

18. Treffen junger
Wissenschaftlerinnen und
Wissenschaftler wasserbaulicher
Institute, 24.-26. August 2016,
Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie (VAW)
ETH Zürich: Tagungsband
Tagungsband

Conference Proceedings

Publication date:

2016

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-010734523>

Rights / license:

[In Copyright - Non-Commercial Use Permitted](#)

Aug. 24-26
ETH Zürich

2016



18. JuWi-Treffen

Tagungsband

18. Treffen junger Wissenschaftlerinnen
und Wissenschaftler wasserbaulicher Institute

24.-26. August 2016

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW)

ETH Zürich

Herausgeber: Das JuWi-Organisationskomitee 2016 bestehend aus Claudia Beck, Christopher Paschmann, Isabella Schalko, Frederic Evers, Pierre-Jacques Frank, Cristina Rachelly und Stephan Kammerer

Zürich, 2016

Inhaltsverzeichnis

<i>Vorwort</i>	iii
Organisationskomitee	
Block 1	
<i>Möglichkeiten der Selbstevaluierung zur Hochwasserangepasstheit von Privatgebäuden</i>	1
Michael Eiden	
<i>Ist eine Echtzeit-Modellierung im operativen Hochwassereinsatz mit UAV möglich?</i>	4
Christin Rinnert	
<i>Möglichkeiten der Schließung von Deichbrüchen im Hochwasserfall</i>	7
Jan Dagher	
Block 2	
<i>Entwicklung eines GIS-gestützten Tools zur automatisierten Hochwasserrisikoanalyse für die Stromversorgung</i>	10
Corinna Gall	
<i>Entwicklung methodischer Ansätze zur kombinierten Betrachtung von fluvialen und pluvialen Hochwasserereignissen in urbanen Gebieten</i>	13
Sebastian Gürke	
<i>Untersuchung von Unsicherheitsbereichen bei vergleichenden Abflussmessungen</i>	16
Fabian Netzel	
<i>Entwicklung von dynamischen, nicht linearen Abflusskurven</i>	19
Kristina Fehler	
Block 3	
<i>Energetische Optimierung traditioneller Wasserräder mittels PIV-Messtechnik</i>	22
Martin Weber	
<i>Einsatz von gesteuerten Flutpoldern an der Donau bei Hochwasserereignissen verschiedener Jährlichkeiten und Steuerstrategien</i>	25
Stephan Giehl	
<i>Vergleich der Lösungsverfahren zweier 3D-CFD-Softwarepakete bei der Anwendung hybrider Modellierung</i>	28
Max Heß	

Block 4

- Renaturierung stark anthropogen geprägter urbaner Gewässer –
ein inter- und transdisziplinäres Monitoring* 31
Viktoria Berger
- Fischaufstiegsanlagen in Schlitzbauweise:
Ein Überblick über den aktuellen Stand der Forschung* 34
Jessica Klein
- Verbesserung der Auffindbarkeit des Fischpasseinstiegs durch den Einsatz von
Lockstrompumpen* 38
Tobias Liepert

Block 5

- Möglichkeiten zur Vergleichbarkeit zwischen Wasserkraft und anderen erneuerbaren
Energiesystemen* 41
Jens Metzger
- Aspekte zum Betrieb von Talsperren – Simulation und Optimierung von Betriebszielen im
Talsperren-Verbund* 44
Sarah Dickel

Block 6

- Schiffserzeugter Sedimenttransport im Nord-Ostsee-Kanal* 47
Marius Ulm
- Untersuchungen zur Erhöhung der Rauheit auf Sohlengleiten* 50
Ralph Eikenberg
- Drag force of elements mounted on a rough bed considering relative submergence* 53
Paride Nardone

Block 7

- Physikalischer Ansatz zum Erosionsverhalten unterschiedlicher Stützkörpermaterialien beim
Dammversagen durch Überströmen* 56
Burkhard Rüdisser
- Zusammenhang des Herstellungsprozesses und des Langzeitverhaltens von Asphaltbeton
Dichtschichten im Wasserbau* 59
Mathias Smesnik
- Messung der Spaltverluste an einer Wasserdruckmaschine* 62
Olivier Schwyzer
- Optimierung der Wassernutzung am Blauen Nil in Äthiopien* 65
Athanasia-Tatiana Stamou

Vorwort

Liebe Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftler

Dieser Tagungsband beinhaltet die Fachbeiträge des 18. Treffens junger WissenschaftlerInnen (JuWi) vom 24. bis 26. August in Zürich. Das Treffen junger WissenschaftlerInnen wasserbaulicher Institute wird jährlich an einer deutschsprachigen Hochschule durchgeführt. Wir freuen uns insbesondere, dass das JuWi-Treffen nach 16 Jahren nun wieder in Zürich stattfindet.

Das JuWi-Treffen setzt sich auch dieses Jahr zum Ziel, den fachlichen Austausch zwischen deutschsprachigen Wasserbauinstituten zu fördern. Das Treffen gibt jungen Forscherinnen und Forschern die Möglichkeit, eigene Forschungsergebnisse in einem unkomplizierten Rahmen vorzustellen und zu diskutieren. Ein umfangreiches Programm unterstützt angeregte Diskussionen in den Bereichen Wasserbau, Flussbau und Hydraulik und soll gleichzeitig ein gegenseitiges Kennenlernen ermöglichen.

Dabei möchten wir die Gelegenheit nutzen, die 2014 eröffnete Versuchshalle am Standort ETH Zürich, Höggerberg vorzustellen und aktuelle Forschungsprojekte zu zeigen. Zurzeit werden neben der Grundlagenforschung auch einige nationale und internationale Auftragsprojekte, wie beispielsweise die Aufweitung der Rhone bei Brigerbad (Kanton Wallis, Schweiz) oder einem Grundablassstollen in Äthiopien bearbeitet. Eine gemeinsame Stadtführung durch Zürich mit einem anschliessenden Abendessen soll die Vortragsreihe ausklingen lassen.

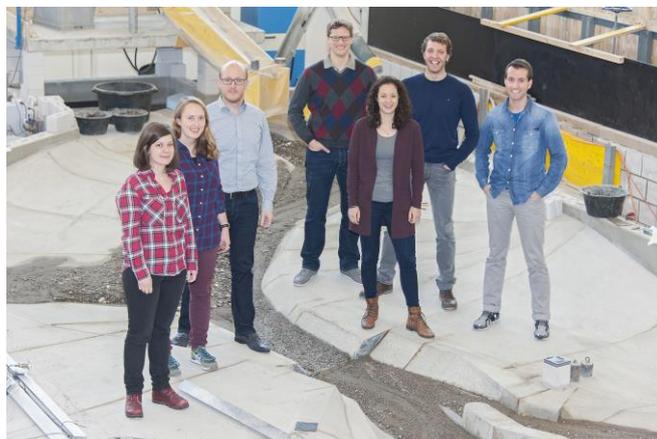
Die traditionelle Exkursion am dritten Tag der Veranstaltung führt uns dieses Mal zu den Grimselkraftwerken der KWO (Kraftwerke Oberhasli). Die Grimselkraftwerke produzieren seit den 1940er Jahren den ersten Strom und werden bis heute weiter ausgebaut. Dabei haben wir die Gelegenheit, eines der zahlreichen Schweizer Pumpspeicherkraftwerke anzuschauen. Die Exkursion rundet das Rahmenprogramm ab und ermöglicht einen Einblick in die Praxis.

Wir möchten uns bei den TeilnehmerInnen für die interessanten Beiträge bedanken und freuen uns auf das 18. JuWi-Treffen.

Viel Freude beim Lesen dieser spannenden Beiträge!

