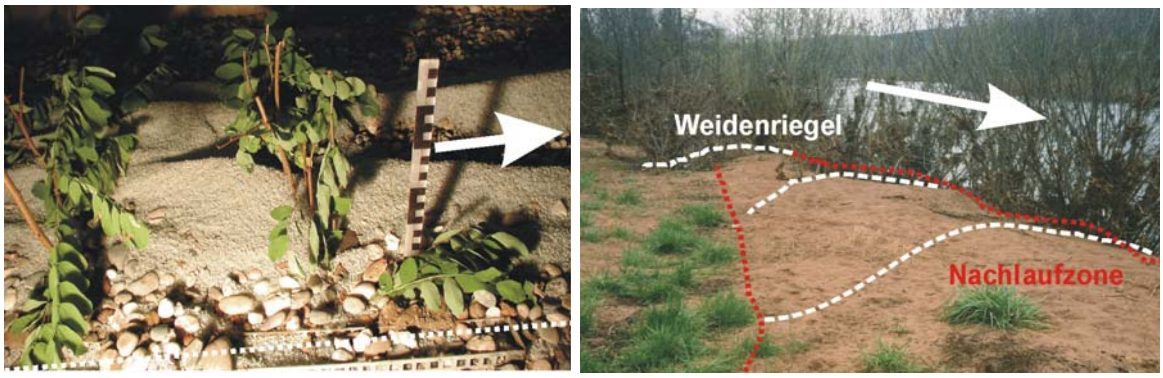


Abbildung 2 Sedimentation von Feststoffen zwischen durchströmten Bewuchs im Laborversuch (links) und in der Natur (rechts).

2.4 Praxistransfer durch Anwendung an einer Naturmessstrecke

Die Anwendung, Überprüfung bzw. Verifikation sowie eine Diskussion und Beurteilung der erarbeiteten Berechnungsmethodik und Empfehlungen erfolgt anhand von realen Naturmessdaten, welche durch die Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg in Zusammenarbeit mit der Universität Karlsruhe während einer zwölfjährigen Beobachtungs- und Messkampagne an der renaturierten Enz innerhalb der Stadt Pforzheim erhoben wurden.

Zunächst erfolgte eine digitale Archivierung und filterbasierte Auswertung des Datenmaterials. Die Prüfung der über 350.000 vorhandenen Datensätze (Vermessungsdaten, Wasserspiegel- und Durchflussmessungen, Vegetationskartierungen, Fotoaufnahmen, Unterhaltungsarbeiten, Dokumentationsdaten zu be-

sonderen Ereignissen wie Hoch- oder Niedrigwasser, Daten aus ökologischen Untersuchungen, etc.) wurde durch die digitale Verwaltung zwar vereinfacht, jedoch war der bestehende Aufwand, der in fast zweijähriger manueller Auswertung betrieben werden musste, um eine gute Datenqualität zu gewährleisten, nach wie vor extrem hoch. Die hierbei gewonnenen Erfahrungen wurden daher zu praxistauglichen Empfehlungen für Monitoringkonzepte zusammengefasst. Damit ist zukünftig mit einem relativ geringen Aufwand die qualitative und quantitative Entwicklung renaturierter Gewässerstrecken zu belegen (Landesanstalt für Umweltschutz BW 2003).

Die Anwendung der erarbeiteten Berechnungsmethodik und der Vergleich mit den real gemessenen Naturdaten führte zu einer sehr guten Übereinstimmung, wodurch zum einen die Methodik und zum anderen auch die dahinter stehenden hydraulischen Berechnungsansätze verifiziert werden konnten. In Abbildung 3 sind exemplarisch die Berechnungsergebnisse relativ zu den Naturmessdaten und zu anderen gängigen Berechnungsverfahren dargestellt. Die Abweichungen der gängigen Verfahren zu den Naturmessdaten insbesondere im Hochwasserbereich lassen deren Schwächen deutlich erkennen. Im Untersuchungsbericht sind die Gründe hierfür diskutiert.

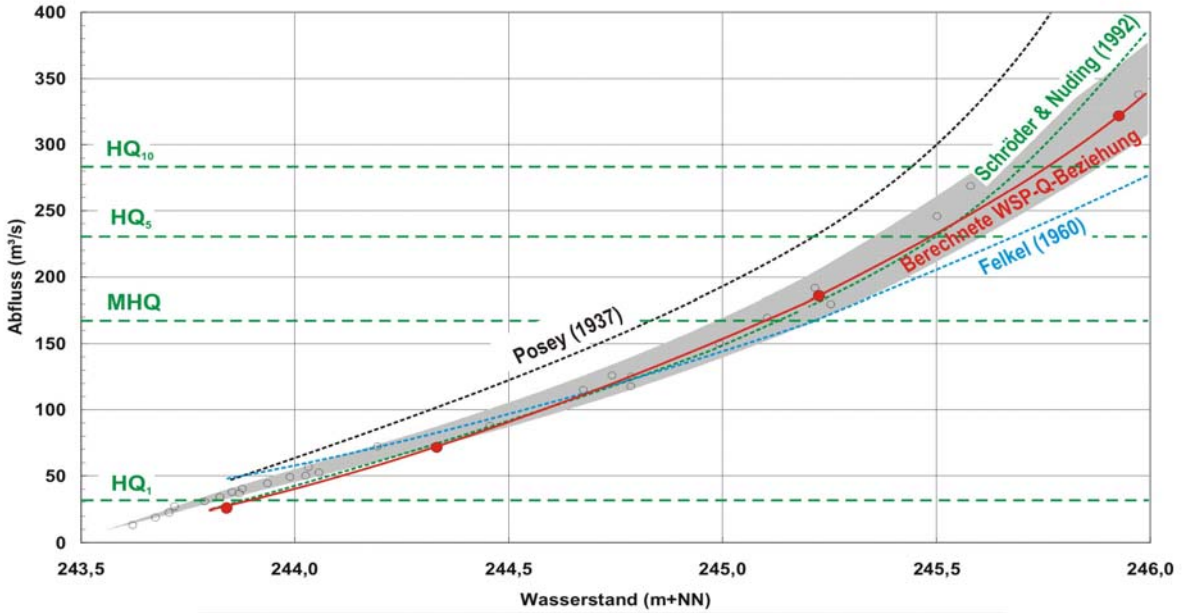


Abbildung 3 Vergleich der Ergebnisqualität bisheriger Berechnungsverfahren mit den Ergebnissen der neu erstellten Methodik (rote Kurve) relativ zu den real gemessenen Naturdaten (grauer Bereich).

3 Synthese der Teilergebnisse

Die Ergebnisse der Untersuchungsstaffel wurden in Berichtsform für den praktisch tätigen Ingenieur als Leitfaden für die Entwicklungsplanung und hydraulische Bemessung naturnaher Fließgewässer zusammengefasst (Lehmann 2005) (vgl. Abb. 4).



Abbildung 4 Die Synthese der einzelnen erarbeiteten Empfehlungen führt zu einer optimierten naturnahen Gewässergestaltung und –unterhaltung.

Mit Hilfe der erarbeiteten Methodik zur hydraulischen Berechnung naturnaher Fließgewässer können derzeitige turbulenz-theoretische Ansätze (Lindner 1982, Pasche 1984) nun relativ einfach und dank der Umsetzung der Methodik mit einem EDV-Berechnungsmodul (auf Basis der Software MS Excel) auch transparent angewendet werden. Simulationen der Vegetationsentwicklung und die Berechnung der daraus resultierenden strömungsmechanischen Auswirkungen sind mit guter Genauigkeit einfach und schnell möglich. Der typische Einsatzbereich erstreckt sich dabei auf Bäche und kleine bzw. schmale Flüsse mit Ufer- und Vorlandvegetation. Somit werden in diesen Fällen Berechnungsverfahren mit empirischen Beiwerten, die i.d.R. bei solchen Fragestellungen abgeschätzt werden müssen, hinfällig.

Die aus der Fachliteratur abgeleiteten und zum Teil modifizierten Verfahren zur Erhebung der Eingangsdaten sollen dazu beitragen, dass auch die Datengrundlage zukünftig schneller und besser erfasst werden kann und dadurch „Eingangsfehler“ eingedämmt werden.

Die aus Modellversuchen abgeleiteten Empfehlungen bezüglich der Vegetationsanordnung und –pflege entlang naturnaher Gewässerläufe (Schneider 2003)

sollen insbesondere bei der Planung und Unterhaltung eine ergänzende Rolle zu den landschaftsplanerischen und gartenbautechnischen Aspekten spielen. Aus den Untersuchungen resultiert ein spezielles Versuchskonzept, welches in der Synthese mit Naturbeobachtungen realer Entwicklungsprozesse zu allgemeinen Empfehlungen führt, die einen wesentlichen Beitrag für die Praxis leisten.

Literatur

Felkel, K., 1960: Gemessene Abflüsse in Gerinnen mit Weidenbewuchs. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe (Heft 15): Seiten 34-51.

Lehmann, B., 2005: Empfehlungen zur naturnahen Gewässerentwicklung im urbanen Raum unter Berücksichtigung der Hochwassersicherheit. Karlsruhe (Mitteilungen des Institut für Wasser und Gewässerentwicklung der Universität Karlsruhe (TH), Heft 230).

Lindner, K., 1982: Der Strömungswiderstand von Pflanzenbeständen. Braunschweig (Mitteilungen des Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, Heft 75).

Nuding, A., 1991: Fließwiderstandsverhalten in Gerinnen mit Ufergebüsch. Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, Konstruktiver Wasserbau und Wasserwirtschaft der TH Darmstadt (Heft 35).

Pasche, E., 1984: Turbulenzmechanismen in naturnahen Fließgewässern und die Möglichkeiten ihrer mathematische Erfassung. Aachen (Mitteilungen des Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft RWTH Aachen, Heft 52).

Patt, H., 2003: Wasserbauliche Erfordernisse an die Umgestaltung von Fließgewässern in urbanen Bereichen. Dresden (Wasserbauliche Mitteilungen des Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Heft 24).

Posey, C.J., 1967: Computation of discharge including overbank flow. Civil Engineering (Vol. 37, Number 4): pages 63-78.

Schnauder, I., 2004: Strömungsstruktur und Impulsaustausch in gegliederten Gerinnen mit Vorlandvegetation. Dissertation an der Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften der Universität Karlsruhe (TH). Druck in Vorbereitung.

Schneider, S., 2003: Unterhaltungsstrategien für naturnahe Gewässer innerhalb von Ortslagen unter Berücksichtigung morphologischer Entwicklungen am Beispiel der Naturmessstrecke Enz/Pforzheim. Diplomarbeit am Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe (TH). Karlsruhe.

Autoren:

Dr.-Ing. Boris Lehmann,
Prof. Dr.-Ing. Franz Nestmann,
Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-Helmut Bernhart

Institut für Wasser und Gewässerentwicklung
Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik
Universität Karlsruhe (TH)

Kaiserstraße 12
D - 76128 Karlsruhe
Tel.: ++49 – (0)721 - 608 - 4101
Fax: ++49 – (0)721 – 60 60 46
Lehmann@iwg.uka.de

Einfluss der Retention auf die Abflussvorhersage

Markus Fischer, Manfred Schindler

The aim of the present paper is to give insight into the possibilities of using two-dimensional hydraulic models for flood prediction.

Based on original flood prediction datasets for the flood of August 2005 from the Bavarian Government the possibility of linking a hydrological flood prediction model with a two-dimensional hydrodynamic model is shown in the form of an adaptability test.

1 Einleitung

Nach dem Hochwasser ist vor dem Hochwasser – ein Satz, den man in den letzten Jahren häufig in den öffentlichen Medien gehört oder gesehen hat. Das Pfingsthochwasser 1999 und die Augusthochwasser 2002 und 2005 verursachten in Bayern Schäden in Millionenhöhe. Klimaforscher gehen davon aus, dass die extremen Witterungsereignisse in Bayern zunehmen werden.

Eine effektive Maßnahme zum Hochwasserschutz stellen Speicher an den Oberläufen der Flüsse dar (z.B. Sylvensteinspeicher). Um an den Mittel- und Unterläufen den historisch bedingten Verlust an Rückhalteraum auszugleichen, sollen vermehrt Retentionsflächen reaktiviert werden. Im Rahmen dieser Aktivitäten wurde der Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft an der TU München vom bayerischen Landesamt für Wasserwirtschaft beauftragt, das Forschungsvorhaben „Prognose der Hochwassersituation an der bayerischen Donau bei Berücksichtigung des Retentionspotentials und optimierter Steuerstrategien“ durchzuführen.

Mit dem Zuwachs von Steuerungsmöglichkeiten steigen gleichzeitig die Anforderungen für den Hochwassernachrichtendienst und deren Prognosen. Der Einfluss – sei er positiv oder negativ – der Steuerungen von Retentionsräumen auf die Hochwasserwelle der Unterlieger ist für einen verantwortungsvollen Betrieb dieser Retentionsräume von großer Bedeutung. Die Simulation des Abfluss- und Retentionsverhalten in Bereichen mit großflächigen, ungesteuerten und gesteuerten Retentionsräumen ist mit hydrologischen oder eindimensionalen hydraulischen Modellen nur eingeschränkt möglich. Der Einsatz von zweidimensionalen hydraulischen Modellen ist derzeit aufgrund der hohen

Rechenzeiten für den Einsatz zur Prognose eher als Vision zu sehen. Nichtsdestotrotz konnten in den im Folgenden beschriebenen Untersuchungen teilweise sehr gute Ergebnisse erzielt werden.

2 Vorgehen

2.1 Modellgebiet

In Abbildung 1 ist das Untersuchungsgebiet an der Donau dargestellt. Zunächst wird der Bereich zwischen Donauwörth und Kelheim untersucht (die sogenannte „Musterstrecke“), welcher sich über eine Fließstrecke der Donau von etwa 94 km erstreckt. In diesem Abschnitt werden die Vorgehensweise und Methodik getestet, um für weitere Untersuchungen im restlichen Gebiet der bayerischen Donau Verwendung zu finden.

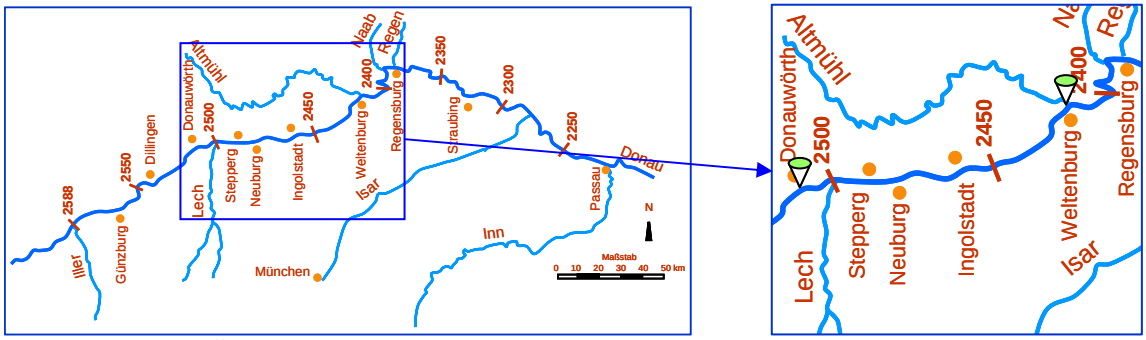


Abbildung 1 Übersichtskarte der bayerischen Donau mit Darstellung des untersuchten Bereichs

2.2 Datengrundlagen

Die hydrologische Abgrenzung der „Musterstrecke“ erfolgt durch die beiden Pegel Donauwörth und Kelheim (bei Weltenburg). Weitere hydrologische Daten aus dem Lecheinzugsgebiet (Pegel Augsburg) sowie innerhalb der Untersuchungsstrecke (Pegel Ingolstadt) liegen vor. Um die Wirkungsweisen der Retentionsflächen sowie deren Auswirkungen auf das Abflussgeschehen zu quantifizieren, wird im Untersuchungsgebiet ein zweidimensionales, hydraulisches Modell aufgebaut. Datengrundlagen für das hydraulische Berechnungsnetz sind teilweise vorhandene Befliegungsdaten sowie DGM 25-Daten. Die Landnutzungen im Vorland werden ebenso aus den Befliegungsdaten sowie in den Bereichen, in denen bislang noch keine Befliegung durchgeführt wurde, aus Orthofotos und TK25 – Karten ermittelt. Die Querprofildaten stammen aus Sohlpeilungen der Donau, die im Abstand von 200 m vorliegen.

2.3 **Hydraulische Modellierung**

Die hydraulischen Berechnungen werden mit dem zweidimensionalen, tiefengemittelten, hydrodynamisch-numerischen Modell Hydro_as-2d durchgeführt. Das Berechnungsprogramm zeichnet sich zum einen durch seine hohe Stabilität und zum anderen durch die positiven Erfahrungen bei der Anwendung aus.

Das Berechnungsgitter ist im vorliegenden Fall mit einer durchschnittlichen Rasterweite von 50 m vergleichsweise grobmaschig aufgebaut, was eine Minimierung der Rechenzeit sowie eine große Flexibilität mit sich bringt. Zum Vergleich der Berechnungsergebnisse dieser grobmaschingen Struktur des Berechnungsnetzes wird in einem Teilgebiet ein weiteres Modell mit einer deutlich feineren Strukturierung aufgebaut. Der Vergleich zeigt, dass das grobmaschige Modell zwar nicht zu einer Ermittlung von Überschwemmungsgebietsgrenzen geeignet ist, jedoch die Abflussstruktur und die Flutwellenausbreitung mit deren Retentionsverhalten sehr gut widerspiegelt.

2.4 Kopplung Hydro_As-2d mit Steuerungsmodul

Im Bereich des Berechnungsnetzes zwischen Donauwörth und Kelheim befinden sich fünf Staustufen, welche vor allem durch die Überstauregelungen, verbunden mit Flutungen von Auwaldgebieten mittels Überlaufstrecken oberstromig der jeweiligen Staustufen, einen erhöhten Anspruch für die Simulation der Staustufenregelung bzw. der Umsetzung der Betriebsvorschriften der Staustufen darstellen. Um eine gezielte Steuerung im Bereich der Staustufen zu gewährleisten wird im Rahmen des oben genannten Forschungsvorhabens vom Lehrstuhl für Wasserbau ein Steuerungsmodul entwickelt, welches für Berechnungen mit Hydro_as-2d verwendet und dabei extern gekoppelt werden kann. Das Steuerungsmodul überprüft und ändert gegebenenfalls nach einer vorzugebenen Anzahl von Zeitschritten die Randbedingungen der hydraulischen Wasserspiegellagenberechnung mit Hydro_as-2d. Durch die externe Kopplung des Steuerungsmoduls mit Hydro_as-2d ist ein Eingriff in den Quellcode des hydraulischen Berechnungsprogramms nicht notwendig. Eine zusätzliche Erweiterung im Steuerungsmodul lässt die Simulation gesteuerter Flutpolder zu.

3 Prognose

Im Rahmen des oben beschriebenen Forschungsvorhabens wurden in einem ersten Versuch Möglichkeiten zum Einsatz von zweidimensionalen hydrodynamisch numerischen Modellen im Hochwassernachrichtendienst untersucht.

Um die Rechenzeiten der hydraulischen Berechnungen im Bereich zwischen Donauwörth und Kelheim zu reduzieren, wurde zunächst das hydraulische Modell in drei Abschnitte unterteilt. Die Staustufen Bittenbrunn und Vohburg eignen sich dabei sehr gut als Schnittstelle zwischen den drei Teilen, da in diesen Bereichen keine erheblichen Strömungen im Deichhinterland vorhanden sind. Der Abfluss konzentriert sich größtenteils im Flussschlauch und geht dabei über die jeweiligen Wehranlagen. Die Definition von eindeutigen Zu- und Auslaufrandbedingungen ist somit möglich. Die Unterteilung wird wie folgt vorgenommen, wobei im weiteren Verlauf lediglich die Abkürzungen verwendet werden:

- DON-BIT: Pegel Donauwörth bis Staustufe Bittenbrunn
- BIT-VOH: Staustufe Bittenbrunn bis Staustufe Vohburg
- VOH-KE: Staustufe Vohburg bis Pegel Kelheim

In einem Planspiel wird der Einsatz des 2d-Modells für eine Online-Prognose beim Hochwasser August 2005 in Echtzeit simuliert. Das Planspiel wird in Zusammenarbeit mit dem Hochwassernachrichtendienst des Bayerischen Landesamts für Umwelt durchgeführt. Mit dem Prognosemodell des Hochwassernachrichtendienstes werden drei Abflussvorhersagen (zwei pro Tag in 10 bzw. 14 Stundenabstand) der beiden Pegel Donauwörth und Augsburg als Randbedingung in das hydraulische Modell gegeben und jeweils innerhalb der zur Verfügung stehenden Zeit (bis zur nächsten Prognose) 2d-Berechnungen durchgeführt. Ziel ist es dabei, in diesem Zeitraum die Hochwasserwellenausbreitung möglichst weit nach unterstrom zu simulieren. Genauere Erkenntnisse über die Ausbreitung der Überschwemmungsgebiete (Katastrophenschutz) sowie aber vor allem über die möglichen Hochwasserwellenformen und deren Scheitelabflüsse für die gezielte Steuerung von zur Verfügung stehenden Retentionsräumen sollen hierbei gewonnen werden.

Vergleich der berechneten Hochwasserwellen:

Die vom Hochwassernachrichtendienst zur Verfügung gestellten Abfluss-vorhersagen wurden mit deren Prognosemodell nachträglich ermittelt. Die Prognosewerte sind also nicht die tatsächlich prognostizierten Werte im August 2005. Die Speicherterme des Prognosemodells wurden während und nach dem Hochwasser 2005 neu kalibriert und liefern daher schließlich deutlich bessere Prognosewerte. Insbesondere im Bereich Ingolstadt wurden sowohl in der 2d-Modellierung als auch mit den vorherigen Speichertermen des hydrologischen Modells zu hohe Abflüsse ermittelt. Eine Beeinflussung der Hochwasserwelle durch den großen zur Verfügung stehenden Grundwasserspeicher im Auwaldbereich (etwa 30 Mio. m² geflutete Fläche) könnte für diesen Effekt maßgebend sein. Der Vergleich der berechneten Hochwasserganglinien mit dem neu kalibrierten Modell des Hochwassernachrichtendienstes Bayern und dem zweidimensionalen hydraulischen Modell der TU München ist in Abbildung 2 zu sehen.

Zum Verständnis der Lage der Hochwasserganglinien und der Wirkungsweisen einzelner Retentionsräume ist in Abbildung 3 das mit dem zweidimensionalen hydraulischen Modells ermittelte Überschwemmungsgebiet mit der Lage der Querschnitte, welche zur Abflussermittlung herangezogen werden, dargestellt.

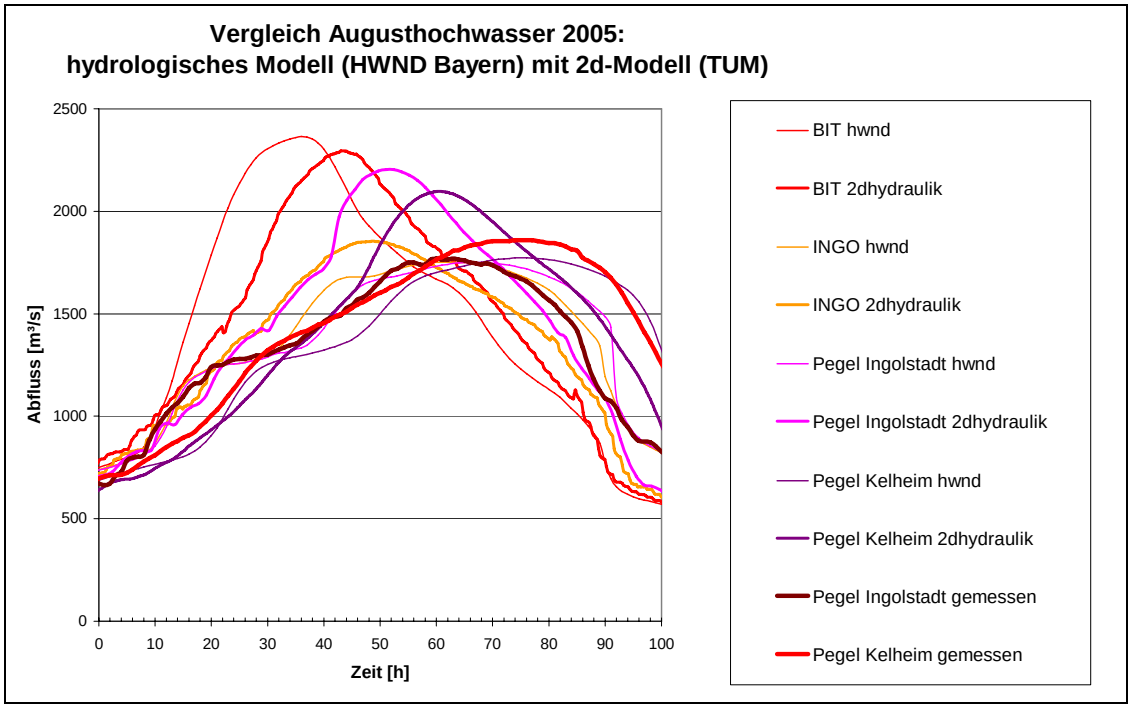


Abbildung 2 Vergleich hydrologisches Modell (HWND Bayern) mit 2d-hydraulischem Modell (TU München)

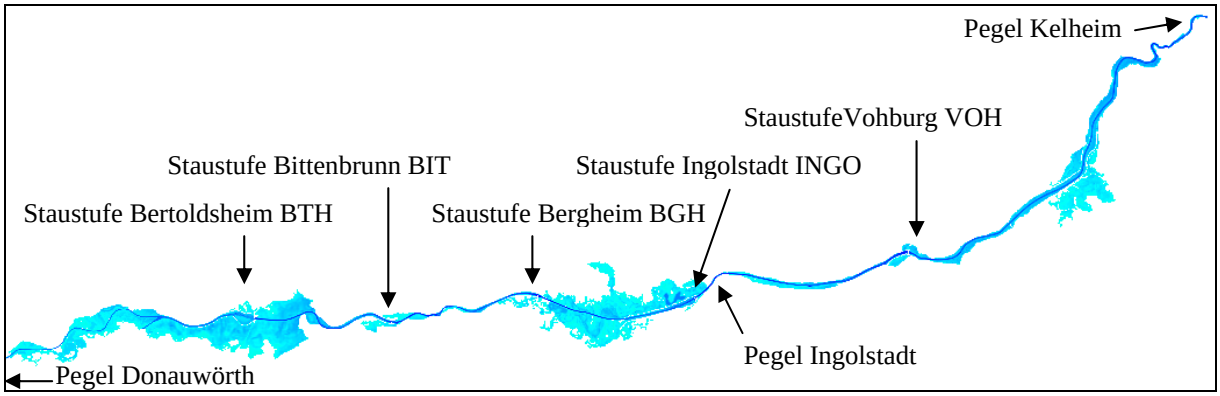


Abbildung 3 Überschwemmungsgebiet Augusthochwasser 2005 (2d-berechnet)

Wie in den Abbildungen 2 und 3 zu sehen ist, berechnet das zweidimensionale hydraulische Modell in den ersten drei Kontrollquerschnitten (Staustufen Bertoldsheim, Bittenbrunn und Bergheim) deutlich höhere Retentionseffekte wie das hydrologische Modell. Dies lässt sich sehr gut über die Wirkungsweise der Überlaufstrecken (insbesondere der Überlaufstrecke der Staustufe Bertoldsheim) erklären. Im weiteren Verlauf (Staustufe und Pegel Ingolstadt) treten nun die bereits oben beschriebenen Effekte der Neukalibrierung (auf Pegel Ingolstadt) des HWND – Modells auf. Die HWND-Ganglinie am Pegel Ingolstadt liegt dabei deutlich näher an der gemessenen Ganglinie als die mit dem 2d-Modell berechnete. Dieser „Fehler“ pflanzt sich schließlich weiter nach unterstrom fort.

Ergebnis der Prognoserechenläufe in Echtzeit:

In den Abbildungen 4 bis 6 sind die Ergebnisse der drei Prognoserechenläufe dargestellt. Die beiden Abflussprognosen an den Pegeln Donauwörth DON und Augsburg AU werden bei Prognose 1 (Abbildung 4) zum Zeitpunkt t = 0 Stunden dem hydraulischen Modell DON-BIT (siehe oben) zugegeben. Die jeweils berechneten Abflussganglinien an den Punkten BIT, VO und KE sind mit den erforderlichen realen Berechnungsdauern (Balken) dargestellt. Der über die Berechnungsdauer hinausreichende Abschnitt der Ganglinie ist somit die Information, die zur Prognose genutzt werden kann. Analog zu Prognose 1 werden dann die Prognoserechenläufe 2 und 3 jeweils nach vorliegen einer neuen Zuflussganglinie für die Pegel DON und AU (siehe Abbildung 5 und 6) durchgeführt.

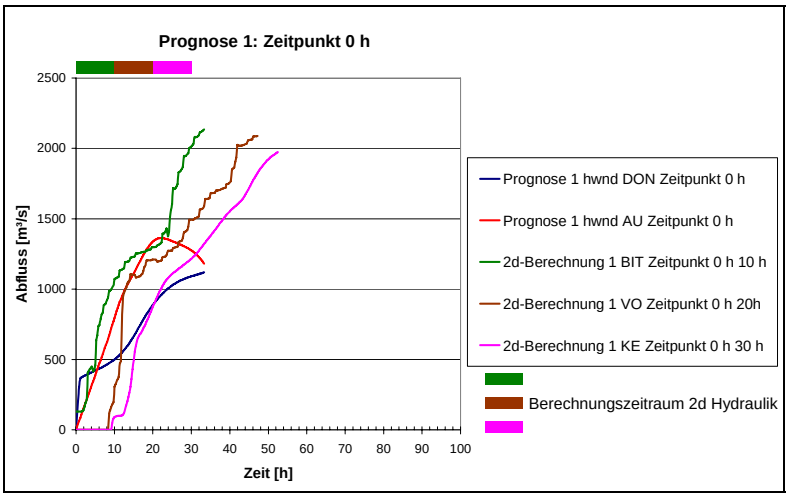


Abbildung 4 Prognose 1 für die Pegel Donauwörth und Augsburg zum Zeitpunkt t = 0 Stunden

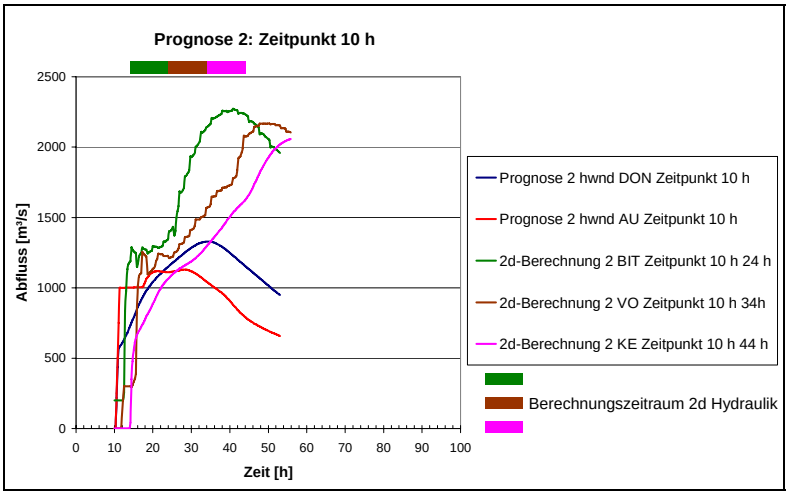


Abbildung 5 Prognose 2 für die Pegel Donauwörth und Augsburg zum Zeitpunkt t = 10 Stunden

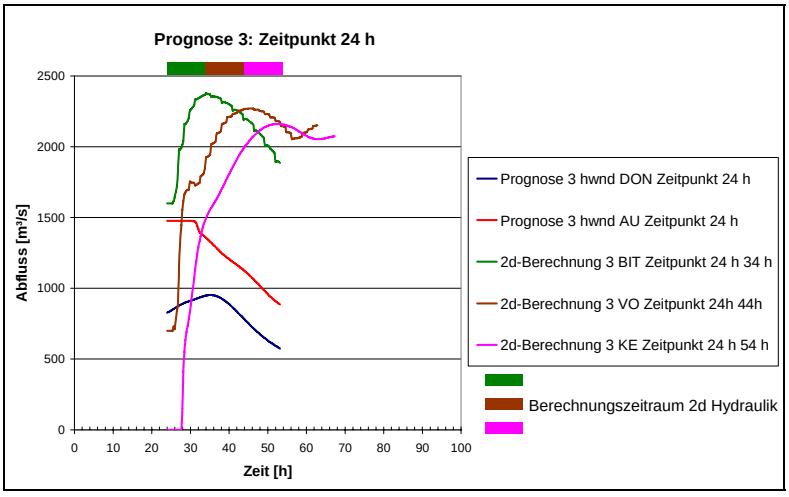


Abbildung 6 Prognose 3 für die Pegel Donauwörth und Augsburg zum Zeitpunkt t = 24 Stunden

Prognose 1 wäre schließlich bezüglich des Prognosezeitraums die optimale Vorhersage, da hier mehrere Steuerungsvarianten innerhalb des Zeitrahmens untersucht werden könnten. Das Problem ist jedoch die Tatsache, dass bei dieser Prognose zum einen der Hochwasserscheitel noch nicht erreicht ist (Möglichkeit zur Steuerungsvorgabe zur horizontalen Kappung einer Hochwasserwelle durch z. B. gesteuerten Flutpolder nicht gegeben) und zum anderen die Abflussvorhersagen an den Pegeln noch sehr ungenau sind.

Prognose 2 hingegen liefert zum einen relativ zuverlässige Abflussprognosen an den Pegeln Donauwörth und Augsburg und stellt zum anderen einen Prognosezeitraum, bei dem evtl. noch Steuerungsorgane (Überlaufstrecken an den Staustufen etc.) bedient werden könnten.

Die hydraulischen Berechnungen der Prognose 3 sind bezüglich des zeitlichen Niveaus praktisch identisch mit den tatsächlich aufgetretenen Hochwasserwellen an der Donau, sodass eine Abflussvorhersage bezüglich des Scheitelabflusses mit der vorliegenden 2d-Hydraulik zu einem so späten Zeitpunkt keine neuen Erkenntnisse bringt. Der abfallende Ast der Hochwasserwelle kann jedoch in einem relativ kurzen Zeitintervall prognostiziert werden.

4 Fazit

Im Beitrag wurden die Möglichkeiten aufgezeigt, wie sich mit Hilfe einer abschnittsweisen Integration von zweidimensionalen hydrodynamischen Modellen die Prognoseberechnungen für den Hochwasserablauf verbessern lassen. Die Berechnungen zeigen, dass schon mit üblicher Rechenleistung wertvolle Vorhersageinformationen gewonnen werden können. Durch zusätzliche Investitionen in die Rechenleistung könnten zum einen der Vorhersagezeitraum verlängert und zum anderen die Auswirkung von optionalen Steuerungsmaßnahmen auf den Wellenablauf in weiteren, parallel durchgeführten Berechnungsvarianten zur Unterstützung der Entscheidungsträger zur Verfügung gestellt werden.

Autoren:

Dipl.-Ing. Markus Fischer
Dr.-Ing. Manfred Schindler
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität München
Arcisstraße 21
80333 München
Tel.: ++49 – 89 – 28923161
Fax: ++49 – 89 – 28923172
m.fischer@bv.tum.de
m.schindler@bv.tum.de

Zur Modellierung von Sonderbauwerken natürlicher Fließgewässer

Ulf Teschke

Diese Arbeit entstand auf Grundlage einer Idee von Prof. E. Pasche (TUHH).

Die genaue Beschreibung von Sonderbauwerken bereitet in der strömungsmechanischen Modellierung von natürlichen Fließgewässern und offenen Gerinnen nach wie vor Schwierigkeiten. Oft müssen daher die vorliegenden Strömungszustände vereinfacht abgebildet werden. Dies liegt an der großen Vielfalt möglicher Bauwerke deren einheitliche Beschreibung bisher eindimensional noch nicht gelungen ist. Im vorliegenden Beitrag wird ein neues Verfahren zur Berücksichtigung von Sonderbauwerken vorgestellt. Dabei wird aufbauend auf den stationären Berechnungsergebnissen das Abflussverhalten des Sonderbauwerkes als zweidimensionales Polynom, also die Oberwassertiefe in Abhängigkeit von der Unterwassertiefe und dem Abfluss, dargestellt. Dabei kann das zweidimensionale Polynom auch aus Messergebnissen gewonnen werden. Das zum Beispiel mit der Methode der kleinsten Abstandsquadrate an die vorliegenden Werte angepasste Polynom kann anschließend in die eindimensionale Modellierung des Fließgewässers eingebunden werden. Dabei muss das für jeden Flussabschnitt geltende Gleichungssystem der Saint-Venantschen-Gleichungen am Bauwerk unterbrochen und durch das Polynom ersetzt werden.

1 Einleitung

Die Modellierung von Sonderbauwerken in der Wasserspiegellinienberechnung, wie zum Beispiel Brücken oder Wehre, ist nach wie vor mit Schwierigkeiten verbunden. Oft werden diese Bauwerke daher vereinfacht abgebildet. Dies liegt unter anderem an der großen Vielfalt möglicher Bauwerke, aber auch an der noch nicht vorhandenen einheitlichen mathematischen Beschreibung der damit verbundenen Strömungsvorgänge. PETER verweist dabei insbesondere auf Überfälle und Wehre und stellt die Ergebnisse zahlreicher Experimente vor, mit denen die genaue Abflusscharakteristik unterschiedlichster Bauformen untersucht werden kann. Für die Modellierung solcher Bauwerke sind die vorhandenen Tabellenwerke jedoch oft nicht hilfreich, so dass vereinfachte Verfahren benutzt werden.

Je nach vorliegendem Bauwerk kann es zu verschiedenen Strömungszuständen kommen, welche unterschiedlich modelliert werden müssen. Als ein Beispiel sei das Durch- bzw. Unterströmen einer Brücke genannt. In diesem Fall gibt es 5 verschiedene Abflusszustände:

- freier Abfluss,
- rückgestaute Brücke mit freiem Abfluss unter der Brücke,
- rückgestaute Brücke mit Druckabfluss,
- vollkommener Überfall und Druckabfluss,
- Überströmen und Druckabfluss

die jeweils von den Wasserständen im Ober- und Unterwasserwasser abhängen. Zur genauen rechnerischen Bestimmung der Wasserspiegellinie sind zahlreiche Iterationsschleifen erforderlich. Dabei kann es auch zu Konvergenzproblemen kommen, insbesondere wenn die Wassertiefe sich im Ober- und/oder auch im Unterwasser gerade im Bereich zwischen zwei Zuständen befindet. Im Fall von Wehren müssen die unterschiedlichen Überfallarten:

- vollkommener Überfall,
- unvollkommener Überfall,
- überströmter Abflusszustand

bei Berücksichtigung der im jeweiligen Fall vorliegenden geometrischen Verhältnisse modelliert werden.

2 Häufig benutzte Wehrformeln

In DYNHYD, dem hydrodynamischen Teil des weitverbreiteten Wassergütemodellierungsprogrammes WASP, wird im Fall des vollkommenen Überfalls und beim Überströmen folgende vereinfachte Wehrformel benutzt:

$$Q = \alpha \cdot b \cdot h^{3/2} \quad . \tag{1}$$

CUNGE et al. geben folgende Zusammenhänge an:

$$Q = \mu_1 \cdot \sqrt{2g} \cdot b \cdot (z_{UW} - z_{Wehr}) \cdot (z_{OW} - z_{UW})^{1/2} \tag{2}$$

im überströmten Fall und

$$Q = \mu_2 \cdot \sqrt{2g} \cdot b \cdot (z_{OW} - z_{Wehr})^{3/2} \tag{3}$$

im Fall des vollkommenen Überfalls, wobei z jeweils die Wasserspiegelhöhe im Ober- bzw. Unterwasser bezogen auf einen Bezugshorizont darstellt. Die Größe z_{Wehr} ist die Höhe der Wehroberkante bezogen auf diesen Bezugshorizont.

BOLLRICH ergänzt den Ausdruck für den vollkommenen Überfall durch einen Beiwert σ_{uv}, welcher vom Verhältnis der Differenz der Wassertiefen in Bezug zur Wehrhöhe im Ober- und Unterwasser $(z_{UW} - z_{Wehr})/(z_{OW} - z_{Wehr})$ abhängt:

$$Q = \sigma_{uv} \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} h^{3/2} \quad . \tag{4}$$

PETER kritisiert in seinem Buch, dass im Falle des unvollkommenen Überfalls fast in der gesamten Fachliteratur zur Bestimmung der Abminderungsbeiwerte fälschlicher Weise die Wehrhöhe im Ober- statt im Unterwasser verwendet wird.

Diese kurze Darstellung zeigt, dass es bisher noch nicht gelungen ist, eine einfache einheitliche Beschreibung der auftretenden Phänomene zu formulieren. Zur weiteren Diskussion dieses Themas siehe KNAPP oder PETER, wobei PETER auch auf die zahlreichen unterschiedlichsten Wehrformen eingeht.

Eine Möglichkeit, die dargestellten Schwierigkeiten zu umgehen, besteht in der Benutzung von zweidimensionalen Polynomen, wie im Folgenden aufgezeigt werden soll.

3 Die Darstellung der Abflusseigenschaften mit 2d-Polynomen

Die Abflusscharakteristik von Wehren wird im Wesentlichen durch das Verhalten der drei Größen Abfluss Q, Unterwassertiefe h_{UW} und Oberwassertiefe h_{OW} geprägt. Zur Erläuterung der Parameter siehe Abbildung 1.

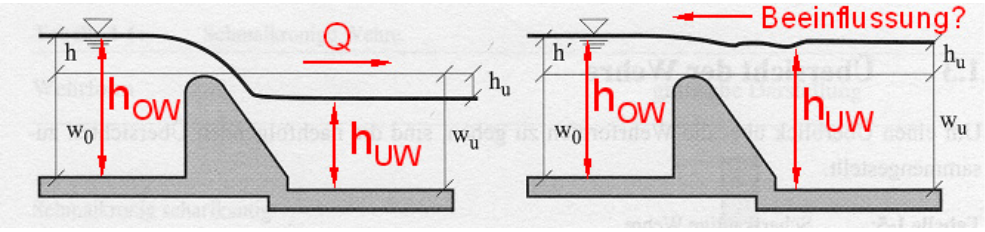


Abbildung 1 Schematische Skizze der Wehrparameter für unterschiedliche Überfallarten (in Anlehnung an PETER)

Aber auch andere Sonderbauwerke können durch diese drei Variablen beschrieben werden. Ein Ansatz zur Beschreibung der Abflusscharakteristik ist die Dar-

stellung als zweidimensionales Polynom. Dabei wird die Oberwassertiefe h_{OW} als Funktion des Abflusses Q und der Unterwassertiefe h_{UW} abgebildet. Um die Anzahl der Variablen überschaubar zu halten, werden hierfür zweidimensionale Polynomfunktion dritten Grades gewählt:

$$\begin{aligned} h_{OW}(h_{UW}, Q) \;=\; & a_1 + a_2 h_{UW} + a_3 h_{UW}^2 + a_4 h_{UW}^3 \\ & + a_5 Q + a_6 Q h_{UW} + a_7 Q h_{UW}^2 + a_8 Q h_{UW}^3 \\ & + a_9 Q^2 + a_{10} Q^2 h_{UW} + a_{11} Q^2 h_{UW}^2 + a_{12} Q^2 h_{UW}^3 \\ & + a_{13} Q^3 + a_{14} Q^3 h_{UW} + a_{15} Q^3 h_{UW}^2 + a_{16} Q^3 h_{UW}^3 \end{aligned} \tag{5}$$

Die dabei auftretenden 16 Koeffizienten a_i können beispielsweise durch die Methode der kleinsten Abstandsquadrate angepasst werden. Abbildung 2 zeigt die berechneten Werte und die angenäherte 2d-Funktion für ein Beispielwehr. Dabei müssen in jeden Fall für h_{UW} und h_{OW} jeweils die maximal bzw. minimal gültigen Abflüsse berücksichtigt werden. Mit dem Näherungspolynom darf auf keinen Fall extrapoliert werden.