Zürich, August 2016

JuWi-Organisationskomitee



Möglichkeiten der Selbstevaluierung zur Hochwasserangepasstheit von Privatgebäuden

Michael Eiden

1 Hintergrund

Die individuelle Einschätzung des Gefahrenpotenzials eines Gebäudes ist ein integraler Bestandteil der Risikoabschätzung. Sie spielt eine zentrale Rolle im Hochwasserrisikomanagement und ist von großer Bedeutung für die Besitzer als auch die Versicherer von Gebäuden in Hochwasserrisikogebieten.

Aus diesem Grund empfiehlt sich die Entwicklung eines Konzepts, welches jedem potenziell Betroffenen die Möglichkeit bietet, mit wenig Aufwand und ohne spezifisches Hintergrundwissen, eine Übersicht über mögliche Gefahren und das damit einhergehende Schadenspotenzial zu erhalten. Die Intention besteht darin, Bürger für kommende Hochwasserereignisse zu sensibilisieren und passende Schutzstrategien für die betroffenen Gebäude und Grundstücke zu entwickeln oder - falls bereits vorhanden - diese zu verbessern. Um dies zu verwirklichen, wurde am Kompetenzzentrum für Hochwassermanagement und Bauvorsorge, das an einem Ingenieurbüro sowie an der Technischen Universität Kaiserslautern angesiedelt ist und durch das Land Rheinland-Pfalz gefördert wird, eine Gebäudecheckliste für im Hochwasserfall potenziell gefährdete Haushalte entwickelt (Thul 2013).

2 Themengebiete der Hochwasser-Gebäudecheckliste

Die Hochwasser-Gebäudecheckliste ist als Fragebogen mit mehreren Themengebieten konzipiert. Mit der Beantwortung des Fragebogens geht ein allgemeiner Wissenszuwachs über die verschiedenen Aspekte bei einem Hochwasser, aber auch über den individuellen Schutzgrad des eigenen Hauses einher. Dem Benutzer soll ermöglicht werden, in erster Instanz ohne Hilfe von honorarbasierter Beratungsstellen das eigene Gebäude hinsichtlich seines Gefährdungspotenzials einzustufen. Um den Fragebogen übersichtlich zu halten, ist er in vier übergeordnete Themengebiete unterteilt:

1. "Allgemeine Angaben zur Gefährdung"

Im ersten Abschnitt des Fragebogens geht es in erster Linie um die örtliche Lage des Objektes und seine bauliche Struktur. Darüber hinaus werden Informationen zu vergangenen Hochwasserereignissen und möglichen vorhandenen technischen Hochwasserschutzanlagen abgefragt.

2. "Nutzung und Schäden"

Die Fragen im zweiten Abschnitt zielen auf die Art der Nutzung der Immobilie ab. Des Weiteren finden sich hier Fragen über die entstandenen Schadensbilder vergangener Hochwasserereignisse und die anschließend eingeleiteten Maßnahmen. Es soll eingeschätzt werden, welche Schadensbilder nach den getroffenen Maßnahmen noch zu erwarten sind und welche ausgeschlossen werden können.

3. "Zusatzfragen bei gewerblicher Nutzung"

In diesem Fragenkomplex geht es ausschließlich um Objekte mit gewerblicher Nutzung. Dabei zielt die Checkliste vor allem auf Gebäude mit einer Mischnutzung ab, in denen ein Kleingewerbe betrieben wird. Da bei Kleingewerben das Schadenspotenzial sehr hoch liegen kann, werden auch hier vergangene Hochwasserereignisse thematisiert und die Frage, inwiefern der Betrieb Einbußen durch den Ausfall der Nutzung oder durch materielle Schäden hatte.

4. "Technische Gebäudeausrüstung"

Der letzte Fragenteil widmet sich den verarbeiteten Materialien in den betroffenen Etagen. Ebenso Teil dieser Kategorie sind Fragen zu den technischen Anlagen des Gebäudes mit Fokus auf der Elektrik und der Heizungsanlage. Die letzten Fragen behandeln den Einsatz von Pumpenanlagen während eines Hochwassers zur Trockenlegung des Gebäudes.

Da das Frageprinzip teilweise auf dem If-Then-Else-Prinzip aufbaut (vgl. Abbildung 1), sind die Fragen in der vorgegebenen Reihenfolge zu beantworten.

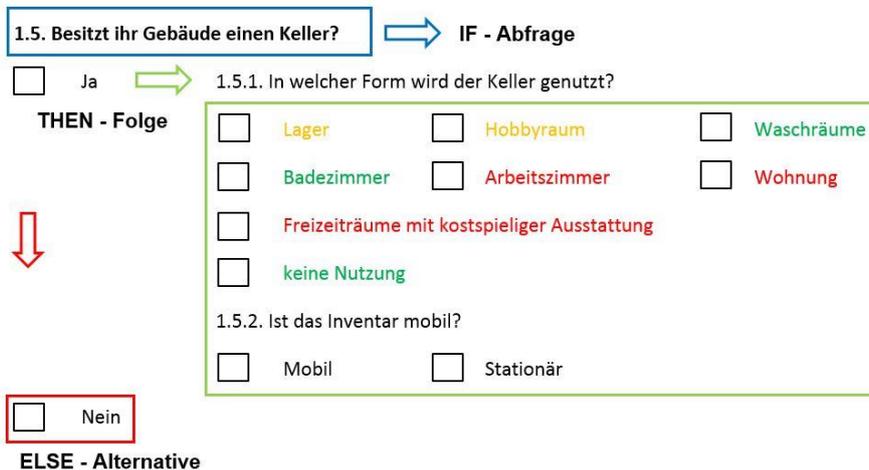


Abb. 1: Erklärung "If-Then-Else" Abfrage (nach Faust 2014)

3 Die Online-Version der Hochwasser-Gebäudecheckliste

Das Ziel der derzeitigen Arbeiten ist die Implementierung einer Online-Version der Gebäudecheckliste, die automatisiert und ohne fremde Hilfe im Internet ausgefüllt werden kann. Um das zu erreichen, wurde ein Bewertungsschema entwickelt, welches eine möglichst individuelle Beurteilung einer privaten Immobilie in potenziellen Hochwassergebieten liefert. Im Rahmen studentischer Abschlussarbeiten wurde der Fragebogen sowie das Bewertungsschema in der Praxis getestet (Faust 2014, Traub 2015). Angelehnt an die Ergebnisse aus den Praxistests wurde die Verknüpfung der Gefährdungsstufen mit dem Farbmuster einer Ampel gewählt, welches um die Farbkategorien Orange und Blau erweitert wurde. Durch die schlussendlich fünf verschiedenen Kategorien ergibt sich ein Bewertungsschema, welches Maßnahmen spezifisch und gezielt Gebäuden zuordnen kann, um so das Schadenspotenzial zu senken.

4 Weiterer Forschungsbedarf

Um die Checkliste weiter zu optimieren und den Bürgern die Bearbeitung möglichst zu vereinfachen, sind weitere Praxistests sinnvoll, in denen dann die Online-Version ohne direkte Erklärung vor Ort getestet werden soll. Nur so kann untersucht werden, ob eine Beantwortung ohne Fachmann leicht möglich ist und ggf. einzelne Fragen überarbeitet werden müssen.

Ein weiterer Ansatzpunkt ist der Umgang des Betroffenen mit der Auswertung der Checkliste. Aus den Abschlussgesprächen mit den Anwohnern der Praxistests geht hervor, dass Interesse an Kontaktdaten zu Fachbetrieben der verschiedenen Themenschwerpunkte besteht (z.B. Statiker, Elektrotechniker, etc.). Deshalb sollen Informationen und Kontaktdaten zu Fachbetrieben aus der Umgebung hinzugefügt werden.

5 Zusammenfassung

Es hat sich gezeigt, dass von Seiten der Bevölkerung das Interesse an der Selbstinformation zum Thema Hochwasser stetig zunimmt. Die steigende Anzahl an Hochwasserereignissen der letzten Jahre zwingt die Bürger, sich zum Schutz ihres Hab und Guts kritisch mit dem Hochwasserschutz auseinanderzusetzen. Die Hochwasser-Gebäudecheckliste soll dies begünstigen, indem die Nutzer durch das Ausfüllen des Fragbogens sich, ihr Verhalten und ihr Gebäude kritisch beleuchten, um etwaige Probleme zu erkennen und geeignete Maßnahmen einzuleiten. Durch die sich in der Umsetzung befindliche Online-Einbindung soll es dem interessierten Bürger so einfach wie möglich gemacht werden, dies zu tun. Die Gebäudecheckliste kann Hinweise auf Defizite und mögliche Schutzmaßnahmen geben. Allerdings muss auch weiterhin bei konkreten Umsetzungen ein Fachingenieur oder Handwerksbetrieb hinzugezogen werden, vor allem wenn eine geplante Maßnahme sich auf die Statik des Gebäudes auswirken kann.

Referenzen

- Faust, J. (2014). Überprüfung und Anpassung der Gebäudecheckliste, Studienarbeit am Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Kaiserslautern, unveröffentlicht.
- Thul, J. (2013). Standardisierung eines Hochwasserpasses für Privatgebäude, Studienarbeit am Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Kaiserslautern, unveröffentlicht.
- Traub, B. (2015). Entwicklung eines Bewertungsschemas für eine Hochwasser-Gebäudecheckliste, Bachelorarbeit am Fachbereich Bauen und Gestalten, Hochschule Kaiserslautern, unveröffentlicht.

Adresse des Autors

Michael Eiden

Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft
Fachbereich Bauingenieurwesen
Technische Universität Kaiserslautern
D-67663 Kaiserslautern, Paul-Ehrlich-Straße 14
Email: michael.eiden@bauing.uni-kl.de

Ist eine Echtzeit-Modellierung im operativen Hochwassereinsatz mit UAV möglich?

Christin Rinnert

1 Hintergrund

Die vorhandenen Hochwassergefahrenkarten, welche auf Grundlage der Bestimmungen der Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie der Europäischen Union (2007) erstellt wurden, stellen die zu erwartenden Auswirkungen eines Deichversagens in allgemeiner Form dar. Die Folgen eines Deichbruchs können demnach aufgrund der Vielfalt der möglichen Szenarien nicht ausreichend abgebildet werden. Demgegenüber bietet die operative Modellierung deutliche Vorteile, u.a. auch mit Blick auf die Interventionsmöglichkeiten während der Simulation zur Abschätzung der Auswirkungen. Für die am Hochwassermanagement beteiligten Akteure sind vor allem der zeitliche Aufwand zur Modellierung sowie die damit verbundene Qualität der Ergebnisse maßgebend. (Anders *et al.* (2015))

Derzeit ist es allerdings nicht möglich, eine lückenlose und dauerhafte Überwachung von Hochwasserschutzanlagen im Allgemeinen und Schad- und Schwachstellen an Deichen im Speziellen mittels Satelliten, Hubschrauber und terrestrischer Erkundung zu betreiben. Durch den Einsatz von Unmanned Aerial Vehicles (UAV), auch Drohnen genannt, kann diese Lücke geschlossen und zudem ein wertvoller Beitrag hinsichtlich der Qualität und der zeitnahen Erfassung von Daten geleistet werden, welche bisher in Bezug auf Deichbrüche als „unzureichend“ einzuschätzen sind. (Jüpner *et al.* (2015))

Das Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Kaiserslautern arbeitet bereits seit einigen Jahren im Hochwasserrisikomanagement (siehe u.a. Gretzschel (2008)). Derzeit liegt der Fokus auf dem Einsatz von UAV im operativen Hochwassereinsatz.

2 Datenerfassung, -prozessierung und -modellierung

In Deutschland existiert aktuell keine Technologie, die im Falle eines Deichbruchs eine Echtzeit-Modellierung von Überflutungen ermöglicht und in der Praxis erprobt wurde (Henning und Jüpner (2015)).

Mit Blick auf die Modellierung kommt dem Faktor Zeit in Bezug auf die Datenerfassung und -prozessierung eine bedeutende Rolle zu. Boccoardo *et al.* (2015) kamen aufgrund ihrer Feldversuchen zu dem Schluss, dass eine UAV-gestützte Vermessung betroffener Regionen – sofern die Gebietsgröße nur wenige Quadratkilometer beträgt – aus technischer Sicht in einem für die Anforderungen des Notfallmanagements angemessenen zeitlichen Rahmens zu realisieren sind. Brauneck *et al.* (2016) konnten weiterhin anhand der Auswertung von Videomaterial des Deichbruchs bei Breitenhagen an der Saale im Juni 2013 zeigen, dass UAV-basierte Daten grundsätzlich zur Modellierung geeignet sind. Für die hydrodynamische Modellierung sind Eingangsparameter wie die vorherrschenden Fließgeschwindigkeiten und die Abflussverhältnisse von besonderer Bedeutung. Außerdem sollten zur Abschätzung der Ausbreitung im Hinterland u.a. die im Laufe des Ereignisses auftretenden Änderungen der Breschenabmessungen bekannt sein. (Brauneck *et al.* (2016))

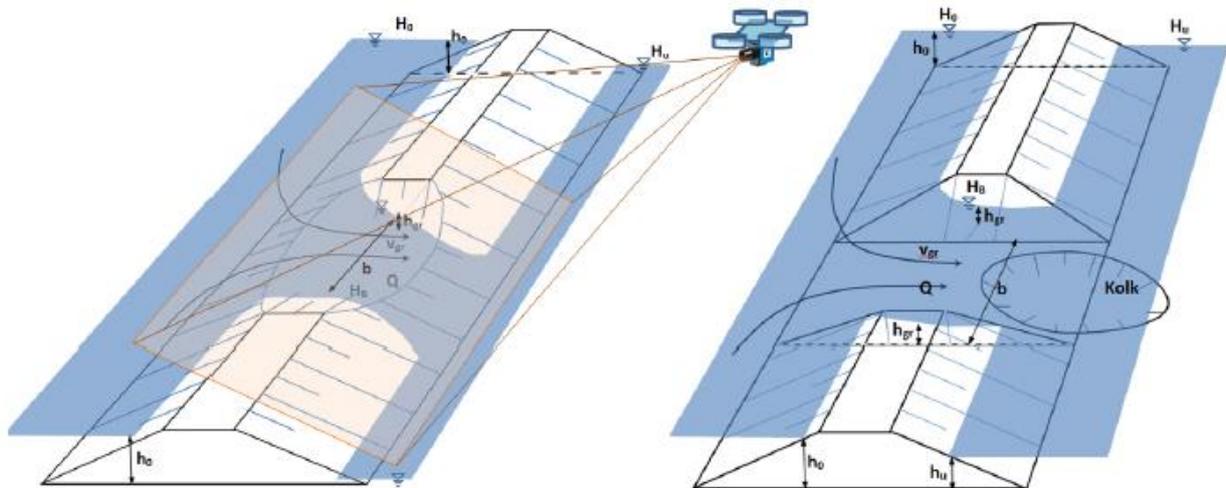


Abb. 1: Aufnahme der Überströmung des Deiches durch UAV (links) bis hin zur Ausbildung der Deichbresche und des Kolkes mit der Erhöhung des Binnenwasserstands. (Quelle: Brauneck *et al.* (2016))

Hier bieten UAV's die Möglichkeit, die Entwicklung eines Deichbruches - begonnen bei der Überströmung der Deichkrone bis hin zum Endstadium der Deichbresche - gezielt aufzunehmen (Abb. 1). Dennoch bedarf es zusätzlicher Annahmen zur Berechnung, da bestimmte Bereiche während des Hochwasserereignisses nicht abbildbar sind, wie beispielsweise Auskolkungen (Brauneck *et al.* (2016)).