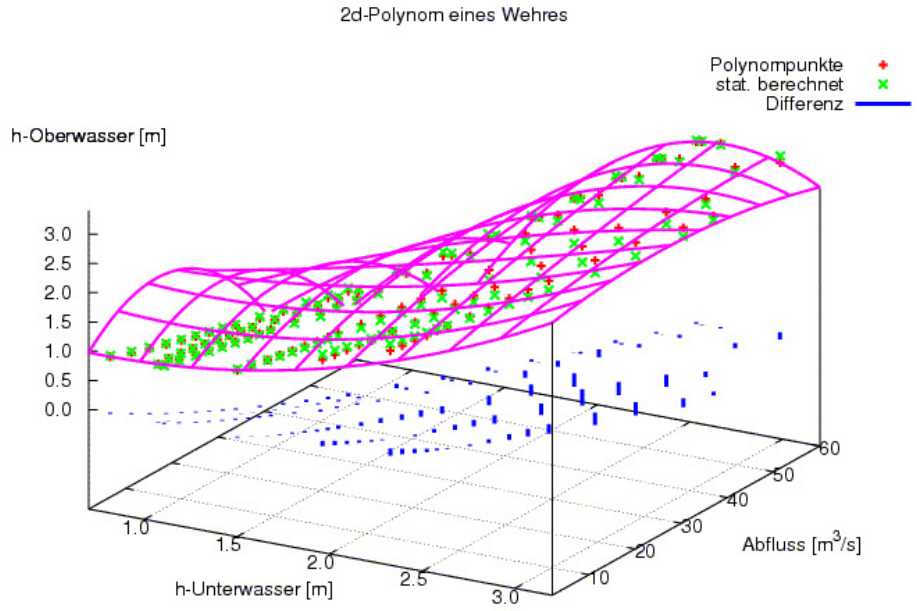


Abbildung 2 Berechnete Wehrdaten (x) und die Anpassung mit einem 2d-Polynom

4 Wasserspiegelberechnung mit Sonderbauwerken

Zur Berechnung des Wasserspiegels eines Flussabschnittes mit Sonderbauwerken muss (5) mit in das Gleichnungssystem der *Saint-Venant-Gleichungen*, also der differentiellen Kontinuitätsgleichung

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_e \tag{6}$$

und der differentiellen eindimensionalen Impulsgleichung

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial\left(\beta Q^2/A\right)}{\partial x} + gA\frac{\partial z_{Sp}}{\partial x} + gAS_f - q_e v_{ex} = 0 \tag{7}$$

implementiert werden. Dabei ist zu beachten, dass im Diskretisierungselement mit dem Sonderbauwerk das Differentialgleichungssystem nicht gilt, sondern nur der Zusammenhang (5). Natürlich ist (5) auch im stationären Fall gültig.

Sinnvollerweise wird das Sonderbauwerk zwischen zwei Knotenpunkte des diskretisierten Gewässers gelegt. Die nächsten Knotenpunkte im Ober- und Unterwasser des Bauwerkes entsprechen dem Ort der beiden Variablen h_{OW} und h_{UW}.

5 Lösung des entstehenden Gleichungssystems

Je nach numerischem Lösungsverfahren muss (5) entsprechend berücksichtigt werden. Hier soll kurz das Verfahren nach der Methode der finiten Elemente vorgestellt werden.

In diesem Fall muss das Gleichungssystem der gewichteten Integrale gelöst werden, wobei über das gesamte Lösungsgebiet *LG* ohne die Elemente mit Sonderbauwerken integriert wird:

$$\begin{aligned} F_i &= \int_{LG} W_i(x)\left(\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q^2}{A}\frac{\partial \beta}{\partial x} + 2\beta\frac{Q}{A}\frac{\partial Q}{\partial x} - \beta\frac{Q^2}{A^2}\frac{\partial A}{\partial x} + gA\frac{\partial z_{Sp}}{\partial x} + gAS_f - q_e v_{ex}\right)\mathrm{d}x \\ G_i &= \int_{LG} W_i(x)\left(\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_e\right)\mathrm{d}x, \quad i = 1, 2, ..., n \end{aligned} \tag{8}$$

Hinzu kommen die Gleichungen (5) der Elemente mit den Sonderbauwerken im betrachteten Abschnitt. Da auch die differentielle Kontinuitätsgleichung (6) im Element mit den Sonderbauwerken nicht gilt, muss sie durch eine andere Gleichung ersetzt werden. Hier soll davon ausgegangen werden, dass der Abstand der beiden Knotenpunkte des betroffenen Elementes *i* in der Größenordnung der Länge des Bauwerkes liegt und daher der Abfluss auf dieser kurzen Strecke zeitlich als konstant angenommen werden kann. (6) wird daher durch die Gleichung

$$Q_i - Q_{i+1} = 0 \tag{9}$$

für das *i*-te Element ersetzt. Die entsprechenden Ableitungen von (9) ergeben sich jeweils zu 1 oder - 1. Abbildung 3 zeigt die Konsequenzen auf das diskretisierte Lösungsgebiet.

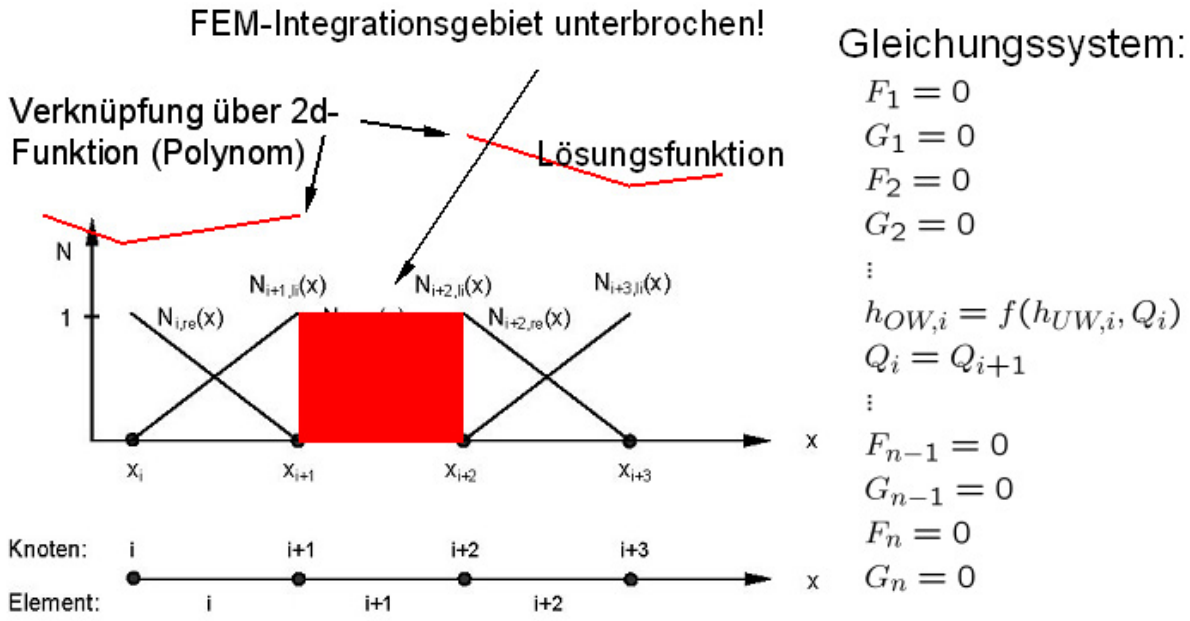


Abbildung 3 Darstellung des unterbrochenen FEM-Lösungsgebietes mit dem resultierenden Gleichungssystem

Das entstehende nichtlineare Gleichungssystem kann mit Hilfe des Newton-Raphson-Verfahrens gelöst werden. Dazu müssen die Integrale (8) abgeleitet werden. Ein Verfahren hierzu wird in TESCHKE 2004 beschrieben. Für einen Flussabschnitt mit z.B. 5 Knoten ergäbe sich folgendes Lösungsschema

$$\begin{bmatrix}
\frac{\partial F_1}{\partial h_1} & \frac{\partial F_1}{\partial h_2} & 0 & 0 & 0 & \frac{\partial F_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial F_1}{\partial Q_2} & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
\frac{\partial F_2}{\partial h_1} & \frac{\partial F_2}{\partial h_2} & \frac{\partial F_2}{\partial h_3} & 0 & 0 & \frac{\partial F_2}{\partial Q_1} & \frac{\partial F_2}{\partial Q_2} & \frac{\partial F_2}{\partial Q_3} & 0 & 0 \\
\frac{\partial G_2}{\partial h_1} & \frac{\partial G_2}{\partial h_2} & \frac{\partial G_2}{\partial h_3} & 0 & 0 & \frac{\partial G_2}{\partial Q_1} & \frac{\partial G_2}{\partial Q_2} & \frac{\partial G_2}{\partial Q_3} & 0 & 0 \\
0 & 0 & -1 & \frac{\partial F_{W2d}}{\partial h_4} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\partial F_{W2d}}{\partial Q_3} & 0 \\
0 & \frac{\partial G_3}{\partial h_2} & \frac{\partial G_3}{\partial h_3} & 0 & 0 & 0 & \frac{\partial G_3}{\partial Q_2} & \frac{\partial G_3}{\partial Q_3} & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & \frac{\partial F_4}{\partial h_4} & \frac{\partial F_4}{\partial h_5} & 0 & 0 & 0 & \frac{\partial F_4}{\partial Q_4} & \frac{\partial F_4}{\partial Q_5} \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 1 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\partial f_Q}{\partial h_5} & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\
0 & 0 & 0 & \frac{\partial G_5}{\partial h_4} & \frac{\partial G_5}{\partial h_5} & 0 & 0 & 0 & \frac{\partial G_5}{\partial Q_4} & \frac{\partial G_5}{\partial Q_5}
\end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta h_1 \\ \Delta h_2 \\ \Delta h_3 \\ \Delta h_4 \\ \Delta h_5 \\ \Delta Q_1 \\ \Delta Q_2 \\ \Delta Q_3 \\ \Delta Q_4 \\ \Delta Q_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -F_1 \\ 0 \\ -F_2 \\ -G_2 \\ -F_{W2d} \\ -G_3 \\ -F_4 \\ -f_K \\ -f_Q \\ -G_5 \end{bmatrix} \tag{10}$$

Dabei wurde ein Sonderbauwerk zwischen Knoten 3 und 4 angenommen. Entsprechend den obigen Ausführungen wurden die Impulsgleichung (7) durch (5) und die Kontinuitätsgleichung (6) durch (9), bzw. die Ableitungen entsprechend, ersetzt.

6 Anwendung des Verfahrens

Das beschriebene Verfahren wurde beispielhaft an einem Abschnitt der oberen Stör angewendet. Der betrachtete Abschnitt liegt nördlich der Stadt Kellinghusen in Schleswig-Holstein und ist nicht mehr tidebeeinflusst. Dabei handelte es sich um einen insgesamt 5,7 km langen Bereich mit zwei Wehranlagen, welche nicht mehr gesteuert werden und einer alten Wehrbrücke. Für alle drei Bauwerke wurde, wie oben beschrieben, eine zweidimensionale Polynomfunktion zur Charakterisierung der Abflusseigenschaften erstellt. Dabei wurden 62 Profile benutzt, welche in der Regel einen Abstand von 100 m hatten. Im Bereich der Brücke bei km 17,7 wurden die Profile auf 50 m verdichtet.

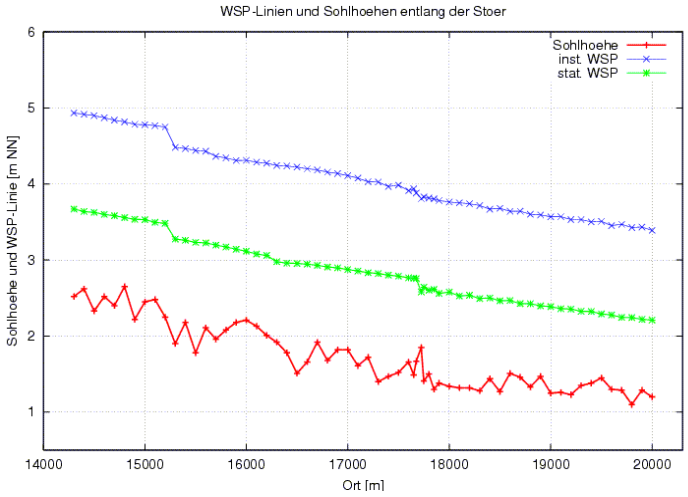


Abbildung 4 Darstellung der maximalen berechneten Wasserspiegellinie (Linie oben) für den betrachteten Flussabschnitt mit 3 Sonderbauwerken für die Ganglinie aus Abbildung (5) im Vergleich zum stationären Abfluss (mittlere Linie)

Abbildung 5 zeigt die kleine Hochwasserwellenverformung im betroffenen Abschnitt. Dabei wurde mit einem Zeitschritt von 2 h gerechnet.

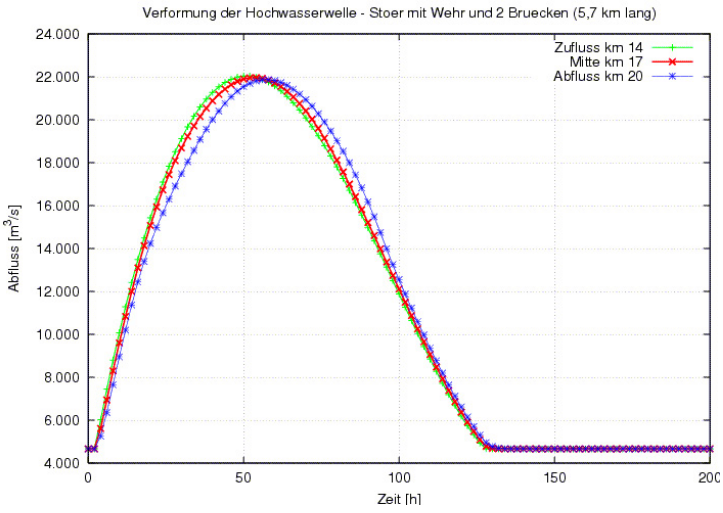


Abbildung 5 Darstellung der Ganglinienverformung im betrachteten Abschnitt

Abbildung 4 zeigt den stationären Abfluss und den maximalen Wasserstand bei der betrachteten Hochwasserwelle von Bild 5. Der kleine Sprung in der Wasserspiegellinie bei den beiden Bauwerken bei km 16,2 und 17,7 km ist nicht mehr zu erkennen. Die Bauwerke werden bei einem Abfluss von 22 m³/s fast vollständig überströmt.

7 Zusammenfassung und Ausblick

In dieser Arbeit wird ein Verfahren zur einfachen Abbildung von Sonderbauwerken in der Wasserspiegellinienberechnung vorgestellt. Es zeigt sich, dass eine Einbindung von 2d-Polynomen in ein FEM-Gleichungssystem problemlos möglich ist. Damit kann eine einfache Einbindung auch komplizierter hydraulischer Bauwerke in die stationäre und instationäre Berechnung natürlicher Fließgewässer mit Hilfe der FEM erfolgen. Die unterschiedlichen Eigenschaften der Bauwerke bei unterschiedlichem Abfluss sind damit einfach abbildbar. Dabei kann das 2d-Polynom aus Modellrechnungen von Spezialprogrammen oder einfach durch Messungen gewonnen werden.

Das aufgestellte Modell soll in Zukunft an weiteren Beispielen getestet und in seiner Handhabbarkeit verbessert werden.

8 Literatur

Bollrich, G. (2000): Technische Hydromechanik, Band 1, 5. Auflage, Verlag für Bauwesen, Berlin

Cunge, J.A., Holley, F.M., Verwey, A. (1980): Practical Aspects of Computational River Hydraulics, Monographs and Surveys in Water Resources Engineering, 3, Pitman, Boston

Knapp, F.H. (1960): Überfall und Durchfluss, Verlag G. Braun, Karlsruhe

Peter, G. (2005): Überfälle und Wehre, Vieweg Verlag, Wiesbaden

Teschke, U. (2004): Zur Berechnung eindimensionaler instationärer Strömungen von natürlichen Fließgewässern mit der Methode der finiten Elemente, Fortschrittberichte des VDI, Reihe 7, Strömungstechnik, Nr. 458, VDI Verlag, Düsseldorf

WASP - User Manual, Version 4.1

Autoren:

Dr.-Ing. Ulf Teschke
(vormals TU Hamburg-Harburg bzw. UFZ Leipzig/Halle)
IMS Ingenieurgesellschaft mbH
Stadtdeich 5
20097 Hamburg
Tel.: ++49 - 40 - 32818 - 136
Fax: ++49 - 40 - 32818 - 139
u.teschke@ims-ing.de

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Hydrodynamic flow simulation in pipe networks including heat transfer

M. Töppel, M. Rada, E. Pasche

A finite element model for the solution of one-dimensional unsteady flow equations for pipe networks including heat transfer is presented. The differential equations for momentum, continuity and heat flow are discretized by one-dimensional finite elements. Since a nonlinear system of equations has to be solved iteratively, the Newton-Raphson-Method is applied.

An unsteady friction factor is implemented to improve the accuracy of modelling fast transients. Applying a time step control permits to simulate unsteady pipe flow with high resolution and very high accuracy in shorter calculation time. The length of each time step is readjusted according to the estimated calculation error.

1 Introduction

The majority of software products for the simulation of hydrodynamic flow in pipe networks use the method of characteristics (MOC) developed by WYLIE and STREETER. Apart of several advantages, the MOC is an explicit method requiring very small time steps in order to meet the Courant criterion. For the simulation of pipe flow in a network with an average element length of about 1 m, e.g. to simulate flow in pipe networks of buildings, vehicles, ships or airplanes, a time step of less than 0,0008 s is required. Consequently 5 million time steps have to be calculated per simulated hour. Considering the computational expenses it is mandatory to use an implicit scheme for the solution of the differential equations to simulate flow scenarios of several hours.

An implicit finite element model for the solution of one-dimensional unsteady flow equations for pipe networks considering heat transfer is presented. An additional term is included in the momentum equation resulting from the consideration of an acceleration of the pipe network. This term might become important when pipe flow in accelerating objects like airplanes is modeled.

Computations with a quasi-steady friction term merely indicated satisfying results for slow changes of system variables, for which the wall shear stress exhibits a quasi-steady behavior. Experiments showed that rapid changes result in larger discrepancies between measured and simulated parameters due to the

steady or quasi-steady friction-coefficient. An unsteady friction factor is implemented into the numerical model to improve the accuracy of modeling fast transients.

2 Numerical model for the pipe network

2.1 Governing differential equations

The basis for the computation of one-dimensional flow in pressure pipelines is a differential equation system consisting of a momentum, a continuity and a heat flow equation. The flow equations can be written in the following form using the variables pressure p and discharge Q:

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{Q}{A}\frac{\partial Q}{\partial x}-\frac{Q}{A}\frac{\partial A}{\partial p}\frac{\partial p}{\partial t}-\frac{Q^2}{A^2}\frac{\partial A}{\partial x}+gA\frac{\partial z}{\partial x}+\frac{A}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x}+gAS_F-a_xA=0 \tag{1}$$

$$\frac{1}{\rho a^2}\left(A\frac{\partial p}{\partial t}+Q\frac{\partial p}{\partial x}\right)+\frac{\partial Q}{\partial x}-\frac{Q}{A}\frac{\partial A}{\partial x}=0 \tag{2}$$

where g = acceleration of gravity; z = coordinate of height; S_F = friction slope; ρ = density; a = velocity of the pressure wave; x = coordinate axis along the pipe; t = time; a_x = additional acceleration in x-direction.

The friction slope S_F can be determined according to DARCY-WEISBACH by the following expression using the friction coefficient λ_F:

$$S_F=\frac{\lambda_F}{d}\frac{Q|Q|}{A^2 2g} \tag{3}$$

Heat flow in pipes with negligence of the transversal dispersion yields to the following one dimensional differential equation of second order (HÄFNER et al.):

$$\lambda\frac{\partial^2 T}{\partial x^2}-\rho c_p\frac{Q}{A}\frac{\partial T}{\partial x}+k\left(T_w-T\right)=\left(\rho c_p\right)_S\frac{\partial T}{\partial t}-\dot{Q}_V \tag{4}$$

where T = fluid temperature; λ = fluid heat conductivity; c_p = specific heat capacity of the fluid; k = heat transmission coefficient; $\dot{Q}_V$ = independent source/sink term.

2.2 Consideration of friction loss

For the calculation of the friction coefficient λ_F a formulation based on ZANKE is implemented:

$$\lambda_F=(1-\alpha)\frac{64}{Re}+\alpha\left(-2\log\left(2{,}7\frac{\left(\log(Re)\right)^{1,2}}{Re}+\frac{k_s/d}{3{,}71}\right)\right)^{-2} \tag{5}$$

where α = weighing function; Re = Reynolds number; k_s = equivalent sand roughness; d = pipe diameter. Advantages of equation (5) are the explicit calculation of the friction coefficient as well as to have a continuously differentiable function for both laminar and turbulent flow conditions.

Since many years researchers have developed approaches for an unsteady friction factor. ZIELKE analytically derived a term for laminar flow conditions. The friction term is related to the instantaneous average flow velocity and to weighted past velocity changes.

BRUNONE developed a model relating the unsteady part of the friction coefficient to the instantaneous local acceleration $\partial v/\partial t$ and to the instantaneous convective acceleration $\partial v/\partial x$. The original model however exhibits weak points, since it fails to predict the correct sign of the convective term for particular flow and wave directions in acceleration and deceleration phases. The corrected formula (PEZZINGA), transformed into a flow equation by substituting v by Q/A, yields:

$$\lambda_{unsteady} = \lambda_{steady} + \frac{2kd}{Q|Q|}\left(A\frac{\partial Q}{\partial t} - Q\frac{\partial A}{\partial p}\frac{\partial p}{\partial t} + a\cdot \mathrm{sgn}(Q)\left| A\frac{\partial Q}{\partial x} - Q\frac{\partial A}{\partial x}\right|\right) \tag{6}$$

where k = BRUNONE friction coefficient.

2.3 Source/sink term of the heat flow equation

The heat flux $\dot{Q}$ [W] through the pipe wall can be described with FOURIER'S law of heat conduction $\dot{Q} = k'(T_a - T_i)$ where T_a = ambient temperature; T_i = fluid temperature; k' = thermal conductivity.

If the heat flux is divided by the fluid volume $V = A\cdot l$, $\dot{Q}_V$ [W/m³] is the heat flux density. Substituting k'/V by the thermal conductivity referring to the fluid volume k, FOURIER'S law for a circular pipe yields:

$$\dot{Q}_V = \frac{4/d_i^2}{\frac{1}{\alpha_i d_i} + \frac{1}{2\lambda_i}\cdot \ln\frac{d_a}{d_i} + \frac{1}{\alpha_a d_a}}(T_a - T_i) \tag{7}$$

where d = diameter; α = heat transfer coefficient; λ = heat conductivity of pipe material. The heat transfer coefficient at the outer pipe wall can be described for inactive air according to VDI-Wärmeatlas by $\alpha_a = 8 + 0{,}04\cdot\Delta T$ [W/m²/K], the coefficient at the inner pipe wall mainly depends on the NUSSELT number which is a function of the REYNOLDS number and the PRANDTL number, the fluid heat conductivity and a characteristic length. It can be expressed by the relation $\alpha_i = Nu\cdot\lambda/L$. There is a variety of formulas describing the NUSSELT number for pipe flow which are valid for different REYNOLDS and PRANDTL numbers.

2.4 Solving the differential equations with the method of finite elements

The method of finite elements is used for the simulation of unsteady pipe flow considering heat transfer. The variables to be determined are pressure $p_{K,i}$, discharge $Q_{K,i}$ and fluid temperature $T_{K,i}$ at every node. The differential equations can be applied to single pipelines. At junctions a discontinuity of discharge is encountered that cannot be calculated by one-dimensional finite elements. A solution is found by the use of algebraic equations for junctions as well as for all special elements of the pipe-network, e.g. for pumps, valves, tanks etc.

Another characteristic of the differential equations is the non-linearity. For this reason the solution of the finite element formulation of the resulting set of equations is received with the iterative NEWTON-RAPHSON-procedure which can be represented in the following form:

$$\begin{bmatrix} x_{1,n+1} \\ x_{2,n+1} \\ \vdots \\ x_{m-1,n+1} \\ x_{m,n+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_{1,n} \\ x_{2,n} \\ \vdots \\ x_{m-1,n} \\ x_{m,n} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \frac{\partial F_1}{\partial x_{1,n}} & \cdots & \frac{\partial F_1}{\partial x_{m,n}} \\ \vdots & & \vdots \\ \frac{\partial F_m}{\partial x_{1,n}} & \cdots & \frac{\partial F_m}{\partial x_{m,n}} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} F_{1,n} \\ F_{2,n} \\ \vdots \\ F_{m-1,n} \\ F_{m,n} \end{bmatrix} \tag{8}$$

where $F_{i,n}$ = finite element formulation of the differential and algebraic equations for each node; $x_{i,n+1}$ = solution of the variables for the next iteration step. Therefore it is necessary to calculate the derivatives of the finite element formulation for the differential equations.

The model uses a formulation based on the method of weighted residuals. In this method the differential equations are applied in integral notation. The shape functions N_n of the finite element approximation are used as weighing parameters N_W. The contribution of a single element of length L is defined as:

$$f_1 = \int_0^L N^W \left(\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q}{A}\frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q}{A}\frac{\partial A}{\partial p}\frac{\partial p}{\partial t} - \frac{Q^2}{A^2}\frac{\partial A}{\partial x} + \frac{A}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} + gA\frac{\partial z}{\partial x} + gAS_F - a_x A \right) dx \tag{9}$$

$$f_2 = \int_0^L N^W \left(\frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q}{A}\frac{\partial A}{\partial x} + \frac{A}{\rho a^2}\left(\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{Q}{A}\frac{\partial p}{\partial x} \right) \right) dx \tag{10}$$

$$f_3 = \int_0^L N^W \left(\lambda \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} - \frac{\rho c_p Q}{A}\frac{\partial T}{\partial x} + k\left(T_w - T\right) - \left(\rho c_p\right)_S \frac{\partial T}{\partial t} + \dot{Q}_V \right) dx \tag{11}$$

A major advantage of the integral formulation of the method of finite elements is the possibility of reducing the order of the derivatives inside the integral from two to one by integrating by parts. Therefore equation (11) yields:

$$f_3 = \int_0^L N^W \left(\left(-\frac{\lambda}{N^W}\frac{\partial N^W}{\partial x} - \frac{\rho c_p Q}{A} \right)\frac{\partial T}{\partial x} + k\left(T_w - T\right) - \left(\rho c_p\right)_S \frac{\partial T}{\partial t} + \dot{Q}_V \right) dx + BC \qquad (12)$$

To solve the equation system with the NEWTON-RAPHSON-scheme equation (9), (10) and (12) are differentiated to pressure, discharge and temperature at all nodes n. This leads to an enormous effort and to large matrices. Since the flow equations (9) and (10) are only slightly dependent on equation (12), it is possible to calculate two separate equation systems during the iteration process and update values after each iteration step. Therefore the calculation costs are significantly reduced and the flow equations only need to be differentiated to discharge and flow while equation (12) is differentiated to temperature.

With the relations $\frac{\partial y}{\partial y_n} = N_n$, $\frac{\partial f(y)}{\partial y_n} = N_n \frac{\partial f(y)}{\partial y}$ and $\frac{\partial^2 y}{\partial y_n \partial x} = \frac{\partial N_n}{\partial x}$ the derivatives are:

$$\frac{\partial f_1}{\partial p_n} = \int_0^L N^W N_n \left(\begin{array}{l} \frac{Q}{A^2}\frac{\partial A}{\partial p}\left(\frac{\partial A}{\partial p}\frac{\partial p}{\partial t} - \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{A\theta}{\Delta t} - \frac{Q}{N_n}\frac{\partial N_n}{\partial x} + \frac{2Q}{A}\frac{\partial A}{\partial x} \right) + \frac{A}{\rho N_n}\frac{\partial N_n}{\partial x} + gA\frac{\partial S_F}{\partial p} \\ + \frac{\partial A}{\partial p}\left(\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} + g\frac{\partial z}{\partial x} + gS_F - a_x \right) - \frac{A}{\rho^2}\frac{\partial \rho}{\partial p}\frac{\partial p}{\partial x} - \frac{Q}{A}\frac{\partial^2 A}{\partial p^2}\frac{\partial p}{\partial t} - \frac{Q^2}{A^2}\frac{\partial^2 A}{\partial p \partial x} \end{array} \right) dx \qquad (13)$$

$$\frac{\partial f_1}{\partial Q_n} = \int_0^L N^W N_n \left(\frac{\theta}{\Delta t} + \frac{1}{A}\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{Q}{A}\frac{1}{N_n}\frac{\partial N_n}{\partial x} - \frac{1}{A}\frac{\partial A}{\partial p}\frac{\partial p}{\partial t} - 2\frac{Q}{A^2}\frac{\partial A}{\partial x} + gA\frac{\partial S_F}{\partial Q} \right) dx \qquad (14)$$

$$\frac{\partial f_2}{\partial p_n} = \int_0^L N^T N_n \left(\begin{array}{l} \frac{A}{\rho a^2}\frac{\partial p}{\partial t}\left(\frac{1}{A}\frac{\partial A}{\partial p} - \frac{1}{\rho}\frac{\partial \rho}{\partial p} - \frac{2}{a}\frac{\partial a}{\partial p} \right) - \frac{Q}{\rho a^2}\frac{\partial p}{\partial x}\left(\frac{1}{\rho}\frac{\partial \rho}{\partial p} + \frac{2}{a}\frac{\partial a}{\partial p} \right) \\ + \frac{A}{\rho a^2}\left(\frac{\theta}{\Delta t} + \frac{1}{N_n}\frac{Q}{A}\frac{\partial N_n}{\partial x} \right) + \frac{Q}{A}\left(\frac{1}{A}\frac{\partial A}{\partial p}\frac{\partial A}{\partial x} - \frac{\partial^2 A}{\partial p \partial x} - \frac{1}{N_n}\frac{\partial N_n}{\partial x}\frac{\partial A}{\partial p} \right) \end{array} \right) dx \qquad (15)$$

$$\frac{\partial f_2}{\partial Q_n} = \int_0^L N^W N_n \left(\frac{1}{N_n}\frac{\partial N_n}{\partial x} + \frac{1}{\rho a^2}\frac{\partial p}{\partial x} - \frac{1}{A}\frac{\partial A}{\partial x} \right) dx \qquad (16)$$

$$\frac{\partial f_3}{\partial T_n} = \int_0^L N^W N_n \left(\begin{array}{l} \left(-\frac{1}{N^W}\frac{\partial N^W}{\partial x}\left(\frac{\partial \lambda}{\partial T}\frac{\partial T}{\partial x} + \frac{\lambda}{N_n}\frac{\partial N_n}{\partial x} \right) \right) - \frac{\rho c_p v}{N_n}\frac{\partial N_n}{\partial x} + \left(T_w - T\right)\frac{\partial k}{\partial T} - k \\ - \frac{\partial T}{\partial x}\left(c_p v\frac{\partial \rho}{\partial T} + \rho v\frac{\partial c_p}{\partial T} \right) - \left(c_{p,S}\frac{\partial \rho_S}{\partial T} + \rho_S\frac{\partial c_{p,S}}{\partial T} \right)\frac{\partial T}{\partial t} - \rho_S c_{p,S}\frac{\theta}{\Delta t} \end{array} \right) dx + BC \qquad (17)$$

For the time integration scheme a finite difference expression is used:

$$\frac{\partial z(t+\Delta t)}{\partial t} = \theta\left(\frac{z(t+\Delta t) - z(t)}{\Delta t} \right) + (1-\theta)\frac{\partial z(t)}{\partial t} \qquad (18)$$

where θ = relaxation coefficient; z = variable. From this expression equation (19) results that is used to calculate the derivatives of the finite element formulation:

$$\frac{\partial}{\partial z_n\left(t+\Delta t\right)}\left(\frac{\partial z\left(t+\Delta t\right)}{\partial t}\right)=N_n\left(x\right)\frac{\theta}{\Delta t} \tag{19}$$

The extreme complexity of equations (9) to (17) makes an exact integration impossible. Therefore, the integrals are solved by numerical integration, e.g. by GAUSS-LEGENDRE integration.

3 Numerical and experimental results

3.1 Pressure surges

The differential equation system is used to calculate pressure surges in pipe-networks. Pressure surges arise for example after fast closing or opening of valves as well as switching on or off pumps. The reason is the mass inertia of the fluid.

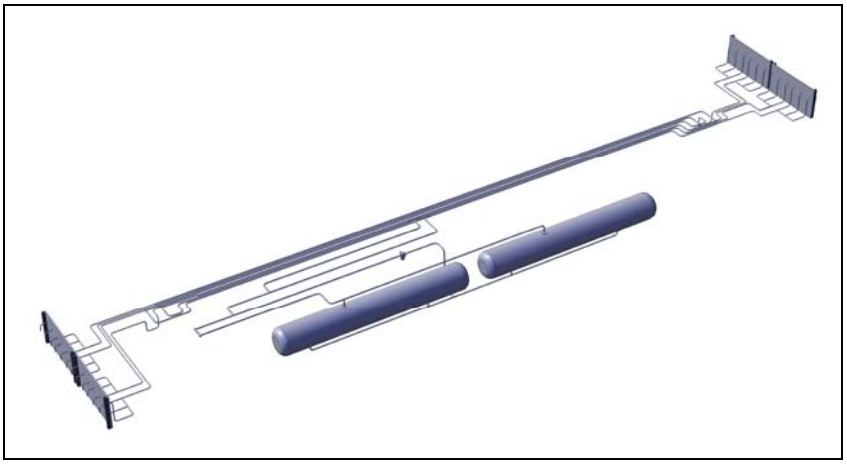


Figure 1 Architecture of the experimental test rig (not to scale)

To validate the numerical model measurements are compared to numerical results. At the department of river and coastal engineering of Hamburg University of Technology a physical model of an aircraft potable water system was assembled using original aircraft components (Fig. 1). It consists of two tanks, each 375 l, a compressor unit, 3/4” and 1/2” stainless steal pipes and valves representing water faucets, toilet rinse valves and coffee maker. The maximum length from the tanks to the most distant valve is approximately 70 m.

Pressure and discharge at different points of the water system are recorded with a frequency of 500 Hz using the pressure sensor “S-11 REL” from Greisinger and the flow meter “Promag 53” from Endress+Hauser.

Several water hammer experiments were run to compare numerical and measured results. Starting with a pressure of 2 bar, the valve is opened after 10 s and closed again after 5 s. When the valve is opened the pressure changes until

steady flow conditions have developed. By closing the valve a transient event is initiated and the water hammer wave travels between the closed valve and the tank. After the first pressure wave has passed, the pressure decreases to the vapor pressure of the liquid. At this point cavitation occurs. Computational results, considering an unsteady friction factor, agree well to the measured values (Fig. 2). Since the pressure sensor only records positive relative pressures, the pressure drop down to vapor pressure during water hammer is not registered.

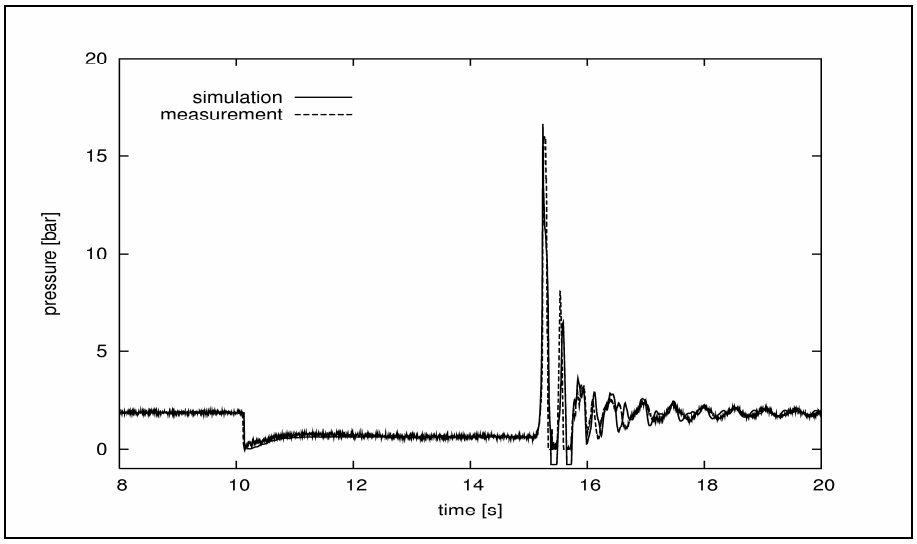


Figure 2 Comparison of measured and calculated pressure

3.2 Transient heat conduction

Assuming a pipe with no heat conduction through the wall, an analytical solution of the heat flow equation can be derived. The assumptions made are only realistic for geometries where the cross section exceeds the length. Still this example can demonstrate the accuracy of the numerical solution. For the analytical solution of the heat flow equation

$$\lambda \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \tag{20}$$

WEIGAND derived the expression

$$T = T_0 + (T_1 - T_0)\left(\frac{x}{L} + \sum_{n=1}^{\infty}\left(\frac{2}{n\pi}\sin\left(\frac{n\pi}{L}x\right)\cdot\exp\left(-\frac{(n\pi)^2\lambda}{L^2\rho c}t\right)\right)\right) \tag{21}$$

The differential equations are solved by applying the characteristic parameters of water, assuming no flow and a thermal conductivity k = 0. The boundary condition for steady state is a fluid temperature of 10°C that decreases to 0°C immediately after starting the transient calculation.

The calculated temperature distribution for different times is almost identical to the data analytically derived (Fig. 3). This exemplarily demonstrates that the numerical scheme is appropriate to solve the differential equations.

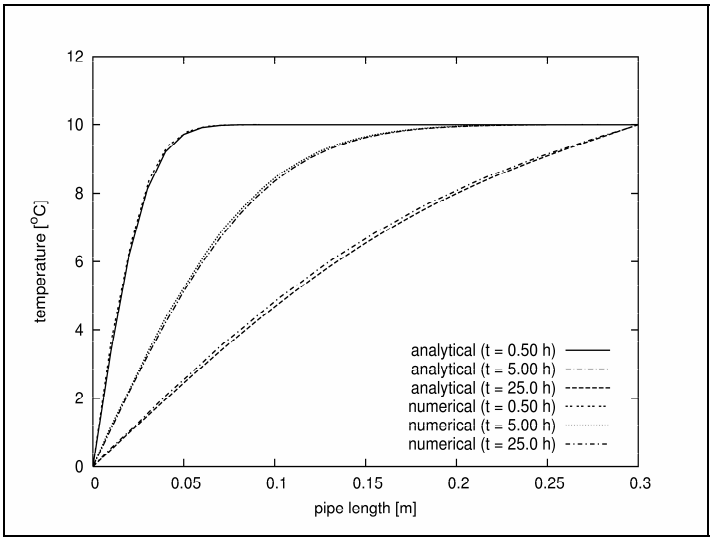


Figure 3 Comparison of analytically derived and numerical calculated temperatures

4 Conclusion

With the presented numerical methods it is possible to simulate unsteady pipe flow with a high resolution and a very satisfying accuracy in short calculation time.

The implicit finite element scheme allows larger time steps than the MOC. To minimize the costs of calculation, it is necessary to use an adaptive time step control. The length of each time step is readjusted according to the estimated calculation error. Using the method of finite elements the element length Δx can be adjusted to the pipe geometry and it is possible to use a different number of elements for the iteration of the flow equation than for the heat flow equation.

The numerical solution with the finite element method should satisfy convergence and stability criteria. The convergence of the presented model was examined for a number of different Δt and Δx sizes. The method showed high accuracy and convergence as well as a numerically stable behavior.

To simulate flow scenarios of several hours particularly close-to-reality the presented algorithm should be applied for solving the one-dimensional flow and heat flow equations. The consideration of an unsteady friction factor leads to more accurate solutions regarding cases of water hammer. In addition, the adaptive time step control reduces calculation costs dramatically. Therefore, this algorithm is particularly suited for optimization as well as case studies requiring

many simulations with changing parameters. So far the presented numerical model was successfully used for simulating pipe flow in airplanes. Of course it is also applicable to other fields of interest, e.g. the calculation of pressure surges in tall buildings, in industrial plants or in urban water supply networks as well as the calculation of the exact size of a surge tank or air chamber with varying boundary conditions.

5 References

Brunone B., Golia U.M., Greco M.: Some remarks on the momentum equation for fast transients, Int. Meeting on Hydraulic Transients with Column Separation, IAHR, Valencia, Spain, 1991, pp. 201-209

Häfner F., Sames D., Voigt H.-D.: Wärme- und Stofftransport: Mathematische Methoden, Springer Verlag, Berlin [u.a.], 1992

Pezzinga G.: Discussion: Developments in unsteady pipe flow friction modelling, Journal of Hydraulic Research, Vol. 40, No. 5, 2002, p. 650

VDI [Hrsg.]: VDI-Wärmeatlas, Berechnungsblätter für den Wärmeübergang, 9. Auflage, Springer Verlag, Berlin [u.a.], 2002

Weigand B..: Analytical Methods for Heat Transfer and Fluid Flow Problems, Springer Verlag, Berlin [u.a.], 2004

Wylie E. B., Streeter V. L.: Fluid Transients, McGraw-Hill, New York, 1978

Zanke U. C. E.: Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer, Parey Buchverlag im Blackwell Wissenschafts-Verlag GmbH, Berlin, 2002

Zielke W: Frequency-Dependent Friction in Transient Pipe Flow, Journal of Basic Engineering, pp. 109-115, 1968

Authors:

Dipl.-Ing. Markus Töppel,
Dipl.-Ing. Martin Rada,
Prof. Dr.-Ing. Erik Pasche
Technische Universität Hamburg-Harburg
Institut für Wasserbau
Denickestraße 22
21073 Hamburg
Tel.: ++49 – 40 – 42878-4274
Fax: ++49 – 40 – 42878-2802
m.toeppel@tu-harburg.de

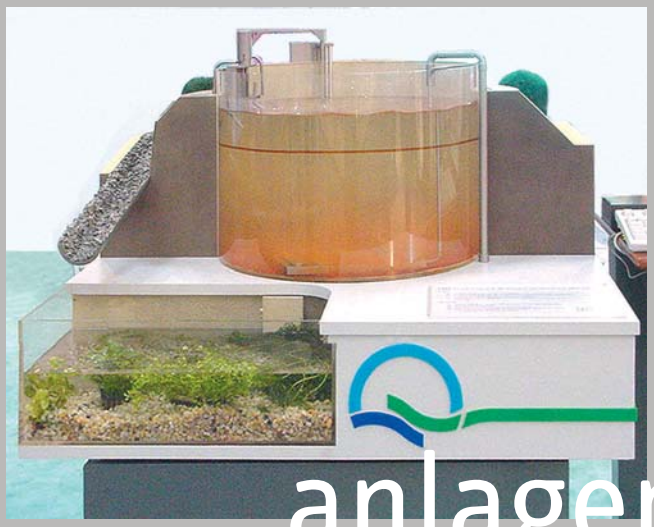
MODELLBAU

Hochschule für bildende Künste - M 1:200



architektur

Demonstrationsmodell für SBR-Kläranlage



anlagen

labor



Modell eines Abschnittes der Weißeritz - M 1:25

Modellbau aus Leidenschaft, seit nunmehr 30 Jahren.

Alles ist möglich:
Die klare sachliche Architekturdarstellung,
das natürlich anmutende Bauherrenmodell,
das topografische Modell ganzer Städte oder das Werkmodell, das mitwächst mit den Veränderungen des Baugeschehens,
das Designmodell, mit oder ohne Innenleben,
der Prototyp, welcher TÜV- und GS-Prüfungen stand hält,
das Anlagenmodell für Stahlbau oder Chemieanlagen,
Ausstellungsmodelle, die mittels elektronischer Steuerung und mechanischer Baugruppen Prozessabläufe verdeutlichen,
das Labormodell, das 35 m lang sein kann und die Simulation und Vermessung eines Hochwassers ermöglicht...

Wir finden eine Umsetzung für Ihre Aufgabe.

DESIGNPROJEKT GmbH DRESDEN

Altplauen 19 • 01187 Dresden
Tel.: 0351-4 10 08 02
Fax: 0351-4 10 08 00
e-mail designproj@aol.com
www.designprojekt-dd.de

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Messergebnisse und Messunsicherheiten bei der Ermittlung von Hochwasserabflüssen der Elbe in Sachsen-Anhalt und deren Darstellung im hydraulischen Modell

Benno Bjarsch, Beratender Ingenieur für Wasserwirtschaft

Reinhard Warmbold, Ingenieurbüro

Die Nachbildungen von Hochwasser (HW)-Abläufen für die Elbestrecke in Sachsen-Anhalt mit den Ergebnissen der in MS-Excel aufgestellten Berechnungsvorlagen werden erläutert. Mit verfügbaren Messdaten der maßgeblichen Größenwerte für HW, HQ sowie den Fliesszeiten werden, bei kompatiblen Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen (WQB), die Ganglinienüberlagerung und die benutzten Funktionsgleichungen, meistens Potenzformeln, bei der Modell-gestaltung für Analyse- und Prognoserechnungen des HW-Ablaufes einiger HW-Ereignisse seit 2002 dargestellt. Die instationären Fliessverhältnisse mit den Zuflüssen und Messunsicherheiten werden über Q + DQ in 3geteilten WQB durch ereignisbezogene Abflussbilanzierungen an ausgewählten Pegeln von Schöna bis Tangermünde mit erfasst.