3 Aktuelle Forschungsarbeit

Derzeit liegt der Fokus der Forschungsaktivitäten der Arbeitsgruppe auf der Entwicklung eines intelligenten Systems, das eine operative Deichbruchsimulation unter UAV-Einsatz ermöglicht. Hierbei sollen vorrangig „off-the-shelf“ Komponenten zur Datenaufnahme betrachtet werden, um so zum Einen den Einsatz von am Markt verfügbarer Technologien zu ermöglichen, als auch zum Anderen den monetären Investitionsaufwand für den künftigen Nutzer in einem moderaten Rahmen halten zu können. In einem Verbundvorhaben der Arbeitsgruppe mit einer weiteren Technischen Universität und einem KMU sind zu dieser Thematik u.a. Untersuchungen zu:

- der Datenerfassung mittels UAV im Hochwassereinsatz und die Definition technischer Standards der Aufnahmesysteme,
- weiterer Aufnahmemöglichkeiten der Breschengeometrie,
- die Erfassung von Rauheiten über optische Muster,
- der Entwicklung eines geeigneten hydrodynamischen Modells für den Bruchbereich sowie
- der Erfassung von Fließgeschwindigkeiten im Bruchbereich über Sensoren

geplant.

Weiterhin werden mögliche Aufnahmesysteme zur Verwendung bei schlechter Witterung, Dämmerung und Nacht vertiefend betrachtet. Hierfür wird zunächst ein low-budget-System einer Thermalkamera getestet, um in einem ersten Schritt die grundsätzliche Eignung dieses Aufnahmesystems für den operativen Einsatz zu evaluieren.

4 Fazit

Dass die Datenerhebung mittels UAV im operativen Hochwassereinsatz zielführend ist, als auch gewisse Vorteile gegenüber den bisher im Einsatz befindlichen Systemen aufweist, wurde in den vorhergehenden Kapiteln erläutert. Ebenso wurde in Kapitel 2 die Eignung von UAV-basierten Daten zur Verwendung in hydrodynamischen Modellen thematisiert.

Für eine erfolgreiche Modellierung während eines Hochwasserereignisses sollten - neben den in Kapitel 3 formulierten Forschungsfeldern - ebenfalls die im Vorfeld zu ergreifenden Maßnahmen näher betrachtet werden. In diesem Zusammenhang formulieren Anders *et al.* (2015) die Frage nach der optimalen Vorbereitung der im Einsatz verwendeten Simulationen. Mit Blick auf die benötigte Vorlaufzeit hin zum UAV-Einsatz vor Ort sprechen sich beispielsweise Boccardo *et al.* (2015) für „pre-positioned stand-by UAV teams“ in bestimmten Regionen aus, um so das betroffenen Gebiet innerhalb eines angemessenen Zeitraums mit der benötigten Ausrüstung erreichen zu können.

Referenzen

- Anders, K., Assmann, A., Fritsch, K. (2015). Operationelle Überflutungssimulation für Deichbrüche, AGIT-Journal für Angewandte Geoinformation, 1-2015, 228-233. doi:10.14627/537557032
- Boccardo, P., Chiabrando, F., Dutto, F., Tonolo, F. G., Lingua, A. (2015). UAV Deployment Exercise for Mapping Purposes: Evaluation of Emergency Response Applications, Sensors 2015, 15, 15717-15737. doi: 10.3390/s150715717
- Brauneck, J., Jüpner, R., Pohl, R., Friedrich, F. (2016). Auswertung des Deichbruchs Breitenhagen (Juni 2013) anhand von UAS-basierten Videoaufnahmen, Tagungsband zum 39. Dresdner Wasserbaukolloquium 2016, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 57, 119-128.
- Europäische Union (2007). Richtlinie 2007/60/EG des europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken, Amtsblatt der Europäischen Union, L288, 27-34.
- Gretzschel, M. (2008). Kommunale Hochwassermanagementsysteme als Baustein zur Umsetzung der Europäischen Hochwasserrichtlinie, Bericht 18, TU Kaiserslautern, Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, Hrsg.: R. Jüpner, Shaker-Verlag, Aachen, ISBN 978-3-8322-7880-9.
- Henning, B., Jüpner, R. (2015). Deichbruch Fischbeck – 2 Jahre danach, Wasser und Abfall, 11/2015, 15-19.
- Jüpner, R., Brauneck, J., Pohl, R. (2015). Einsatz von Drohnen im Hochwasserfall – Erfahrungen und Ideen, WasserWirtschaft, 9/2015, 49-53.

Adresse der Autorin

Dipl.-Ing. Christin Rinnert

Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft
Fachbereich Bauingenieurwesen
Technische Universität Kaiserslautern
D-67663 Kaiserslautern, Paul-Ehrlich-Straße 14
Email: christin.rinnert@bauing.uni-kl.de

Möglichkeiten der Schließung von Deichbrüchen im Hochwasserfall

Jan Dagher

1 Hintergrund

Deichbrüche sind für immense Schäden an Leben und Eigentum verantwortlich und verursachen großes Leid für die Betroffenen in der Umgebung. Bisher gibt es nur wenige fundierte wissenschaftliche Untersuchungen, wie unter konkreten Randbedingungen die Schließung eines Deichbruchs im Hochwasserfall grundsätzlich erfolversprechend ist. Bedingt durch die verheerenden Deichbrüche 2013 an der Elbe (Abb. 1) in Deutschland oder auch 2015 in South Carolina hat dieses Thema in den letzten Jahren an Aktualität gewonnen (LHW 2014).

Es gibt zahlreiche Methoden zur wirksamen Schließung eines Deichbruches, die jedoch von einer Reihe von unterschiedlichen Faktoren abhängig sind. Diese Faktoren umfassen die Art des Deiches, die Breite des Deichbruches, die Form des Deichbruches sowie die logistischen und personellen Möglichkeiten der Schließung. Eine systematische Betrachtung wirksamer Handlungsoptionen erfordert eine umfassende und fundierte Berücksichtigung sowohl der hydraulischen, geotechnischen als auch der hydro-meteorologischen Randbedingungen.

Es gibt kein bestimmtes System für Entscheider, um zu ermitteln, wann und wie er im Fall eines Deichbruches vorgehen soll. Derzeit verlassen die Entscheider sich auf ihre Erfahrungen. Die erfolgreiche Schließung eines Deichbruches hängt von vielen Parametern ab. Ein hydraulisches oder numerisches Modell ist nicht praktikabel, weil eine Schließung des Deichbruches von vielen Variablen im Einzelfall abhängig ist.

2 Zielsetzung

Für die Einsatzkräfte im Katastrophenschutz stellt ein Deichbruch eine besondere Herausforderung dar. Die Thematik ist eingebettet in den Umsetzungsprozess der Europäischen Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie (EU 2007). Demnach kommt der Hochwasservorsorge eine zentrale Bedeutung in der langfristigen Reduzierung von Schadenspotentialen zu. Nach den gesetzlichen Vorgaben (EU 2007) muss sowohl der Handlungsbereich „Gefahrenabwehr und Katastrophenschutz“ als auch ganz allgemein die Hochwasservorsorge auch bei seltenen (extremen) Ereignissen zukünftig betrachtet werden. Bei der Analyse der grundsätzlichen Möglichkeiten eine Deichbresche zu verschließen, kommen ebenfalls eine Vielzahl unterschiedlicher Systeme in Betracht. Eine Verschneidung beider Betrachtungsebenen führt zur Ableitung von möglichen Handlungsoptionen, die hinsichtlich Ihrer Wirksamkeit und Effektivität bewertet werden müssen. Die Kriterien für die optimale Methode zur Schließung eines Deichbruchs entscheiden sich durch die jeweilige Beschaffenheit des einzelnen Deiches und die aufgetretene konkrete Schadenssituation. Zentrale Kriterien sind die Geometrien des Deichbruches, Fließgeschwindigkeit des Wasserstroms, der Fließquerschnitt an der Bruchstelle und Wasserstandsdifferenzen zwischen Ober- und Unterwasser. Zielstellung der Arbeit ist die Erarbeitung eines Entscheidungsunterstützungssystems, das im Falle eines Deichbruches hilft, die optimale Methode zur Schließung auf der Basis einer fundierten Analyse der wesentlichen Randbedingungen zu finden.



Abb. 1: Deichbruch Fischbeck 2013 (Jüpner 2013)

3 Aktueller der Forschungsstand

Im Jahre 2013 wurde das „International Levee Handbook“ (Ciria 2013) im Rahmen eines Joint Venture Programmes von England, Frankreich und den USA mit Unterstützung von Irland, den Niederlanden und Deutschland veröffentlicht. Das Buch handelt von Funktion, Aufbau, Konstruktion, Wartung, Verteidigung von Deichen u.v.m. Das themenrelevante Kapitel (Chapter 6.9) zu den Maßnahmen der Deichbruchschließung ist sehr kurz gehalten und bedarf einer weiteren Aufarbeitung. In den Niederlanden beschäftigen sich verschiedene Wissenschaftler mit theoretischen Ansätzen der Schließung von Deichbrüchen. Dabei liegt der Fokus häufig auf den Küstenschutzdeichen, für die spezielle Betrachtungsweisen erforderlich sind u.a. Gerritsen (2005) und Förster (2011). In den USA fördert seit 2007 das Department of Homeland Security der U.S.A. ein Forschungsvorhaben mit dem Titel „Rapid Repair of Levee Breaches (RRLB)“ zur Entwicklung von schnellen Schließungsmethoden bei Deichbrüchen. Die ursprüngliche Konzeptentwicklung inklusive Kleinversuche wurde im Coastal and Hydraulics Laboratory (CHL), U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS durchgeführt. Im Ergebnis wurde ein bogenförmiger Kofferdamm (ARCH) 5 entwickelt, der laut den Versuchsergebnissen eine optimale Verschlussmethode darstellt. Jedoch sind bei den betrachteten Randbedingungen deutliche Einschränkungen z.B. bezüglich der Breschenbreite vorgenommen worden, die eine generelle Übertragbarkeit verhindern.

4 Methodik

Während des Promotionsverfahrens werden verschiedene Methoden genutzt:

1. Recherche verfügbarer nationaler und internationaler Literatur zu diesem Thema. Dabei werden sowohl grundsätzliche Betrachtungen von Bau und Unterhaltung der Flussdeiche berücksichtigt (u.a.: International Levee Handbook, 2013; Merkblätter und Technische Empfehlungen der Bundesländer und der Bundesanstalt für Wasserbau zu diesem Thema), als auch Empfehlungen im Hochwasserfall.
2. Fundierte Analyse der Deichbrüche und Versuche zur Schließung von Deichbreschen der letzten Jahre in Deutschland – vor allem an der Oder, Elbe und Mulde in den Jahren 1997, 2002 und 2013. Dabei werden Experteninterviews mit den im Katastropheneinsatz Verantwortlichen geführt, u.a. in den Flussbereichen Genthin und Wittenberg des Landesbetriebs für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt und dem Landesumweltamt Brandenburg.

5 Zusammenfassung

Als Ergebnis sollen aufbauend auf einer fundierten Analyse Handlungsempfehlungen für den Umgang mit Deichbrüchen im Hochwasser- bzw. Katastrophenfall abgeleitet werden, um im Katastrophenfall zielgerichtet und schnell relevante Maßnahmen zur bestmöglichen Schließung eines Deichbruches vornehmen zu können. Vor allem beim Eintritt komplexer und vielschichtiger Katastrophenfälle wie dem eines Deichbruches in risikoexponierten Gebieten sind die Hilfskräfte einem enormen psychischen Druck ausgesetzt. Zugleich stehen für Entscheidungen nur kurze Zeiträume zur Verfügung, in denen unterschiedliche Handlungsoptionen angedacht und vor allem in ihren Konsequenzen für die risikoexponierten Gebiete durchdacht werden müssen. Neben dem Fachverstand der handelnden Personen verbessern fundierte wissenschaftliche Grundlagen und Handlungsempfehlungen die Grundlagenkenntnisse für solche brisanten Entscheidungen deutlich. Die komplexen Zusammenhänge im Katastrophenfall stellen ein interessantes und herausforderndes Forschungsgebiet dar. Das Ableiten von konkreten Handlungsempfehlungen für derartige Situationen schafft einen großen Nutzen für die Bewältigung von Hochwasserkatastrophen und lässt sich durch das systematische Vorgehen auch auf andere Katastrophensituationen übertragen.

Referenzen

- Ciria (2013). French Ministry of Ecology; USAECE: The International Levee Handbook, Ciria C731, London. ISBN: 978 0 86017 734-0.
- Europäische Union (EU) (Hrsg.) (2007). Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken.
- Förster, U. (2011). KPP Meerlaagsveiligheid: Emergency response, Inventarisatie van wereldwijd beschikbare snelle reparatietechnieken en/of noodmaatregelen bijdijkbressen, Kennzeichen 1204477-016-VEB-0001, Deltares, Delft.
- Gerritsen, H. (2005). What happened in 1953? The big flood in the Netherlands in retrospect, in: Philosophical Transactions. Series A, Mathematical, Physical, and Engineering Sciences, Heft 363, S. 1271-1291.
- Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt (LHW) (2014). Bericht über das Hochwasser im Juni 2013 in Sachsen-Anhalt.
- RRLB (2011) U.S. Army Engineer Research and Development Center: Rapid Repair of Levee Breaches ERDC-CHL Coworkers: Donald Ward, Andrew Kleinman, Jimmy Fowler Oceaneering Coworkers: Brian Welsh, Michael Matalik, Phil Goodwin SERRI Southeast Region Research Initiative, National Security Directorate.

Adresse des Autors

Jan Dagher

Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, Fachbereich Bauingenieurwesen
Technische Universität Kaiserslautern
D-67663 Kaiserslautern, Paul-Ehrlich-Straße 14
Email: jan.dagher@bauing.uni-kl.de

Entwicklung eines GIS-gestützten Tools zur automatisierten Hochwasserrisikoanalyse für die Stromversorgung

Corinna Gall

1 Einleitung

Heutzutage ist die Bevölkerung mehr denn je auf eine stetige Verfügbarkeit unterschiedlicher Dienstleistungen und Produkte angewiesen, wobei die Versorgung über ein Netz aus Infrastrukturen sichergestellt wird. Die Infrastrukturen, deren Ausfall oder Beeinträchtigung zu weitreichenden Folgen für die Bevölkerung wie z.B. zu Versorgungsengpässen oder Störungen der öffentlichen Sicherheit führen kann, werden vom Bundesministerium des Inneren (2009) als „kritische Infrastrukturen“ bezeichnet.