1 Hydraulische Modelle für die Elbestrecke in Sachsen-Anhalt und Abflussbilanzen von HW-Ereignissen

Für die Vorausberechnung des Hochwasser (HW)-Ablaufes für die Elbestrecke in Sachsen-Anhalt standen zu Beginn des 21. Jahrhunderts hydraulische Wellenablauf-Modelle und hydrologische Modelle zur Verfügung, die seit 1982 entwickelt und in den 90iger Jahren angepasst wurden [1]. Nach der Elbeflut 2002 erfolgen Neubearbeitungen. Vom Deichbruch Dautzschen bis Aken erfolgten 2003 hydrologisch - hydraulische Untersuchungen mit dem Fliessstrecken-Retentions-Modell (FRM), um die Abflussänderungen bei Deichbrüchen der Elbeflut 2002 zu quantifizieren [2]. Über ereignisbezogene Abflussbilanzierungen wurde dabei die Kompatibilität der WQB hergestellt. Es ergeben sich gute Überlagerungen der Q-Ganglinien bei Verschiebungen entsprechend der mittleren Fliesszeit. Dabei sind die Abweichungen auf der X-Achse die zeitlichen Verschiebungen und auf der Y-Achse die quantifizierten Durchflussänderungen (Q +DQ). Für die ausgewählten Pegel der gesamten Fliessstrecke sind damit tägliche und ereignisbezogene Abflussbilanzierungen mit Q und DQ möglich. Durch die pegelbezogene Überlagerung und Anpassung kann für den instationären Fliessvorgang damit zutreffend die Nachbildung und Bewertung des HW-Ablaufs über größere Fliessstrecken erfolgen.

Entsprechend dem erreichten Stand der Rechentechnik wurde das FRM in Form einer Berechnungsvorlage (BV_D) zum Fliessstrecken-Prognose-Modell (FPM) weiterentwickelt [3].

2 Stand der hydrometrischen Messtechnik

Im letzten Jahrzehnt des vergangenen Jahrhunderts wurden die hydrometrischen Messverfahren erheblich verbessert. Von den Elbe-Pegeln in Zuständigkeit der Wasser- und Schifffahrtsämter (WSA) liegen die Wasserstands- und Abflussdaten für die auszuwertenden HW-Ereignisse als 15 Minuten-Werte digital vor. Sie können für die meisten Pegel, auch für Elbe-Pegel in Tschechien, aus dem Internet heruntergeladen oder telefonisch abgefragt werden.

Die weitere Entwicklung der Abflussmessungen mit Ultraschall ermöglichte bei der Elbeflut 2002 mit den ADCP-Messungen ein umfassendes Messprogramm. Im Bereich der Scheitelabflüsse über 4000 m³/s erfolgten erstmals Abflussmessungen. Sie sind in [4] , und [5, Tabelle 3.3] dokumentiert.

Von Torgau bis unterhalb Tangermünde sind über GPS im Bereich des Scheitelabflusses auch die HW-Wasserspiegel eingemessen worden. In Verbindung mit den Pegelablesungen auch der HW-Pegel und geodätischer Einmessungen der Scheitelwasserstände liegen Höhenangaben zur Elbeflut 2002 in Abständen von etwa 200 m vor.

3 Ganglinienüberlagerung zu Prognoserechnungen der Hochwasserabflüsse 2005 und 2002

Die um die Fließzeit versetzte Überlagerung der Q-Ganglinie stellt den jeweiligen Ablauf des HW-Ereignisses von Schöna bis Tangermünde in einen größeren gebietlichen Zusammenhang. In Bild 3.1 bis 3.3 sind für die Pegel Schöna, Torgau, Aken, Rothensee und Tangermünde zeitversetzt die zur Kalibrierung des FPM verwendeten Q-Ganglinien der HW-Ereignisse 2005 und 2002 dargestellt.

Die Q-Ganglinien sind mit absteigendem Scheitelabfluss angegeben.

Zuflüsse der Schwarzen Elster, Mulde und Saale führen zu unterschiedlichem Verlauf der Q-Ganglinien. Bei der Q-Ganglinie Rothensee in Bild 3.2, wie in der Prognoseliste auf Seite 5, ist dabei das Öffnen des Pretziener Wehres am 20.03.05 erkennbar. Das große HQ Aken resultiert aus dem Zufluss der Mulde ab dem 18.03.05.

An der Mulde- und Saalemündung sind die Q-Ganglinien durch die gebietliche Retention erheblich beeinflusst.

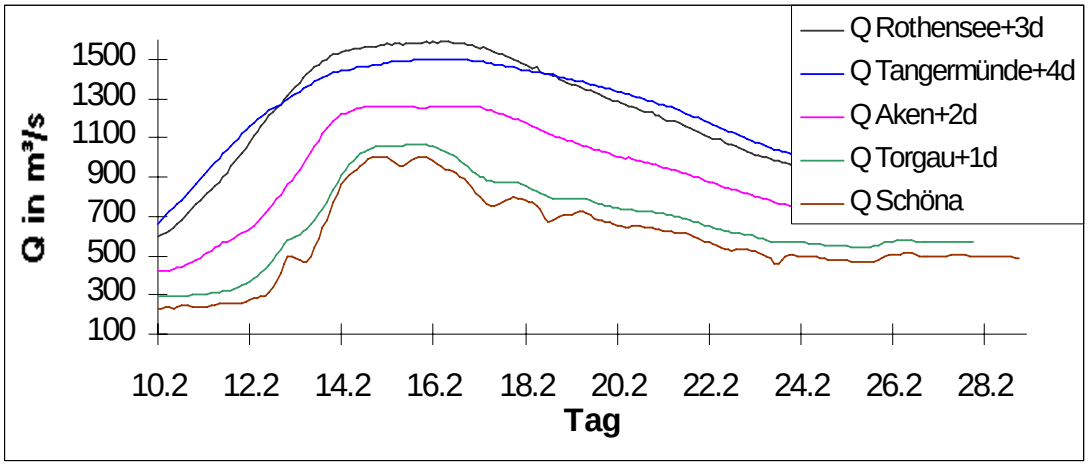


Bild 3.1 Q-Ganglinienüberlagerung Februar-Hochwasser 2005

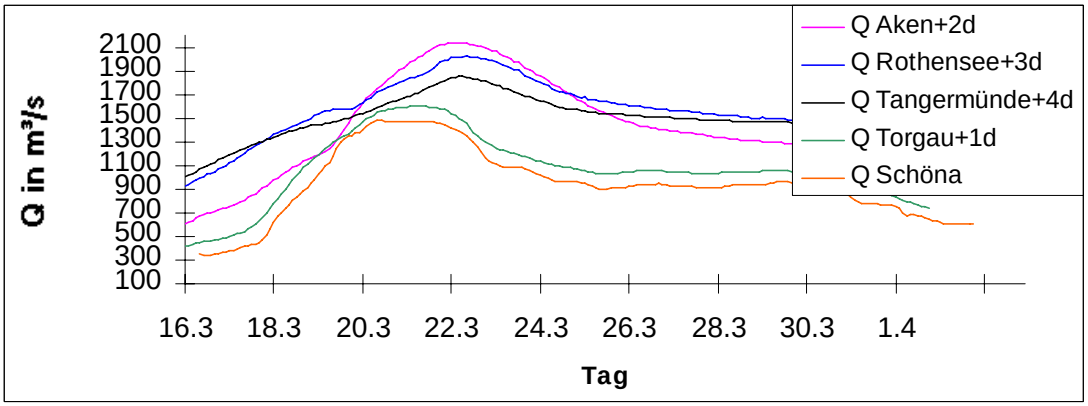


Bild 3.2 Q-Ganglinienüberlagerung März- Hochwasser 2005

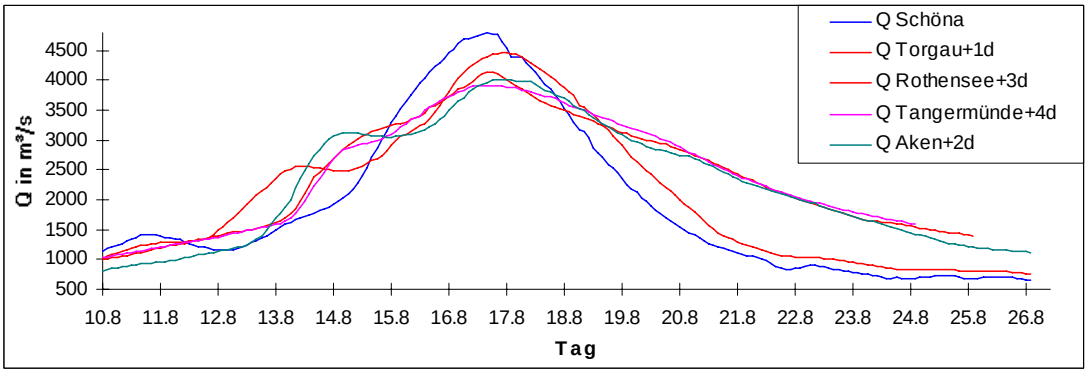


Bild 3.3 Q-Ganglinienüberlagerung Elbeflut 2002

Wesentliche Größen der auf Seite 5 dargestellten täglichen Prognoserechnung mit dem FPM sind das Q vom oberen Pegel des Vortages und das DQ aus der Fliessstrecke bis zum Prognosepegel. Mit DQ werden zu den Zuflüssen Abweichungen in den WQB einschließlich des instationären Strömungseinflusses, ungenaue Zuflussangaben und die Rest-Retention zusammengefasst. Der Prognosewasserstand W_{Prog} wird über die WQB mit dem zeitversetzten Q + DQ berechnet und dargestellt.

Im Interesse zutreffender Vorausberechnung des HW-Ablaufes, auch bei der Verifizierung des FPM mit weiteren HW-Ereignissen, ist es zweckmäßig die Berechnung in Tagesschritten durchzuführen. Damit werden die Berechnungen einfacher und können auch besser veranschaulicht und verglichen werden. Kürzere Zeitschritte der Prognoserechnung von 6, 8 und 12h sind aber auch möglich. Die Fließzeit von 1 Tag bestimmt auch die Auswahl der Prognosepegel. Wie auf Seite 5 dargestellt, erfolgten die Prognoserechnungen beim hydraulisch instationären Fliessvorgang jeweils mit den 10Uhr-Werten in 2h-Zeitschritten. In der Prognoseliste als Seite 1 der BV_D sind zuerst zum FPM die allgemeinen Angaben eingetragen. Das Diagramm zeigt die Prognoserechnung bis zum 30.03.2005 als Ganglinie die gemessenen W_{ist} und die in Zeitschritten von 2h prognostizierten W_{Prog} der 1d Prognosen. Im Tabellenteil werden auf der ersten Seite jeweils 3 Tage angegeben. Vom Vortag sind W_{ist}, W_{Prog}, die Abweichung der Prognose DW und bei 24:00 Uhr rechtsbündig DQ dargestellt.

Für den Tag der Prognoserechnung sind als 1d Prognose die aus W_{ist} vom Vortag in Zeitschritten von 2h berechneten Q_{ist} + DQ = Q_{Prog} mit der Fließzeit von 24h, auf den nachfolgenden Pegel übertragen. DQ wird jeweils kumulativ bestimmt. Dazu wird die aus den 8Uhr-Werten W_{ist} und W_{Prog} berechnete Durchflussdifferenz zum DQ des Vortages addiert und linksbündig dargestellt. Die 2d Prognose wird über den 10Uhr-Wert Q_{Prog} weitergeführt. Dafür wird entsprechend der Fließzeit von 2 Tagen die Abflussentwicklung von weiter oberhalb liegenden Pegeln zur Grundlage genommen. Mit diesem Q_{Prog} wird der Prognosewasserstand W_{Prog} über die WQB berechnet und angegeben.

Im Tabellenteil der BV_D kann das HW-Ereignis quantifiziert, weiter ausgewertet und in der Gesamtheit dargestellt werden.

4 Berechnungsgrundlagen mit Anpassung der Abflussbilanzen und Angaben der Messunsicherheiten des FPM

Wesentlicher Bestandteil des FPM ist die durchgängige Bilanzierung des HW-Ereignisses. Die in Bild 3.1 bis 3.3 dargestellte Überlagerung der Q-Ganglinien kann fliesszeitbezogen in Tageswerten als Darstellung in Tabellenform für alle benachbarten Pegel quantifiziert werden. Die um 1 Tag versetzten DQ der Pegel

sind in der Summe die um 4 Tage versetzten täglichen DQ Schöna bis Tangermünde. Für ereignisbezogene Abflussbilanzierungen wird das AV_{25d} an den einzelnen Pegeln gegenübergestellt. Das AV_{25d} Schöna mit den Zuflüssen von Schwarzer Elster, Mulde und Saale, auch als AV_{25d} berechnet, führt beim AV_{25d} Tangermünde jeweils zu negative Bilanzen. Diese sind in der Rest-Retention mit der Auffüllung von Porenräumen und dem Abfluss ins Grundwasser auf der 386 km langen Elbestrecke begründet.

Bei kompatiblen WQB benachbarter Pegel sind zutreffende Quantifizierungen des jeweiligen HW-Ablaufes in der Elbestrecke möglich. Als stationäre Durchflussgröße ist Q direkt von W abhängig. Q wird aus Messungen des Fliessquerschnittes A und der Fliessgeschwindigkeiten v_{xy} bezogen auf W in cm am Pegel ermittelt. Die WQB wird auf der Grundlage mehrerer Durchflussmessungen nach der Pegelvorschrift im W-Q-Diagramm in Form einer Kurve oder analytisch mit entsprechenden Funktionsgleichungen bestimmt. Mit Q und W werden die WQB, meistens über logarithmische Trendgeraden, als Potenzformel in der Form aufgestellt:

$$Q = C*(W + a)\ \alpha \qquad (4.1)$$

W kann durch a auf die größte Gerinnetiefe h oder einen anderen Größenwert verändert werden. Zweckmäßig werden als maßgebliche Wassertiefe h in m mit

$$h = W/100 + a \qquad (4.2)$$

und damit für

$$Q = B_Q * h^{xQ} \qquad (4.3)$$

verwendet.

Die BV_A1 ermöglicht mit Wertepaaren von h und Q nach Bild 4.1 mit BQ und xQ einfache und übersichtliche Berechnungen der WQB [3].

Fließstrecken-Prognose-Modell Elbe **Prognoseliste** Stand: 21.12. 2005

HW-Ereignis vom März 2005 — **W** in cm — **Q** in m³/s

Durchflußmeßstellen: Schöna - Tangermünde

Gewässer : Elbe

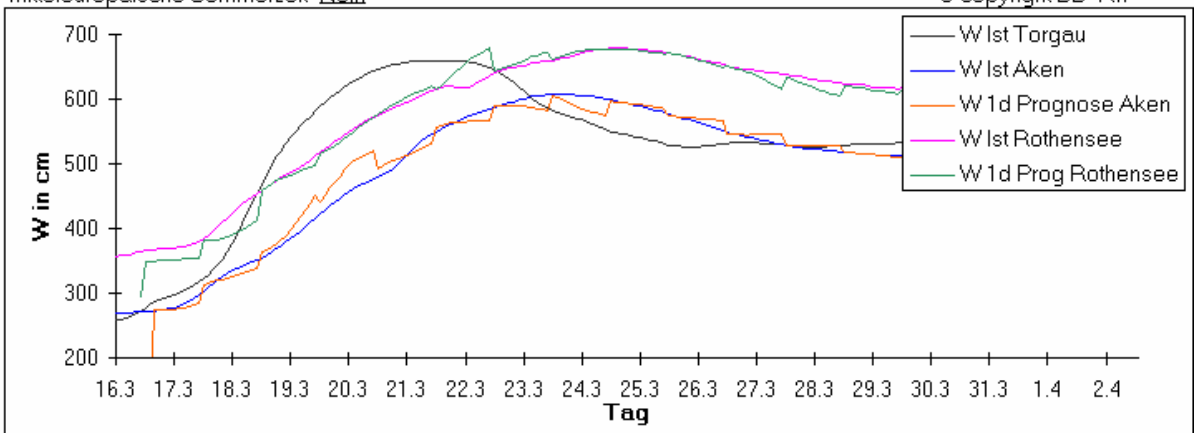
Betreiber : WSA Dresden und Magdeburg

Lizenz-NR.:

Prognoserechnun für 1 und 2 Tage vom 27.03.2005 Tagesmittelwerte aus 15 Minutenwerten

Mitteleuropäische Sommerzeit Nein

© copyright BB+Rw



Pegelstand		Schöna		Torgau			Aken				Rothensee				Tangermünde			
Tag	Uhrzeit	W Ist	W Ist Q Prog	W Prog	DW To	DQ ScTo	W Ist Q Prog	W Prog	DW Aken	DQ ToAk	W Ist Q Prog	W Prog	DW Ro	DQ AkRo	W Ist Q Prog	W Prog	DW Ta	DQ RoTa
T	U	V	AC	AB	AD	Y	AM	AL	AN	AI	AW	AV	AX	AS	BG	BF	BH	BC
27.3	10:00	480	532	532	0	120	545	546	1	553	652	652	0	-47	583	584	1	-191
27.3	12:00	480	533	533	0		544	545	1		650	649	-1		582	582	0	
27.3	14:00	480	533	534	1		542	545	3		648	647	-1		580	580	0	
27.3	16:00	479	534	535	1		540	545	5		647	645	-2		579	578	-1	
27.3	18:00	478	533	535	2		538	545	7		646	642	-4		577	578	1	
27.3	20:00	478	533	535	2		537	545	8		645	640	-5		576	575	-1	
27.3	22:00	477	533	536	3		535	545	10		644	636	-8		575	573	-2	
27.3	24:00	477	532	535	3	119	533	545	12	529	643	633	-10	-30	574	571	-3	-187
28.3	02:00	477	531	533	2		532	546	14		642	627	-15		572	570	-2	
28.3	04:00	477	531	531	0		530	546	16		640	624	-16		571	567	-4	
28.3	06:00	477	530	530	0		529	547	18		641	620	-21		570	566	-4	
28.3	08:00	478	530	529	-1		528	547	19		638	614	-24		569	564	-5	
28.3	10:00	480	529	530	1	123	526	528	2	408	638	635	-3	58	568	567	-1	-151
28.3	12:00	P	1046	530			1464	529			1637	633			1603	565		
28.3	14:00	r	1046	530			1464	529			1622	629			1585	562		
28.3	16:00	o	1043	529			1467	529			1606	626			1577	560		
28.3	18:00	g	1040	528			1464	529			1591	622			1568	559		
28.3	20:00	n	1040	528			1464	529			1583	621			1560	557		
28.3	22:00	o	1037	527			1464	529			1568	617			1551	556		
28.3	24:00	s	1037	527		118	1461	528		387	1553	614		-61	1543	554		-142
29.3	02:00	e	1037	527			1457	528			1545	612			1534	553		
29.3	04:00		1037	527			1457	528			1530	609			1519	550		
29.3	06:00	1	1037	527			1454	528			1523	607			1526	551		
29.3	08:00	d	1040	528			1454	528			1516	605			1510	548		
29.3	10:00		1046	530			1382	518			1588	622			1553	556		
29.3	12:00	P	1046	530			1383	518			1583	620			1544	554		
29.3	14:00	r	1046	530			1378	517			1575	618			1539	554		
29.3	16:00	o	1046	530			1373	516			1568	618			1539	554		
29.3	18:00	g	1046	530			1368	516			1568	617			1530	552		
29.3	20:00	n	1046	530			1363	515			1561	615			1521	550		
29.3	22:00	o	1046	530			1358	514			1554	613			1521	550		
29.3	24:00	s	1046	530			1353	514			1546	613			1512	549		
30.3	02:00	e	1046	530			1348	513			1546	612			1508	548		
30.3	04:00		1046	530			1343	512			1539	610			1503	547		
30.3	06:00	2	1046	530			1338	511			1532	610			1499	546		
30.3	08:00	d	1046	530			1333	511			1532	609			1494	545		
30.3	10:00		1046	530			1328	510			1525	614			1515	549		

Über die Mittelwerte der relativierten Messunsicherheit $Q_{meß}$ / Q_{ber} kann BQ direkt verändert werden. Zur besseren Anpassung an die Messwerte können nach Bild 4.1 für gegliederte Querschnitte durch Unterteilungen mehrere Potenzformeln aufgestellt werden. Gegenüber dem bordvollen Trapezprofil führt der Flächenzuwachs im Doppeltrapezprofil zu abnehmenden Fließgeschwindigkeiten v_m. Deshalb wird zweckmäßig mit gleichbleibenden Fließzeiten gerechnet.

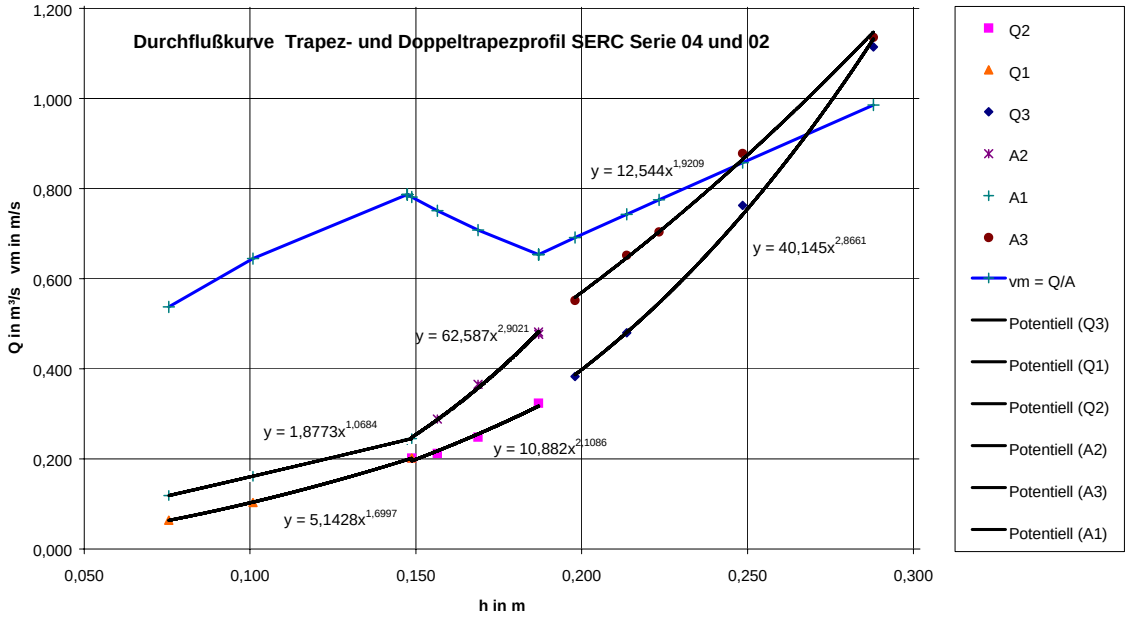


Bild 4.1 Durchfluss- und Flächenkurve für ein Trapez- und Doppeltrapezprofil

Der instationäre HW-Abfluss wird in den WQB auch durch eine Durchflussschleife dargestellt. Bei HW-Anstieg können sich durch Änderung von I bis zu 15 % größere Q und bei HW-Rückgang bis zu 5 % geringere Q ergeben. Diese Gefälleeinflüsse werden von den Unsicherheiten bei der Q-Bestimmung als Abweichungen der WQB benachbarter Pegel, den Zu- und Abflüssen QZ, den Abweichungen der Fliesszeiten sowie der Rest-Retention meistens erheblich übertroffen. Da diese Einflüsse in den Streckenabschnitten nur schwer und mit großem Messaufwand quantifizierbar sind und sich zum Teil gegenseitig aufheben, wird bei der Q-Überlagerung die Gesamtheit dieser Abweichungen, einschließlich der Zu- und Abflüsse QZ, als DQ bestimmt.

Bei Berücksichtigung der Fließzeit wird DQ in einzelnen Zeitschritten oder täglich als Differenz in der Fließstrecke errechnet. Die Messunsicherheiten, als Abweichung von Abflussmessungen zur WQB oder von ADCP- zu Flügelmessungen, durch die instationären Gefälleeinflüsse und abweichende Fließzeiten, insbesondere aber als Größenbestimmung der Rest-Retention, heben sich zum Teil gegenseitig auf und ergeben geringere DQ.

Im FPM wird h und das W_{Prog} direkt ermittelt aus:

$$h = ((Q+DQ)/B_Q)^{1/xQ} \qquad (4.4)$$

Die Berechnung von W_{Prog} über die W_{ist} der oberen Pegel mit Q + DQ und damit die Berechnung einschließlich Feststellung der Abweichungen DW, wie sie in der Prognoseliste erfolgt, verbessert die hydraulische Nachbildung von HW-Abflüssen erheblich. Wenn keine wesentlichen Profilveränderungen erfolgten, sind mit dem FPM bezogen auf die inzwischen vorgenommenen Abflussmessungen auch Aktualisierungen der Scheitelabflüsse früherer HW-Ereignisse durchführbar. Diese haben auf Prognoserechnungen bei künftigen HW-Ereignissen und bei Ermittlungen zum Bemessungshochwasser für die Anlagen des HWS wesentlichen Einfluss.

5 Literatur

[1] Bestandsaufnahme des vorhandenen Hochwasserschutzniveaus im Einzugsgebiet der Elbe, IKSE Magdeburg 2001

[2] Bjarsch, B.: Hydrologisch-hydraulische Untersuchungen mit dem Fließstrecken-Retentions-Modell zur Hochwassersituation der Elbe ab Deichbruch Dautzschen bis Aken. Auftraggeber Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt 2003

[3] Bjarsch, B. und Warmbold, R.: Hydrologisch-hydraulische Berechnungsvorlagen zur computergestützten Abflußermittlung in Wasserläufen. BV_A Querschnittsbezogene Wasserstandberechnungen und Darstellung von Wasserstand-Durchfluß-Beziehungen (WQB) oder von Wasserstand-Durchfluß-Gefälle-Beziehungen (WQDhB) und BV_C Prognoselisten bei den Hochwasserereignissen, Arbeitsstand November 2005

[4] Lauschke C. u. a.: Erstellung von Abflusskurven für die Abflusspegel an der Elbe nach dem Hochwasser 2002. BfG Koblenz in Zusammenarbeit mit gewässerkundlichen Sachbearbeitern der WSA, Februar 2003

[5] Dokumentation des vorhandenen Hochwassers vom August 2002 im Einzugsgebiet der Elbe, IKSE Magdeburg 2004

Autoren:

Dipl.-Ing. (FH) Benno Bjarsch
Beratender Ingenieur für Wasserwirtschaft
Müggelbergallee 34
12557 Berlin
Tel.: ++49 - 30 - 6514898
Fax: ++49 - 30 - 6514898
benno.bjarsch@t-online.de
Homepage: www.b-bjarsch.de

Ingenieurbüro
Dipl.-Ing. Reinhard Warmbold
Memelstraße 4
27283 Verden/Aller
Tel.: ++49 - 4231 - 970606
Fax: ++49 - 4231 - 970608
reinhard.warmbold@t-online.de
www.rwarmbold.homepage.t-online.de

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Numerische und aerodynamische hydraulisch-morphologische Untersuchungen eines Oderabschnitts mit strukturreichen Ufern

Petra Faulhaber, Thorsten Hüsener

Several groynes have been considerably destroyed on the German bank of the River Oder near Frankfurt/Oder (Od-km 605). As a consequence of the significantly reduced effectiveness of regulatory measures, sedimentation arose in the middle of the river bed causing problems for navigation. However, ecologically valuable bank structures (islands, changing channels, bank failures) could develop in the former groyne fields. An aerodynamic model (Od-km 603,6 – 606,7) is applied to investigate different options for optimising groyne maintenance in a way to keep shipping safe and easy and to preserve the morphological dynamics of the bank. In addition to the aerodynamic model a one-dimensional hydro-numerical sediment transport model of the reach Od-km 600,0 to 617,4 is set up. It is part of the model "Grenzoder" (Od-km 542.4 – 617.5) on the basis of HEC6. Whith the model "Grenzoder" long-term and large-scale effects of changes in the discharge geometry on hydraulics and bed level are investigated.

1 Aufgabenstellung und Untersuchungskonzept

Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) wurde vom Wasser- und Schiffahrtsamt Eberswalde mit der Untersuchung von Varianten für die Wiederherstellung des Regelungskonzeptes zwischen Oder-Kilometer (Od-km) 603 (Reitwein) und 617 (Kietz) beauftragt. Bei Od-km 605 sind mehrere Buhnen am deutschen Ufer, unter anderem durch Militärmanöver in den 1980er Jahren, so erheblich zerstört (Abbildung 1), dass sie neu errichtet werden müssen. Durch die deutlich verminderte Regelungswirksamkeit lagerten sich Sedimente in der Gewässermitte ab, wodurch eine Problemstelle für die Schifffahrt (auch für den Eisbrechereinsatz zum Hochwasserschutz) entstand. In den ehemaligen Buhnenfeldern konnten sich ökologisch wertvolle Uferstrukturen (Inseln, wechselnde Rinnen, Uferabbrüche) ausbilden.

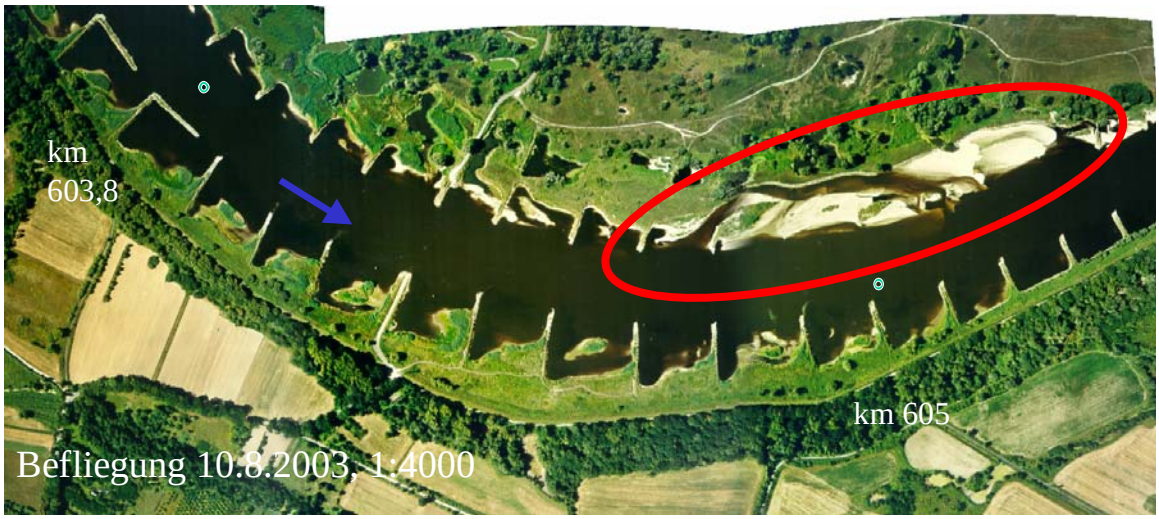


Abbildung 1 Luftbild vom 10.8.2003, Od-km 603,7 - 605,5

Zu untersuchen sind geeignete Varianten für die Strecke, mit denen sowohl die Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt gewährleistet als auch die morphologische Dynamik im Uferbereich erhalten werden kann. Es werden neben dem Istzustand solche Varianten untersucht, die – wie bisher – Buhnen als Regelungsbauwerke nutzen oder auf einer Regelung mit durchbrochenen Parallelwerken basieren.

Kriterien für die Optimierung der Varianten sind:

- Ausreichende Wassertiefe für die Schifffahrt,

  Bis Entwurfsmittelwasser (EMW) werden die Bauwerke umströmt und der Durchfluss im Seitenbereich außerhalb der Streichlinie soll so gewählt werden, dass der Wasserspiegelverfall weniger als 1 bis 2 cm beträgt. Entsprechend der Wasserstands-Abfluss-Beziehung können theoretisch bis EMW 6 m³/s Seitenabfluss zugelassen werden.

- Bei überströmten Bauwerken sollen die Durchflussaufteilungen aus ökologischen Gründen möglichst wie im Istzustand belassen werden.

- Ebenfalls aus ökologischen Gründen wird ein Parallelwerk aus unterbrochenen Teilstücken (u.a. kleinräumige Strömungsvielfalt, Schaffung schwer zugänglicher Inselsituationen) bevorzugt.

Als Untersuchungsmethode wurde die aerodynamische und die eindimensionale hydronumerische Feststofftransportmodellierung (1D-FTM) gewählt. Folgende Gründe sprechen dafür:

- Die Strömung ist durch dreidimensionale Effekte gekennzeichnet, die wesentlich für die Unterschiede zwischen den Varianten sind und in einem zweidimensionalen numerischen Modell nicht ausreichend genau modelliert werden können.

- Die stark strukturierte Topografie prägt wesentlich die Strömung, so dass sie im Modell abgebildet werden muss. In einem großen hydraulischen Maßstabsmodell wäre das nur mit erheblich größerem Aufwand möglich gewesen, der dem Projektrahmen überschritten hätte.

- Auf die Nachbildung der Sohlreaktion wurde im aerodynamischen Modell bisher verzichtet, obwohl diese Option besteht. Für die verkehrlichen Belange ist die langfristige Entwicklung der Sohle und damit die verfügbare Wassertiefe von Interesse. Diese wird mit dem 1D-FTM berechnet.

2 Aerodynamisches Modell

2.1 Modell- und Variantenbeschreibung

Das aerodynamische Modell bildet die Strecke von Od-km 603,6 bis 606,7 im Längenmaßstab 1:350 und im Höhenmaßstab 1:175 ab. Es werden Untersuchungen bei mittleren Durchflüssen (umströmte und gerade überströmte Regelungsbauwerke) durchgeführt, weshalb die weiten Oder-Vorländer nur im Ufernahbereich modelliert werden (Abbildung 2). Es wurde eine konstante zusätzliche Überhöhung vorgesehen. Weiter gehende Informationen zur aerodynamischen Modellierung sind in Faulhaber (1983, 1986, 1998 und 2006) dargelegt.

Um im Odermodell naturähnliche Strukturen nachbilden zu können, wurde erstmals ein Schichtfräsverfahren zur Modellerstellung eingesetzt (Faulhaber, 2006). Dabei werden die aus der Natur über Laserscan-Befliegungen des Geländes und Flächenpeilungen der Gewässersohle zur Verfügung stehenden flächenhaften Geländeinformationen genutzt.

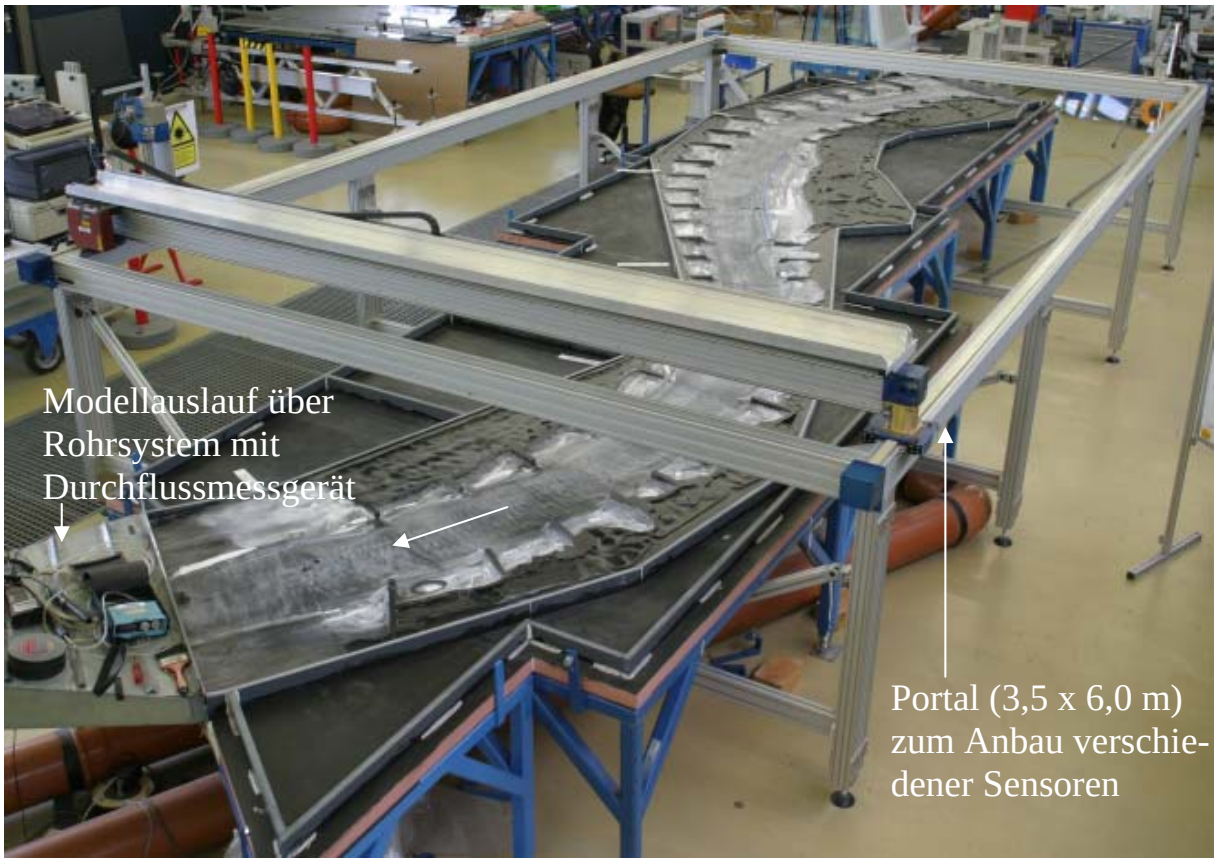


Abbildung 2 Modell mit Strömungssichtbarmachung nach Erosionsmethode und Messportal

In den folgenden Ausführungen werden ausgewählte Varianten vorgestellt:

V0 Ist-Zustand.

V2a Wiederherstellung der Buhnen zwischen Od-km 604,65 und 605,40 auf dem linken Ufer gemäß Sollzustand (Regelbuhnen).

V2b Herstellung der vollen Regelungswirkung bis EMW zwischen Od-km 604,74 und 605,40 durch ein unterbrochenes Parallelwerk (erste Parallelwerksvariante ohne Zulaufsteuerung). Es wurden verschiedene Parallelwerksvarianten untersucht.

V2c Zwischen Od-km 604,74 und 605,40 optimiertes Parallelwerk mit Zulaufsteuerung und Anpassung der Streichlinie zwischen Od-km 605,4 und 606,4.

Die qualitative Bewertung der Varianten erfolgt durch die Sichtbarmachung der Sohlströmung. Ein Petroleum-Talkum-Gemisch wird auf die Modelloberfläche aufgebracht und der Strömung ausgesetzt. In Bereichen starker Sohlströmung sortieren sich die weißen Talkumteilchen entsprechend der Sohlstromlinien (Abbildung 4). Weiße Bereiche zeigen langsam durchströmte Sedimentationsbe-

reiche. In den anderen Bereichen wird die sohlennahe, für den Geschiebetransport wesentliche Strömung sichtbar.

Quantitativ werden die Varianten mit Hilfe von flächigen Geschwindigkeitsmessungen an der Natur-Wasseroberfläche (Laser-Doppler-Anemometrie LDA – siehe Abbildung 3) und Messung von Geschwindigkeitsverteilungen in ausgewählten Querschnitten (Hitzdrahtanemometrie HDA – siehe Abbildung 5) bewertet.

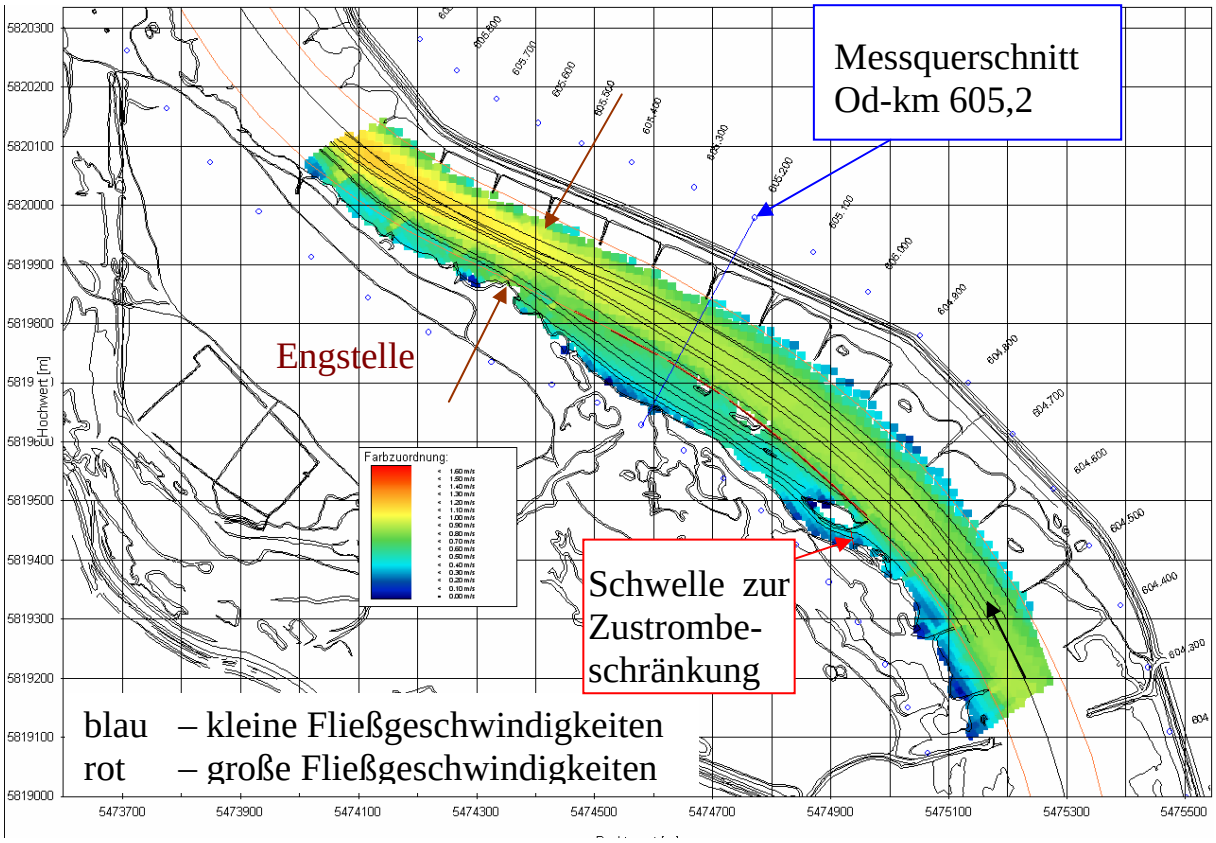


Abbildung 3 Parallelwerksvariante V2c, überströmt, Treibkörperdarstellung der resultierenden Geschwindigkeit an der Wasseroberfläche

2.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Strömungssichtbarmachung (Abbildung 4) und der LDA-Geschwindigkeitsmessungen an der Wasseroberfläche (Abbildung 3) dienen der Prüfung der Varianten hinsichtlich einer gleichmäßigen Strömungsführung.

Bei der ersten Parallelwerksvariante V2b strömt der hinter dem Parallelwerk abgeführte Durchflussanteil auf einer kurzen Strecke dem Hauptgerinne wieder

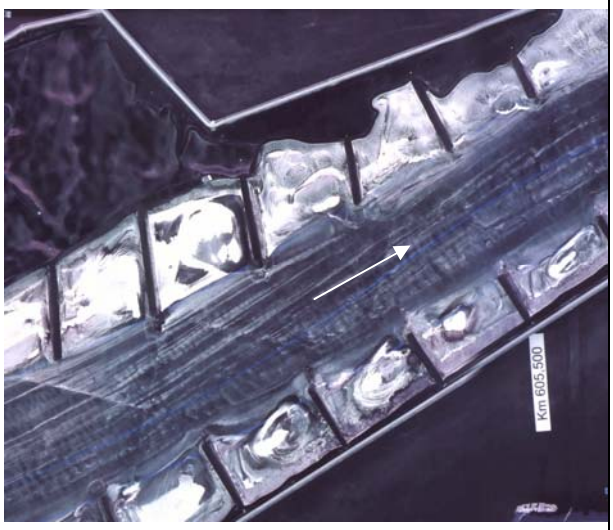
zu. Es kommt zu Strömungseinengungen und Ablösungen, die im Hauptgerinne ähnliche Sohldeformationen wie im Istzustand erwarten lassen.