Hochwasserereignisse haben das Potenzial die stetige Verfügbarkeit kritischer Infrastrukturen zu gefährden. Um effektive Maßnahmen zu deren Schutz umsetzen zu können, sind Hochwasserrisikoanalysen eine wesentliche Voraussetzung. Durch die Kombination aus der Hochwassergefährdung am Standort der Infrastrukturen und deren Verwundbarkeit aufgrund der Hochwassereinwirkungen kann das Hochwasserrisiko identifiziert werden. Mithilfe von Geographischen Informationssystemen (GIS) kann das Hochwasserrisiko für die kritischen Infrastrukturen räumlich verortet und abgeschätzt werden.

In der Regel werden die Arbeitsschritte der Hochwasserrisikoanalyse im GIS nacheinander durchgeführt. Mit der Verwendung eines GIS-gestützten Modells können diese Arbeitsschritte kombiniert werden, sodass die Hochwasserrisikoanalyse im Idealfall automatisiert abläuft. Am Beispiel der Stromversorgung wurde das entwickelte Modell bereits in verschiedenen hochwassergefährdeten Untersuchungsgebieten angewendet.

2 Parameter der Hochwasserrisikoanalyse

Das Hochwasserrisiko ist als Schnittmenge aus Gefährdung und Vulnerabilität zu verstehen. Demnach müssen diese beiden Parameter quantifiziert werden, um das Hochwasserrisiko abschätzen zu können. Die in Tab. 1 fett markierten Parameter wurden zum Aufbau des GIS-gestützten Hochwasserrisiko-Modells verwendet.

Tab. 1: Parameter der Hochwassergefährdung und -vulnerabilität

Parameter Hochwassergefährdung	Parameter Hochwasservulnerabilität
Wasserhöhe	Exposition
Fließgeschwindigkeit	Funktionsanfälligkeit
Eintrittswahrscheinlichkeit	Bewältigungskapazität
Räumliche Ausdehnung	
Überflutungsdauer	
Dynamik	

3 Aufbau und Anwendung des Hochwasserrisiko-Modells für die Stromversorgung

Das Hochwasserrisiko-Modell wurde mithilfe des ArcGIS ModelBuilders erstellt und besteht aus den drei Teilen: Gefährdung, Vulnerabilität und Risiko. Während der erste Teil zunächst die Hochwassergefährdung als Kombination aus Eintrittswahrscheinlichkeit und Ausdehnung sowie Wassertiefe des jeweiligen Hochwasserszenarios darstellt, bezieht sich der zweite Teil auf die Auswirkungen des Hochwasserszenarios auf die Funktion der kritischen Infrastrukturen, welcher dem Ablaufschema zur Bestimmung der Vulnerabilität des Bundesamts für Bevölkerungsschutz und Katastrophenhilfe (BBK) nachempfunden ist (vgl. Abb. 1). Als Ergebnis dieser beiden Modell-Teile erfolgt eine Zuordnung von Gefährdungsklassen für das Untersuchungsgebiet und Vulnerabilitätsklassen für die Stromversorgungsanlagen, welche im dritten Modellschritt mithilfe einer linearen Verteilungsmatrix zu Risikoklassen kombiniert werden (Diel 2016). Im Folgenden wird in erster Linie auf das Modell zur Bestimmung der Vulnerabilität Bezug genommen.

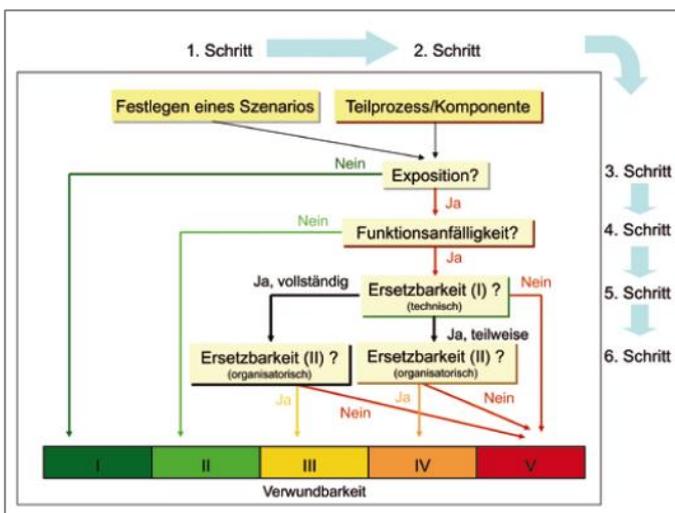


Abb. 1: Ablaufschema zur Bestimmung der Vulnerabilität nach BBK (2011)

Als Grundlagendaten zur Bestimmung der Vulnerabilität werden zum einen die Rasterdaten verschiedener Hochwasserszenarios, welche in jedem Pixel die Wasserhöheninformationen enthalten und zum anderen vertiefenden Informationen zum Stromnetzbetrieb benötigt. Um die Exposition der Transformatorstationen bei einem Hochwasserereignis ermitteln zu können, muss die geographische Lage der Stationen vom Netzbetreiber zur Verfügung gestellt werden (3. Schritt in Abb. 1). Zur Ermittlung der hochwasserbedingten Auswirkungen auf die Funktion der Transformatorstationen muss zudem die Höhe über Geländeoberkante bekannt sein, in der die technischen Anlagen installiert sind. Wenn die Wasserhöhe am Standort der Transformatorstation diese Installationshöhe übersteigt, so fällt die Anlage aus (4. Schritt in Abb. 1). Ob die Funktion einer Transformatorstation technisch oder organisatorisch ersetzt werden kann, muss vom Stromnetzbetreiber für jede Anlage geprüft und im Idealfall in der Attributtabelle der digitalen Standortdaten ergänzt werden (5. und 6. Schritt in Abb. 1).

Als Ergebnis werden die Transformatorstationen entsprechend des Ablaufschemas in Abb. in fünf Vulnerabilitätsklassen unterteilt, wobei alle Transformatorstationen in Klasse V beim jeweils betrachteten Hochwasserszenario ausfallen würden. In Abb. 2 sind die Vulnerabilitätsklassen für die Stromversorgungsanlagen eines Untersuchungsgebietes bezogen auf ein HQ₁₀₀ dargestellt. Es ist zu sehen, dass sieben Anlagen bei diesem Ereignis ausfallen werden.

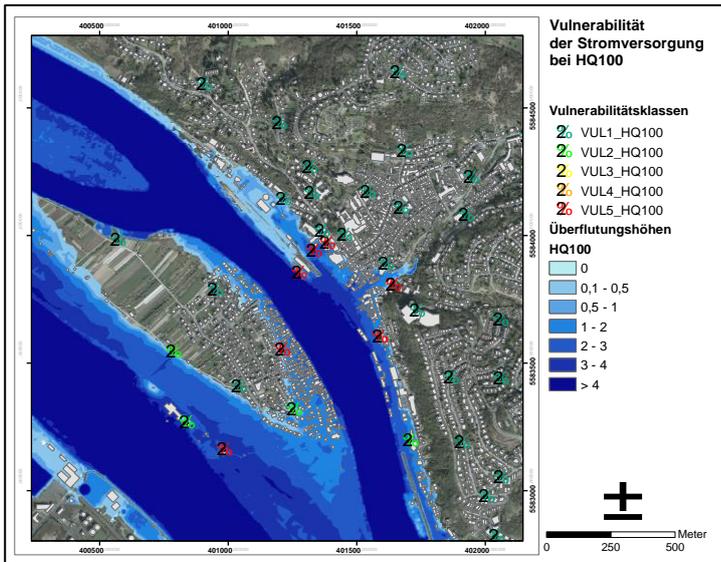


Abb. 2: Vulnerabilität der Stromversorgung bei HQ₁₀₀ (Datengrundlage: Landesamt für Umwelt RLP)

Inwiefern ein hochwasserangepasster Umbau der Anlagen wirtschaftlich rentabel ist, hängt u.a. von der Eintrittswahrscheinlichkeit des betrachteten Hochwassers ab. Daher erfolgt im letzten Modell-Schritt eine Verschneidung mit der Hochwassergefährdung.

4 Ausblick

Bei der Modell-Anwendung ist insbesondere das Teil-Modell zur Bestimmung der Vulnerabilität hervorzuheben, da es bereits umfangreiche Informationen zu den Auswirkungen eines Hochwassers auf die Stromversorgung liefert. Zukünftig ist es daher vorgesehen, ausschließlich das Vulnerabilitäts-Modell weiterzuentwickeln und u.a. einen Modell-Schritt zur Bestimmung der potenziell von einem Stromausfall betroffenen Gebäude zu ergänzen (Gall & Jüpner 2015).

Referenzen

- BBK, Bundesamt für Bevölkerungsschutz und Katastrophenhilfe (2011): Indikatoren zur Abschätzung von Vulnerabilität und Bewältigungspotenzialen am Beispiel von wasserbezogenen Naturgefahren in urbanen Räumen. Bonn.
- BMI, Bundesministerium des Innern (2009): Nationale Strategie zum Schutz Kritischer Infrastrukturen (KRITIS-Strategie). Berlin.
- Diel, K. (2016): Entwicklung eines GIS-gestützten Tools zur automatisierten Hochwasserrisikoanalyse für kritische Infrastrukturen. Diplomarbeit an der TU Kaiserslautern.
- Gall, C., Jüpner, R. (2015): Umgang mit Extremereignissen auf kommunaler Ebene – Notfallkonzepte als Mittel der Wahl?. In: WasserWirtschaft. Ausgabe 9/2015. S. 23-27.

Adresse der Autorin

Corinna Gall (korrespondierende Autorin)
 Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Kaiserslautern
 Paul-Ehrlich-Straße, Gebäude 14, 67663 Kaiserslautern
 E-Mail: corinna.gall@bauing.uni-kl.de

Entwicklung methodischer Ansätze zur kombinierten Betrachtung von fluvialen und pluvialen Hochwasserereignissen in urbanen Gebieten

Sebastian Gürke, Jens Bender, Jürgen Jensen

1 Veranlassung

Das Hochwasser im Sommer 2013 an Elbe und Donau hat erneut gezeigt, wie verwundbar die Gesellschaft gegenüber hydrometeorologischen Extremereignissen ist. Allerdings stellen nicht nur die aus großflächigen Niederschlagsereignissen (advective Niederschläge) resultierenden Hochwasser in Flüssen eine Bedrohung dar, sondern auch lokale, durch Starkniederschläge (konvektive Niederschläge) verursachte Sturzfluten (z. B. 2013 in Dortmund oder im Juni 2016 im Landkreis Rottal-Inn in Niederbayern). In den letzten Jahren wurden in Deutschland gemäß EU-Hochwasserrisikomanagementrichtlinie (EU-HWRM-RL) für Risikogebiete flächendeckend Hochwassergefahren- (HWGK) und Hochwasserrisikokarten (HWRK) erstellt, welche Bereiche an Gewässern darstellen, die infolge von Hochwasserszenarien mit niedriger, mittlerer und hoher Eintrittswahrscheinlichkeit überflutet werden. Sie beziehen sich jedoch ausschließlich auf Hochwasserereignisse in Flüssen (fluviale Ereignisse). Auswirkungen durch Starkregeneignisse, die entsprechend auch abseits der Gewässer und insbesondere in urbanen Gebieten zu Überschwemmungen führen können (pluviale Ereignisse), bleiben in den aktuellen Karten unberücksichtigt. Hierzu wurden in den vergangenen Jahren vielerorts sogenannte Starkregengefahrenkarten erstellt. Bislang stehen die Hochwasser- und Starkregengefahrenkarten, obgleich der inhaltlichen Ähnlichkeit, jedoch getrennt voneinander und eine Zusammenführung der Karteninhalte wurde nicht vorgenommen. Buchholz (2016) geht jedoch davon aus, dass die Hochwasserarten „Sturzflut“ und „Hochwasser in Städten“, die von der EU-HWRM-RL (2007) dem Begriff „Hochwasser“ zugeordnet werden, in einem der nächsten Berichtszyklen in die HWGK und HWRK aufzunehmen sind. Insofern stellt sich die Frage, welche Ereigniskombinationen von Abfluss und Niederschlag bei der Aufstellung der Karten bzw. für die Bemessung von Hochwasserschutzmaßnahmen berücksichtigt werden müssen.

2 Zielsetzung und Methodik

Ziel ist es, basierend auf langjährigen und hochaufgelösten Niederschlags- und Abflusszeitreihen, methodische Ansätze zu entwickeln, mit denen die Gefahrenquellen Flusshochwasser und Starkniederschlag zusammen betrachtet werden können. Die kombinierte Hochwassergefahr aus fluvialen und pluvialen Ereignissen ist dabei keineswegs als unabhängig zu betrachten. Zum einen besteht eine statistisch-hydrologische Abhängigkeit, da lokale Starkniederschläge häufig von großräumigen, aber weniger intensiven Niederschlagsfeldern begleitet werden. Zum anderen besteht zwischen der hydraulischen Leistungsfähigkeit von Entwässerungsinfrastrukturen und dem vorherrschenden Abfluss in der Vorflut eine direkte physikalische Abhängigkeit. So kann beispielsweise ein mittleres Hochwasserereignis im Fließgewässer dazu führen, dass Niederschlagswasser nicht in ausreichendem Maße über die Entwässerungsinfrastruktur abgeschlagen werden kann und es infolgedessen zu einem Rückstau und zu Überschwemmungen kommt. Von Brombach *et al.* (2013) wird beispielsweise geschätzt, dass in Deutschland aufgrund

von Hochwasser im Einleitungsgewässer rund 40.000 Schnittstellen (Regenüberläufe, Regenüberlaufbecken, Klärüberläufe, Auslässe von Regenwasserkanälen etc.) zwischen Entwässerungsinfrastruktur und Gewässer zeitweise rückstaugefährdet sind.

Mittels eines Blockmodells werden zunächst die jährlichen Maximalwerte aus den vorhandenen Abflusszeitreihen herausgefiltert und auf Grundlage dieser Daten, zeitgleich bzw. im zeitlichen Bereich des Abflussereignisses aufgetretene Niederschlagsereignisse bestimmt. Auf Basis der Niederschlagszeitreihen werden hierzu über ein gleitendes Zeitfenster die Niederschlagshöhen für verschiedene Dauerstufen D ermittelt. Für die Auswertung der Belastungszustände sind schließlich multivariate Verteilungsfunktionen notwendig. Seit einigen Jahren werden hierfür häufig Copula-Funktionen verwendet, da sie ein breites Spektrum an Abhängigkeitsstrukturen abbilden können und die zu untersuchenden Parameter nicht derselben Verteilung entsprechen müssen (Bender *et al.*, 2014). Basierend auf den Abflüssen bzw. Niederschlagshöhen bestimmter univariater Jährlichkeit werden mittels Copula-Funktionen Quantil-Isolinien, d. h. Kombinationen gleicher Jährlichkeit T bestimmt. Wie in Abb. 1 beispielhaft anhand einer Quantil-Isolinie für $T = 100$ a dargestellt, ergeben sich für jede bivariate Jährlichkeit verschiedene Kombinationen univariater Jährlichkeiten von Abfluss und Niederschlagshöhe. So führt beispielsweise die kombinierte Betrachtung eines 5-jährlichen Hochwasserereignisses (HQ_5) mit einem 100-jährlichen Starkregenereignis der Dauerstufe D ($h_N(D,100a)$) zu einer bivariaten Jährlichkeit von $T = 100$ a (Punkt A). Gleichwohl resultiert die selbe bivariate Jährlichkeit aus der Kombination $HQ_{25}/h_N(D,90a)$ (Punkt B) sowie aus $HQ_{60}/h_N(D,70a)$ (Punkt C), $HQ_{95}/h_N(D,10a)$ (Punkt D) und $HQ_{100}/h_N(D,2a)$ (Punkt E).