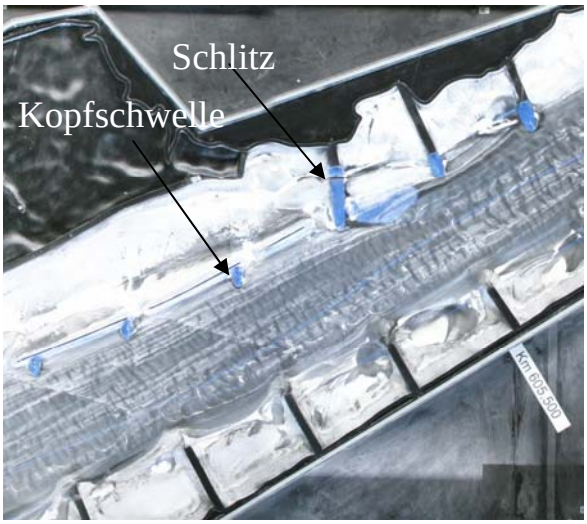
Istzustand V0



Parallelwerk ohne Zustrombeschränkung V2b



Regelbuhnen V2a



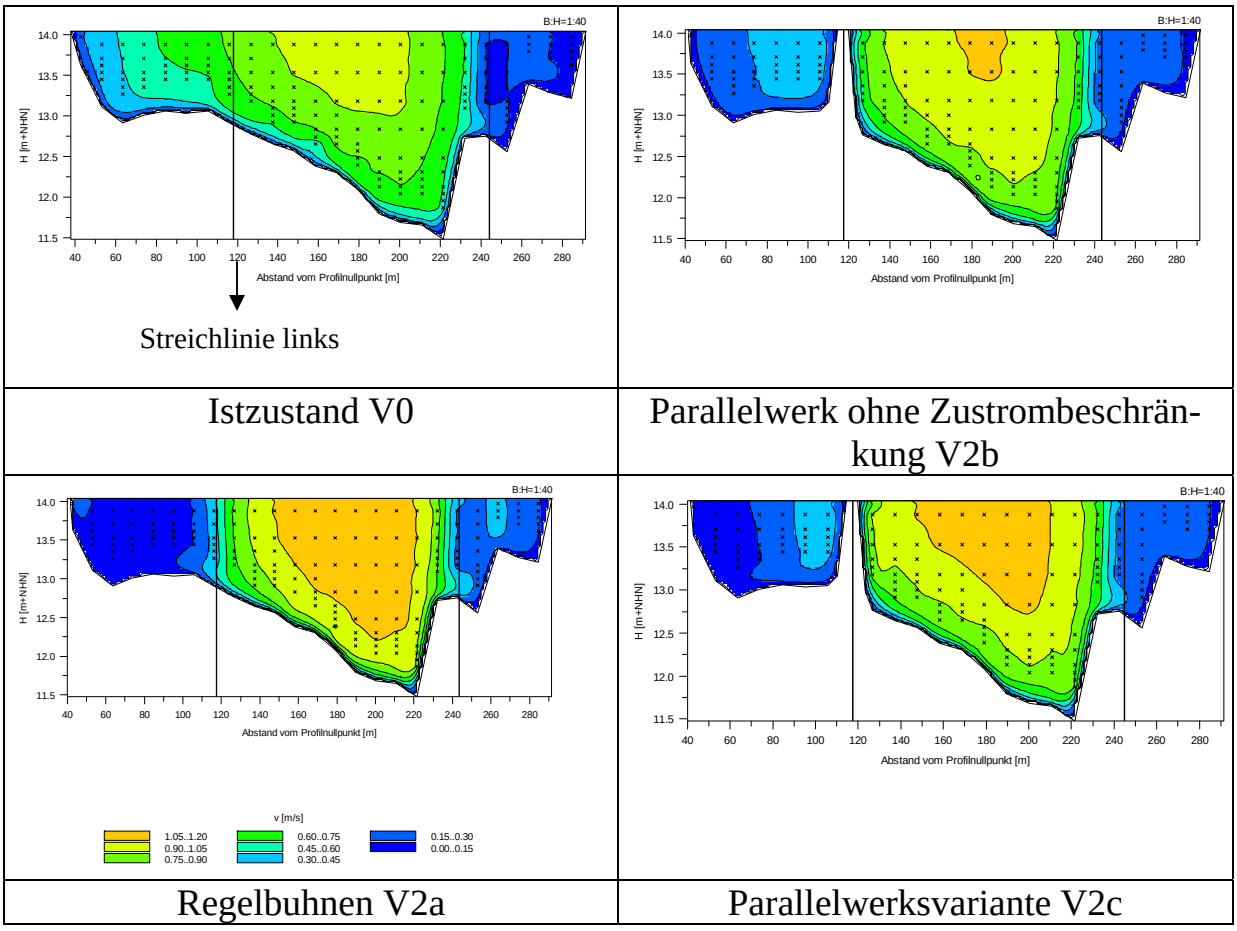
Parallelwerksvariante V2c

Abbildung 4 Strömungssichtbarmachung bei Ausströmung aus dem durch Zerstörung der Buhnen entstandenen Aufweitungsbereich, umströmte Bauwerke

Die optimierte Parallelwerksvariante V2c ist gekennzeichnet durch:

- Bis EMW werden die Bauwerke umströmt und der Zufluss in den Bereich hinter dem Parallelwerk wird durch eine Schwelle begrenzt. Im Modellversuch wurden bei der Variante V2c hinter dem Parallelwerk (siehe Abbildung 5 links von der gekennzeichneten Streichlinie) 1 bis 6 % des Gesamtdurch-

flusses (bei 235 m³/s bis 14 m³/s) gemessen gegenüber bis zu 20 % im Istzustand. Der Wasserspiegel stellte sich bei der Variante V2c bis zu 2 cm tiefer als bei der Variante V2a (Regelbuhnen) ein.



Istzustand V0	Parallelwerk ohne Zustrombeschränkung V2b
Regelbuhnen V2a	Parallelwerksvariante V2c

Abbildung 5: Geschwindigkeitsisolinien aus HDA-Messungen bei Od-km 605,2, umströmte Bauwerke

- In der Variante V2c wird bei umströmten Bauwerken durch das Parallelwerk, die Kopfschwellen und die Unterhaltung der unterhalb des Parallelwerks gelegenen linksseitigen Buhnen entsprechend Sollstreichlinie, Bauwerkssollhöhe und Soll-Buhnenkopfneigung eine Vergleichmäßigung der Fließgeschwindigkeiten erreicht (Abbildung 6). Dadurch wird ein kontinuierlicherer Geschiebetransport bewirkt.

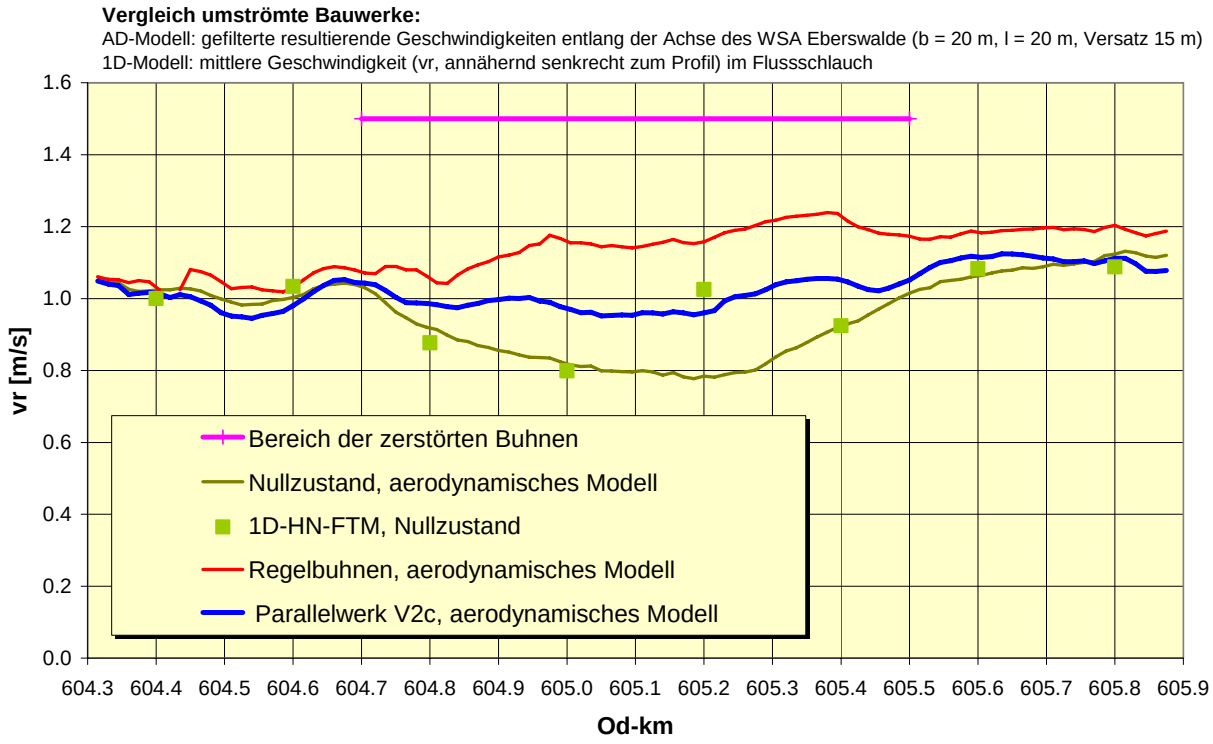
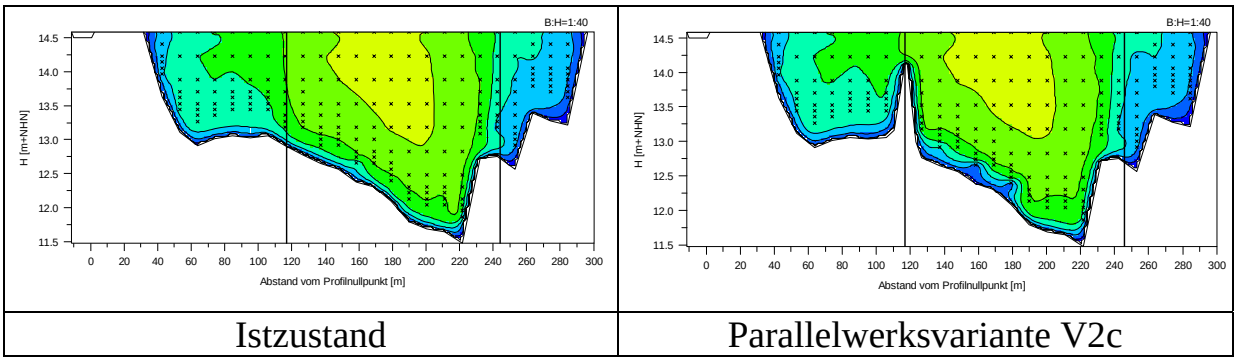


Abbildung 6 mittlere Fließgeschwindigkeiten an der Wasseroberfläche für umströmte Bauwerke

- Das Transportvermögen der durch Buhnen geregelten Strecken ober- und unterhalb des Parallelwerks wird bis EMW trotz der geringeren Böschungsneigung des Parallelwerks (Buhnen 1:10 bis 1:15, Parallelwerk 1:3) auch im Parallelwerksbereich erreicht, indem Kopfschwellen (Abbildung 4) vor dem Parallelwerk angeordnet werden.

- Die Ausströmung hinter dem Parallelwerk wird über einen verlängerten Streckenabschnitt gelenkt, indem die Buhne am Parallelwerksende mit einem Schlitz (Abbildung 4) versehen wird.

- Bei Abflüssen, bei denen die Regelungsbauwerke überströmt werden, ändern sich die Strömungsverhältnisse im Parallelwerksbereich kaum gegenüber dem Istzustand (Abbildung 7). In der Krümmung werden die Fließgeschwindigkeiten unterhalb Od-km 605,5 linksseitig kleiner, da die Unterhaltung der Buhnen mit einer Verringerung der Rückenneigung der Buhnen und dem Abtrag einiger Höhenrücken verbunden ist.



Istzustand	Parallelwerksvariante V2c

Abbildung 7 Geschwindigkeitsisolinien aus HDA-Messungen bei Od-km 605,2, überströmte Bauwerke

3 Eindimensionales hydronumerisches Feststofftransportmodell

Das 1D-FTM von Od-km 600,0-617,5 (Abbildung 9) ist ein Ausschnitt aus dem Modell „Grenzoder“ (Od-km 542,4-704,0). Dieses wird im Rahmen einer Grobanalyse zur Abschätzung möglicher Tiefenverbesserungen für die Schifffahrt erstellt. Das Gesamtmodell wird derzeit von HEC6 (HEC, 1991) auf HEC6T (MBH Software, 2002) umgestellt.

Die Modellgeometrie im 100 bis 200 m-Profilabstand basiert auf Daten einer Laserscanbefliegung, Flächen- und Linienpeilungen der Sohle sowie der manuellen Aufmessung der Regelungsbauwerke. Die Buhnen sind als Buhnenschatten auf die Profile projiziert.

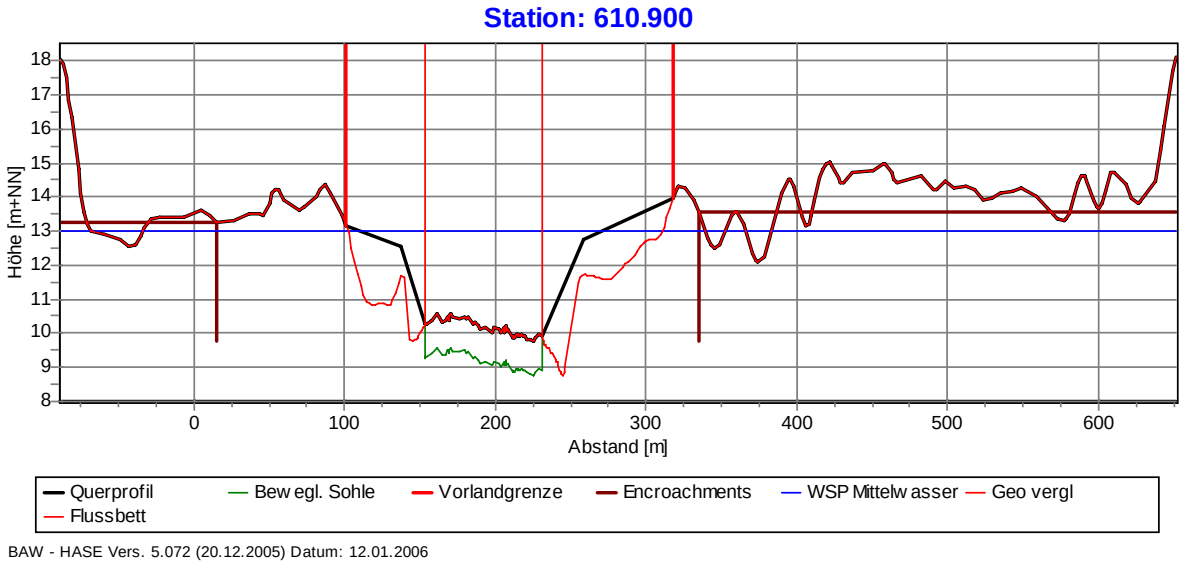


Abbildung 8 Beispielprofil Od-km 610,90

In Abbildung 8 ist ein Beispielprofil dargestellt, das alle wesentlichen Geometrie- und Einteilungsbereiche enthält. Die schwarze Linie stellt die fertige Geometrie dar, die punktierte rote Linie entspricht dem Profil ohne Buhnenschatten. Blau zeigt einen Wasserspiegel auf Mittelwasserhöhe, grün den Bereich und die Tiefe der erodierbaren Sohle, braun die Encroachments. Diese sorgen für einen Ausschluss von Abflussfläche auf dem Vorland, wenn dieses zwar eingestaut, aber nicht durchströmt wird. Die senkrechten roten Linien am Buhnenwurzel- und -fußpunkt teilen das Profil in Vorland, Buhne und Flussschlauch, für die jeweils eigene tiefenabhängige Rauheitsbeiwerte definiert sind.

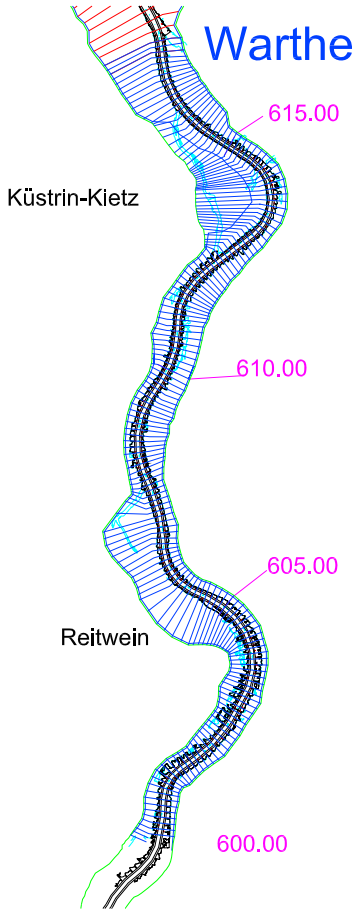


Abbildung 9 Modellplan

Das Modell ist hydraulisch über das gesamte Abflussspektrum kalibriert. Die Rauheitsbeiwerte sind an Hand von Wasserspiegelfixierungen angepasst. Im Bereich des ausufernden Abflusses werden georeferenzierte Abflussmessungen (ADCP) zur richtigen Abflussaufteilung von Vorland und Flussschlauch genutzt. Zur morphologischen Modellierung wird der Sohle abschnittsweise eine Kornverteilung zugewiesen (BfG, 1997), eine abflussabhängige Geschiebeeintragsfunktion in Quantität und Kornverteilung ermittelt und eine 20 Jahre umfassende Abflussganglinie (Zeitreihe 1982-2002, Tagesmittelwerte, Pegel Eisenhüttenstadt) mit 1042 Zeitschritten abgebildet. Bei der Abbildung der Tagesmittelwerte auf die Zeitschritte wird nach der Regel vorgegangen, dass kleine Abflussereignisse zu mehreren Tagen zusammengefasst, große Abflüsse tagesgenau simuliert werden. Bei der morphologischen Eichung wird das Ziel verfolgt, am Ende des Berechnungszeitraums eine dynamische Sohle im Gleichgewichtszustand abzubilden.

Ziel der numerischen Feststofftransportmodellierung ist die Einschätzung des zeitlichen Verlaufs und der Größenordnung der Auswirkungen von Maßnahmen auf Wasserspiegel und Sohle. In Abbildung 10 ist als erste Näherung neben der Abflussganglinie die Reaktion der Sohlhöhen auf eine Instandsetzung der Buhnen (V2a) am linken Ufer im Schadensbereich Od-km 604,5- 605,5 dargestellt. Die Differenz der Sohlhöhe zum Istzustand ist bereichsgemittelt in den Abschnitten unterhalb, oberhalb und im Schadensbereich.

Oberhalb des Schadensbereiches ist keine Reaktion der Sohlhöhen festzustellen, im Schadensbereich etwa eine Eintiefung der Sohle von 5 cm, unterhalb eine minimale Aufhöhung der Sohle um wenige Zentimeter. Erkennbar ist im zeitlichen Verlauf, dass sich näherungsweise nach 3 bis 4 Jahren ein Gleichgewicht einstellt, die Sohlhöhe aber abflussabhängig schwankt. Längere Niedrigwasserzeiten führen zu leichten Anhebungen, Perioden über Mittelwasser zu Eintiefungen der Sohle im Schadensbereich.

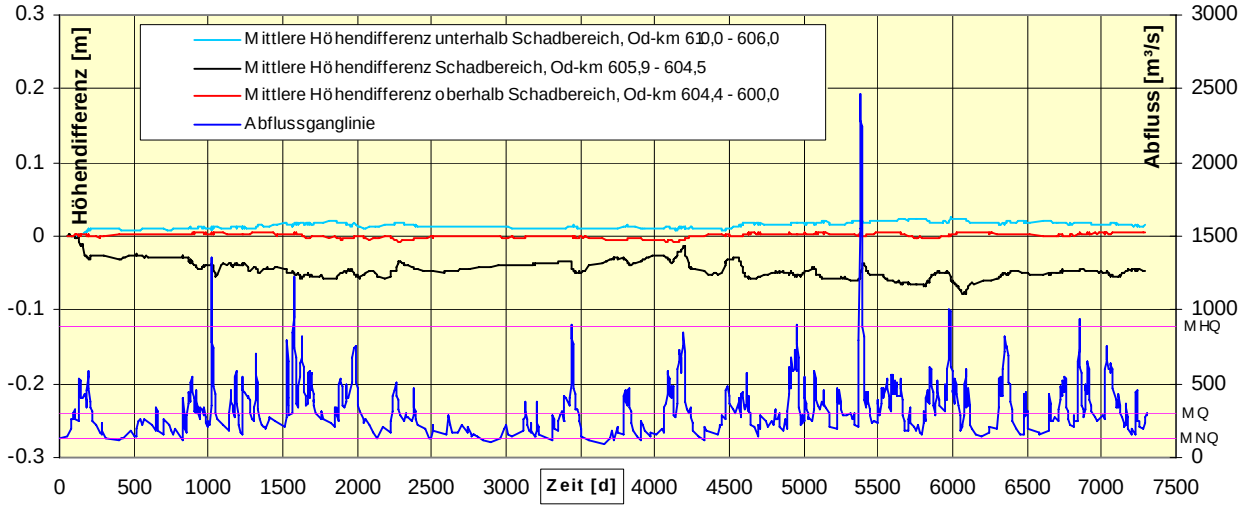


Abbildung 10 Sohlreaktion durch Buhneninstandsetzung (V2a)

Die Abbildung 11 zeigt den Endzustand der Entwicklung nach 20 Jahren. Statt der Bereichsmittlung ist ein gleitender Schnitt (GLS) über 500 m bei der Sohl- und Wasserspiegeldifferenz dargestellt, zusätzlich ein Wasserspiegelverlauf ohne Sohlreaktion. Die Wasserspiegel beziehen sich auf einen Mittelwasserabfluss.

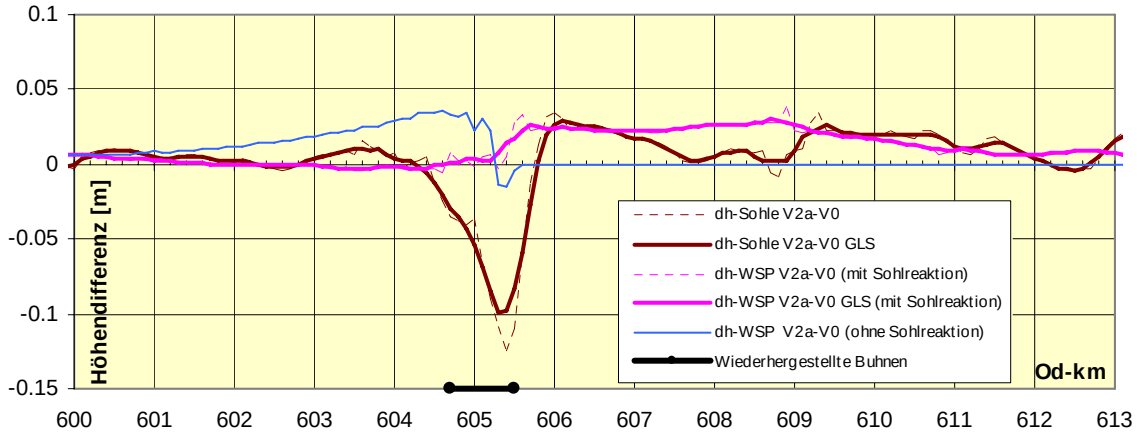


Abbildung 11 Sohl- und Wasserspiegelreaktion durch V2a

Im Maßnahmenbereich kommt es zur leichten Eintiefung der Sohle, im unterstromigen Anschluss zu leichter Aufhöhung. Der Wasserspiegel liegt bis Mitte des Maßnahmenbereichs auf der Ursprungslage, unterstrom kommt es entsprechend der Sohlaufhöhung zu einem leichten Wasserspiegelanstieg in gleicher Größe.

Bei den hier gezeigten Größen der Sohlreaktion handelt es sich um Veränderungen der gesamten geschiebeführenden Sohlbreite (siehe bewegliche Sohle, Abbildung 8), da prinzipiell in 1D-Modellen keine Sekundärströmungen simuliert werden können und alle hydraulischen und morphologischen Parameter über die Gewässerbreite gemittelt werden.

4 Schlussfolgerungen

Die Unterhaltung der erheblich zerstörten Buhnengruppe am linken Ufer bei Reitwein ist zur Gewährleistung der Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt und im Hinblick auf die erforderlichen Fahrwassertiefen für den Eisaufbruch zur Vermeidung von Eishochwasser unerlässlich. Die Variante eines unterbrochenen Parallelwerks mit Kopfschwellen und Zustrombegrenzung bis Mittelwasser stellt einen Kompromiss zwischen ökologischen, verkehrlichen und Hochwasserschutzbelangen dar. Bis Mittelwasser wird die Strömung zwischen den Streichlinien gebündelt, so dass die bei niedrigen Abflüssen erforderlichen Wassertiefen für die Schifffahrt erreicht werden können. Hinter dem Parallelwerk wird bis Mittelwasser nur ein geringer Abfluss zugelassen. Durch die nahezu unveränderten Strömungsbedingungen oberhalb Mittelwasser, wird es nach wie vor zu morphologischen Umgestaltungen (Rinnenbildung, Uferabbrüche) hinter dem Parallelwerk kommen. Zur Kontrolle der Zustrombegrenzung ist der Durchflussanteil, der außerhalb der Streichlinie abgeführt wird, nach Realisierung der Maßnahme zu messen. Die Durchflussvorgabe ist ggf. durch Modifikation der Einlaufschwelle zu gewährleisten. Die ersten Ergebnisse des eindimensionalen Feststofftransportmodells bei Wiederherstellung der Buhnen zeigen, dass selbst für diese Variante ohne Seitenströmung bis Mittelwasser die gewünschte, geringe Sohleintiefung nach wenigen Jahren erreicht ist und danach zum Stillstand kommt.

5 Literatur

BfG, 1997: Korngrößenzusammensetzung der Odersohle zwischen Ratzdorf und Widuchowa (Od-km 542,4-704,1), BfG-1069, Berlin, (unveröffentlicht)

Faulhaber, P.: Ein Beitrag zur Anwendung aerodynamischer Modelle im wasserbaulichen Versuchswesen. In Wasserwirtschaft-Wassertechnik, Heft 8, Berlin, 1983, S. 274-276.

Faulhaber, P.: Aerodynamische Modellierung hydraulischer Abflüsse mit freier Oberfläche, Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schiffahrt, Wasser- und Grundbau, Heft 50, Berlin, 1986, S. 71-152.

Faulhaber, P.: Kombination von aerodynamischen und numerischen Modellen zur Untersuchung von flussbaulichen Problemen. In Wasserbauliche Mitteilungen, Institut für Wasserbau und Hydromechanik der TU Dresden, 1998, S. 215-224.

Faulhaber, P.: Neue Methoden der aerodynamischen Modellierung. In Mitteilungsheft der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe 2006 (in Vorbereitung).

HEC, 1991: Scour and Deposition in Rivers aund Reservoirs. User's Manual, Hydrologic Engineering Center, Davis CA, USA

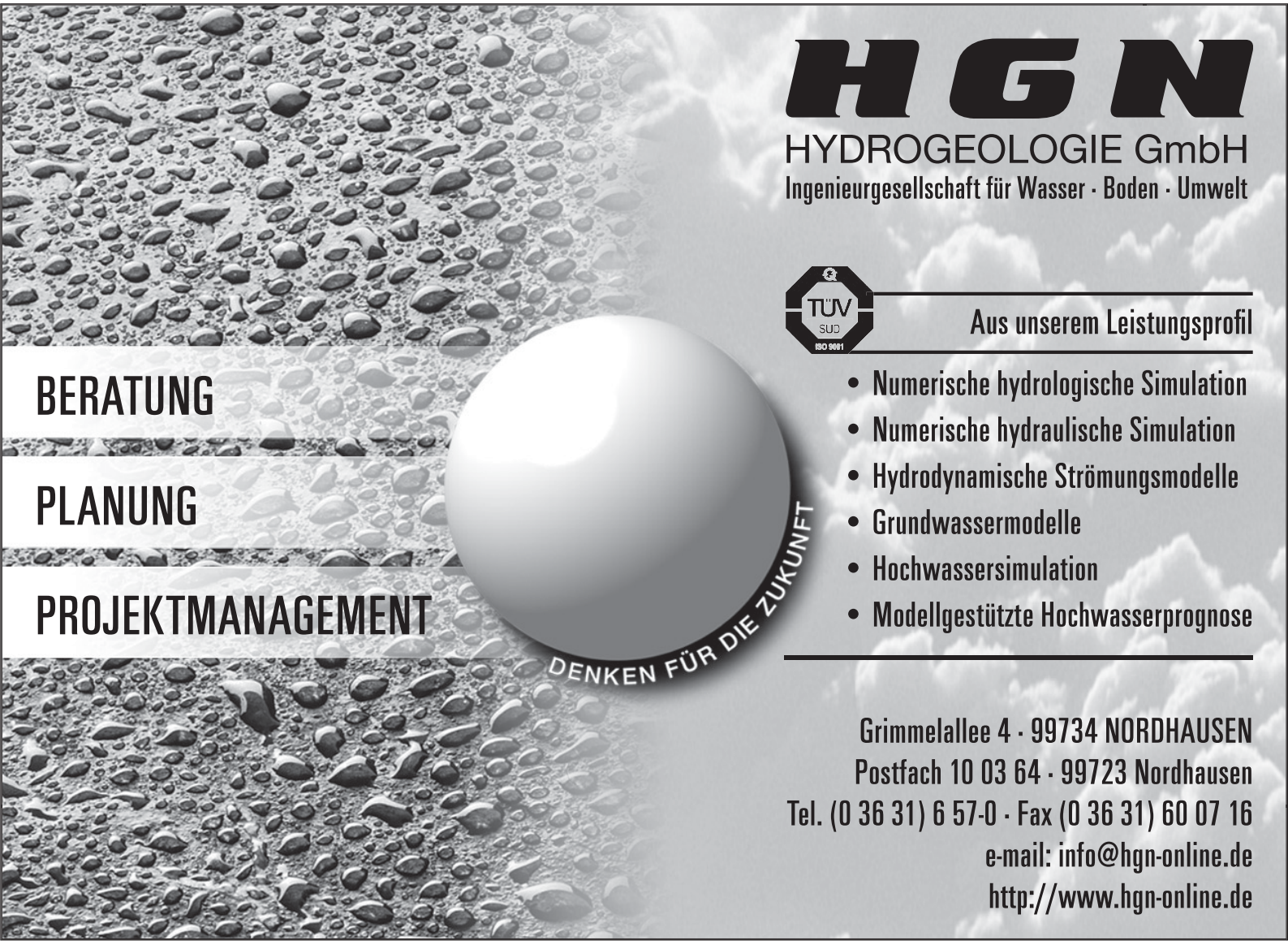
MBH Software, 2002: Sedimentation in Stream Networks (HEC-6T). User Manual, MBH Software, Inc. Clinton MS, USA

Autoren:

Dipl.-Ing. Petra Faulhaber und Dipl.-Ing. (FH) Thorsten Hüsener
Bundesanstalt für Wasserbau
Kußmaulstr. 17
76187 Karlsruhe

Tel.: ++49 – 721 – 97262630
Fax: ++49 – 721 – 97265340
faulhaber@baw.de

Tel.: ++49 – 721 – 97264070
Fax: ++49 – 721 – 97265340
thorsten.huesener@baw.de


HGN
HYDROGEOLOGIE GmbH
Ingenieurgesellschaft für Wasser · Boden · Umwelt
TÜV SÜD ISO 9001
Aus unserem Leistungsprofil
• Numerische hydrologische Simulation
• Numerische hydraulische Simulation
• Hydrodynamische Strömungsmodelle
• Grundwassermodelle
• Hochwassersimulation
• Modellgestützte Hochwasserprognose
BERATUNG
PLANUNG
PROJEKTMANAGEMENT
DENKEN FÜR DIE ZUKUNFT
Grimmelallee 4 · 99734 NORDHAUSEN
Postfach 10 03 64 · 99723 Nordhausen
Tel. (0 36 31) 6 57-0 · Fax (0 36 31) 60 07 16
e-mail: info@hgn-online.de
http://www.hgn-online.de

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Vergleich des numerischen und physikalischen Modells der Strömungsstruktur an einer negativen Sohlstufe

Petr Lichtneger, Andreas Mathias, Theresa Horten

Im hier präsentierten Konferenzbeitrag wird ein Vergleich von numerischen Berechnungen mit den Ergebnissen aus Modellversuchen durchgeführt. Für die Versuche wurde ein geschlossener Strömungskanal (Druckströmung), der sich vom Rechteckquerschnitt 5H x 4H zum Quadratquerschnitt 5H x 5H sprungweise ausbreitet, ausgewählt. Neben der Bestimmung der mittleren Geschwindigkeiten wurde besonderes Augenmerk auf die Wirbelfrequenzen bzw. die Frequenzspektren gerichtet.

This paper presents a comparison of several numerical computations with measurements that were carried out on a physical model of a backward-facing-step flow. The inlet cross-section dimensions were 5H x 4H and the outlet ones 5H x 5H. The basic parameters of water flow separation as well as the frequency of the shedding vortices were investigated.

1 Einleitung

In Zeiten gestiegenen Kostenbewusstseins ist es bei der Planung wasserbaulicher Anlagen besonders wichtig, numerische Berechnungsverfahren zur Hand zu haben, mit denen sich zuverlässig und schnell Strömungsvorgänge und –strukturen abbilden lassen. Gute Kenntnisse der Strömungscharakteristik an wasserbaulichen Anlagen können dem Planer helfen, diese Anlagen hinsichtlich ihrer hydraulischen Leistungsfähigkeit zu optimieren. Aufgrund der geometrischen Einfachheit ist eine negative Sohlstufe für die Verifizierung eines numerischen Modells sehr geeignet. Diese einfache Geometrie zeichnet sich durch eine komplizierte Strömungsstruktur aus. An der Stufenkante löst sich die entstehende Scherschicht ab, um sich dann in einer Entfernung x_r von der Sohlstufe wieder an die Sohle anzuheften. Die Abb. 1 stellt alle charakteristischen Parameter eines Ablösevorganges an einer negativen Sohlstufe dar.

Die Strömung in der Ablösezone und am Übergang von der Haupt- zur Rückströmung ist instationär bzw. quasi-stationär. Hinter der Stufenkante kommt es zur Entstehung der sog. Kelvin-Helmoltz-Instabilitäten (KH-Instabilität), die aufgrund der Berührung zweier Schichten mit unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten entsteht (Abb. 2). Die Struktur der KH-Instabilität, sowie die

Länge der primären Rezirkulation x_r sind von der Reynoldszahl und der Grenzschichtstruktur (δ_0) abhängig [1], [2].

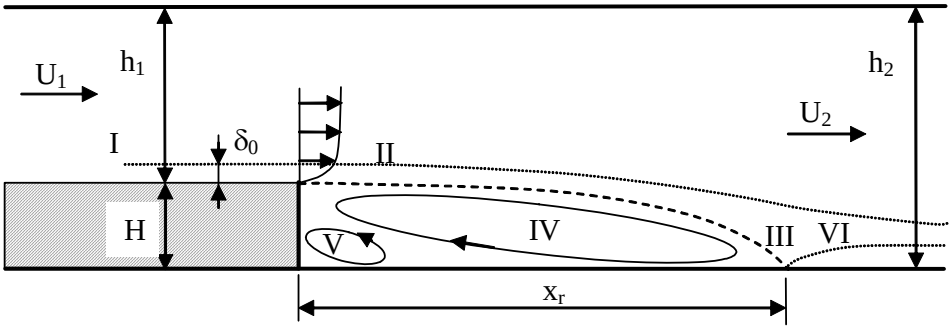


Abbildung 1 Strömungsstruktur an einer negativen Sohlstufe; entstehende (I) und abgelöste Grenzschicht (II) der Anfangshöhe δ_0, ihre Wiederanhaftung (III), primäre Rezirkulation (IV) der Länge x_r, Eckenwirbel (V), wieder entstehende Grenzschicht (VI), U - mittlere Geschwindigkeit, H - Stufenhöhe

Dieser Beitrag beschreibt und bewertet physikalische und numerische Modellversuche zur Abbildung einer Strömungsstruktur in einem geschlossenen, sich sprungweise ausbreitenden Rechteckkanal (negative Sohlstufe der Höhe H = 40mm). Weil es sich um räumliche Strömungsvorgänge handelt, wurden alle numerischen Modelle dreidimensional unter Festsetzung von Randbedingungen definiert und gerechnet. Für die weitere Auswertung wurde die zweidimensionale Strömung in der Symmetrieebene des Kanals betrachtet.

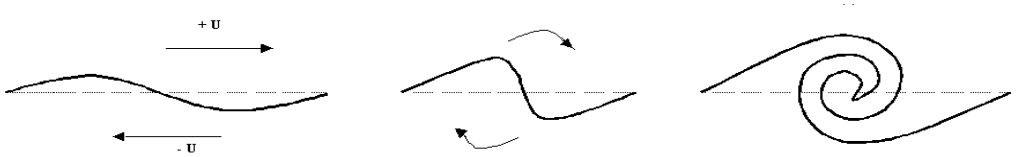


Abbildung 2 Kelvin-Helmoltz-Instabilität

2 Physikalisches Modell

Die hier dargestellten Versuche wurden z. T. an der TU Brno und an der TU Dresden durchgeführt, weitere zusammenhängende Ergebnisse enthalten auch [3], [5], [6], [7].

Das zu untersuchende physikalische Modell der negativen Sohlstufe wurde im Wasserlabor des Instituts für Wasserwirtschaft und Wasserbau an der TU Brno aufgebaut. Die berührungslose Bestimmung der Strömungsgeschwindigkeiten im physikalischen Modell erfolgte mittels LDA (Laser Doppler Anemometry) und PIV (Particle Image Velocimetry). Um eine optimale Einsetzbarkeit der optischen Verfahren gewährleisten zu können, wurde das Modell vollständig aus

durchsichtigem Material (PMMA) hergestellt. Die Geometrie des Modells zeigt die Abb. 3. Das Modell wurde an einen Wasserkreislauf bestehend aus einem Speicher und einer durch einen Frequenzumrichter gesteuerten Pumpe angeschlossen. Die Druckverhältnisse wurden durch einen am Auslauf befindlichen Schieber gesteuert. Im Einlaufbereich wurden zur Strömungsberuhigung Siebe und Wabenelemente eingebaut.

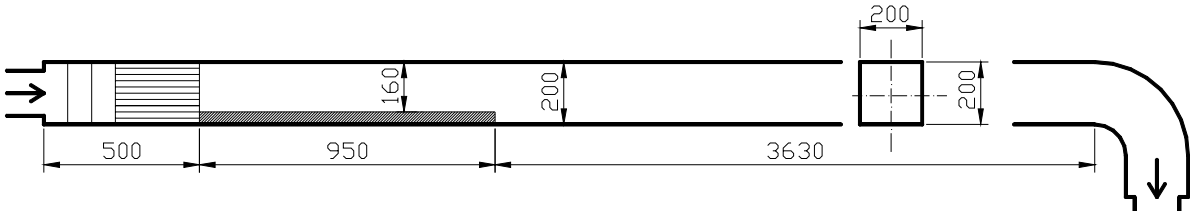


Abbildung 3 Schema des physikalischen Modells

Um Randbedingungen für die numerische Simulation zu definieren und Verifizierungsdaten zu erhalten, wurden folgende Messungen am physikalischen Modell bei einer mittleren Geschwindigkeit von $U_1 = 2{,}15$ m/s bzw. bei einer Reynoldszahl $Re = (U_1 \times r_{hy,1} / \nu) = 95\,000$ durchgeführt:

- Detaillierte LDA-Messung des Geschwindigkeitsprofils in einem Messpunktnetz 15H vor der Stufe und der zugehörigen Turbulenzintensität.
- PIV-Messung in einem axial vertikalen Messschnitt an der Sohlstufe. Die Messergebnisse sollten Aufschluss über die Strömungsstruktur hinter der Sohlstufe geben.
- LDA-Messung im gewählten Messpunkt, 3,5H hinter der Stufe und 1H über der Sohle in Kanalmitte, um eine Spektralanalyse der Geschwindigkeitskomponenten durchzuführen.
- LDA-Messung, um horizontale Geschwindigkeitskomponenten in mehreren Messpunkten an einer Messlotrechten in Kanalmitte 2,5H hinter der Stufe zu bestimmen.

3 Numerische Modelle

Die Sohlstufenströmung wurde numerisch mit Hilfe der Software Fluent und Ansys-CFX mit entsprechenden Randbedingungen stationär (steady), und nichtstationär (transient) berechnet.

Bei Fluent wurde Large Eddy Simulation (LES) mit dem Smagorinski-Lilly-Modell für die feine (subgrid scale) Turbulenz verwendet [5]. Der in diesem Modell angewendeter Smagorinski-Beiwert wurde nach Erfahrungen mehrerer Autoren von 0,23 auf 0,1 erniedrigt. Als Einlaufrandbedingung wurde eine im

Querschnitt zufällig generierte Geschwindigkeitsverteilung nach Gauß mit einer mittleren Geschwindigkeit und ihrer Standardabweichung (Tu ≅ 5%) definiert, ohne die Turbulenzintensitätsverteilung im Profil zu berücksichtigen. Das unsymmetrische, im Bereich der Ablösezone und an der Wand vor der Stufenkante verfeinerte, rechteckige Berechnungsnetz wurde mit 2 Mio. Elementen (Netz-1) erstellt. Der Einlaufbereich vor der Stufe wurde mit 15H, der Auslaufbereich nach der Stufe mit 35H definiert. Der Berechnungszeitschritt wurde mit 0,001 s gewählt.

Mit Ansys-CFX wurden beide Berechnungsvarianten (stationär und nicht stationär) durchgerechnet. Anfangs wurde ein einfaches Tetraeder-Berechnungsnetz von 40 Tsd. Elementen (Netz-2) generiert und teilweise im Bereich der Stufe verfeinert. Die Einlaufrandbedingung wurde mit 15H vor der Stufe und die Auslaufrandbedingung mit 50H hinter der Stufe festgelegt. Bei gleichen Randbedingungen wurden folgende Turbulenzmodelle ausgewählt:

- Standard K-ε Modell (KEM)
- BSL Reynolds Stress Modell (BSL-RSM)
- SSG Reynolds Stress Modell (SSG-RSM)

Alle relevanten Modellbeiwerte und Koeffizienten wurden ohne Änderung als Defaultwerte des Systems belassen.

Für weitere Berechnungen in CFX wurde das Netz-2 auf einen Wert von 1,4 Mio. Elemente (Netz-3), vor allem im Bereich der Ablösezone und an allen Wänden verfeinert. Das Netz-3 wurde zunächst zur stationären Berechnung mit KEM verwendet. Im nächsten Schritt wurde das Ergebnis aus der stationären KEM-Berechnung als Anfangsrandbedingung für eine nichtstationäre Berechnung mit RSM eingesetzt.

4 Auswertung und Vergleich

Die Tab. 1 vergleicht die Länge x_r der Ablösezone und die Geschwindigkeitsverteilung (Kriterium Z) zwischen den empirisch ermittelten und den numerisch berechneten Werten. Das Z-Kriterium wird definiert als:

$$Z = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left|u_i - u_{i,LDA}\right|, \qquad (1)$$

wo u_i die berechneten und $u_{i,LDA}$ die gemessenen Mittelwerte der horizontalen Geschwindigkeitskomponente in n gewählten Punkten an der betrachteten Messlotrechte (Abb. 4) sind.

Bei der nicht stationären LES wurden nur die letzten 1000 Zeitschritte aufgenommen. Die Aufnahme startete nach der achtfachen Zeitdauer, die das Wasser zum Durchfließen des Wechselbereichs brauchte. Außer den mittleren Geschwindigkeiten wurde das Frequenzspektrum der senkrechten Geschwindigkeitskomponente im gewählten Punkt 5H hinter der Stufenkante ausgewertet und mit dem von der LDA-Messung bestimmten Spektrum verglichen (Abb. 5). Das Frequenzspektrum, bzw. die eindimensionale spektrale Leistungsdichte S(f) kann definiert werden als:

$$S(f) \sim \int R(\tau) \cdot cos(2\pi f \tau)\ d\tau\,, \qquad (2)$$

wo R(τ) die Korrelationsfunktion der gemessenen Geschwindigkeitskomponente u(t), resp. v(t) ist. Zur Bestimmung der Frequenzspektren wurde im Fall der äquidistanten Geschwindigkeitsganglinie bei der LES diskrete Fourier-Transformation, im Fall der unäquidistanten Ganglinie bei der LDA-Messung das Verfahren nach [4] verwendet. Der Vergleich (Abb. 5) zeigt eine gute qualitative Übereinstimmung. Das Turbulenzenergiegefälle von ca. $f^{-5/3}$ entspricht der isotropen Turbulenz bzw. dem universellen Gleichgewicht. Nach der Messung ergibt sich die dominante Frequenz von 12,5 Hz. Das Frequenzspektrum bei der LES enthält keine signifikante dominante Frequenz, die von der KH-Instabilität herrühren könnte. Trotzdem ist anhand der berechneten Geschwindigkeitsstruktur (Abb. 6) ersichtlich, dass sich hier eine KH-Instabilität entwickelt. Der Energietragende Bereich reicht bis zu einer Frequenz von rund 20 Hz. Zu beachten ist hier der Unterschied zwischen den von der LDA-Messung bestimmten Spektren der vertikalen und der horizontalen Geschwindigkeitskomponente.

Tabelle 1 Vergleich der Ergebnisse anhand des Z-Kriteriums und x_r
*) Berechnungsnetz-3

	Z	**x_r / H**
Daten von:	m/s	-
LDA (Experiment)	**0**	**5,4**
KEM	0,22	5,1
BSL-RSM	0,27	5
SSG-RSM	0,34	4,5
LES	**0,10**	**5,4**
KEM*)	**0,08**	6,7

Die stationäre KEM-Berechnung mit dem Netz-3 hat schnell konvergiert. Die mittleren Geschwindigkeiten stimmten mit den experimentell ermittelten Werten noch besser überein als die von der LES (Tab 1). Eine höhere Auflösung des Berechnungsnetzes führte zu einer signifikanten Verbesserung des Z-Kriteriums. Die Länge der Rezirkulation wurde jedoch erheblich überschritten. Die geplante

nicht stationäre Berechnung mit dem Netz-3 in CFX konnte leider nicht rechtzeitig vor Redaktionsschluss erfolgen.

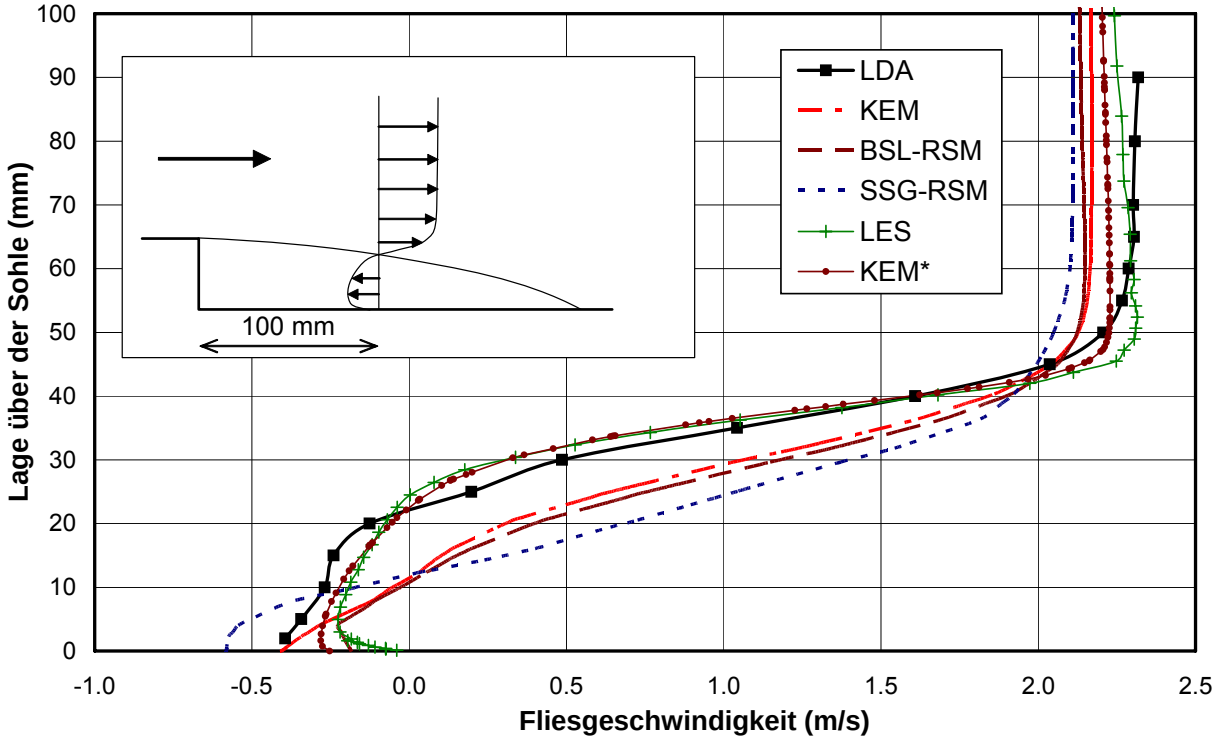


Abbildung 4 Geschwindigkeitsverteilung an einer Senkrechten 100 mm hinter der Stufe
*) Berechnungsnetz-3

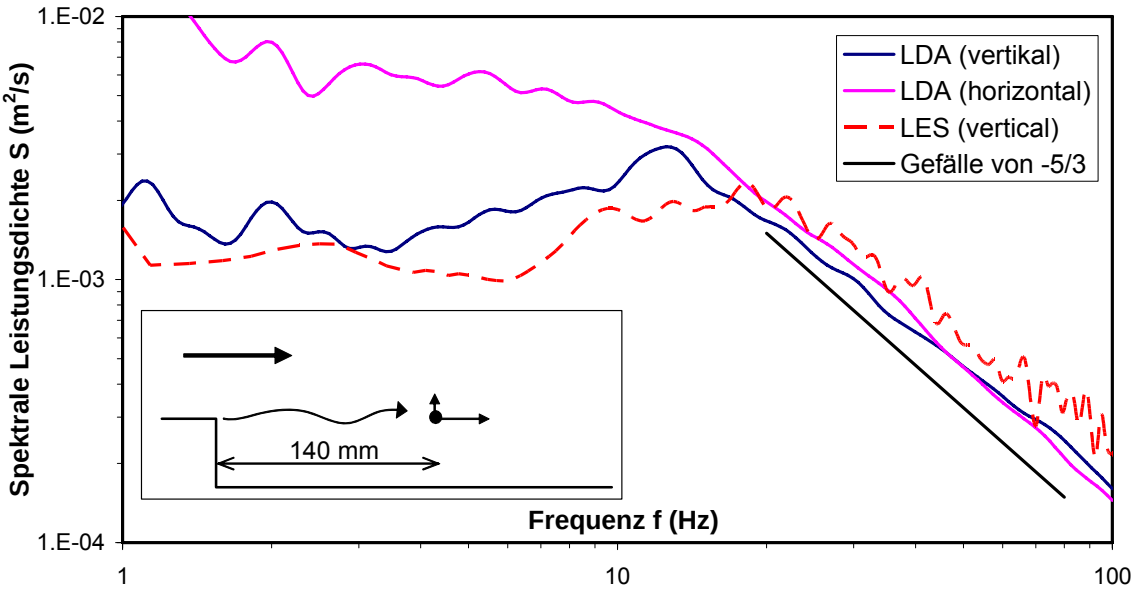


Abbildung 5 Eindimensionale Frequenzspektren der vertikalen und horizontalen Geschwindigkeitskomponente im Messpunkt 3,5H hinter der Stufenkante

5 Schlussfolgerung

Dieser Beitrag behandelt einen Teil der umfangreichen Problematik der Sohlstufenströmung und überprüft einige Simulationsmöglichkeiten aus der Sicht des Anwenders. Anhand der am physikalischen Modell (Abb. 3, 7) ermittelten Randbedingungen wurden anschließend numerische Berechnungen unter Zuhilfenahme unterschiedlicher Turbulenzmodelle bei einer Reynoldszahl durchgeführt. Bezüglich der Mittelwerte hat das klassische k-ε Modell bei gleichen Randbedingungen, vor allem bei hoher Netzauflösung eine gute Übereinstimmung aufgewiesen (Tab. 1, Abb. 4). Anspruchsvollere LES [5] entspricht im Fall der mittleren Geschwindigkeiten sowie im Fall der Wirbelfrequenzen am ehesten den empirisch ermittelten Werten. Die Abb. 5 präsentiert eine gute Übereinstimmung im Frequenzbereich. Die Ergebnisse von der LES dokumentieren auch die KH-Instabilität (Abb. 6). Mit PIV wurde hinter der Sohlstufe ein Eckenwirbel eindeutig aufgenommen, aber keine der numerischen Berechnungen hat diesen Eckenwirbel nachgewiesen. Mit einer höheren Netzauflösung im Eckenbereich könnte vermutlich dieser berechnet werden, was in weiteren Versuchen zu beweisen ist. Weiterführende Ergebnisse werden im Laufe des Kolloquiums in der Postersession präsentiert.

Das physikalische Modell einer negativen Sohlstufe und die durchgeführten Messungen unter Anwendung der LDA- und PIV-Messtechnik an der TU Brno wurden von der Tschechischen Grantagentur im Rahmen des Projektes der Reg.-Nr.: 101/03/0018 „Untersuchung der turbulenten Scherströmung in Kanälen mit sich sprungweise ausbreitenden Querschnitten“ unterstützt.

Die Autoren bedanken sich auch beim Herrn apl. Prof. Dr.-Ing. habil. D. Aigner, Institut für Wasserbau und THM der TU Dresden, für die Hilfe bei der Inanspruchnahme der Rechenressourcen der TU Dresden.

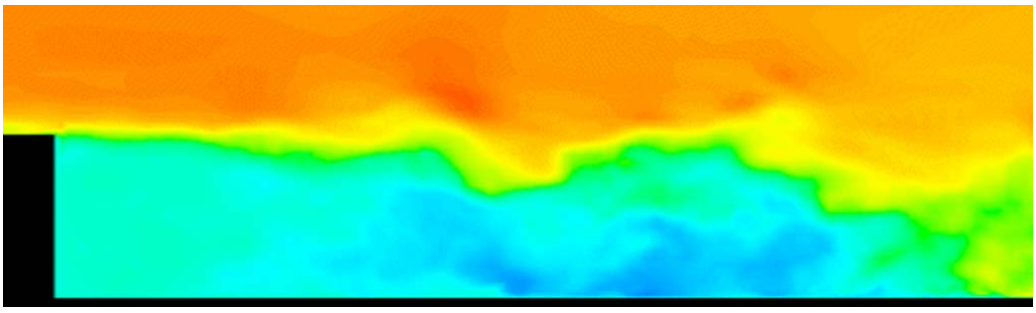


Abbildung 6 Ein Zeitschritt von der LES [5], horizontale Geschwindigkeitskomponente

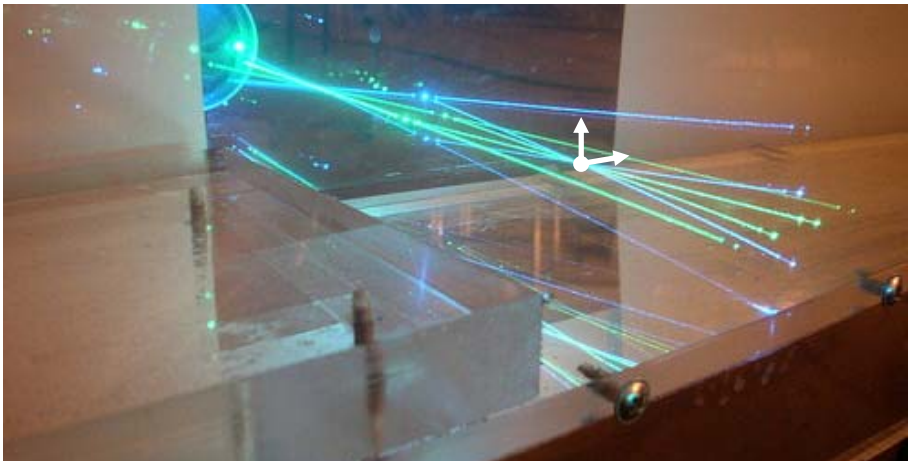


Abbildung 7 LDA-Messung

Literatur:

[1] ARMALY, B.F., Durst, F., PEREIRA, J.C.F., SCHÖNUNG, B.: Experimental and theoretical investigation of backward-facing step flow. In. J. Fluid Mech. vol. 127, S. 473-496, 1983

[2] JONAS, P.: Kommentar zur Auswirkung der Turbulenz auf die Strömungsablösung / Poznamka k vlivu turbulence na odtrzeni proudeni. In. Topical Problems of Fluid Mechanics 2005. Institute of Thermomechanics AS CR, Prague 2005, 47-50. ISBN 80-85918-92-7

[3] LICHTNEGER, P: Messung der Strömungsstruktur an einer negativen Sohlstufe unter Anwendung der LDA. Abschlussbericht vom Forschungsaufenthalt am IWD, TU Dresden. LVV, TU Brno 2004.

[4] NOBACH, H.: A global concept of autocorrelation and power spectral density estimation from LDA data sets. In. 10th International Symposium on Applications of Laser Techniques to Fluid Mechanics, Lisbon 2000.

[5] RUDOLF, P., LICHTNEGER, P.: Large Eddy Simulation Of Backward Facing Step Flow. In. Topical Problems of Fluid Mechanics 2005. Institute of Thermomechanics AS CR, Prague 2005. Pp. 95-98. ISBN 80-85918-92-7

[6] SULC; J., LICHTNEGER, P., ZUBIK, P.: Flow parameters measurement in the channel with the negative step. In. Engineering Mechanics 2004. Institute of Thermomechanics AS CR, Svratka 2004. ISBN 80-85918-88-9

[7] ZUBIK, P., SULC, J.: Messung der Strömung im Kanal mit sich sprungweise ausbreitendem Querchnitt / Mereni proudeni v kanalu s nahlym rozsirenim prurezu. In. 4. vodohospodarska konference 2004. CERM, Brno 2004. Str. 579-586. ISBN 80-7204-360-9

Autoren:

Dipl.-Ing. Petr LICHTNEGER, Wasserlabor (LVV) am Institut für Wasserwirtschaft und Wasserbau der TU Brno, Laborator vodohospodarskeho vyzkumu, Veveri 95, CZ - 60200 Brno, Tel.: +420541147287, Fax: +420541147288, Email: lichtneger.p@centrum.cz, www.lvv.cz
Dipl.-Ing. (FH) Andreas MATHIAS, Hubert-Engels-Labor am Institut für Wasserbau und THM der TU Dresden, Mommsenstrasse 13, D - 01062 Dresden, Tel.: +4935146334685, Fax: +4935146337124, Email: Andreas.Mathias@tu-dresden.de, www.iwd.tu-dresden.de
cand.-Ing. Theresa HORTEN, Fakultät Frost-, Geo- und Hydrowissenschaften an der TU Dresden

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Verification on physical model of the erosion downstream of an asymmetrical stream flow

G. Ciaravino , L. Ciaravino

In the present paper a particular laboratory experience carried out by means of a physical model (in accordance with Froude's law of similitude) is shown; such experience has pointed out that the study of the three-dimensional effects is fundamental for the identification of technical solutions producing the reduction of scours that can be verified downstream of a stilling basin. In particular the works analyzed by means of model, even if in theory correctly designed, are characterized by a strong asymmetry both from the geometric point of view and from the point of view of hydraulic working; such asymmetry, giving rise to casual phenomena of stream flow concentration, determines an anomalous working of the stilling basin and deep scours in the mobile river bed subject to erosion reproduced in model. The experimental study on model has led to variations of the design scheme for the stilling basin that, through the elimination of concentration and asymmetry in the stream flow, have produced the effect of a drastic diminution of the scours. Therefore the present study, in spite of its specificity and particularity, has allowed to achieve some considerations that can be held of general validity.

1 Introduction

Frequently for free surface streams the theoretical framework of the hydraulic phenomena can not be easily represented. For the more complex schemes (three-dimensional), to which it is not always possible and correct to apply the simplifications that have allowed the singling out of the design rules, it seems necessary to fall back on experimental studies. Among these schemes it is possible to enumerate works as stilling basins of energy dissipation which have been studied by Nebbia some decades ago (Nebbia, 1940, 1941). In such basins water discharges (endowed with a considerable kinetic energy) derived, usually, from outlet works of storage reservoirs, disperse large part of the energy possessed by the stream through the formation of a hydraulic jump. The mathematical models that are used for the design of a stilling basin are, generally, based on the hypothesis to have hydrodynamic processes not conditioned by side walls: therefore the unitary rate flow $q = Q/B$ is taken as fundamental parameter, where Q is the flow rate discharged and B is the width

of the stilling basin (Nebbia, 1941). Moreover it is known that frequently downstream of the stilling basins localized scours are verified (due to the residual energy possessed by the stream) particularly in the passage from the paved floor of the basin to the mobile river bed. It is possible to notice that the assessment of such scours is generally effected, once more, on the basis of mean parameters of the stream as the above mentioned unitary flow rate q. A first really systematic research concerning erosion on mobile bed has been carried out by Schoklitsch (1935): such research, besides the simplifier hypothesis of plane motion, is founded on the hypothesis that the maximum scour depth is independent of mobile bed material characteristics. Subsequently many Authors have proposed experimental formulas and/or formulas with analytical origin for the evaluation of the maximum scour, such formulas take into account, in some cases, both the characteristics of the mobile bed material submitted to erosion and three-dimensional hydrodynamic schemes, even if simplified (Adami, 1971; Rajaratnam & Macdougall, 1983; Nola & Rasulo, 1989; Graf & Altinakar, 1998; Kurniawan et to the., 1999; Karim & Wings, 2000). Generally, however, the hypothesis of constant flow rate for unit of width q is confirmed. Actually, in the practice, often the boundary conditions diverge from the ideal conditions of motion on which the usual mathematical or experimental models are based (Ciaravino, 2004). Therefore a laboratory experience will be shown, which points out as the three-dimensional study is determinant in the identification of solutions that bring to the reduction of the scours downstream of a basin for energy dissipation.

2 The study on model

The study is based on the verification by means of physical model of the operation of the outlet works of the storage reservoir of Farneto del Principe on the Esaro River (Southern Italy). The outlet works (with reference to the prototype) are synthetically constituted by: an spillway n.1, formed by a weir crest set 136.30 m over sea level divided in four parts each of them 6.10 m wide and regulated by automatic gates; an spillway n.2, formed by a weir crest set 139.70 m over sea level and 101.00 m long, conveying the discharges in a manifold side channel with variable trapezoidal cross section; two bottom outlets constituted by two tunnels each of them having circular cross section of diameter d = 4.95 m, before the interception gates of discharges whereas polycentric (horseshoe) cross section of diameter d = 4.80 m is adopted after interception gates; a stilling basin for energy dissipation with depressed apron, 112 m long and 60 m wide, in which the flow rates of discharged water are concentrated both from the spillways, by means of a unique linking free flow channel, and from the bottom outlets. The part of the study on model that will be

reported aims to clarify the working of the basin for energy dissipation foreseen in order to reduce, within tolerable limits, the scours in the downstream mobile river bed submitted to erosion. With regard to this, the mobile river bed downstream of the stilling basin has been reproduced in model (for separate series of tests) by means both of sand (2 mm < d_s < 4 mm), and of gravel (6 mm < d_g < 10 mm). Apart form the erosion phenomena in the mobile river bed downstream, keeping negligible the effects of viscosity, surface tension, elasticity and cavitation and being the stream regulated by the gravity, the Froude's similitude law has been held valid. Therefore the physical model has been reproduced in geometric similitude with scale of reduction 1:50. First of all it is important to observe that just a few of the several tests concerning the stilling basin will be reported (that have involved some hundred working hours of the experimental installation) and particularly the conclusive tests will be reported that allow, besides, the deduction of some results held of general validity. Moreover only the tests related to the contemporary working of the two spillways will be reported (maximum flow rate in model $Q_{m1\text{-}2}$ = 64.20 l/s corresponding to the maximum flow rate in prototype $Q_{p1\text{-}2}$ = 1135 m^3/s) in which gravel has been used for the reproduction of the mobile river bed: such material has allowed a remarkable simplification in the way of execution of the tests and a quick comparison of the scour entity in the different solutions adopted. The early experimental tests, conducted on the outlet works as foreseen by the designers, have pointed out an asymmetry which is geometrical and of hydraulic working; such asymmetry causes a concentration of flow making the stream thickened sometimes toward one side, sometimes toward the other side of the stilling basin. In fact, in consequence of the circumstance that the two spillways have different levels of weir crests, different ways of inlet to the linking channel and different flow rates of water discharged, the stream is already meandering and asymmetrical in the linking free flow channel between the weir crests and the stilling basin. Particularly, when the central part of the stream, endowed with larger water depth and velocity, moves toward of one side of the basin either toward the other side, large vortexes with vertical axis are determined. Such vortexes also affect the outflow over the sill placed on the downstream end of the basin. The possibility that such part of the stream moves at random under one side either the other side also influences downstream scour phenomena which are localized sometimes on a side of the river bed, sometimes on the other one, in a substantially unpredictable way. In effects, in correspondence of the above mentioned maximum flow rate, also for tests in which mobile bed is reproduced with gravel, scours reach remarkable values (10 ÷ 11 cm in model). In Figure 1, with reference to the originally designed device, the results are shown concerning scours occurred in one of such early experimental tests. The tests have definitely pointed out that the asymmetry of

stream makes difficult the application of dimensioning mathematical models founded on the hypothesis of constant flow rate for unit of width q. Therefore a solution has been sought that, renouncing to achieve the dissipation of surplus of hydraulic head possessed by the stream at the basin inlet only by means of hydraulic jump, is able to reach the aim through the action of a series of baffle piers. Particularly a solution has been sought in order to achieve dissipation of superabundant head and elimination of stream asymmetry at the same time.

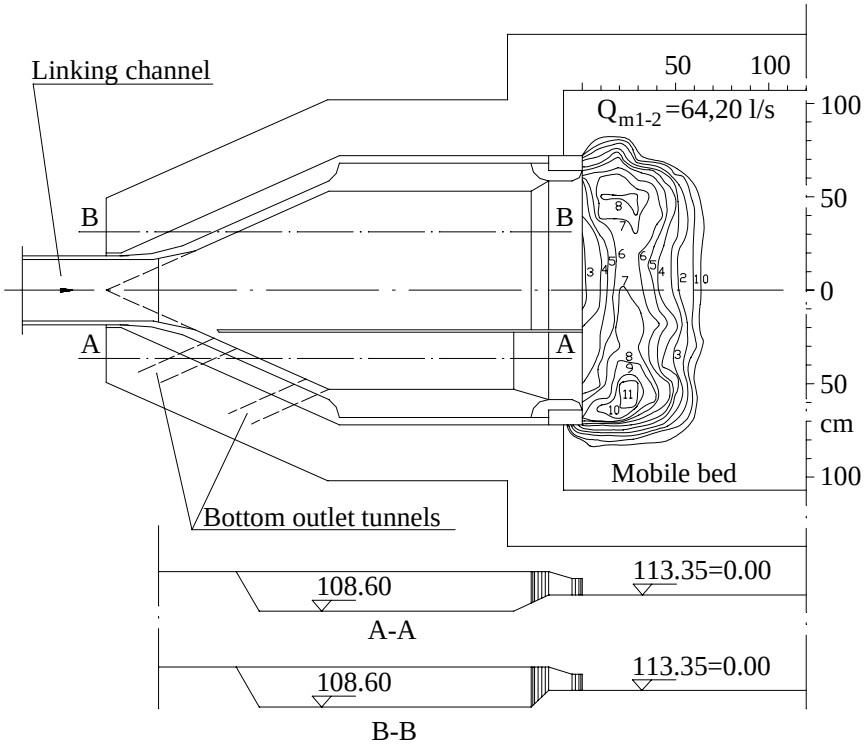


Figure 1 Preliminary test with originally designed basin (Q_{p1-2} = 1135 mc/s)

The first solution adopted, represented in Fig.2, slightly changes the geometry of the stilling basin, being the variant limited to the insertion of baffle piers near the inlet of the basin and to a different profile of the downstream sill. Particularly the variant consists of: two lines of prismatic shaped baffle piers 2.00 m wide (in prototype) and with triangular longitudinal section, whose dimensions are 7.50 m, as it regards the base length and 1.50 m, as it regards the cathetus - height set downstream; two lines of cubic shaped baffle piers whose side is 2 m long. The tests show (Fig.2) that maximum scour is slightly decreased (8 cm in model) and that the asymmetry, observed in the early tests, is still present and therefore it is not possible to establish steady and predictable working conditions. Consequently the experimenters has definitely worked on the elimination of the asymmetry.

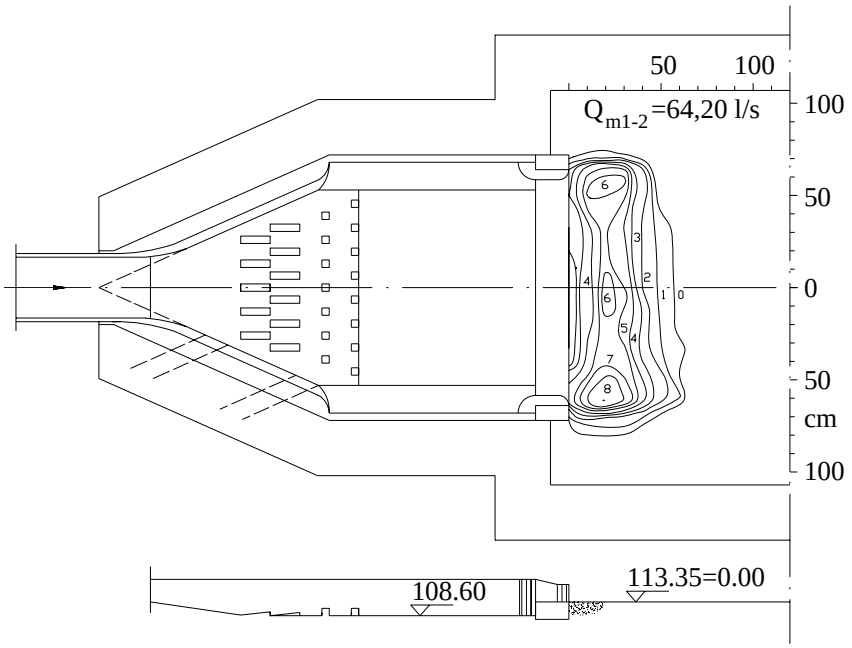


Figure 2 Test with modified basin - First solution (Q_{p1-2} = 1135 mc/s)

Therefore in the second solution reported in Fig.3 more radical variations have been carried out and particularly: the zone, where baffle piers have been situated, has been extended; baffle piers have been set on seven lines, two lines with triangular longitudinal section and five lines with cubic shape.

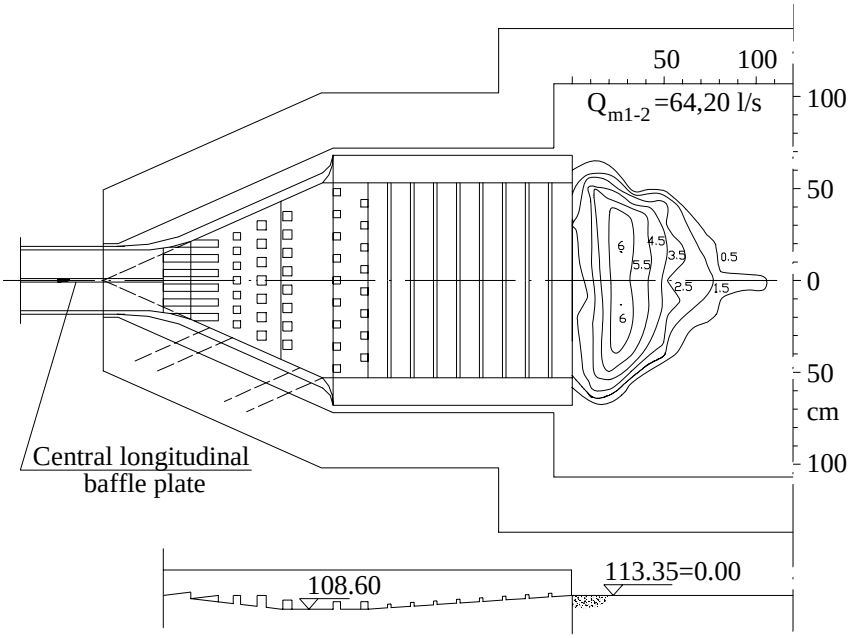


Figure 3 Test with modified basin - Second solution (Q_{p1-2} = 1135 mc/s)

Moreover the final sill has been eliminated giving to the longitudinal configuration of the basin a shape of inverse scalene trapezium; on the adverse slope linking with the downstream river bed a series of small sills across the basin has been set; such sills have a square transverse section with side 1 m long (in prototype); a central longitudinal baffle plate has been placed in the channel linking spillways and stilling basin, such baffle, with variable height, aims at decreasing the stream meandering already before the basin inlet. The tests, with the so modified basin, point out (Fig. 3) a limitation of the meandering phenomena of the stream (also owed to the presence of the longitudinal baffle placed in the linking channel) and a decrease of the maximum scour (6 cm in model). Scours occur always in the same areas, also having repeated the tests over and over again. Taking into account the former experimental tests stilling basin has been definitively modified as shown in Fig. 4 and in particular:

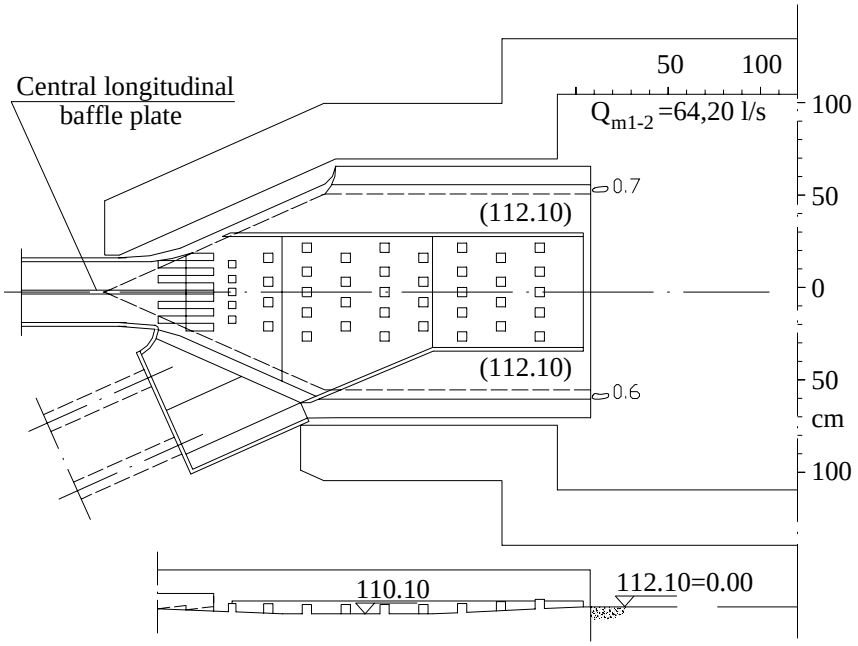


Figure 4 Test with modified basin – Final solution (Q_{p1-2} = 1135 mc/s)

the horizontal part of the apron of the basin has been raised, from the originally designed quota of 108.60 m over sea level, to quota 110.10 m over sea level (measures of prototype); the bottom quota of basin end section has been lowered, from the originally designed quota of 113.35 m over sea level, to quota 112.10 m over sea level; baffle piers have been placed in the basin concentrated, however, only in the central zone of the basin where the stream is endowed with larger kinetic energy; the basin bottom is raised, in the two remaining parts at the two sides of the central zone with baffle piers, also to quota 112.10 m over sea level; the central baffle with variable height has been made slightly longer, in the channel linking spillways and stilling basin. The baffle piers consist of

structures set in lines endowed with increasing height and staggered in order to avoid excessively “prancing” stream and in particular: the first two lines are still prismatic shaped, 2.00 m wide in prototype and with triangular longitudinal section whose dimensions are 7.50 m, as it regards the base length and 1.50 m, as it regards the cathetus - height set downstream; the third line is cubic shaped with side 2.00 m long; the remaining lines are cubic shaped with side 2.50 m long. The so modified basin accomplishes its function of dissipation and it almost completely eliminates the phenomena of asymmetry, of meandering and of thickening of the stream thus providing scours, with tests repeated over and over again, which are very small and even measurable only with the maximum flow rate. Indeed the maximum scour under such conditions is equal to 0.7 cm.

3 Conclusions

The present research, even if characterized by intrinsic specificity and particularity, also achieving results substantially qualitative, confirming the importance of the physical models, has produced some considerations that can be held of general validity. Experimental tests have pointed out that in the case of asymmetrical (and three-dimensional) streams the mathematical models commonly used in order to dimension stilling basins for energy dissipation, failing the hypothesis of constant flow rate for unit of width q, provide results which are strongly approximate and therefore not acceptable for the purpose of practical applications. Therefore a good rule seems to study in a more careful way, already in the preliminary design phase, the geometry of the outlet works of the storage reservoir, not excluded the weir crests. Moreover, when the asymmetry of the inlet works of the stilling basin is actually not removable, it must be ruled with a suitable conformation of the stilling basin: from experimental tests it can be deduced that it is even convenient to reduce the volume of the stilling basin provided that this allows the elimination of stream meandering and a larger efficiency of baffle piers (in such case baffle piers are necessary). As a consequence of the elimination of the meandering it is easier to place baffle piers in such a way that they always collide with the part of water flow endowed with the larger quantity of kinetic energy. Moreover the control of the asymmetry can be achieved in a larger way by adopting inverse scalene trapezium as a shape of longitudinal section of the stilling basin with the longer oblique side linking with the downstream end section. In effects such better shape is rather complying with the geometric shape of scour which occurs in a river mobile bed that, in correspondence of a vortex, tends to produce a quasi-steady configuration.

4 References

Adami, A.: Uno schema di calcolo per la determinazione della escavazione a valle di traverse. L'Energia Elettrica, n.12, 1971.

Ciaravino, L.: Observations concerning erosion in model of a mobile river bed. Proceedings River Flow 2004, Naples, Italy, Vol. 1, 647-656, 2004.

Graf, W.H. Altinakar, M.S.: Fluvial Hidraulics. J.Wiley and Sons, London, G.B., 1998.

Karim, O.A. Ali, K.H.M.: Prediction of flow Patterns in local scour holes caused by turbulent water jets. Journal of Hidr. Research, Vol.38, 279-287, 2000.

Kurniawan, A. Altinakar, M.S. Graf, W.H.: Flow pattern of eroding jet. Ecole Pol. Fed. de Lausanne, 1999.

Nebbia, G.: Sui dissipatori a salto di Bidone, Ricerca sperimentale. L'Energia Elettrica, n.6, 1940.

Nebbia, G.: Sui dissipatori a salto di Bidone, Norme di proporzionamento. L'Energia Elettrica, n.7-8, 1941.

Nola, F. Rasulo, G.: Escavazioni a valle di dissipatori a risalto. Idrotecnica, n.2, Marzo-aprile 1989.

Rajaratnam, N. Macdougall, R.K.: Erosion by plane wall jets with minimum tailwater. Journal of Hidr.Eng., ASCE, Vol.109, 1061-1064, 1983.

Schoklitsch, A.: Stanraum verlandung und Kolkbwehr. Springer, Wienna, 1935.

Authors:

Prof. Dr.-Ing. habil. Giulio Ciaravino,
Department of Hydraulic and
Environmental Engineering
University of Naples Federico II
Via Claudio 21
80125 Naples, Italy
Tel.: ++39 – 081 – 7683432
Fax: ++39 – 081 – 5938936
giulio.ciaravino@unina.it

PhD. Dr.-Ing. habil. Luca Ciaravino,
Department of Hydraulic and
Environmental Engineering
University of Naples Federico II
Via Claudio 21
80125 Naples, Italy
Tel.: ++39 – 081 – 7683432
Fax: ++39 – 081 – 5938936
lciaravi@unina.it

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32

Einfluss von Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf den Hochwasserabfluss

Dr. Gabriele Schwaller

A project of the Bavarian Agency for Environment deals with effects of river restoration measures on flood discharge. For this investigation a two-dimensional (2d) insteady hydraulic model was applied. Systematic simulations of measures like river bed widening, raising by ramps and lengthening by meanders as well as relocation of dikes and change of land use were made to quantify effects on flood hydrographs (peak and time of travel). Therefore a synthetic area of 20 km length and 4 various slopes was used to exclude effects of microscale morphologic and land-use changes and lateral inflows. In the second phase a 30 km long area of the river Glonn, located in the catchment of the river Isar, was chosen to verify and supplement the results.

1 Einleitung

Die Förderung des natürlichen Rückhalts von Hochwasserabflüssen ist eine der drei Komponenten des Programms „Nachhaltiger Hochwasserschutz in Bayern“. Das Programm besteht aus den Teilkomponenten natürlicher Rückhalt / vorbeugender Hochwasserschutz, technischer Hochwasserschutz und weitergehende Hochwasservorsorge. Einen Beitrag zum natürlichen Rückhalt leistet die Gewässerentwicklung. Am Bayer. Landesamt für Umwelt (vormals Wasserwirtschaft) wurde in einer Studie zur Thematik „Einfluss von Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf den Hochwasserabfluss“ (Schwaller & Tölle 2005) quantitativ nachgewiesen, wie sich Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf das Abfluss- und insbesondere das Retentionsverhalten entlang einer Gewässerstrecke auswirken. Unter Retention versteht man die Verzögerung und Dämpfung einer Hochwasserwelle. Dabei beschränkte sich die Studie auf die fließende Retention, die stehende Retention als Wirkung von Rückhalteräumen war nicht Projektgegenstand. Die Untersuchungen wurden erstmals ausschließlich mit Hilfe der zweidimensionalen instationären hydrodynamisch-numerischen Abflussmodellierung durchgeführt, die seit mehreren Jahren in der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung eingesetzt wird. Mit dem Modell HYDRO_AS-2D existiert ein zuverlässiges, robustes Instrument, mit dem Abflussprozesse mit ihren Translations- und Retentionsvorgängen auch in größeren Gebieten mit ent-

sprechend großen Datenmengen zeitgenau und quantitativ zutreffend modelliert werden können.

Bisherige wissenschaftliche Arbeiten zu dieser Thematik wurden mit hydrologischen Modellen oder mit eindimensionalen (1d) hydraulischen Modellen durchgeführt, da zuverlässige 2d-Modelle erst seit relativ kurzer Zeit zur Verfügung stehen (z.B. Bauer 2004, Marenbach 2002). Hydrologische Modelle arbeiten mit einer räumlichen Auflösung der Untersuchungsgebiete in Teileinzugsgebiete und Fließstrecken von meist einigen Quadratkilometern Größe bzw. mehreren Kilometern Länge. Hydraulische 1d-Modelle verwenden zur Gebietsbeschreibung Talquerprofile. Wichtige Maßnahmen der Gewässerentwicklung, etwa die Laufverlängerung durch Mäandrierung, können dadurch nicht modelliert werden. Erst ein hydraulisches 2d-Modell ist in der Lage, ein Gebiet durch ein hochauflösendes Berechnungsnetz physikalisch zutreffend wiederzugeben und differenzierte Strömungsvorgänge beim Überfluten von Auen kleinräumig und realitätsnah nachzuvollziehen. Die prinzipielle Wirkungsweise von Gewässer- und Vorlandstrukturen auf die Retention ist allgemein bekannt und wird schematisch in Abbildung 1 dargestellt. Ziel der Simulation mit einem hydraulischen 2d-Modell ist darüber hinaus die zeitgenaue und quantitativ zutreffende Bestimmung der Retentionswirkung.

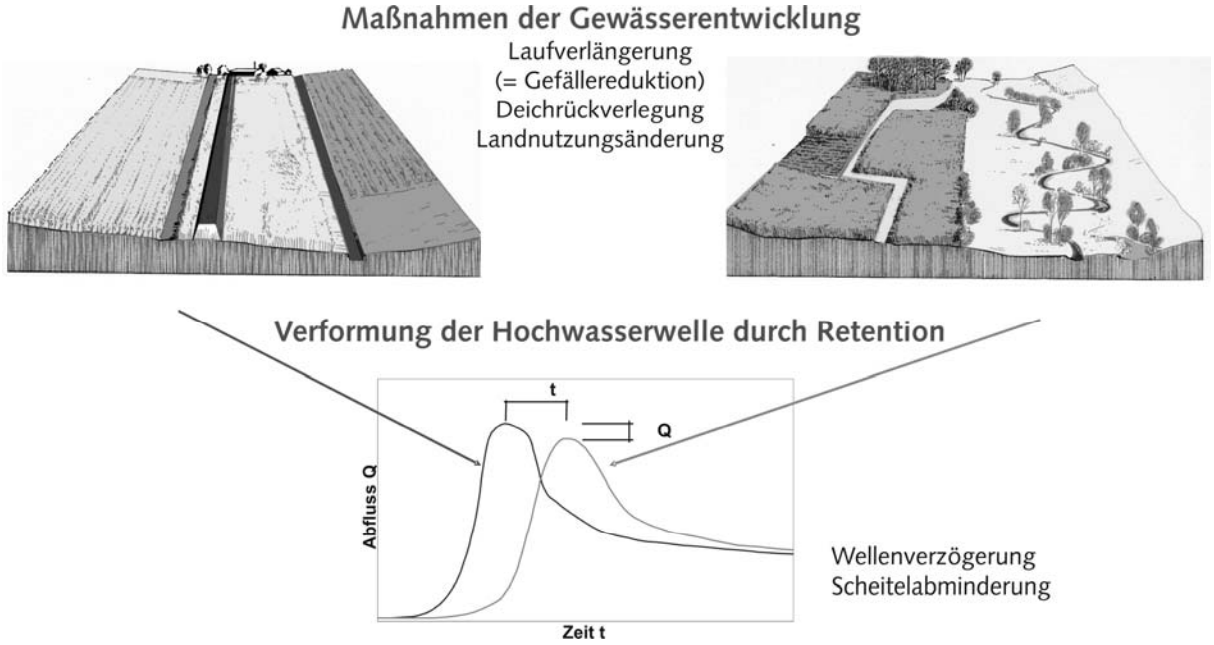


Abbildung 1 Schematische Darstellung des Zusammenhangs zwischen Gewässerentwicklung und Retention

2 Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

2.1 Modellaufbau und Variantenuntersuchungen

In der ersten Projektphase wurden systematische Grundsatzuntersuchungen über die Auswirkung von flussbaulichen Maßnahmen sowie Vorlandveränderungen auf den Hochwasserabfluss an einem synthetischen Gebiet durchgeführt. Dadurch konnten verschiedene flussgebietsspezifische Einflussfaktoren der Realität wie Veränderung des Abflusses durch seitliche Zuflüsse, kleinräumige Flächennutzungsänderungen oder Geländeunregelmäßigkeiten ausgeschlossen werden. Das Modellgewässer besitzt im Ausgangszustand einen geradlinigen Verlauf mit Trapezquerschnitt. Die Sohlbreite beträgt 12 m, die Tiefe 2 m und die Böschungsneigung 1:2. Das Gebiet ist 20 km lang. Die Vorländer sind mit einem Gefälle von 0,5 ‰ zum Fluss hin geneigt. Im Ausgangszustand ist der Fluss beidseitig bedeicht, wobei der Abstand der Deiche jeweils 50 m zum Fluss beträgt. Die Flächennutzung wurde zu 100 % Grünland angenommen. Dieses Modellgebiet wird in der Höhenlage für vier verschiedene Gefällewerte von 0,5 bis 4 ‰, variiert. Die simulierten Zuflussganglinien sind sinusförmig mit 36 h Dauer. Der Scheitelwert wird nach 18 h erreicht und beträgt jeweils 40, 60, 80 und 100 m³/s. Beim geringsten Gefälle von 0,5 ‰ ufert bereits der kleinste Abfluss aus, und ein Abfluss von 60 m³/s wirkt talraumfüllend, während beim größten Gefälle von 4 ‰ erst ein Abfluss von 100 m³/s ausufert.

Das Modellgebiet wurde im Hinblick auf mehrere mögliche Gewässerentwicklungsmaßnahmen in 14 Varianten modifiziert:

- **Vorlandmaßnahmen**

- 100 % Bewaldung in den Deichvorländern
- Deichrückverlegung: Die Vorlandbreite wird von jeweils 50 m auf jeweils 300 m erhöht. Die Grünlandnutzung bleibt bestehen.
- Deichrückverlegung und 100 % Bewaldung: Kombination der o. g. Maßnahmen.
- Deichrückverlegung und 25 % Bewaldung: zwei Varianten, Bewaldung in Blöcken von etwa 5 ha Flächengröße und Bewaldung in uferparallelen Streifen.

- **Flussbauliche Maßnahmen**

Alle flussbaulichen Maßnahmen werden ohne Deiche, d.h. mit Vorlandbreiten von jeweils 300 m untersucht. Die Flächennutzung besteht zu 100 % aus Grünland.

- Sohlanhebung: Gefällehalbierung durch Anordnung von Rampen mit einer Höhe von 0,5 m in regelmäßigen Abständen.
- Aufweitung: Gewässerverbreiterung auf die doppelte Breite und Sohlaufhöhung um 1 m.
- Laufverlängerung: Es wird sowohl eine Laufverlängerung von 1,6 mit schwacher Mäandrierung, als auch eine starke Mäandrierung von 3,6 (Kreismäander) modelliert.

- **Kombinationsmaßnahmen**

- Alle flussbaulichen Maßnahmen werden in Kombination mit einer Bewaldung zu 100 % in den Vorländern berechnet.

2.2 Ergebnisse

Die Laufzeit des Hochwasserscheitels nach 20 km Fließstrecke ändert sich je nach modellierter Variante erheblich. Bei den Randbedingungen Gefälle 0,5 ‰ und Abfluss 40 m³/s liegen die Extreme der Laufzeit bei 14,3 h für den Ausgangszustand (Eindeichung) und 38,2 h für die Variante Kreismäander mit 100 % Bewaldung. Auffällig ist auch die unterschiedliche Verformung der Ganglinien. Bei Varianten mit geradlinigem Flussverlauf erreicht der Abfluss zunächst rasch den Auslaufrand, bleibt dann über längere Zeit konstant (bordvoller Abfluss), bis schließlich auch der Vorlandabfluss den Auslaufrand erreicht. Die Höhe des Scheitelabflusses am Ende der 20 km langen Strecke wird vor allem durch die Menge und die Geschwindigkeit des Vorlandabflusses geprägt. Während beim Ausgangszustand dem bordvollen Abfluss ein kurzer, steiler Scheitel aufgesetzt ist, kann dieser bei der Variante Deichrückverlegung durch die größere Vorlandbreite vollständig gedämpft werden. Bei der Variante Bewaldung im Deichvorland findet durch die gleichzeitige Bewaldung der Uferböschungen eine frühere Ausuferung statt, d.h. der bordvolle Abfluss wird geringer. Die erhöhte Abflussmenge im Vorland kann bei Eindeichung durch die Bewaldung nicht vollständig gedämpft werden; dies gelingt erst bei gleichzeitiger Deichrückverlegung. Bei kleineren Hochwasserabflüssen wirkt sich eine Bewaldung zu 25 % in Form von Uferstreifen günstiger als eine Bewaldung in Blöcken aus, jedoch bei allen größeren Abflüssen tritt eine größere abflussdämpfende Wirkung bei der riegelartigen Bewaldung in Blöcken auf, die eine größere Talbreite abdeckt. Eine Laufverlängerung mit gleichzeitiger Bewaldung bewirkt besonders bei kleineren Hochwasserabflüssen das späteste Eintreffen des Scheitelabflusses sowie generell sehr hohe Scheitelabminderungen, da hier die geradlinige Fließstrecke unterbrochen ist.

Die Größenordnung der Laufzeitverlängerung kann im untersuchten Fallbeispiel bei geringem Gefälle und kleineren Hochwasserabflüssen, die etwa einem MHQ

entsprechen, bis zum Faktor 2,7 betragen, und die Scheitelabminderung kann im Extremfall bis zu 38 % erreichen. Bei großen Abflüssen, die etwa einem HQ_{100} entsprechen, kann – bedingt durch die extrem kurze Laufzeit im Istzustand - sogar maximal eine 3,6fache Laufzeitverlängerung erreicht werden, während die Scheitelabminderung maximal knapp 14 % beträgt. Voraussetzung für diese Werte sind eine Vergrößerung der durchströmbaren Vorlandbreite um das 6fache und eine 100-prozentige Bewaldung. Im Vergleich gleich breiter Vorländer werden maximal eine 2,1fache Laufzeitverlängerung und 15 % Scheitelabminderung bei geringem Gefälle und kleineren Hochwasserabflüssen und eine 1,5fache Laufzeitverlängerung und 10 % Scheitelabminderung bei großen Abflüssen erzielt.

Grundsätzlich werden mit zunehmendem Abfluss und steigendem Gefälle die Laufzeiten kürzer und die Scheitelabminderung geringer. Als am wirkungsvollsten zur Laufzeitverlängerung sowie zur Scheitelreduktion erwies sich die Bewaldung der Vorländer bei gleichzeitiger Unterbrechung der geradlinigen Fließwege durch Mäandrierung. Voraussetzung ist ein möglichst großer Raum, der in den Vorländern zur Verfügung stehen muss. Mit Hilfe der Multiplen Regressionsanalyse lässt sich statistisch nachweisen, dass neben dem als Gebietskenngröße unbeeinflussbaren Talgefälle die Faktoren Bewaldungsgrad, durchströmbare Vorlandbreite und Windungsgrad einen signifikanten Einfluss auf die Retentionswirkung besitzen. Flussbauliche Maßnahmen wie Sohlaufhöhung oder Aufweitung haben lediglich eine indirekte Wirkung auf das Retentionsverhalten, sofern sie das Verhältnis von Vorlandabfluss zu Gerinneabfluss verändern. Außerdem zeigt sich signifikant: Wenn durch Gewässerentwicklungsmaßnahmen die Laufzeit einer Welle verlängert werden kann, so können zugleich positive Effekte bei der Abminderung des Wellenscheitels erwartet werden.

3 Untersuchungen an der Glonn

3.1 Gebietsbeschreibung und Variantenuntersuchungen

In der zweiten Projektphase wurde an einem realen Flussabschnitt untersucht, welche Auswirkungen konkrete Schritte der Gewässerentwicklung auf Abflussganglinien und Überschwemmungsflächen besitzen. Ausgewählt wurde ein 30 km langer Gewässerabschnitt der Glonn im Einzugsgebiet der Isar zwischen den Pegeln Odelzhausen und Hohenkammer. Die Glonn entspricht sowohl von den Dimensionen des Gewässers als auch der Hochwasserabflüsse den Größenordnungen des Modellgerinnes der ersten Projektphase. Im Unterschied zu diesem Modellgerinne, in dem lediglich ein Hauptzufluss auf der gesamten Strecke vorhanden war, wurden an der Glonn außer dem Hauptfluss insgesamt 15 Zu-

flüsse modelliert; der Gesamtabfluss steigt damit von Odelzhausen bis Hohenkammer um das 3fache an. Im Untersuchungsgebiet befinden sich 10 Wehranlagen. Eine nennenswerte Eindeichung über größere Strecken ist nicht vorhanden. Die Landnutzung besteht zu 77 % aus Acker- und Grünlandflächen.

Neben dem Istzustand wurden 5 Varianten untersucht:

- Maximale Bewaldung (Umwandlung aller Acker- und Grünlandflächen in Wald),
- Bewaldung in Uferstreifen (beidseitig je 15-20 m breit, nach Gewässerentwicklungsplan),
- Laufverlängerung durch Anbindung von Altarmen um ca. 9 %,
- Laufverlängerung und maximale Bewaldung,
- Laufverlängerung und Bewaldung in Uferstreifen.

3.2 Ergebnisse

Eine großflächige Bewaldung zeigt auch am Beispiel der Glonn effektive Auswirkungen auf Scheitelabminderung und Laufzeitverzögerung, während eine Laufverlängerung vor allem eine Vergleichmäßigung des Abflusses im ansteigenden und abfallenden Ast einer Hochwasserwelle bewirkt. Konkret können an der Glonn Laufzeitverzögerungen bis zu 8,5 Stunden und Scheitelabminderungen bis zu 10 % erreicht werden. Bereits durch eine Bewaldung in Uferstreifen wird bei kleineren, nicht talraumfüllenden Hochwasserereignissen eine Scheitelreduktion von etwa 4 % erzielt, bei großen Hochwasserereignissen beträgt die Größenordnung jedoch nur mehr 2-3 %. Abbildung 2 zeigt die Abflussganglinien bei HQ_{100} am Modellende beim Pegel Hohenkammer für alle Varianten.

Ein bedeutender Unterschied der Ergebnisse an der Glonn zu denen am synthetischen Modellgebiet ist die Erzielung von etwa gleich hohen Werten für Scheitelabminderung und Laufzeitverzögerung bei kleinen wie bei großen Hochwasserabflüssen. Die Ursache hierfür ist in den zahlreichen Zuflüssen zur Glonn zu suchen. Durch die verschiedenen Maßnahmenplanungen kann die Hochwasserwelle der Glonn verzögert werden, so dass deren Scheitelabfluss nicht mehr mit den Wellenscheiteln der Zuflüsse zusammentrifft.

Zusätzlich zur individuellen Niederschlag-Abflusscharakteristik eines Flussgebiets sind auch morphologische Gegebenheiten der Flusstäler für die Ausprägung von Hochwasserwellen zu berücksichtigen. Im Talraum der Glonn wirken zahlreiche querende Straßendämme bei Hochwasser stauend und damit abflussbremsend.

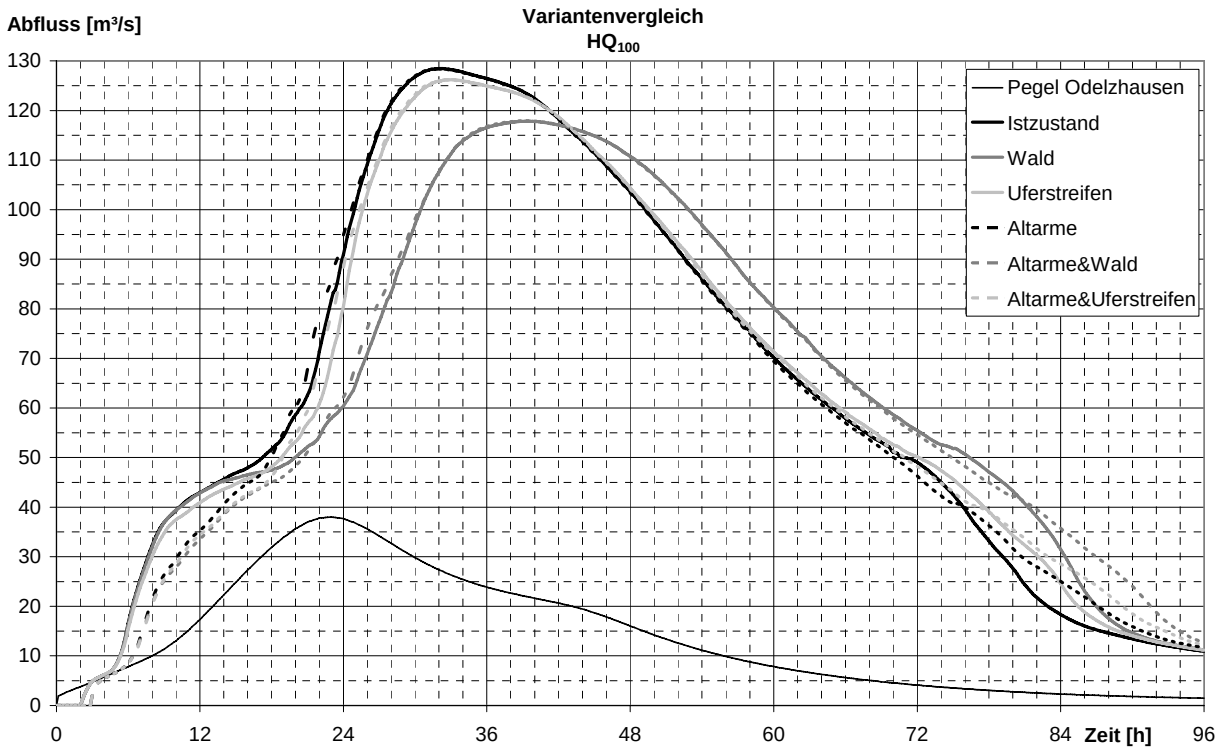


Abbildung 2 Modellierte Abflussganglinien am Pegel Hohenkammer/Glonn für diverse Gewässerentwicklungsmaßnahmen bei HQ_{100}

Die Studie gibt einen Überblick über Größenordnungen von Retentionswirkungen, die durch unterschiedliche Gewässerentwicklungsmaßnahmen erreichbar sind. Durch den Einsatz einer geeigneten Modelltechnik, der zweidimensionalen instationären Abflussmodellierung mit dem Modell HYDRO_AS-2D, können die Ergebnisse volumentreu und zeitgenau ermittelt werden. Wegen vieler flussgebietspezifischer Eigenschaften hydrologischer und morphologischer Art ist eine quantitative Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Flussabschnitte jedoch nur bedingt möglich. Für eine genauere Quantifizierung der Retentionswirkung an einem bestimmten Gewässer ist eine individuelle Betrachtung mit einem geeigneten hydraulischen Modell unbedingt nötig.

4 Literatur

Bauer, C.: Bestimmung der Retentionspotentiale naturnaher Maßnahmen in Gewässer und Aue mit hydraulischen Methoden. Kasseler Wasserbau-Mitteilungen , H. 16, Kassel, September 2004.

Marenbach, B.: Der Beitrag naturnaher Retentionsmaßnahmen in den Talauen zur Hochwasserdämpfung. Fachgebiet Wasserbau und

Wasserwirtschaft der Universität Kaiserslautern, Bericht 13; Kaiserslautern, April 2002

Schwaller, G. Tölle, U.: Einfluss von Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf den Hochwasserabfluss. Bayer. Landesamt für Wasserwirtschaft, Materialien Nr. 122, München, Juni 2005.

Autor:

Dr. Gabriele Schwaller
Bayerisches Landesamt für Umwelt
Dienstort München
Lazarettstr. 67
80636 München
Tel.: ++49 – 89 – 9214-1050
Fax: ++49 – 89 – 9214-1052
Gabriele.Schwaller@lfu.bayern.de

Großflächige numerische 2d-Modellierung auf Basis eines hochauflösenden Laserscanner-Gitters (1 m)

Frank Michel

In der zweiten Jahreshälfte 2005 wurde für das Bayerische Landesamt für Wasserwirtschaft – mittlerweile Landesamt für Umwelt – eine interessante Verfahrensentwicklung aus Sicht der Hydraulik bzw. der mathematisch-numerischen Modellierung erfolgreich abgeschlossen: Die automatische Generierung und extreme Ausdünnung von 2d-Berechnungsnetzen aus hochauflösenden Laserscanner-Daten für größere Projektgebiete. Ziel ist – unter Beibehaltung einer vergleichbaren Datenqualität - die Ablösung des bisher in der Bayer. Wasserwirtschaftsverwaltung angewandten, jedoch kostenintensiven stereophotogrammetrischen Auswerteverfahrens zur Bruchkantenerzeugung bzw. Netzgenerierung.

Laserscanning (-daten), 2d-Modellierung, Ausdünnung, Netzgenerierung, Rauheitsbelegung

1 Einleitung

Die heutigen 2d-Simulationsprogramme können bislang ohne Probleme für mehrere 100.000 Netzelemente bzw. –knoten Berechnungen durchführen. Bei einem üblichen Gitterabstand der hochauflösenden Laserscanner-Daten von 1 m kommt man aber ohne extreme Ausdünnung des Datensatzes bei größeren Projektgebieten zu keinem vernünftigen 2d-Berechnungsnetz.

Verfahren zur Ausdünnung von Laserscanner-Daten haben oft den Nachteil, dass sie sehr generalisiert ausdünnen, im einfachsten Fall wird einfach aus einem sehr dichten Gitter ein gröberes Gitter erstellt. Aber auch intelligentere, z. B. optische Verfahren, die aus den Rasterbildern eines DTM (Digital Terrain Model) stärker strukturierte Bereiche von weniger stark geneigten Flächen separieren und diese dann in Abstufungen oder Klassen ausdünnen, haben Nachteile. Meist werden lokal doch sehr viele Punkte benötigt, um Kleinststrukturen abzubilden *(BRIESE et. al., 2005).* Dabei wäre es notwendig, bruchkantenähnliche Objekte aus den Laserdaten zu generieren, um diese für die 2d-Gitternetze - ähnlich wie bei der photogrammetrischen Erfassung – mit einem Raster aus Punkten zu triangulieren.

Seit 2002 wurden mehrere Voruntersuchungen und Pilotstudien zum Thema Laserdaten und Ausdünnung am Bayer. LfW bzw. LfU durchgeführt. Nachdem die generelle Eignung moderner Laserscanner-Daten untersucht war *(OBERHAUSER & RIEGER, 2005)*, wurde die Erstellung einer Software zur extremen Datenausdünnung und Netzgenerierung in Auftrag gegeben. Das neu entwickelte Verfahren soll bevorzugt auf Laserscanner-Daten mit einem Gitterabstand von 0,5 bis 2 m angewandt werden, wobei definierte Netzkriterien eingehalten werden müssen. Besonders wichtig für die Bildung von 2d-Berechnungsnetzen ist die Erhaltung von wesentlichen Strukturen der Geländetopographie (z. B. Dammkronen). Aber auch Parameter, welche die Netzgeometrie beschreiben und zu sehr homogenen, sog. glatten Berechnungsnetzen führen sollen, werden eingefordert:

- Die Geländeerfassung erfolgt mit einem maximalen, vorgegebenen Fehler
- Es erfolgt keine manuelle Erfassung von Bruchkanten (Integration vorhandener Bruchkanten ist aber möglich)
- Punkte können so vernetzt werden, dass überwiegend regelmäßige Polygone entstehen (Dreiecke, Vierecke)
- Die mittlere Punktmenge soll 10.000 (20.000 bei stark strukturiertem Gelände) je km^2 nicht überschreiten
- Der Datensatz muss direkt in hydrotechnische Simulationsprogramme einlesbar sein
- Die Winkel einzelner Elemente sollen > 5° und < 160° sein
- Die Anzahl der Elemente, die an einem Knoten zusammentreffen, soll kleiner/gleich 10 sein
- Der Größenunterschied benachbarter Elemente soll i. d. R. kleiner als 1 : 10 sein (kleinere Elementfläche zur größeren Elementfläche)

Eine Pilotstudie wurde an der Donau bei Donauwörth durchgeführt, wo ein Areal von 110 km² mit der Laserscanning-Methode (1m-Gitter) beflogen wurde. Es galt vor allem zu beweisen, dass diese hochaufgelösten Daten extrem ausgedünnt werden können und dass gleichzeitig aus diesem Datensatz ein ausreichend genaues Berechnungsnetz für die großflächige 2d-Simulation erstellt werden kann.

2 Beschreibung der Verfahrensschritte zur Ausdünnung

Die Vorgehensweise zur Ausdünnung der Originaldaten erfolgt weitgehend automatisiert. Es können im Prinzip beliebig große Datenmengen im ASCII-Format eingelesen werden. Bei der Ausdünnung der Donau-Projektdaten konnte die Bearbeitung des gesamten Gebietes in einem Arbeitsschritt geschehen, wobei eine Prüfung des Datensatzes vorher durch das Bayer. Landesamt für Vermessung und Geoinformation (LVG) erfolgte.

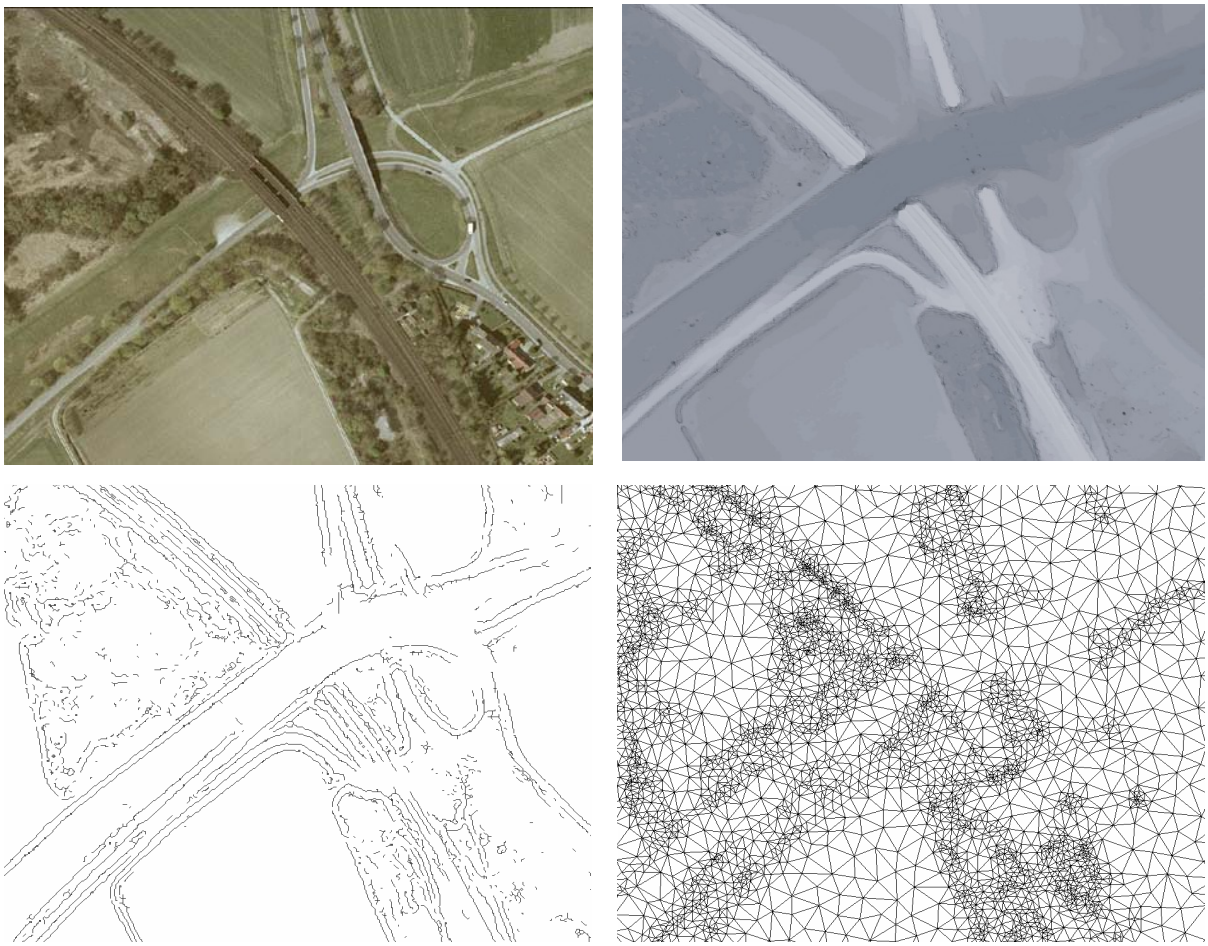


Abbildung 1 Ausschnitt aus dem Projektgebiet bei Donauwörth; oben links: Orthophoto, oben rechts: Schummerungsdarstellung der Original-Laserdaten, unten links: Generierung von bruchkantenähnlichen Objekten, unten rechts: 2d-Berechnungsnetz

Bruchkantenähnliche Strukturen werden mit dem Programm LASER_AS-2D (NUJIĆ, 2005) während des Ausdünnungsprozesses generiert (Abb. 1). Diese Objekte werden - ähnlich wie bei der Photogrammetrie - bei einem ausgeprägten Sohlensprung (Δz) von ca. 0,20 bis 0,40 m (der Wert Δz wird vorgegeben) automatisch erzeugt. In mehreren miteinander verketteten Modulen erfolgt

anschließend eine Nachbearbeitung der erzeugten „*Bruchkanten*“: eine Punktumverteilung (Vergleichmäßigung) sowie Bereinigung von sich schneidenden oder zu nahe beieinander liegenden Zwangsseiten. Danach wird der Datensatz für die Triangulation vorbereitet. Auf das generierte Netz werden nun die Höhenwerte der Original-Rasterpunkte transformiert. Zum Schluss erfolgt die Integration des bereits zuvor aufbereiteten Flussschlauchnetzes, welches aus den vermessenen Flussprofilen und der Uferlinie erstellt wurde (Kap. 3).

Die zulässige Höhenabweichung der aufgespannten Elementflächen zu den Originalpunkten lässt sich einstellen. Bei einem so definierten Sohlensprung Δz von 0,30 bis 0,40 m entstehen qualitativ sehr hochwertige Berechnungsnetze mit einer mittleren Punktmenge von 10.000-15.000 Punkten/km². Die mittlere Höhenabweichung beträgt abhängig vom Gebiet ca. $\pm \Delta z/4$ bis $\pm \Delta z/3$ (bei Δz = 0,3 m also 0,075-0,1 m). Ausgeprägte Strukturen wie Deichkronen, Wege und Straßenverläufe werden zudem besonders genau erfasst.

Bei Bedarf besteht die Möglichkeit, zusätzlich terrestrisch aufgenommene Bruchkanten zu Beginn des Ausdünnungsprozesses in das Netz zu integrieren.

3 Integration der Flussquerprofile

Aus den terrestrisch aufgenommenen Flussquerprofilen wird in einem separaten Verfahrensschritt ein Geländemodell erstellt, welches den unterwasserseitigen Bereich abdeckt, der vom luftgestützten Laserscanning nicht erfasst werden kann. Als verbindendes Element fungiert dabei die Uferlinie an beiden Seiten. Entlang der Uferlinie kann durch Interpolation der Querprofile ein Flussschlauch-DGM generiert werden.

Aus den Flussquerprofilen und den Uferlinien werden zuerst sog. rechteckige Patches gebildet, um ein gleichmäßiges Gitternetz zu erhalten. Dabei wird schon ein Seitenverhältnis der Flusselemente von 1:3 berücksichtigt, welches für die Berechnung aus modelltechnischen Gründen idealerweise herangezogen wird. Außerdem werden die Querprofile je nach Breitenausdehnung automatisch verlängert. Nach der Netzgenerierung des Flussschlauches (ohne Höhen) werden die zwischen den Querprofilen interpolierten Höhen der Flusssohle auf das Netz transformiert.

Da das Verfahren weitgehend automatisiert abläuft, können auch mehrere Kilometer Flussstrecke in kurzer Zeit bearbeitet werden.

4 Klassifikation der Landbedeckung zur Rauheitsbelegung

Die Belegung der Rauheiten erfolgt über eine Klassifikation der Landbedeckung nach einem vorgegebenen Objektschlüssel auf Basis von Orthophotos (RGB und CIR; 50 cm Bodenauflösung) aus der Bayernbefliegung (Maßstab 1:12.400, Digitalisiergenauigkeit 1m → entspricht 2,5 Bildpunkten). Der Objektschlüssel wurde für großflächige Projektgebiete gegenüber der bisher üblichen photogrammetrischen Auswertung wesentlich vereinfacht und optimiert.

Übrig geblieben sind 12 Objektklassen (u. a. Acker, Grünland, Wald, Verkehr, versiegelte Flächen, Bebauung), die die Grundlage für die spätere Belegung der Netzelemente mit den Rauheiten bilden. Die Nutzung wird flächendeckend zugeordnet; im Bereich nicht sichtbarer Grenzen wird die Kartierung gemäß dem vermuteten Verlauf ergänzt. Als Orientierungshilfe hat sich die Digitale Flurkarte (DFK) bewährt. Aus der DFK wurden auch die Gebäudegrenzen übernommen, dies bedeutet eine wesentliche Arbeitserleichterung.

Nun ist festzustellen, dass auf der einen Seite eine relativ genaue Abgrenzung der Nutzung erfolgt (Flächenpolygone) und sogar alle Gebäudegrenzen detailgenau erfasst sind. Andererseits ist die Bildung von Netzelementen im wesentlichen von der Geländestruktur abhängig. Im flacheren Gelände werden also eher große Elemente erzeugt, während stark geneigte Flächen viel feinstrukturierter abgebildet werden. Damit nun die Belegung der Rauheiten mit der Netzstruktur und den Netzelementen zusammengeführt werden kann, ist es u. U. notwendig, schon einen Teil der Nutzungsgeometrie in den Ausdünnungsprozess bzw. die Netzgenerierung mit aufzunehmen.

Dieser Schritt dient dazu, die Rauheiten aus der Landbedeckungsklassifikation optimal – entsprechend der Netzgeometrie – auf das Berechnungsnetz zu transformieren. Es bleibt sensitiv zu untersuchen, inwieweit eine gröbere Rauheitsdefinition aufgrund der ursprünglichen Dreiecksvermaschung (TIN) ohne die Nutzungsgeometrie auch zu einem ungenaueren Berechnungsergebnis führte.

Bislang können also - abhängig von der Größe des Gesamtgebietes und der notwendigen Berechnungsgenauigkeit – die wesentlichen Strukturen wie z. B. größere Straßen, alle Nutzungen außerhalb der Bebauung sowie Siedlungsgebiete als Polygonobjekte in den Ausdünnungsprozess miteinbezogen werden. Hierbei ist es möglich, die einzelnen Objekte durch Punktumverteilung zu vergleichmäßigen, was später auch die Homogenität des Berechnungsnetzes steigert. Als problematisch stellen sich oft die Einzelgebäude aus der DFK dar. Deren exakte Umrisse bewirken lokal eine starke Netzverfeinerung, was dem Ziel einer extremen Ausdünnung natürlich zuwider läuft. Deswegen konzentriert

man sich auf die Gebäude, die wirklich ein Abflusshindernis darstellen bzw. verwendet einen einheitlichen Rauheitsbeiwert jeweils für lockere oder dichtere Bebauung.

5 Pilotprojekt Donau bei Donauwörth

Um die verschiedenen Verfahrensschritte und eine komplette Projektbearbeitung mit der neu entwickelten Methode zu testen und auf Praxistauglichkeit hin zu überprüfen, wurde für das Projektgebiet bei Donauwörth (ca. 90 km nordwestlich von München, Abb. 2) eine knapp 20 km lange Berechnungstrecke der Donau mit einem Überflutungsgebiet von gut 42 km² ausgewählt. Um mit einem mathematisch-numerischen 2d-Modell diese Fläche berechnen zu können, war eine Ausdünnung der Daten (inkl. Flussschlauch und Zuflussgebiete der Nebenflüsse) auf nur noch 1-2 % der ursprünglich ca. 42 Mio. Rasterpunkte notwendig.

In mehreren Versuchsdurchläufen wurde festgestellt, dass ein vorgegebener Sohlensprung von $\Delta z = 0{,}3$ m und eine Punktumverteilung von 6 m bis 8 m entlang der generierten Bruchkanten zu einem optimalen Berechnungsnetz führt.

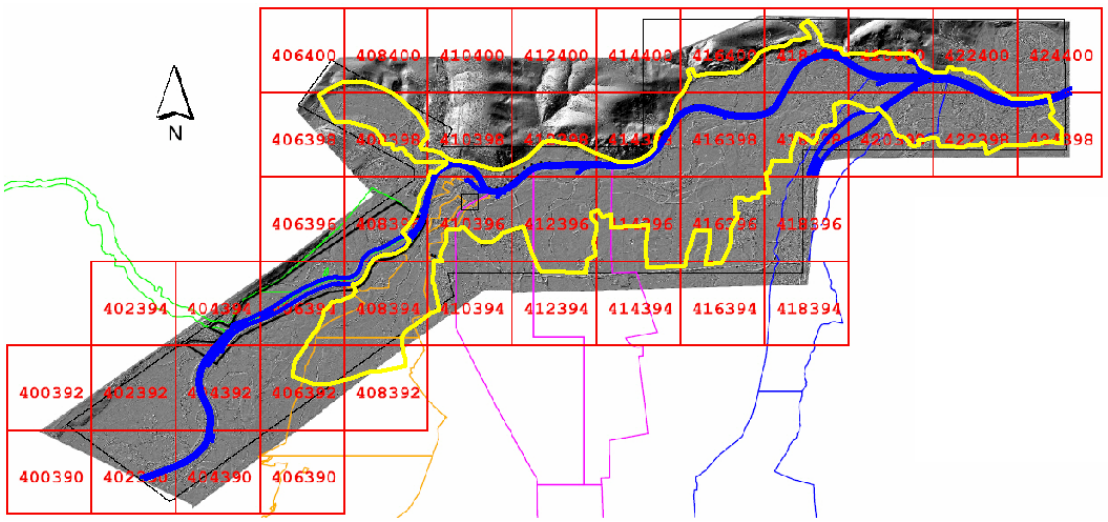


Abbildung 2 Projektgebiet bei Donauwörth; Ausdehnung: 110 km², gelb umrandete Fläche: Überschwemmungsgebiet, ca. 42 km²

Allgemein kommt es, insbesondere an den Geländeböschungen (bei stärker gekrümmten Bruchkanten), zu etwas größeren Abweichungen. Diese können aber in der Regel vernachlässigt werden, da sie nicht abflussrelevant sind. Die

Geländeoberkanten werden hingegen sehr gut abgebildet und weisen nur geringe Abweichungen auf.

Um auch die weniger strukturierte Geländetopographie optimal zu erfassen, kam am Ende des Verarbeitungsprozesses eine spezielle Triangulationssoftware zum Einsatz. Mit dieser lassen sich u. a. die max. Elementgröße (z. B. 200 m²) und der min. innere Winkel der Dreieckselemente bestimmen, was zu einem qualitativ hochwertigen Berechnungsnetz führt.

Erst nach der vollständigen Erstellung des Berechnungsnetzes, welches noch keine komplette Höheninformation besitzt, werden die Höhen der Original-Laserdaten auf das Netz interpoliert.

Neben der Integration der Uferlinien und wesentlichen Nutzungsabgrenzungen können auch einmündende Flussgebiete – wie im vorliegenden Fall – die bereits erstellten Berechnungsnetze (Kessel, Schmutter, Zusam und Lech) über gemeinsame Polygongrenzen eingebunden werden.

Die Berechnung des HQ100 konnte für das Gesamtgebiet von 42 km² auf einem handelsüblichen Rechner mit dem in der Bayer. Wasserwirtschaftsverwaltung eingesetzten 2d-Simulationsprogramm unter Einhaltung der geforderten Netzkriterien innerhalb von 100 h inklusive der vier Zuflussgebiete durchgeführt werden.

6 Ausblick

Zukünftig sollen die einzelnen Verfahrensschritte noch weiter automatisiert werden. Ziel ist es, am Beginn des Ausdünnungsprozesses alle Eingabedaten einzulesen (auszudünnendes Gebiet als Polygonumgriff, Originaldaten, Uferlinien, evtl. vorhandene Bruchkanten) und die entsprechenden Berechnungsparameter (zulässige Höhenabweichung, Wert der Punktumverteilung für die Vergleichmäßigung) zu definieren. Als Ergebnis wird dann das Berechnungsnetz unter Einbeziehung der Triangulationssoftware ausgegeben.

Realisiert wird auch eine wählbare Höhengenauigkeit, die für verschiedene Bereiche eines Projektgebietes unterschiedliche Auswertungen vornimmt. Dabei werden die jeweiligen Gebiete vorher durch Polygone definiert.

7 Literatur

Nujić, M.: Möglichkeiten und Grenzen von 2d-Modellen. DWA-Landesverbandstagung. Oktober 2005.

Briese, C., Attwenger, M.: Modellierung dreidimensionaler hydrologisch und hydraulisch relevanter Geländekanten aus hochauflösenden Laser-Scanner-Daten. „Praxisorientierte und vielseitig nutzbare Fernerkundungseinsätze an der Elbe", Bundesanstalt für Gewässerkunde, 2005, S. 35 - 45.

Briese, C.: Breakline Modelling from Airborne Laser Scanner Data. Dissertation, Wien 2004.

Oberhauser, R. & Rieger, D.: Neue Wege bei der Ermittlung von Überschwemmungsgebieten. Wasserwirtschaft, S. 52 – 56., August 2005.

Mott, C. & Rücker, G.: Abschlussbericht – Landnutzungsklassifikation mit Orthophotos zur Überschwemmungsmodellierung, unveröffentlicht. Oktober 2005.

Autor:

Dipl.-Ing. (FH) Frank Michel
Bayerisches Landesamt für Umwelt
Dienstgebäude München
Edmund-Rumpler-Str. 7
80939 München
Tel.: ++49 – 89 – 9214-1032
Fax: ++49 – 89 – 9214-1041
frank.michel@lfu.bayern.de

Programm LASER_AS-2D:

Dr.-Ing. Marinko Nujić
Ing.-Büro Dr. Nujić

Wallbergstrasse 8
83026 Rosenheim
Tel.: ++49 – 8031 930 585
Fax.: ++49 – 8031 930 524
ibnujic@aol.com

Outlets capacity analysis of the Złotniki storage reservoir on the Kwisa River

Jerzy Machajski, Wojciech Rędowicz

Nach der großen Flutkatastrophe von 1897 haben die deutschen Behörden beschlossen eine Reihe von Speicherbecken in Niederschlesien zu bauen, welche dem Hochwasserschutz dienen sollten. Die ersten Talsperren sind im Einzugsgebiet des Flusses Bóbr erbaut worden. In dem vorliegenden Beitrag wird die Staustufe in Złotniki auf dem Fluß Kwisa unterhalb der Stadt Gryfów Śląski vorgestellt. In dem Beitrag findet man sowohl eine allgemeine Charakteristik als auch Betriebsbedingungen der Einrichtung während des Hochwassers. Eine eingehende Analyse der Flutwelle, die über dieses Speicherbecken gegangen ist, hat gezeigt, daß die bestehenden Betriebseinrichtungen nicht mehr in der Lage sind, die hypothetische Flutwelle laut der geltenden Bestimmungen zu reduzieren. Anhand von hydraulischen Vor-Berechnungen hat man eine Reihe von technischen Lösungen des Problems vorgeschlagen, welche einen sicheren Betrieb des Objektes unter der extremalen Betriebsbedingungen während der erhoften Flutwelle sicherstellen sollten.

1 Introduction

Technical Regulations concerning the technical conditions which should be satisfied with regard to engineering and technical installations in the sphere of water economics hydraulic constructions", which had been in force since 1973, were changed in December 1996. The changes have been influenced on the existing classification of the main hydraulic constructions. For instance the first class in the existing hierarchy of the importance, included earth and concrete hydraulic structures, constructed on the bed rock, of the water damming level of over 30 m, and the same structures but constructed on non-rock bed of the water damming level exceeding 20 m.

In this situation, the classification of many hydraulic structures was changed in Poland. It also involved the change of many calculation requirements for these structures including, first of all, the change of the calculation discharges, the change of the safety factors, and the change of the required the dam crest excedance with regard to the water calculation levels – designed and control ones. It turned out that many structures are not prepared for the passing by significantly higher calculation discharges.

The paper deals with the consequences of the classification change on the example of the storage reservoir „Złotniki" on the Kwisa River, which can be seen, in particular, in the conditions of the passage of the control calculation flow. At the same time the paper shows possible, in the existing situation, departures from the requirements with regard to, among others, new excedance of the dam crest determined by the regulations of 1996.

2 Characteristics of the storage reservoir „Złotniki"

The stone dam forms the storage reservoir „Złotniki". The dam is localized in 103+150 km of the Kwisa river course, left tributary of the Bóbr River. It was built in 1919 ÷ 1924 as a stone construction, placed on the rock bed built of granite-gneiss.

The average dam base width is 27 m. The dam body was built without dilatation and it was shaped on the level of the dam crest as an arc of the radius of 158 m. The maximum height of the dam is 36 m. The 0.60 m stone wall secures the upstream face of the dam body; below the wall the dam body is sealed with a 0.05 m waterproof cement mortar. The stone wall with a cement mortar covers the downstream face of dam body. The dam crest is 5 m wide. The total length of the dam crest is 169 m (Fig. 1).

Inside the dam body there is a vertical drainage system with outlets in two control galleries - the bottom and the top ones, connected with a vertical shaft of diameter 0,80 m. The drainage water from those two galleries is supplied to the bottom outlet channel and drained to the tail-water.

The excess water from the reservoir is passing through control sections, which consist of four bottom outlets, including three pipelines of 1400 mm, and one pipeline of 1000 mm diameter, and the side weir. Two bottom outlet pipelines, are situated in the dam body on the left side of the dam. The remaining two pipeline, are situated in the diversion channel of 150 m long, hammered in the right slope of the valley. The section of the channel is similar to the 4.40 m high and 5.60 m wide eclipse. Two flap gates, each 22.50 m long, were mounted on the side weir crest. Water comes from the weir to the tail water by a stepped spillway, irregularly shaped in the left side of the rock. The maximum control sections discharge is approximately 480 m^3/s, where 380 m^3/s flows through the side weir and stepped spillway.

In the water power plant situated below the dam, three turbine sets were equipped with Francis turbines. The total installed power is 4.90 MW. The total capacity of water turbines at the ordinate of the normal water damming level on the reservoir is 20.30 m^3/s.

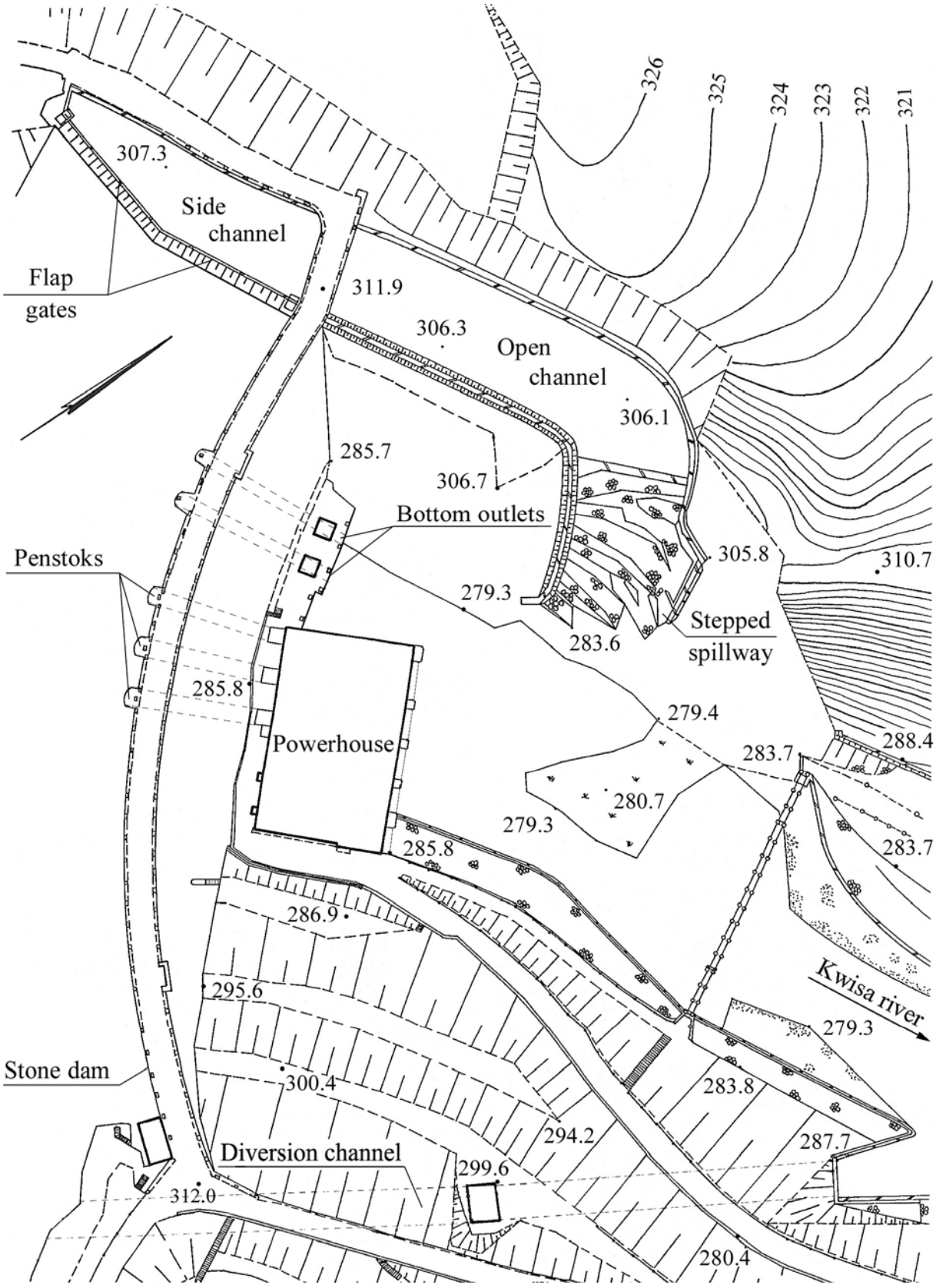


Figure 1 The location plan of the dam in Złotniki

3 Water management on the Złotniki storage reservoir

3.1 Historic flood events

Intense floods in the Kwisa river catchment were recorded, among others, in 1351, 1432, 1570, 1590, 1591 and 1667. However, the flood that took place in 1897 is considered to be the biggest one, which can be confirmed by historic records. The flood wave, which occurred on July 31st, 1897 and passed through the unbuilt at that time location of Złotniki storage reservoir dam, was then estimated as approximately 780 m^3/s (Bachmann, 1906).

In the period 1950÷2002 the flood wave of 1977, 1981, 1997 and 2002 are considered to be significant ones. The flood of 1981 is regarded to be the greatest in the postwar history of the structure. The water-level gauging station on the Kwisa River in Mirsk – km 105+700, is usually adopted to be comparative measure of the flood. In order to compare the flood waves in the past, the data from the Mirsk gauging station were calculated into the Złotniki and Leśna gauging stations on the basis of the catchment area growth. Table 1 shows the approximate results. They include maximum single flood waves. It should be stressed that two or three flood events, often occurred in a short period 2 ÷ 5 days. It should also be mentioned that in the $XX^{\underline{th}}$ century, the maximum flows were twice smaller if compared to the one of 1897. The wave of 1981 was of the biggest volume and due to the fact that the storage reservoir in Leśna was empty because of the repair works, it was possible to reduce considerably the disastrous flood.

Table 1 Parameters of historic flood waves on the Kwisa River.

Year	Gauging station Mirsk km 105,7 A=186 km^2		Złotniki dam km 91,7 A=289,4 km^2		Leśna dam km 87 A=304,5 km^2	
	Q_{max} [m^3/s]	V [hm^3]	Q_{max} [m^3/s]	V [hm^3]	Q_{max} [m^3/s]	V [hm^3]
1897	-	-	-	-	780	43,1
1977	158	35,8	203	46,1	209	47,4
1981	186	40,3	239	40,3	246	53,4
1997	142	19,0	183	24,4	188	25,2
2002	190	15,2	244	15,2	252	20,1

3.2 Hydrological data

The catchment area of „Złotniki" storage reservoir is controlled in the gauging station Leśna, which is situated approximately 400 m below the Leśna storage

reservoir dam. Characteristic and probable flows for „Złotniki" storage reservoir are presented in table 2.

Table 2 Characteristic and probable discharges for gauging station Złotniki

Name	NNQ	SNQ	SSQ	$Q_{0,5\%}$	$Q^{\alpha}_{0,5\%}$	$Q_{0,1\%}$	$Q^{\alpha}_{0,1\%}$
Q [m^3/s]	0,050	0,200	1,120	397	470	478	600

3.3 Water management

Storage reservoirs „Złotniki", and Leśna, which is situated directly below, create jointly determined flood retention, which is required to protect the lands lying below. Attenuation of the flood events by 13 do 60 %, in the condition of the inflow to the reservoirs above 100 m^3/s is the consequence of the operation of these two reservoirs.

„Złotniki" storage reservoir performs the energy–flood function. Its total capacity to the crest of the flap gate is 10.5 hm^3. It is also energy capacity and it can be maintained on the reservoir in the period from October 16 to May 15. In spring-summer period, from May 16 to October 15, a normal water level damming should be maintained on the reservoir, which corresponds to the energy capacity of 9.70 hm^3.

For the purposes of flood protection, water in the reservoir may be accumulated to the ordinate of the maximum water level damming, which corresponds to the value of the reservoir capacity of 12,10 hm^3. At the accumulation to the dam crest ordinate, the total capacity of the reservoir is 13,20 hm^3, and the flooded area is 1,25 km^2.

4 Analysis of flood routing through the reservoir

4.1 Hypothetic waves

As the starting hydrological material, for the calculation of hypothetic wave transformation, were the data supplied by IMGW in Wrocław for the purpose of the study „Study of flood protection on the Kwisa river catchment area. Hydrology of flood water " (Radczuk i in., 2005). This work deals with hypothetic waves of different exceeded probability in the Złotniki storage reservoir location. The wave of $Q_{0,5\%}$ = 397 m^3/s was chosen for the calculations as a designed wave , whereas the wave of $Q^{\infty}_{0,1\%}$ = 600 m^3/s was selected as a control one.

4.2 Methods and calculation assumptions

The direct aim of the calculations was to determine maximum ordinates of water level damming in the reservoir and reduced outflows of water. The routing flood through the reservoir can be described by the equation of continuity (1):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \tag{1}$$

where: Q – water flow, m^3/s, x – coordinate consistent with the direction of water flow, m, A – flow area, m^2, t – time, s.

After integration from x_1 to x_2, and appropriate transformation, the equation (1) takes the form of a differential equation (2):

$$Q(x_1) = Q(x_2) + \frac{\Delta V}{\Delta t} \tag{2}$$

where: $Q(x_1)$ is the inflow rate whereas $Q(x_2)$ is the outflow rate. The value ΔV shows the storage volume of water in the reservoir in time Δt.

Knowing the hydrogram of the flooding wave, the curve of reservoir capacity and characteristics of the dam outlets, it is possible to calculate the transformation of the flooding wave by the reservoir using the equation. The analysis of the wave passage through the reservoir was made making use of the assumptions of the analytic-graphic L. Puls method (Gosh, 1999). The calculations were made numerically with the additional conditions given below:

- It was assumed that the dam crest exceed was secured for designed and control flows by 1.0 m and 0.10 m, respectively,
- It was assumed that during the passage of the control wave through the reservoir all the outlets are opened and in operation,
- It was assumed that during the passage of a reliable wave the bottom outlets number 3 and 4 will be excluded from exploitation/regular use,
- The calculations were made for two starting levels of water surface: 309.30 m W.S.El. i 303.00 m W.S.El.

4.3 Analysis of the calculation results

The analysis results of hypothetical wave transformation through the reservoir are presented in the graph in figures 2 and 3. The analysis makes it possible to state that the hypothetical waves cannot be safely transformed through the reservoir. When the designed wave passes, the dam crest elevation, required by the regulations, over the maximum water level in the reservoir is not maintained.

When initial water level in the reservoir is 309.30 m over W.S.El., after the wave transformation it will be 311.66 m W.S.El., that is 0.44 m below the dam crest ordinate. When the minimum water level of 303.00 m over W.S.El., kept, the final filling will be 311.58 m over the sea level, that is. 0.52 m below the dam crest ordinate. The maximum, designed and control flow of water 397 m^3/s would be 360 m^3/s.

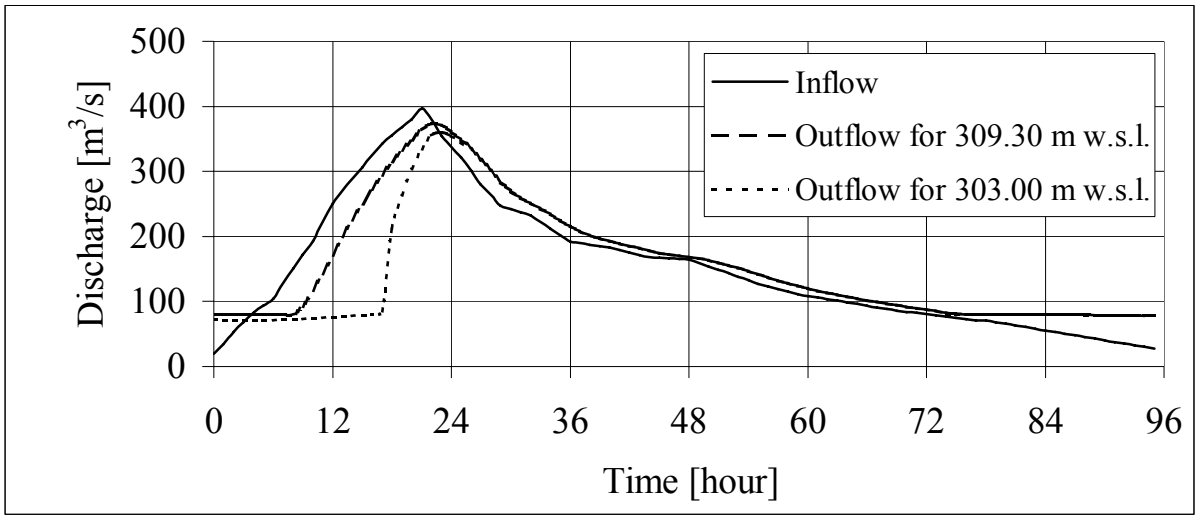


Figure 2 Routing of flood through Złotniki reservoir for designed wave

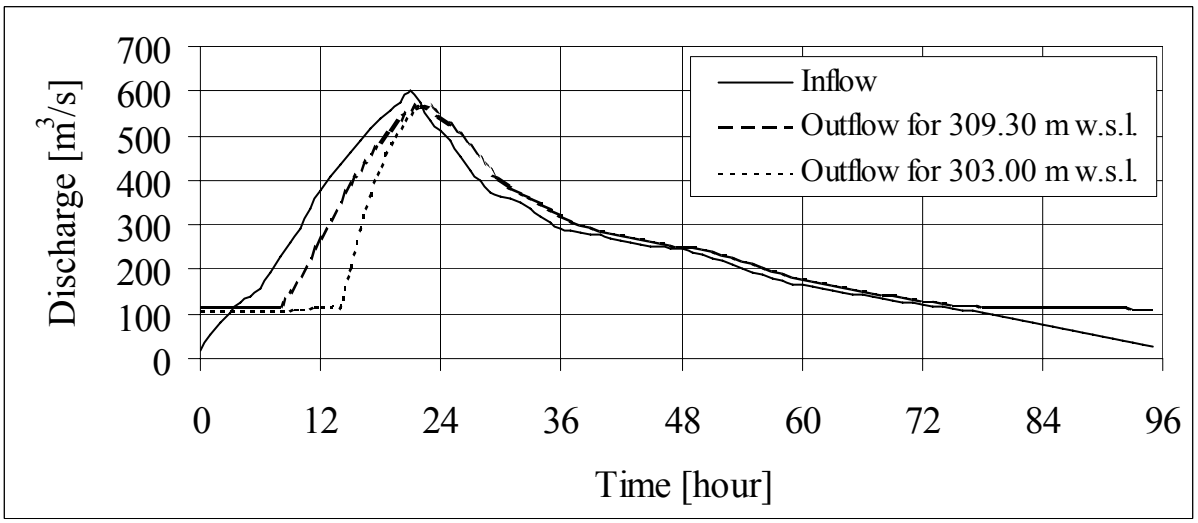


Figure 3 Routing of flood through Złotniki reservoir for control wave

During the passage of the control wave the water level in the reservoir would considerably exceed the dam crest ordinate. According to the calculations the elevation was 0.75 m at the initial state 309.30 m over W.S.El. and 0.70 m for the initial filling of the reservoir to the ordinate 303.00 m over W.S.El. These values are slightly overestimated since in the calculations the amount of water overflowing the valley slopes was not taken into account. The maximum probable control flow of water 600 m^3/s would be reduced to 547 m^3/s.

5 Conclusion

The calculations showed that it is not possible to pass hypothetical flood waves through the reservoir in Złotniki according to the regulations binding in Poland and current operational manual as well as the instruction of water management in the reservoir even in the situation when there is a maximum permissible lowering of water level. In the present situation having in mind the safety of the structure and lands situated below and assuming that the hydrological data are reliable the only solution is to modernize considerably the control sections of the dam. Taking into consideration available technical possibilities and the requirement of maintaining the damming up water in reservoir, relatively the simplest and probably the cheapest modernization would be to restructure bottom outlets situated in the in the derivation channel in order to increase their capacity. At the same time the possibility of constructing at least three storage reservoirs is being analyzed. The reservoirs would be constructed above the Złotniki reservoir, and their size and localization would make it possible to reduce culmination on the river Kwisa in the section on the entrance into the Złotniki reservoir.

6 References

Bachmann C.: Die Talsperren–Anlage bei Marklissa am Queis. 4. vermehrte Auflage. Trenkel & Co. Leipzig-Stőtteritz, 1906,

Ghosh S. N.: Flood control and drainage engineering. A. A. Balkema, Rotterdam, 1999,

Radczuk L., Olearczyk D., Markowska J., Gromada O.: Studium ochrony przed powodzią rzeki Kwisy. Hydrologia wielkich wód. Wrocławska Agencja Rozwoju Regionu. Wroclaw, 2005.

Authors:

Dr.-Ing. Jerzy Machajski,
Institute of Geotechnics
and Hydrotechnics
Wrocław University of Technology
Wybrzeże Wyspiańskiego 27
50-370 Wrocław
Tel.: ++48 – 071 – 3203940
Fax: ++48 – 071 – 3284814
jerzy.machajskil@pwr.wroc.pl

Dr.-Ing. Wojciech Rędowicz,
Institute of Geotechnics
and Hydrotechnics
Wrocław University of Technology
Wybrzeże Wyspiańskiego 27
50-370 Wrocław
Tel.: ++48 – 071 – 3203368
Fax: ++48 – 071 – 3284814
wojciech.redowicz@pwr.wroc.pl

Integration von ein- und zweidimensionalen Abflussmodellen

Cornel Beffa

Der Beitrag stellt ein Modellsystem vor, welches die Integration von 1D- und 2D-Modellen ermöglicht und damit die Vorteile beider Berechnungsverfahren vereint. Die Anforderungen an die Grundlagendaten und die geometrisch korrekte Behandlung der Schnittstellen zwischen den einzelnen Modellen werden im Detail beschrieben. Anhand eines Beispiels werden die Vorteile des gemischt ein- und zweidimensionalen Ansatzes aufgezeigt, namentlich die Homogenisierung der Längen- und Zeitskalen sowie die Möglichkeit der modularen Entwicklung von unabhängigen Teilmodellen.

1 Einleitung

Für die Simulation von Hochwasserabflüssen und die Ausscheidung von Überflutungsflächen haben sich zweidimensionale (2D) Modelle basierend auf hochauflösenden Terrainmodellen etabliert (DVWK 1999). Ihre Stärke kommt insbesondere bei flachen Topographien und komplexen Geländestrukturen zum Tragen, wo der Einsatz üblicher Abschätzverfahren oder Berechnungen mittels eindimensionalen (1D) Verfahren zu unbefriedigenden Ergebnissen führt.

Im praktischen Einsatz stossen aber auch 2D-Modelle an Grenzen, namentlich dort, wo sich die Abflüsse in engen Gerinnen mit steilen, z.T. vertikalen oder sogar überhängenden Ufern konzentrieren. Diese Probleme treten bei einer klassischen, eindimensionalen Modellierung basierend auf Querprofilen nicht auf. Eine weitere Herausforderung stellen die unterschiedlichen Raumskalen zwischen dem Abfluss im Gerinne und im Umland dar. Dies tritt insbesondere bei kanalisierten Gerinnen, beispielsweise im Siedlungsraum, auf.

Eine Lösung des Problems besteht – es liegt auf der Hand – in einer Kombination der beiden Modellansätze (vgl. Abbildung 1). Der vorliegende Beitrag stellt ein entsprechendes Modellkonzept vor, welches im Programm FLUMEN realisiert wurde und sich in einer Vielzahl von praktischen Anwendungen bewährt hat. Das Hauptaugenmerk gilt dabei der Integration der 1D- und 2D-Module. Für weitergehende Informationen zum Programm sei auf die Adresse http://www.fluvial.ch verwiesen.

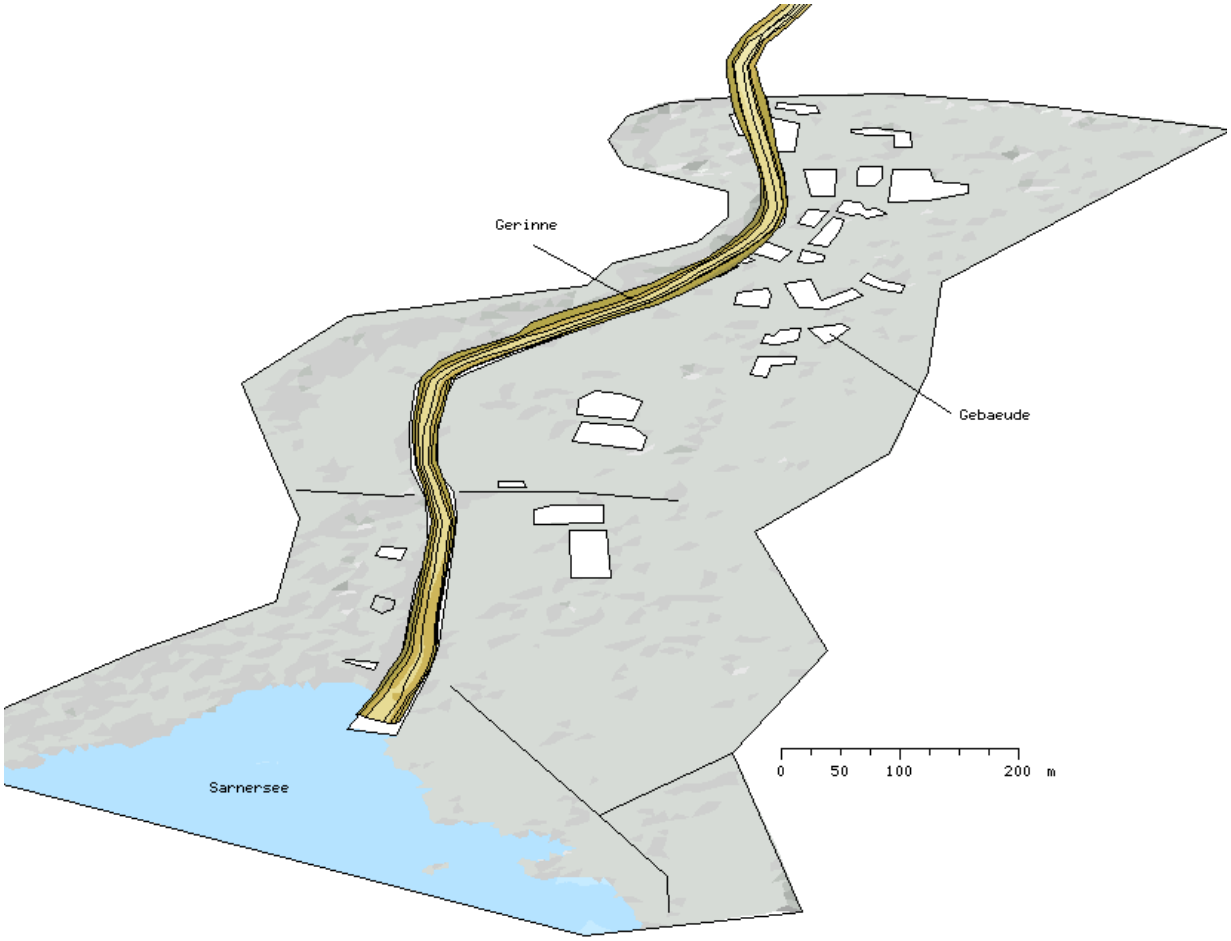


Abbildung 1 Integration von Gerinnemodell und 2D-Modell (Beispiel Sarneraa)

2 Die Berechnungsmodule im Programm FLUMEN

2.1 Das 1D-Modul

Das 1D-Modul zur Abflussberechnung basiert auf den Erhaltungsgleichungen von De Saint-Venant (Cunge et al. 1980). Das Flussgerinne wird wie gewohnt mittels Querprofilen beschrieben, welche zugleich die Knoten des Berechnungsschemas darstellen. Zur Lösung der Erhaltungsgleichungen wird ein explizites, zellenzentriertes Finite-Volumen (FV) Verfahren verwendet mit Flux-Difference-Splitting nach Roe (1981). Das Verfahren zeichnet sich durch hohe numerische Stabilität auch für gemischt unter- und überkritische Abflussregimes aus (Beffa 1994). Variable Sohlenrauheiten werden mittels „Rauheitscodes“ parameterisiert, wahlweise mit der empirischen Formel von Manning-Strickler oder dem logarithmische Reibungsgesetz. Bei Wehren, Abstürzen oder Eindolungen wird die Impulsgleichung durch geeignete Abflussbeziehungen ersetzt, wobei auf bewährte Ansätze aus der Gerinne- und Rohrhydraulik zurückgegriffen wird.

2.2 Das 2D-Modul

Das 2D-Modul basiert auf den Erhaltungsgleichungen für Volumen und Impuls (in x- und y-Richtung), den sog. „tiefengemittelten Flachwassergleichungen“ (Beffa 1994). Diese Gleichungen werden mit einem expliziten, zellenzentrierten FV-Verfahren und Flux-Difference Splitting nach Roe (analog dem 1D-Modul) gelöst. Zur Diskretisierung des Terrains wird ein unstrukturiertes Dreiecksnetz (TIN) verwendet, welches sich optimal an vorhandene Geländestrukturen (Dämme, Gräben) anpassen lässt. Numerische Konsistenz wird durch Verwendung von sog. „glatten Netzen“ erreicht. Mittels Qualitätsverdichtung (Ruppert 1995) wird der Modellbereich durch immer feiner werdende Dreiecke aufgefüllt. Als Abbruchkriterien dienen die Mindestgrösse der Winkel zwischen den Dreieckseiten und die maximal zulässige Dreiecksfläche.

Hilfreich zur Simulation von Ausuferungen ist die Möglichkeit von „trockenen Starts“. Das Modell erkennt selbständig, welche Gebiete während der Simulation neu benetzt werden oder beim Rückgang eines Hochwassers wieder trocken fallen. Für die Berechnung eines Zeitschrittes relevant sind dabei lediglich die Zellen, welche benetzt sind oder benetzte Nachbarzellen aufweisen. Neben Sohlenrauheiten kann auch der Einfluss von durchströmtem Bewuchs modelliert werden. Ähnlich dem 1D-Modul lassen sich die Bestimmungsgleichungen für die Flüsse über die Zellenseiten an spezifische Abflusssituationen (z.B. Wehre) anpassen.

3 Die Integration der Teilmodelle

3.1 Vorbereitende Schritte

Die Querprofile im 1D-Modell sind i.d.R. in einem lokalen Koordinatensystem unter Angabe einer Kilometrierung definiert. Ein Bezug zum 2D-Netz (Georeferenzierung) erfolgt durch die Vorgabe der Gerinneachse in Form eines Polygonzuges. Jedem Polygonpunkt wird als Attribut die Kilometrierung zugeordnet. Mit Hilfe eines graphischen Werkzeugs wird eine einfache Tabelle erstellt, welche die Lagekoordinaten der Gerinneachse und - in der dritten Spalte - den entsprechenden Kilometer enthält (vgl. Abbildung 2).

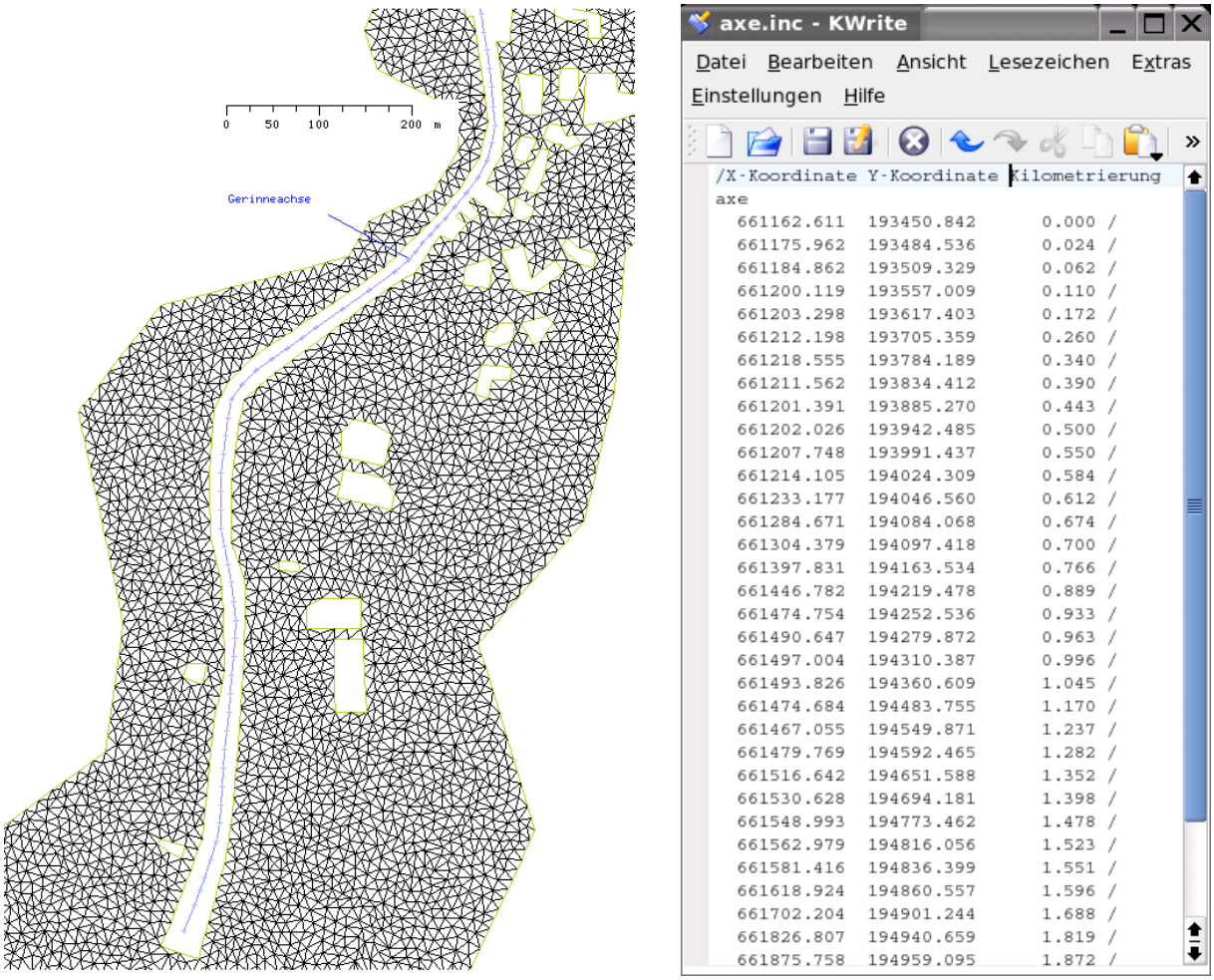


Abbildung 2 Einbindung der Gerinneachse in das 2D-Modell (links) und zugehörige Datentabelle (rechts)

Häufig sind die Abstände zwischen den vorhandenen Querprofile sehr unterschiedlich, was aus Gründen der numerischen Konsistenz eine Vereinheitlichung der Profilabstände nötig macht. Bei einer Kopplung an ein 2D-Modell ist zudem eine Angleichung von Profilabstand und Zellengrösse erforderlich, damit der Austausch zwischen den Teilmodellen physikalisch korrekt erfolgt. Konkret bedeutet dies, dass zwischen den vorhandenen Querprofilen interpoliert werden muss. Für diese Aufgabe wurde in FLUMEN folgender Weg gewählt: In einem ersten Schritt werden die vorhandenen Querprofile auf eine vorzugebende Anzahl von Profilpunkten reduziert. Konkave Profile werden durch total sieben Profilpunkte approximiert: Je zwei Uferpunkte und drei Punkte im Sohlenbereich. Diese Vereinfachung wurde innerhalb des Programmsystems realisiert und erlaubt eine weitgehend automatische Abarbeitung der vorhandenen Profile (Abbildung 3).

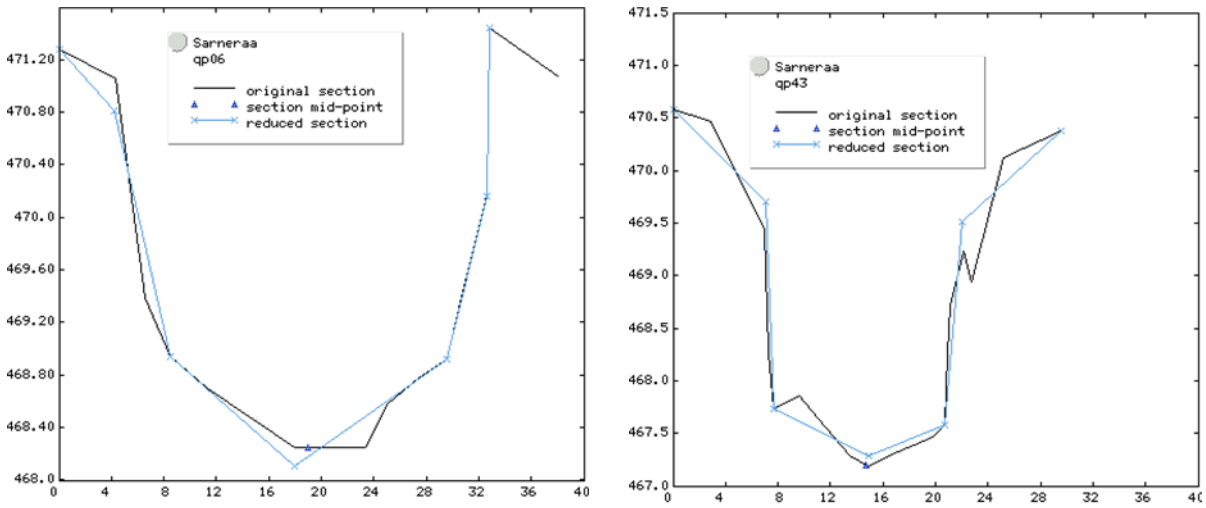


Abbildung 3 Automatische Reduktion der Profilpunkte (schwarz = Originalprofil, blau = vereinfachtes Profil)

Die Interpolation zwischen den Profilen gestaltet sich nun sehr einfach, indem die jeweils zugehörigen Punkte der vereinfachten Profile miteinander verbunden werden. Diese Interpolation erfolgt jeweils zu Beginn der Simulation; der optimale Profilabstand kann so je nach Genauigkeitsanforderungen vor dem Programmstart definiert werden, ohne die Profile selbst verändern zu müssen. Der Vorteil dieses Vorgehens ist eine weitgehende Unabhängigkeit von Modellinput und räumlicher Diskretisierung.

3.2 Definition der Nahtstelle

Die topologische Beziehung zwischen den Querprofilen und den Zellen der Berechnungsnetze lässt sich nun, da die Lage der Querprofile in Bezug auf die 2D-Netze bekannt ist, automatisch bestimmen. Alle Randkanten des 2D-Modells innerhalb eines vorgegebenen Fangkreises um die Gerinneachse stellen mögliche Kandidaten für eine Nahtstelle dar. Davon werden diejenigen Kanten ausgewählt, welche links und rechts der Gerinneachse den kleinsten Abstand zum betrachteten Querprofil aufweisen (vgl. Abbildung 4). Finden sich innerhalb des Fangkreises keine Randkanten, so ist das Querprofil ohne Verbindung zum 2D-Netz. Liegen die möglichen Kandidaten alle auf der gleichen Gerinneseite, so besteht nur eine Verbindung zum 2D-Netz.

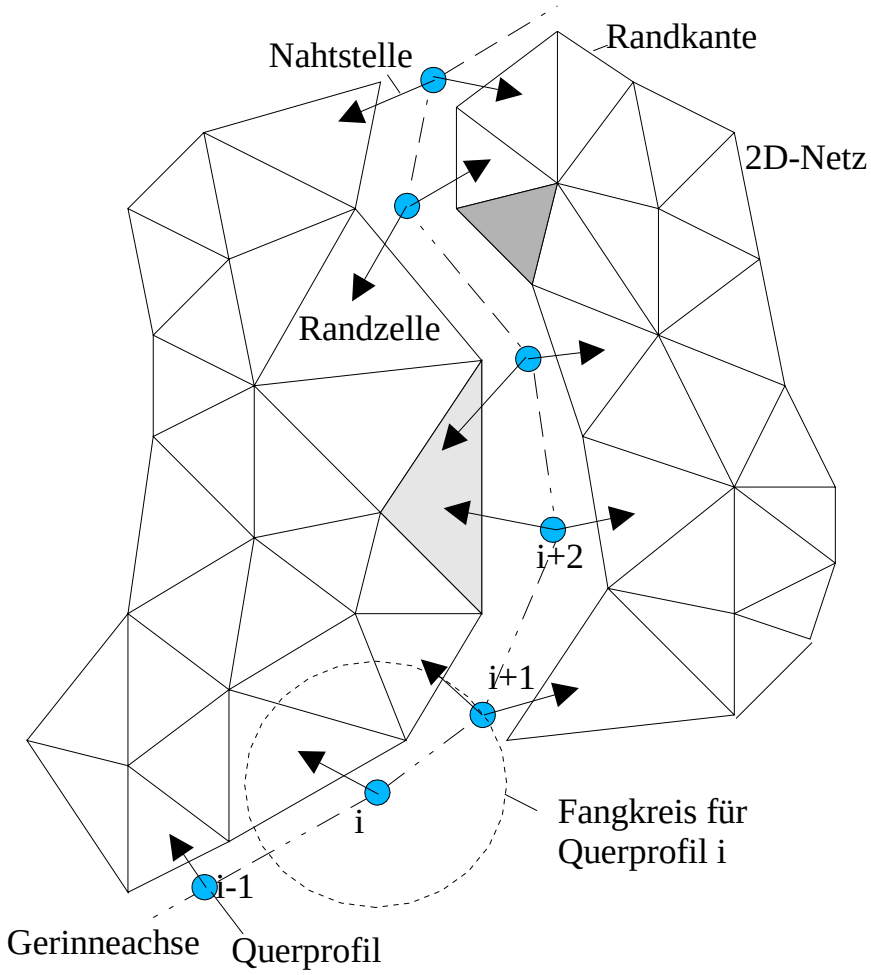


Abbildung 4 Definition der Nahtstelle zwischen 1D- und 2D-Modell

Idealerweise existiert pro Querprofil *eine* zugehörige Randzelle auf jeder Gerinneseite. Dies ist dann der Fall, wenn die Querprofilabstände mit den Kantenlängen des Berechnungsnetzes übereinstimmen. Aus Sicht der Randzellen ist die Anzahl Verbindungen zu Querprofilen beliebig. In der Prinzipskizze (Abbildung 4) variiert die Zahl zwischen null (dunkelgraue Zelle) und zwei (hellgraue Zelle).

3.3 Abfluss über die Nahtstelle

Die Schnittstelle zwischen 1D- und 2D-Modell kann mit guter Näherung als eine Art „Streichwehr“ betrachtet werden. Die Wehrhöhe entspricht dabei der Dammhöhe im Querprofil oder der Terrainhöhe in der zugehörigen Randzelle (massgebend ist der Maximalwert). Die Wehrbreite ergibt sich aus der Breite der Randkante oder dem Abstand zwischen den Querprofilen (massgebend ist der Minimalwert). Die Austauschwassermenge pro Zeiteinheit lässt sich durch eine Poleni-artige Überfallformel abschätzen, wobei die Einstaueffekte zu berücksichtigen sind (Beffa 2002).

3.4 Anwendung des Verfahrens

Das beschriebene Verfahren wurde schon mehrfach für Hochwassersimulationen eingesetzt, u.a. zur Simulation der Hochwasser vom August 2005 im Raum Sarnen (Obwalden, Schweiz). Die Sarneraa ist, wie viele Gewässer im Siedlungsraum, stark verbaut, z. T. mit senkrechten Ufermauern. Tiefliegende Brücken engen den Abflussquerschnitt während einem Hochwasser zusätzlich ein. Für die Simulation des Gerinneabflusses standen Gerinneprofile mit Abständen zwischen 12 und 250 m zur Verfügung, die in einem ersten Schritt vereinfacht und auf einheitliche Abstände von 20 m umgerechnet wurden. Für das Umland existierten Laserscanning-Aufnahmen mit einer Punktdichte von 1/m^2. Das Überflutungsgebiet wurde mit unstrukturierten Netzen (Zellenfläche maximal 100 m^2) diskretisiert, wobei Gebäude als „Löcher“ im Netz ausgespart blieben. Die berechneten Wasserspiegellagen (Abbildung 5) konnten anhand von vermessenen Hochwassermarken validiert werden.

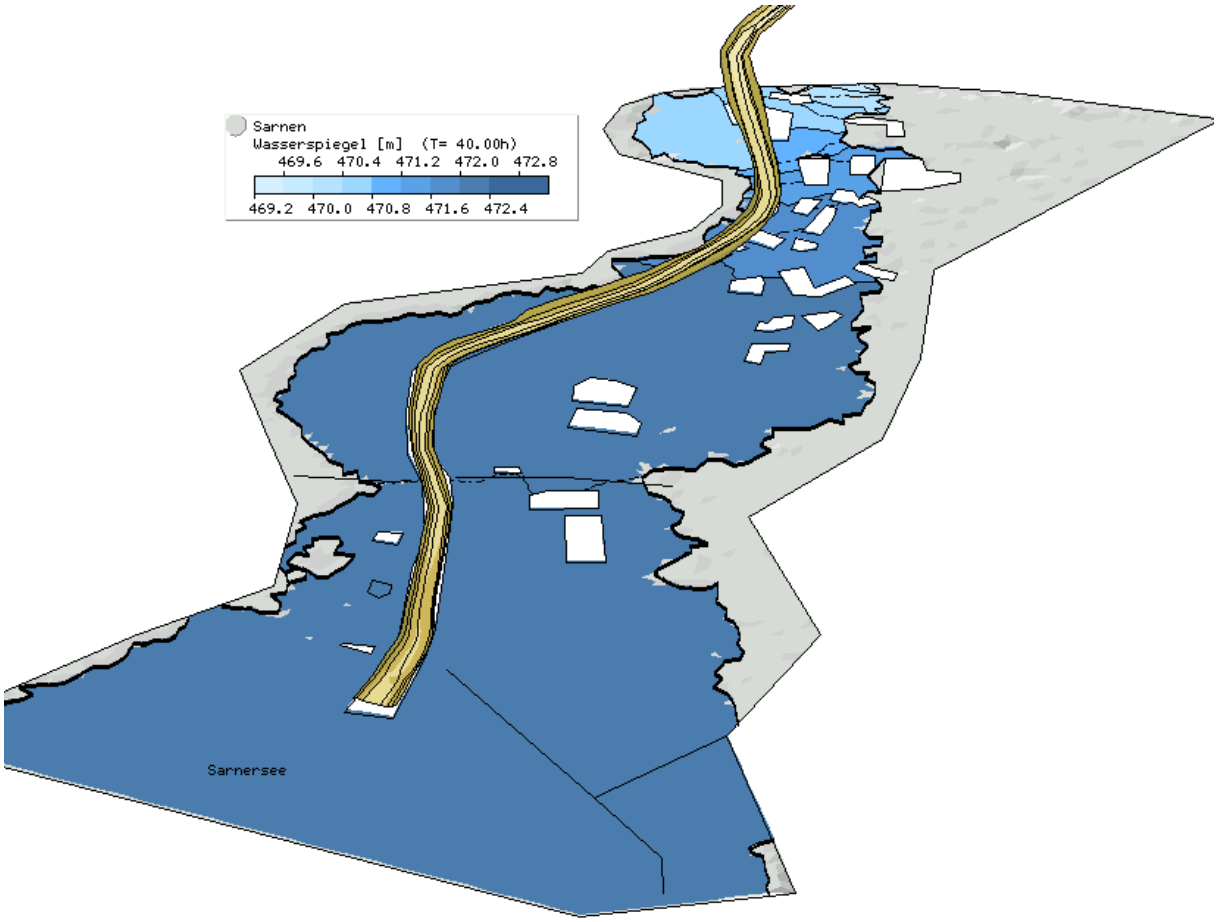


Abbildung 5 Simulierte Überflutungsflächen für Hochwasser Sarneraa im August 2005

Die Simulationen ermöglichten eine zuverlässige Rekonstruktion des Ereignisses und differenzierte Aussagen über die Abflussverteilung zwischen Gerinne und Umland sowie die Überflutungsintensitäten.

3.5 Folgerungen

Die Integration von 1D- und 2D-Modellen ist ein logischer Schritt im Bestreben, komplexe Abflussverhältnisse auf möglichst adäquate Weise simulieren zu können. Durch die Möglichkeit, Gerinnabflüsse mit einem 1D-Ansatz zu modellieren, wird neben der erhöhten Effizienz auch die Genauigkeit insgesamt verbessert. Der Modellierer hat dabei die Freiheit, den jeweils am besten geeigneten Ansatz zu verwenden. Die im Programm FLUMEN realisierte Lösung erlaubt, verschiedene Teilmodelle unabhängig voneinander zu erstellen und zu betreiben. Die Modellierung komplexer Systeme wird dadurch wesentlich erleichtert.

4 Literatur

Beffa C. 1994. „Praktische Lösung der tiefengemittelten Flachwassergleichungen.“ *Mitteilung 133 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie.* ETH Zürich.

Beffa C. 2002. „Integration ein- und zweidimensionaler Modelle zur hydrodynamischen Simulation von Gewässersystemen.“ *In: „Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau“. Mitteilung 174 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie.* ETH Zürich.

Cunge J. A., Holly F. M. Jr., Verwey A. 1980. *Practical aspects of computational river hydraulics.* Pitman Publishing.

DVWK 1999. „Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern.“ *Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V.*, Heft 127.

Roe P. L. 1981. „Approximate Riemann solvers, parameter vectors and difference schemes.“ *J. Comp. Physics*, Vol. 43.

Ruppert J. 1995. „A Delaunay refinement algorithm for quality 2-dimensional mesh generation.“ *J. Algorithms*, 18 (3).

Autor:

Dr. sc. techn. Cornel Beffa
Laubstrasse 9, Postfach 28
CH-6431 Schwyz, Schweiz
Tel.: ++41 – 41 – 810 07 35
cbeffa@fluvial.ch

2-D vortex method for pressure evaluation on protruding wall for high Reynolds flow

Stanisław Kostecki

In den Druckleitungen mit flachen Schiebern, z.B. mit Grundabflüssen einer Talsperre, Umlaufstollen Stromerzegungsstollen kommen beachtliche hydrodynamische Belastungen, die von dem Öffnungsgrad dieser Einrichtungen abhängig sind, vor. Diese Belastungen sind oft Ursache für Betriebsprobleme z.B. für Schwingungen dieser Konstruktionen. Für die Lösung eines 2 D-Umlaufs eines rechteckigen Hindernises mit einer großen Reynoldschen Zahl hat sich der Autor der Wirbelmethode bedient. Die Rand-Elemente-Methode wurde dagegen zu einer Bestimmung des Feldes der Potentialströmung eingesetzt. Die Nicht Glitschig Ufer Bedingung wurde mittels des Generierungsprozesses der Wirbel auf dem Ufer ausgeführt. Das variable Druckfeld wurde anhand der Navier-Stokes-Gleichung mittels der Finite-Differenz-Methode aufgrund des mit Wirbelmethode berechnetten Geschwindigkeitsfeldes ermittelt.

1 Introduction

Hydrodynamic force acting on the vertical lift gate in the conduit is the result of variable pressure occurring during the flow and it depends on many factors, among others on geometry of the gate and channel, flow turbulences and possible gate vibrations . The force can be expressed as the sum of average value and fluctuation. The average load value influences the value of the lift force and it should be taken into account in the process of gate designing. The load fluctuation component and its frequency play a significant role in the induction process of gate vibration. Instability of the shear layer separation off the bottom construction edge is the most common cause of induction in case of gates with flow underneath. The research carried out by Hardwick (1974), Ngujen (1990) and Naudascher (1994) show that there are the shapes of the bottom edge, which are in favour of the phenomenon of unstable-flow conditions, and in particular of the gate with a flat bottom edge or the one inclined at the angle < 30º to the level. The aim of the paper is to present the vortex method to determine variable hydrodynamic loads acting on the obstacle, which is the model of the vertical lift gate.

2 Vortex method description

2.1 Governing equations

For the first time the vortex method was suggested by Chorin (1973) for viscous flows. Chorin suggested the splitting method of the vorticity transport equation into two separate operators – convection and diffusion which are solved with different numerical methods. Since then the vortex method has been used with different modifications in many problems dealing with flow through gasses and fluids. The problem of 2D laminar and turbulent flow through a rectangular channel facing backward step was the subject matter of some research, among others by Ghoniem at al. (1982), Barber & Fonty (2002), Kudela, Kostecki, (1992). Rogala, Kostecki, Kong (1994), Kostecki (2003) dealt with the pressure and velocity distribution in the conduit with one sided obstacle for high Re numbers. The convergence problem of vortex method depending on the time step, the cut function and spatial discretization parameters was examined by Beale & Majda (1982), Hald(1979), Ghoniem & Gagnon (1987) and Nordmark (1991).

The movement of viscous and incompressible fluid can be expressed by the vorticity transport equation derived from Navier-Stokes' equation:

$$\frac{D\omega}{Dt} = \frac{\partial \omega}{\partial t} + \mathbf{u}\nabla\omega = \frac{1}{\mathrm{Re}}\nabla^2\omega \tag{1}$$

where: $\mathbf{u} = (u,v)$ – a vector of standardized velocity, $\omega = \mathrm{rot}\,\mathbf{u}$ – vorticity, which can be treated as a scalar quantity for 2D flows , $\mathrm{Re} = UH/\nu$ – Reynolds number defined as a ratio of the product of characteristic inlet velocity and height of the conduit to the coefficient of kinematical viscosity, ∇^2 is the Laplacian.

Vorticity ω can be combined with the stream function ψ by Poisson's equation.

$$\nabla^2\psi = -\omega \tag{2}$$

The dependence between velocity and stream function is as follows:

$$u = \frac{\partial \psi}{\partial y}, \quad v = -\frac{\partial \psi}{\partial x} \tag{3}$$

The classic solution of the equation (2) in unlimited area is expressed by the equation

$$\psi(\mathbf{x}) = \int G(\mathbf{x} - \mathbf{x}')\omega(\mathbf{x}')d\mathbf{x}' \tag{4}$$

where: $G(\mathbf{x}) = -\frac{1}{2\pi}\ln \mathbf{r}$, $r = \sqrt{x^2 + y^2}$, $d\mathbf{x} = dxdy$ for 2D.

The vortex velocity field can be determined differentiating (4) according to (3):

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}) = \int_{R^2} \mathbf{K}(\mathbf{x} - \mathbf{x}')\omega(\mathbf{x}')d\mathbf{x}' \tag{5}$$

In order to determine the stream function ψ and velocity **u** singular kernels G and **K** are replaced by their limited convoluted approximations $G_\delta = G * f_\delta$ i $\mathbf{K}_\delta = \mathbf{K} * f_\delta$ where f_δ is the cut function.

In order to ensure convergence and accuracy of the vorticity method we assume that f_δ has the following properties :

$$\int_{R^2} f_\delta d\mathbf{x} = 1, \quad \int_{R^2} x^\alpha y^\beta f_\delta d\mathbf{x}, \quad 1 \le \alpha + \beta \le m - 1 \tag{6}$$

In his calculations the author used Cauchy`s function, put forward by Shankar and Van Dommelen (1996), which does not require a numerical integration and thus is of practical application in calculations with the use of the vortex method. It is radially symmetrical and is presented as follows :

$$f_\delta(\mathbf{x}) = \frac{1}{\delta^2 \pi}\left(1 + \frac{|\mathbf{x}|^2}{\delta^2}\right)^{-2} \tag{7}$$

where : δ is a parameter calibrating the cut function, which approximates Dirac's delta function when δ approaches zero

Having taken into consideration (7) the functions G_δ and $\mathbf{K}_\delta$ are as follows :

$$G_\delta(\mathbf{x}) = \frac{1}{2\pi}\left(\frac{1}{2}\ln(\delta^2 + r^2) - \ln\delta\right) \tag{8}$$

$$\mathbf{K}_\delta(\mathbf{x}) = \frac{1}{2\pi}\left(\frac{-y}{\delta^2 + r^2}, \frac{x}{\delta^2 + r^2}\right) \tag{9}$$

The equation of vorticity transport (1) is solved by the splitting method. As a result we get the equations, which describe separately the vortex convection (10) and diffusion (11) :

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \mathbf{u}_\omega \cdot \nabla \omega = 0 \tag{10}$$

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} = \frac{1}{\mathrm{Re}}\nabla^2 \omega \tag{11}$$

The problem (1) is solved in two consecutive stages – first vorticity ω is determined from the convection equation (10), and then this solution is modified according to the diffusion calculation result from the equation (11), which makes it possible to determine total vorticity transport.

2.2 Vorticity convection

The continuous vorticity field in the moment t is discretized in the vortex method in the form of N vortex blobs of the area A_j transported by a finite and invariable circulation $\Gamma_j = \int_{A_j} \omega(\mathbf{x}) d\mathbf{x}$:

$$\omega(\mathbf{x}) = \sum_{j=1}^{N} f_\delta(\mathbf{x} - \mathbf{x}_j)\Gamma_j. \tag{12}$$

where : $\mathbf{x}_j$ is the position of the vortex blob , Γ_j is the vortex intensity .

Vorticity for incompressible fluid is maintained along the particle trajectory, that is $\omega(\mathbf{x}(\alpha,t),t) = \omega(\alpha,0)$.

Using the equation (10) in the Lagrange`s system for the vortex blob it is possible to describe its movement in the form of a trajectory the beginning of which is in point $\alpha = (\alpha_1, \alpha_2)$ and time $t = 0$ determined by the equation (13):

$$\frac{d\mathbf{x}}{dt} = \mathbf{u}_\omega(t,\mathbf{x}), \qquad \mathbf{x}(0,\alpha) = \alpha. \tag{13}$$

For the vertocity field, discretized in compliance with the equation (12) by means of *N* vortex blobs, their movement trajectory is approximated according to (5) in the following way:

$$\frac{d\mathbf{x}_i}{dt} = \mathbf{u}_{\omega i}(t), \qquad \mathbf{u}_{\omega i}(t) = \sum_{j=1}^{N} \Gamma_j \mathbf{K}_\delta(\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j) \tag{14}$$

The equation (14) is the basis for the determination of the positions of all vortices which are in the flow area in the consecutive time steps. However the proper picture of the flow is obtained having satisfied boundary conditions on the boundaries of this area. Adhesion condition is used for the viscous and incompressible flows on the wall according to which normal velocity component disappears. It is possible to satisfy **un** =0 (**n** – unit normal vector to the wall) by the determination of a corresponding field of potential velocity because adding the potential component does not influence the vorticity distribution in any vector field. Assuming that the total velocity component normal to the

boundary, is the sum of the potential and vortex component, it will reach zero value, if:

$$\mathbf{u}_p \cdot \mathbf{n} = -\mathbf{u}_\omega \cdot \mathbf{n} \tag{15}$$

The equation determines the boundary condition for the determination of potential velocity field. Potential velocity can be calculated on the basis of the potential stream function, the equation of which is given by Laplace`s equation:

$$\nabla^2 \psi_p = 0 \tag{16}$$

with the following boundary conditions :

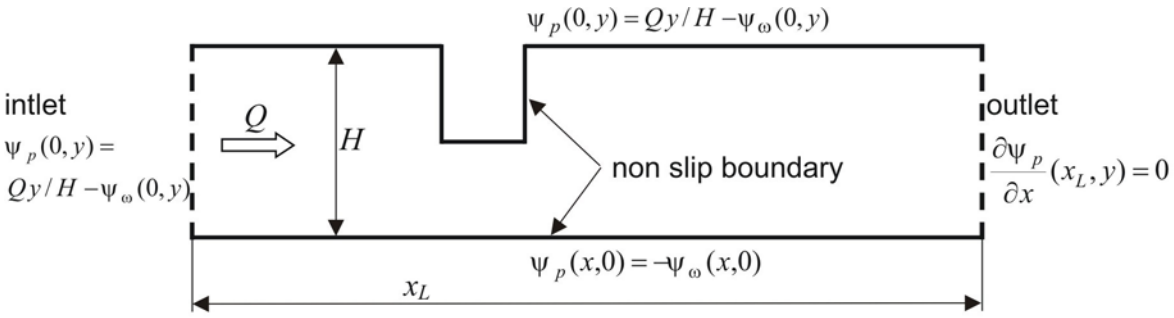


Figure 1 Boundary conditions to determine potential flow in each time step

The potential velocity was determined on the basis of the equations (15) and (16) by the method of boundary elements.

In the method of discreet vortices, the condition of **us**=0 (**s** – unit tangent vector) to the boundary is satisfied by the vortex generation process on the walls. Non continuity of the tangent component to the wall is considered to be total circulation vortex layer of :

$$\Gamma = -\int \mathbf{u} \cdot \mathbf{s}\, ds \tag{17}$$

where: $\mathbf{u} \cdot \mathbf{s} = \mathbf{u}_\omega \cdot \mathbf{s} + \mathbf{u}_p \cdot \mathbf{s}$ is the total velocity tangent to the boundary. The vortex generation process consists in the division of vortex boundary layer into *ds* long finate sections and their replacement by vortex blobs of the circulation $\Gamma_i = \mathbf{u}_{si} ds_i$ where: ds_i - vortex generation section *i*, $\mathbf{u}_{si}$ - total tangent velocity in the middle of the section *i*. In each time step vortices are generated on the boundaries and they are present in the flow in the next steps.

In each calculation step, the vortex evolution according to the equation (18) is the solution of the vorticity convection equation (10):

$$\mathbf{x}_j^{1/2}(t + \Delta t) = \mathbf{x}_j(t) + \Delta t\left(\mathbf{u}_\omega(\mathbf{x}_j), t) + (\mathbf{u}_p(\mathbf{x}_j), t)\right) \tag{18}$$

2.3 Vorticity diffusion

The function expressed by:

$$G(x,y,.t)=\frac{1}{4\pi t\,\mathrm{Re}^{-1}}\exp\left(-\frac{x^2+y^2}{4t\,\mathrm{Re}^{-1}}\right)= \\ \left[\frac{1}{\sqrt{4\pi t\,\mathrm{Re}^{-1}}}\exp\left(-\frac{x^2}{4t\,\mathrm{Re}^{-1}}\right)\right]\left[\frac{1}{\sqrt{4\pi t\,\mathrm{Re}^{-1}}}\exp\left(-\frac{y^2}{4t\,\mathrm{Re}^{-1}}\right)\right]=G_1(x,t)G_2(y,t) \tag{19}$$

is the fundamental solution of the diffusion equation (11) in the 2D area where G_1 and G_2 are one dimensional functions. It is possible to observe similarity of each function to the density probability function of random variables of a regular distribution with the expected value which equals zero and variance $\sqrt{2t/\mathrm{Re}}$. Therefore it is possible to express the solution of the diffusion equation by means of the random walk method. In each calculation step Δt, the random displacement η_j according to the equations:

$$x_j(t+\Delta t)=x_j^{1/2}(t+\Delta t)+\eta_{xj} \\ y_j(t+\Delta t)=y_j^{1/2}(t+\Delta t)+\eta_{yj} \tag{20}$$

is given to *j* vortex blob, where $x_j^{1/2}$, $y_j^{1/2}$ are the solutions of convection problem from (18).

2.4 Pressure calculation

The values of kinematical pressure in the flow area can be calculated from Navier–Stokes' equation for a definite instant taking (3) into consideration:

$$\nabla^2 p=2\left[\frac{\partial^2\psi}{\partial x^2}\frac{\partial^2\psi}{\partial y^2}-\left(\frac{\partial^2\psi}{\partial x\partial y}\right)^2\right] \tag{21}$$

The pressure boundary conditions can also be supplied by the flow analysis modelled by the Navier-Stokes' equations (Gresho & Sani 1987), but a better pressure approximation result is obtained from Prandtl's equation (Chorin, Marsden, 1990) for the flows with high Reynolds number. These equations describe the flow in the boundary layer. Then for the boundary in the axis *x* direction we get:

$$\frac{\partial p}{\partial x}=-\frac{1}{\mathrm{Re}}\frac{\partial\omega}{\partial y}-u\frac{\partial u}{\partial s}-v\frac{\partial u}{\partial y} \tag{22}$$

In the paper the aforementioned boundary problem was solved using the method of the finite differences. It should be stressed that having applied the method, the pressure is solved with accuracy to the constant which can be adopted taking into consideration hydrostatic distribution of pressure at the inlet to the conduit.

3 Results of numerical calculations

In order to make a simulation the area of the following standardized dimensions were chosen : length = 10; channel high = 1; obstacle width = 0,5; obstacle height from 0,2 to 0,7; inlet velocity of rectangular distribution = 1,0. It was adopted that boundary density for division for the potential flow was 0,1 whereas the time step was 0,05.

The simulation included Reynolds number Re = 10000 and different obstacle heights which exemplify the model of outlet vertical lift gate.

Fig. 2. presents the vorticity evolution in time in the form of vortex trajectory. Each vortex blob was given a vector of its total velocity (potential and vortex ones) to show the instant velocity field in the flow area. It is possible to observe that the vortices are generated along the walls of the channel and on the obstacle where high gradients of velocity occur. The vorticity field is composed of a number of large edies, while each of the letter consist of the number of vortex blobs.

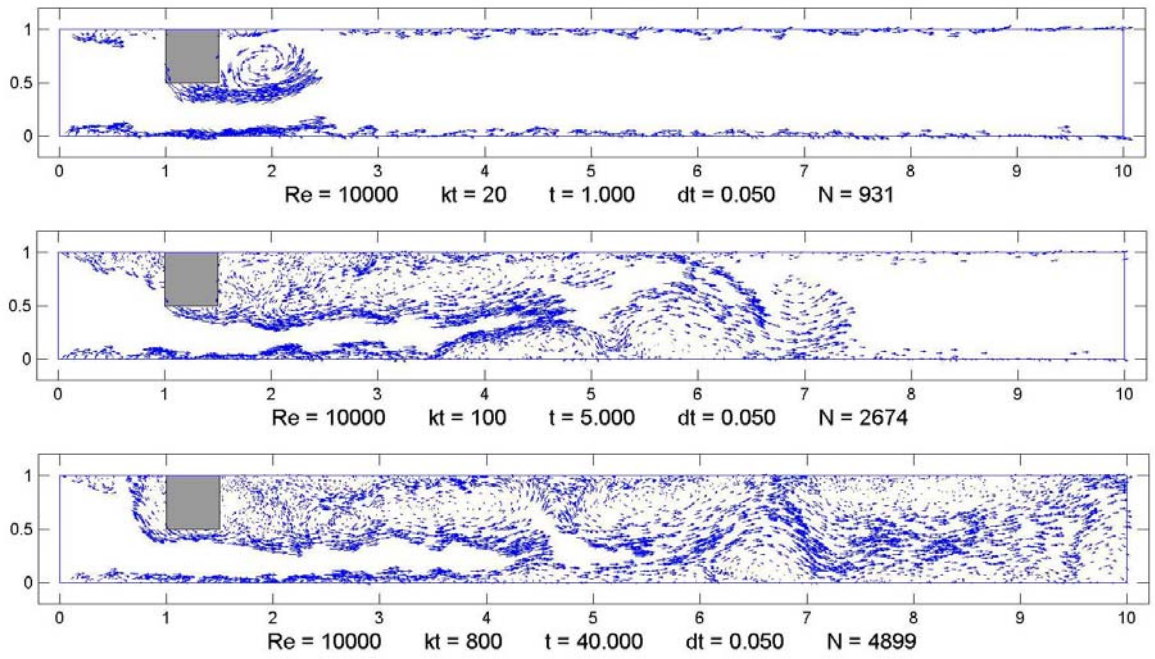


Figure 2 The vorticity generation and evolution in time

The length of the recirculation zone depends on the obstacle height what is presented in the form of averaging stream lines (Fig. 3).

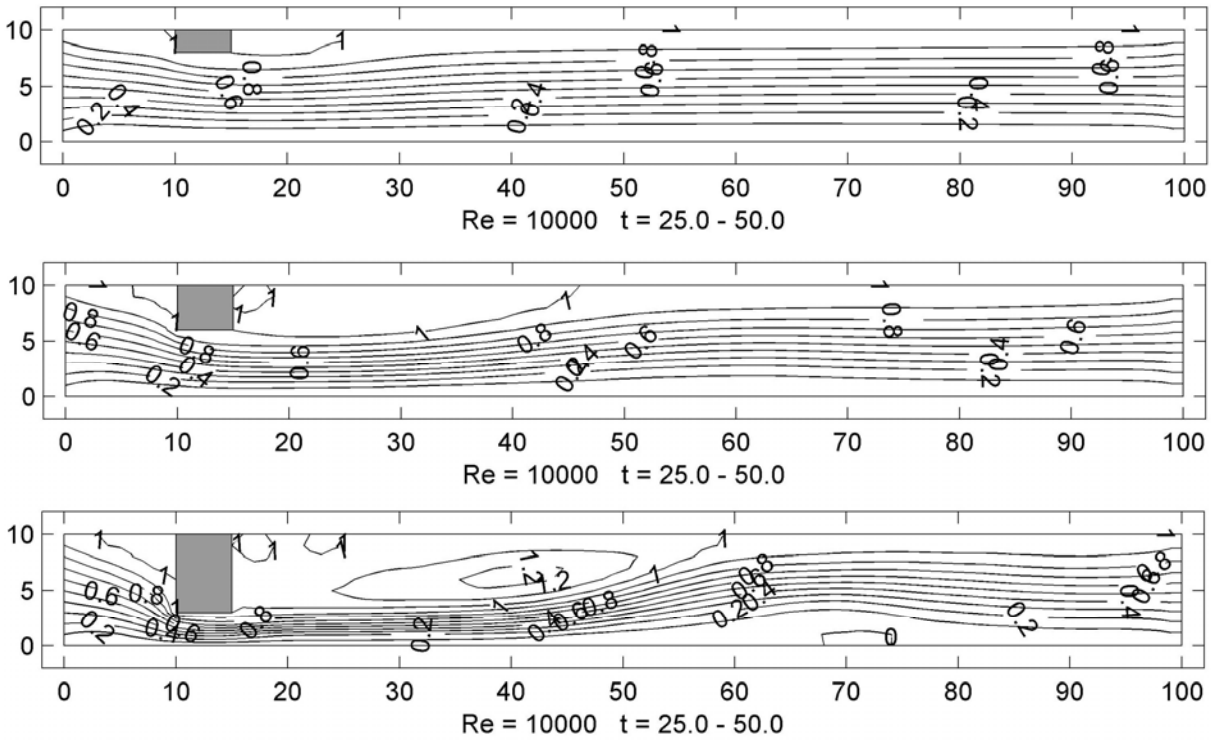


Figure 3 Dependence between the length of the recirculation zone and the obstacle height.

The pressure on the obstacle was analyzed for different obstacle heights. For the analyzed value Re=10000 and the obstacle's high 0,5, positive pressure occurs on the facing wall of the obstacle. On the bottom and rear there is negative pressure which is additionally variable in time, which in consequence involves variability of hydrodynamic forces acting on the obstacle. The effect is presented in Fig. 4 in the form of the graph of pressure coefficient C_p distribution for individual time steps. The figure also shows the results of the pressure measurements made by Castro.

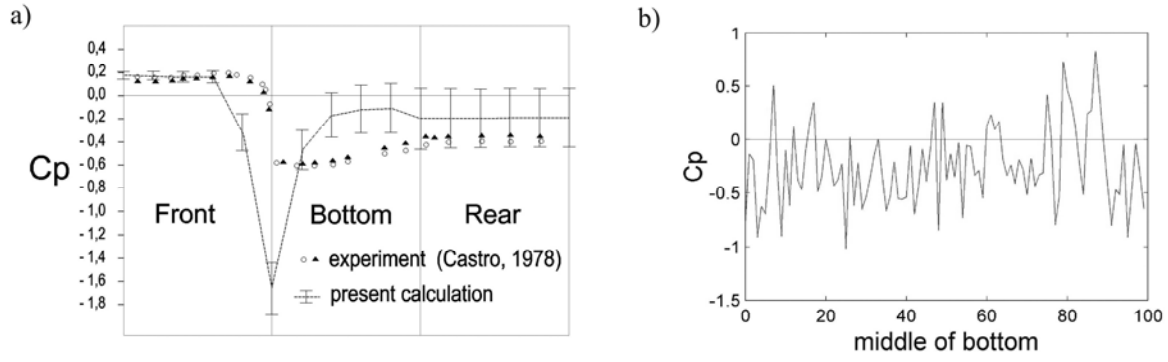


Figure 4 Obstacle surface pressures - a) and time history of pressure coefficient Cp - b)

4 Conclusions

The advantage of the vortex method in turbulent flow calculations is that there is no mesh, which as a result makes it possible to analyze dynamic phenomena – formation of vortex structures and their displacement and time-variable pressure in the flow area.

In this paper the author made an attempt to define effectiveness of this method for the determination of variable force which can be identified with the force inducing vibrations of flat vertical lift gates by means of calculating hydrodynamic pressure distribution on the walls of the obstacle. The obtained simulation results show that the pressure assumes negative and positive values and the amplitude of the changes is bigger for a higher obstacle.

However the conducted simulations should be treated as qualitative and they must be confirmed in respective examinations made on a physical model and in reality.

5 Literature

Barber, R.W., Fonty, A.: A numerical study of laminar flow over a confined backward-facing step using a novel viscous-splitting vortex algorithm. 4th GRACM Congress on Computational Mechanics, Patras, 27-29 June 2002.

Beale, J.T., and Majda, A.: Vortex methods II: Higher order accuracy in two and three dimensions, Math. Comp., 39, 1982.

Castro, I.P.: RelaxingWakes behind Surface-Mounted Obstacle in Rough Wall Boundary Layers, J. Fluid Mech., Vol. 93, 1979,

Chorin A.J., Numerical Study of Slightly Viscous Flow, J. Fluid Mech., Vol. 57, 1973.

Chorin, A.J., Marsden, J.E.: A mathematical introduction to fluid mechanics, Springer-Verlag, 1979.

Ghoniem A.F. Cagnon Y., Vortex Simulation of Recirculating Flow, J. Comput. Phys. Vol. 68, 1987.

Gresho, Ph. M., Sani, R.: On Pressure Boundary Conditions for The Incompressible Navier-Stokes Equations, Int. J. Num. Meth. in Fluids, vol. 7, 1111-1145, 1987.

Hald, O.H. :The convergence of vortex methods II, SIAM J. Numer. Anal., 16, 1979.

Hardwick, J.D.: Flow Induced Vibration of Vertical – Lift Gate, Proc. ASCE, J. Hydr. Div., HY5, 1974.

Kostecki, S.: Two-dimensional Vortex Method for Flow under Vertical Lift Gate.in: Problemy hydrotechniki. Współczesne podstawy planowania i projektowania w inżynierii i gospodarce wodnej. Praca zbiorowa pod red. Rogala i Kostecki, Dolnośl. Wydaw. Edukacyjne, Wrocław 2003.

Kudela H., Kostecki S., Vortex Blob Simulation of Two-Dimensional Flow over of Backward-Facing Step, Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. XIII, No. 1-2 ,1992.

Naudascher, E., Rockwell, D.: Flow – Induced Vibration, An Engineering Guide, A.A.Balkema, 1994.

Nordmark, R.O.: Re-zoning for high order vortex method, J. Comput. Phys., 97, pp. 366-397, 1991.

Rogala R., Kostecki S., Kong V.: The Simulation of Pressure Distribution on a Flow around Obstacle by the Discrete Vortex Method, 5-th Conference on Problems of Hydroengineering, Wyd. Politechniki Wrocławskiej, 1994.

Shankar, S., van Dommelen, L.: A new Diffusion Procedure for Vortex Methods, J. Comp. Phys., 127, pp. 88-109, 1996.

Thang N.D.: Gate Vibration due to Unstable Flow Separation, Journal of Hydraulic Eng., Vol. 116,No. 3, pp. 342-361, 1990.

Author:

Stanisław Kostecki. PhD
Institute of Geotechnics and Hydrotechnics
Wrocław University of Technology
Wybrzeże Wyspiańskiego 27
50-370 Wrocław, Poland
Tel.: ++48 – 71 – 3202340
Fax: ++48 – 71 – 3284814
Stanislaw.Kostecki@pwr.wroc.pl

S A T Z U N G
der

Gesellschaft der Förderer des Hubert - Engels - Institutes

für Wasserbau und Technische Hydromechanik

an der Technischen Universität Dresden e.V.

§1 Name und Sitz

Der Verein führt den Namen
"Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden e.V."
Der Sitz des Vereins ist Dresden. Er ist im Vereinsregister unter der Nummer VR 1335 registriert.
Das Geschäftsjahr ist das Kalenderjahr.

§2 Zweck

Der Verein verfolgt ausschließlich und unmittelbar gemeinnützige Zwecke im Sinne des Abschnittes "Steuerbegünstigte Zwecke" der Abgabenordnung. Er dient der Förderung wissenschaftlicher Forschungsarbeiten auf gemeinnütziger Grundlage, der Information seiner Mitglieder und der Öffentlichkeit über die Forschungs- und Versuchsarbeiten des Instituts, der Förderung von Aus- und Weiterbildung sowie der Förderung des Umwelt- und Landschaftsschutzes.
Der Satzungszweck wird insbesondere verwirklicht durch:

1. Durchführung wissenschaftlicher Veranstaltungen und Forschungsvorhaben zu Themen des umweltverträglichen Wasserbaus, der Renaturierung von Gewässern, der Verbesserung der Wasserversorgung und Abwasserbehandlung, des Verkehrswasserbaus (mit dem Ziel umweltfreundlicher Transportdurchführung auf Wasserstraßen), sowie des Hochwasser- und Küstenschutzes.
2. Werbung in den interessierten Fachkreisen für den Wasserbau und das hydraulische Versuchswesen
3. Koordinierung der Arbeiten und Zusammenarbeit auf wasserbaulichem und hydraulischem Gebiet mit anderen Instituten
4. Unterstützung von hydraulischen Modellversuchen
5. Unterstützung der Durchführung von Kolloquien und Symposien in den Fachgebieten Wasserbau und Technische Hydromechanik
6. Förderung der Publikation von wissenschaftlichen Arbeiten, Institutsberichten und Informationsmaterial
7. Unterstützung von Reisen zu Fachvorträgen und zur Besichtigung von wasserbaulichen Objekten
8. Durchführung von Informationsveranstaltungen an Schulen und Gymnasien
9. Unterstützung von besonders förderungswürdigen in- und ausländischen Studierenden des Wasserbaus.

10. Würdigung herausragender Leistungen von Absolventen und Studierenden in den Fachgebieten des Wasserbaus und der technischen Hydromechanik.

Der Verein ist selbstlos tätig und verfolgt nicht in erster Linie eigenwirtschaftliche Zwecke.

§3 Mitgliedschaft

Ordentliche Mitglieder können natürliche und juristische Personen sowie Körperschaften jedweder Rechtsform des In- und Auslandes werden, die den Zweck des Vereins nach §2 unterstützen.
Jungmitglieder können Studenten werden, die an einer Hochschuleinrichtung mit wasserbaulich-wasserwirtschaftlicher Ausbildung immatrikuliert sind.
Korrespondierende Mitglieder können vom Vorstand ernannt werden, wenn sie auf dem Gebiet des Wasser- und Grundbaus, der Wasserwirtschaft und der Hydrologie forschend tätig sind.
Ehrenmitglieder können von der Mitgliederversammlung ernannt werden, wenn sie sich besondere Verdienste bei der Förderung des Vereins erworben haben.

§4 Organe des Vereins

Die Organe des Vereins sind a) die Mitgliederversammlung und b) der Vorstand.
Die Mitglieder des Vorstands sind ehrenamtlich tätig.

§5 Mitgliederversammlung

Eine ordentliche Mitgliederversammlung findet einmal im Jahr (in der Regel in Verbindung mit dem Wasserbaukolloquium des Instituts) statt. Ihre Einberufung erfolgt mindestens vier Wochen vorher schriftlich durch den Geschäftsführer im Auftrag des Vorstandes unter Mitteilung des Termins, des Ortes und der Tagesordnung.
Zusätze zur Tagesordnung können innerhalb einer Frist von 14 Tagen beim Geschäftsführer beantragt werden.
In der Mitgliederversammlung werden geschäftliche Angelegenheiten in Verbindung mit Vorträgen oder Mitteilungen und deren Beratung behandelt und erledigt.
Die Mitgliederversammlung beinhaltet:
1. den Bericht des Vorsitzenden über das Geschäftsjahr
2. den Bericht der Rechnungsprüfer
3. Genehmigung der Berichte und Entlastung des Vorstandes
4. Beschlüsse über vorliegende Anträge und über Änderungen der Satzung
5. Wahl von zwei Rechnungsprüfern
6. Verschiedenes

Der Vorstand kann jederzeit binnen 14 Tagen eine außerordentliche Mitgliederversammlung einberufen. Er ist dazu verpflichtet, wenn mindestens ein Zehntel der Mitglieder dies unter Angabe des Zwecks und der Gründe fordert.
Der Vorsitz der Mitgliederversammlung wird vom 1. Vorsitzenden oder vom Stellvertreter des Vorstandes geführt.
Die Mitgliederversammlung fasst ihre Beschlüsse mit einfacher Mehrheit der anwesenden Mitglieder. Sie ist bei satzungsgemäßer Einladung in jedem Falle beschlussfähig. Bei Stimmengleichheit entscheidet die Stimme des Vorsitzenden.
Satzungsänderungen erfordern eine 3/4-Mehrheit der anwesenden Mitglieder.
Anträge auf Änderung der Satzung, die nicht vom Vorstand ausgehen, können nur dann beraten werden, wenn sie mindestens vier Wochen unter Angabe der Gründe beim Vorstand eingereicht worden sind.

Jedes Mitglied hat nur eine Stimme. Stimmübertragungen sind durch schriftliche Vollmacht auf ordentliche Mitglieder nur bis zu zwei möglich.
Die Beschlüsse der Mitgliederversammlung werden vom Geschäftsführer in ein Protokollbuch eingetragen und vom Vorsitzenden und dem Geschäftsführer unterzeichnet.

§6 Vorstand

Der Vorstand wird von der ordentlichen Mitgliederversammlung für die Dauer von fünf Jahren gewählt und bleibt bis zum Ablauf der ordentlichen Mitgliederversammlung zur Neuwahl im Amt.

Der Vorstand besteht aus vier gewählten ordentlichen Mitgliedern

- dem 1. Vorsitzenden
- dem Stellvertretenden Vorsitzenden
- dem Geschäftsführer
- dem Schatzmeister.

Vom Vorstand kann ein Ehrenvorsitzender bestellt werden.
Die Mitgliederversammlung kann durch einfache Mehrheit beschließen, darüber hinaus noch bis zu zwei Mitglieder zur Vertretung des Vereins in den Vorstand zu bestellen.
Der Vorstand kann einzelnen Personen Vollmachten für Zweige der Geschäftsführung erteilen.
Sitzungen des Vorstandes sind beschlussfähig, wenn mehr als die Hälfte der Vorstandsmitglieder anwesend sind.
Der Vorstand ist mit der Führung aller laufenden Geschäfte beauftragt und sorgt für die Durchführung der Beschlüsse der Mitgliederversammlung. Er kann selbständig Maßnahmen treffen, die dem Vereinszweck förderlich sind.

§7 Aufnahme oder Beendigung der Mitgliedschaft

Die Aufnahme als ordentliches Mitglied oder als Jungmitglied ist schriftlich beim Vorstand zu beantragen. Dieser entscheidet über die Aufnahme. Der Aufnahmebeschluss ist dem Antragsteller mitzuteilen. Bei Zurückweisung des Antrages kann der Antragsteller eine Entscheidung durch die Mitgliederversammlung beantragen, deren Zustimmung eine 2/3- Mehrheit voraussetzt.
Die Mitgliedschaft kann beendet werden

a) durch schriftliche Austrittserklärung eines Mitglieds zum Ende des laufenden Geschäftsjahres (mindestens drei Monate vor Ablauf des Geschäftsjahres) oder auf Beschluss des Vorstandes, wenn 3/4 der Mitgliederversammlung dem Ausschluss zustimmen.
b) bei Vereinigungen oder Gesellschaften mit deren Auflösung
c) bei natürlichen Personen mit dem Tod
d) durch Streichung aus der Mitgliederliste, wenn trotz Erinnerung durch den Vorstand in drei Folgejahren kein Mitgliedsbeitrag entrichtet wurde und kein erkennbarer Hinderungsgrund vorliegt.

§8 Rechte und Pflichten der Mitglieder

Die Mitglieder des Vereins haben das aktive und passive Wahlrecht können Anträge an den Verein stellen. Jungmitglieder können an den Veranstaltungen des Vereins teilnehmen, Anträge stellen, haben jedoch kein Stimmrecht.
Die Mitglieder des Vereins haben das Recht auf Information über die vom Institut durchgeführten und laufenden Arbeiten sowie zur Besichtigung des Instituts und seiner Versuchseinrichtungen soweit das betrieblich möglich ist und die Interessen der Auftraggeber nicht beeinträchtigt werden.
Die Mitglieder haben Anspruch auf Überlassung von geförderten veröffentlichten Materialien.

Die Mitglieder sind verpflichtet, die Fördervereinigung entsprechend der Satzung bei der Erfüllung ihrer Aufgaben nach besten Kräften zu unterstützen.
Die Mitglieder sind zur Zahlung eines jährlichen Beitrags verpflichtet. Die Höhe des jährlichen Beitrags wird in der Mitgliederversammlung bestimmt und soll in der Regel nicht niedriger sein als

a) für persönliche Mitglieder	EURO 20,-
b) für Jungmitglieder	EURO 10,-
c) für Firmen, Behörden, Verbände, Institute und andere Einrichtungen	EURO 150,-

Ehrenmitglieder und korrespondierende Mitglieder sind beitragsfrei. Die Beiträge sind bis 31. März des jeweiligen Jahres zu entrichten.

§9 Auflösung des Vereins

Der Verein kann nur auf Beschluss von 2/3 der anwesenden stimmberechtigten Mitglieder einer ordentlichen Mitgliederversammlung aufgelöst werden.
Sind in dieser Mitgliederversammlung weniger als 1/3 der stimmberechtigten Mitglieder erschienen, so muss eine neue Mitgliederversammlung einberufen werden, die dann entscheidet.
Im Falle der Auflösung oder Aufhebung des Vereins oder bei Wegfall seines bisherigen Zwecks fällt sein Vermögen an das Hubert-Engels- Institut zur ausschließlichen Verwendung für wissenschaftliche Forschungsarbeiten.

§10 Gemeinnützigkeit

Etwaige Mittel aus der Arbeit des Vereins dürfen nur für die satzungsgemäßen Zwecke verwendet werden. Die Vereinsmitglieder dürfen keine Gewinnanteile und in ihrer Eigenschaft als Mitglieder auch keine sonstigen Zuwendungen aus Mitteln des Vereins erhalten.
Die Mitglieder des Vorstandes erhalten keine Vergütung für ihre Tätigkeit. Auslagen im Interesse des Vereins werden auf Antrag ersetzt, wenn sie der Vorstand vorher genehmigt hat und der Verein dazu in der Lage ist.
Der Verein darf keine Personen durch Verwaltungsausgaben, die dem Zweck der Gesellschaft fremd sind, oder durch unverhältnismäßig hohe Vergütungen begünstigen.

Die Satzung wurde in der Gründungsversammlung am 24. Mai 1991 in Dresden angenommen und am 18. März 2004 ergänzt.

Gesellschaft der Förderer des
HUBERT-ENGELS-INSTITUTs für
Wasserbau und Technische Hydromechanik e.V.

BEITRITTSERKLÄRUNG

Die Firma :

Frau/Herr :

Anschrift :

erklärt hiermit die Bereitschaft zum Beitritt zur

"Gesellschaft der Förderer des *Hubert-Engels*-Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik e.V."

Ich / Wir zahle(n) einen jährlichen Beitrag in Höhe von

EUR _____

(ab EUR 20.-- für persönliche Mitglieder, ab EUR 200.-- für Firmen, Behörden, Körperschaften)

Die Beitragszahlung erfolgt auf das Konto **3120185620** des Vereins bei der Ostsächsischen Sparkasse Dresden (Bankleitzahl: **850 503 00).**

_____ _____
(Datum) (Unterschrift - Stempel)

Die Aufwendungen zur Förderung der Gesellschaft sind steuerlich abzugsfähig.

Bestätigung der Mitgliedschaft:

Der Vorstand stimmt im Namen des Vereins der Mitgliedschaft von _____ zu.

Dresden, den

_____
(Unterschrift-Stempel)

Gesellschaft der Förderer des HUBERT - ENGELS – INSTITUTes an der TU Dresden e.V.,
Vorsitzender o. Prof. Dr.-Ing. habil. H. –B. Horlacher, Geschäftsführer apl. Prof. Dr.-Ing. habil. R. Pohl,
Bankverbindung : Konto: 3120 185 620, Ostsächsische Sparkasse Dresden BLZ: 850 503 00, IBAN: DE27 8505 0300 3120 1856 20, BIC: OSDDDE81XXX
Vereinsreg. VR 1335, Amtsgericht Dresden, lfd. Nr. 336 im Verzeichnis steuerbegünstigter Körperschaften beim FA Dresden III Steuer-Nr. 203/141/03107
✉ 01062 Dresden, ☎ (0351)463 34725 oder 463 35693, Fax 🗁 (0351) 463 37141

✉ **Aufnahmeantrag bitte senden an:**

Gesellschaft der Förderer des
Hubert-Engels-Institutes für Wasserbau
und Technische Hydromechanik
an der Technischen Universität Dresden e.V.

01062 D r e s d e n

Bisher erschienene Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen

Heft 1	1989	***Römisch, Klaus***
(vergriffen)		Empfehlung zur Bemessung von Hafeneinfahrten
		Lattermann, Eberhard
		Bemessungsgrundlagen für Dichtungen und Deckwerke im Wasserbau
Heft 2	1990	***Krüger, Frank***
(vergriffen)		Schubspannungsverteilungen in offenen, geradlinigen Trapez- und Rechteckgerinnen
		Martin, Helmut; Pohl, Reinhard
		Überflutungssicherheit von Talsperren
Heft 3	1990	***Pohl, Reinhard***
(vergriffen)		Die Entwicklung der wasserbaulichen Lehre und Forschung an der Technischen Universität Dresden
		Pohl, Reinhard
		Die Berechnung der auf- und überlaufvermindernden Wirkungen von Wellenumlenkern im Staudammbau
Heft 4	1991	***Haufe, Ellen***
(vergriffen)		Hydromechanische Untersuchungen von Mischungs-, Flockungs- und Sedimentationsprozessen in der Trinkwasseraufbereitung
Heft 5	1994	***Wasserbaukolloquium 1993***
		Die Elbe – Wasserstraße und Auen
Heft 6	1995	***Wasserbaukolloquium 1994***
		Wasserkraft und Umwelt
		ISBN 3-86005-154-7
Heft 7	1995	***Wasserbaukolloquium 1995***
		Hydromechanische Beiträge zum Betrieb von Kanalnetzen
		ISBN 3-86005-155-5
Heft 8	1996	***Aigner, Detlef***
		Hydrodynamik in Anlagen zur Wasserbehandlung
		ISBN 3-86005-164-4
Heft 9	1996	***Wasserbaukolloquium 1996***
(vergriffen)		Wellen: Prognosen - Wirkungen – Befestigungen
		ISBN 3-86005-165-2
Heft 10	1997	***Wasserbaukolloquium 1997***
		Sanierung und Modernisierung von Wasserbauwerken, aktuelle Beispiele aus Deutschland, Polen, der Slowakei und Tschechien
		ISBN 3-86005-185-7
Heft 11	1997	***Pohl, Reinhard***
(vergriffen)		Überflutungssicherheit von Talsperren
		ISBN 3-86005-186-5
Heft 12	1998	***Pohl, Reinhard***
		Die Geschichte des Institutes für Wasserbau an der Technischen Universität Dresden
		ISBN 3-86005-187-3
Heft 13	1998	***Wasserbaukolloquium 1998***
		Hydraulische und numerische Modelle im Wasserbau, Entwicklung – Perspektiven
		ISBN 3-86005-201-2

Heft 14	1998	***Müller, Uwe*** Deformationsverhalten und Belastungsgrenzen des Asphaltbetons unter den Bedingungen von Staudammkerndichtungen ISBN 3-86005-213-6
Heft 15	1999	***Wasserbaukolloquium 1999*** Betrieb, Instandsetzung und Modernisierung von Wasserbauwerken ISBN 3-86005-223-3
Heft 16	1999	***Carstensen, Dirk*** Beanspruchungsgrößen in Fließgewässern mit geschwungener Linienführung ISBN 3-86005-236-5
Heft 17 (vergriffen)	1999	***Ehrenkolloquium Prof. Martin*** anlässlich des 60. Geburtstages von Herrn Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut Martin ISBN 3-86005-237-3
Heft 18	2000	***Wasserbaukolloquium 2000*** Belastung, Stabilisierung und Befestigung von Sohlen und Böschungen wasserbaulicher Anlagen ISBN 3-86005-243-8
Heft 19	2001	***Seleshi B. Awulachew*** Investigation of Water Resources Aimed at Multi-Objective Development with Respect to Limited Data Situation: The Case of Abaya-Chamo Basin, Ethiopia ISBN 3-86005-277-2
Heft 20	2001	**Stefan Dornack** Überströmbare Dämme Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen ISBN 3-86005-283-7
Heft 21	2002	**Wasserbaukolloquium 2002** Innovationen in der Abwasserableitung und Abwassersteuerung ISBN 3-86005-297-7
Heft 22	2002	**Zelalem Hailu G. Chirstos** Optimisation of Small Hydropower Sites for Rural Electrification ISBN 3-86005-304-3
Heft 23	2002	***Ehrenkolloquium Prof. Wagner*** Zur Emeritierung von Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Harold Wagner ISBN 3-86005-307-8
Heft 24	2003	***Wasserbaukolloquium 2003*** Gewässer in der Stadt. ISBN 3-86005-358-2
Heft 25	2003	**Toufik Tetah** Numerische Simulation des dynamischen Verhaltens von Caisson-Wellenbrecher-Gründungen unter Einwirkung brechender Wellen ISBN 3-86005-363-9
Heft 26	2003	**Ehrenkolloquium Prof. Horlacher** Zum 60. Geburtstag von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-B. Horlacher ISBN 3-86005-376-0

Heft 27 (nur auf CD erhältlich)	2004	***Wasserbaukolloquium 2004*** Risiken bei der Bemessung und Bewirtschaftung von Fließgewässern und Stauanlagen (Risks in Design and Management of Rivers and Reservoirs). ISBN 3-86005-414-7
Heft 28	2004	**Reinhard Pohl** Historische Hochwasser aus dem Erzgebirge ISBN 3-86005-428-7
Heft 29 (vergriffen)	2005	***Wasserbaukolloquium 2005*** Stauanlagen am Beginn des 21. Jahrhunderts (Dams at the Beginning of the 21st Century) ISBN 3-86005-461-9
Heft 30	2005	**Nigussie Teklie Girma** Investigation on Sediment Transport Characteristics and Impacts of Human Activities on Morphological Processes of Ehiopian Rivers:Case Study of Kulfo River, Southern Ethiopia ISBN 3-86005-483-X
Heft 31 (in Vorbereitung)	2006	**Matthias Standfuß** Druckstöße in erdverlegten Rohrleitungen aus PE-HD ISBN 3-86005-495 - 3
Heft 32	2006	**Wasserbaukolloquium 2006** Strömungssimulation im Wasserbau (Flow Simulation in Hydraulic Engineering) ISBN 3-86005-473-2

Die Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen können bestellt werden bei:

Technische Universität Dresden
Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und THM
D-01062 Dresden
Tel.: ++ 49 351 463 33837
Fax: ++ 49 351 463 37141
Email: mail@iwd.tu-dresden.de

Ingenieurbüro
IPP · HYDRO · CONSULT GmbH

BERATUNG · PLANUNG · BAULEITUNG



Hochwasserschutz "Große Striegis" Landkreis Mittweida: Ufersicherung

- Wasserbau
- Gewässerrenaturierung/Gewässerpflege- und Entwicklungsplanung
- Hydraulische Berechnungen von Wasserläufen und Gewässersystemen



Koselmühlenfließ: Renaturierter Gewässerabschnitt

- Hochwasserschutz
- Regenwasserbewirtschaftung
- Wasserversorgung

- Kanalisation und Kläranlagen
- Kanalsanierung
- Straßen- und Wegebau / Freianlagen



Schwarze Elster - Umbau Köhlerwehr

Büro Cottbus
03044 Cottbus
Gerhart-Hauptmann-Straße 15
Tel-Nr.: 03 55/7 57 00 5-0
Fax-Nr.: 03 55/7 57 00 5-22
e-mail: ihc@ipp-hydro-consult.de
www.ipp-hydro-consult.de

Büro Beeskow
15848 Beeskow / Spree
Spreeinsel 4
Tel-Nr.: 0 33 66/4 19-0
Fax-Nr.: 0 33 66/2 11 22
e-mail: ihc@ipp-hydro-consult.de
www.ipp-hydro-consult.de

Büro Dresden
01069 Dresden
Reichenbachstraße 55
Tel-Nr.: 03 51/2 13 41 42
Fax-Nr.: 03 51/2 13 41 44
e-mail: ihc@ipp-hydro-consult.de
www.ipp-hydro-consult.de



Die GKW Gruppe

www.gkw.com

GKW INGENIEURE GmbH
01277 Dresden, Grunaer Weg 26
Tel. 0351 21185-0
Fax 0351 21185-10
E-Mail: dresden@gkw.com

Von der Konzeption über die Planung und Bauüberwachung bis zur sicheren Betriebsführung bieten wir Ihnen überzeugende, zukunftssichere Lösungen, weltweit!

- Abfalltechnik/ Geotechnik
- Abwasserbehandlung
- Infrastruktur
- **Konstruktiver Wasserbau**



Deich- und Dammbauten

Gewässerrenaturierung





Hochwasserrückhaltebecken

Schleusen, Wehranlagen



- Technische Ausrüstung/ Industrietechnik
- Umweltengineering/ Umweltberatung/ Umweltanalytik
- Wasserversorgung