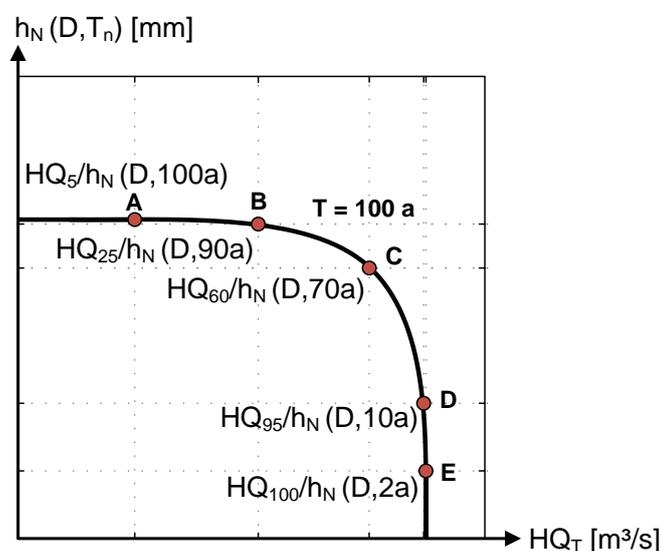


Abb. 1: Beispielhafte Darstellung einer Quantil-Isolinie für die bivariate Jährlichkeit $T = 100$ a und resultierende Kombinationen univariater Jährlichkeiten von Abfluss und Niederschlagshöhe (Punkte A bis E)

Um anschließend diejenigen Kombinationen zu ermitteln, die bei einer bestimmten bivariaten Jährlichkeit zu den maximalen Überschwemmungen führen, sollen die mittels der multivariaten Verteilungsfunktionen bestimmten bemessungsrelevanten Kombinationen aus Niederschlag und Abfluss als Eingangsgrößen für hydrodynamisch-numerische Modellierungen dienen. Mit ihnen können somit die Ausdehnung der Überschwemmungsbereiche sowie die Fließtiefen und -geschwindigkeiten simuliert werden. Durch eine bidirektionale Modellkopplung soll hierbei die physikalische Interaktion des in der Vorflut vorherrschenden Abflusses und des sich einstellenden

Oberflächenabflusses auf die hydraulische Leistungsfähigkeit der Entwässerungsinfrastruktur erfasst werden. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind Teil des Kooperationsvorhabens zwischen dem Forschungsinstitut Wasser und Umwelt der Universität Siegen und dem Entsorgungsbetrieb der Stadt Siegen „Simulation von Starkniederschlägen im Stadtgebiet Siegen (SiSSI)“.

3 Zusammenfassung

In Rahmen des Vorhabens sollen methodische Ansätze erarbeitet werden, die das zeitgleiche Auftreten von fluvialen und pluvialen Hochwasserereignissen in urbanen Gebieten berücksichtigen. Hierzu sollen mit multivariaten statistischen Verfahren unter Verwendung von Copula-Funktionen für bestimmte bivariate Jährlichkeiten verschiedene Kombinationen univariater Jährlichkeiten von Abfluss und Niederschlagshöhe auf Basis von Beobachtungsdaten ermittelt werden. Die resultierenden Ereigniskombinationen werden für weitere Untersuchungen im Anschluss mittels hochaufgelöster, bidirektional gekoppelter hydrodynamisch-numerischer Modelle in Fließtiefen und -geschwindigkeiten überführt.

Referenzen

- Bender, J., Wahl, T., Jensen, J. (2014). Multivariate design in the presence of non-stationarity, *Journal of Hydrology*, 514, 123-130.
- Brombach, H., Jüpner, R., Müller, U., Patt, H., Richwien, W., Vogt, R. (2013). Hochwasserschutzmaßnahmen, 313-481. In: H. Patt, R. Jüpner (Hrsg.), *Hochwasser-Handbuch*, Springer-Verlag Berlin Heidelberg. doi: 10.1007/978-3-642-28191-4_7
- Buchholz, O. (2016). Städte vor urbanen Sturzfluten schützen, *Bautechnik*, 93(5), A18-A19.
- EU-HWRM-RL (2007). Richtlinie 2007/60/EG des europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken.

Adresse der Autoren

Sebastian Gürke, M.Sc. (korrespondierender Autor)

Dr.-Ing. Jens Bender

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen

Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu), Universität Siegen

D-57068 Siegen, Paul-Bonatz-Str. 9-11

E-Mail: sebastian.guerke@uni-siegen.de

Untersuchung von Unsicherheitsbereichen bei vergleichenden Abflussmessungen

Fabian Netzel, Christoph Mudersbach, Marc Scheibel, Alexander Lücke

1 Einleitung

Die Größen Wasserstand und Abfluss bilden im Bereich der quantitativen Wasserwirtschaft die Grundlage für eine Vielzahl wasserbaulicher Aufgaben und Fragestellungen. Neben dem Bau und Betrieb von Wehren, Talsperren, Wasserkraft- und Trinkwasseraufbereitungsanlagen sind die Bemessungsgrößen essentiell zur Prognose von Hoch- und Niedrigwasserständen, zur Erstellung und Validierung von Schlüsselkurven sowie zur Kalibrierung von hydrodynamisch-numerischen Modellen. Es bedarf somit einer möglichst hochaufgelösten, kontinuierlichen und fehlerfreien Erfassung dieser Größen (Morgenschweis 2010).

Grundlegend dafür ist die quantitative Bestimmung des Abflusses. In oberirdischen Gewässern kann diese mit unterschiedlichen Messsystemen erfolgen. Die gängigsten Verfahren sind der hydrometrische Flügel, Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP), Tracer-, Radar- und stationäre Ultraschallsysteme (US). Jedes der angeführten hydrometrischen Systeme bietet Vor- und Nachteile im operativen Einsatz und weist unterschiedliche Anwendungsgrenzen und Messgenauigkeiten von Fließgeschwindigkeiten auf.

Um die einzelnen Messverfahren und -ergebnisse systematisch zu vergleichen und zu analysieren wird im Rahmen eines Forschungsprojektes, welches in Zusammenarbeit mit dem Wupperverband durchgeführt wird, ein Auswertetool mit der Software MATLAB® entwickelt. Weiterführend sollen die durchgeführten Vergleiche zu einer Optimierung der Abflussmessungen herangezogen werden.

2 Datengrundlage

Die Datengrundlage für das Auswertetool bilden die Rohdatensätze der einzelnen Messsysteme, sowie Auswertungen aus den jeweils zugehörigen Softwareprodukten. Die einzusetzenden Messsysteme werden in Abhängigkeit der örtlichen Gegebenheiten (Sohlbeschaffenheit, Wasserstand zum Zeitpunkt der Messung, Wasserspiegelbreite, etc.) gewählt. Während der noch laufenden Untersuchungen kommen je nach Pegelstelle der hydrometrische Flügel, US-Laufzeitanlagen, ADCP-, Radar- und Tracer-Systeme zum Einsatz. Mit den unterschiedlichen Systemen können so im Zuge einer Messkampagne alle Bereiche des Gewässerquerschnitts messtechnisch erfasst werden (vgl. Abb. 1).

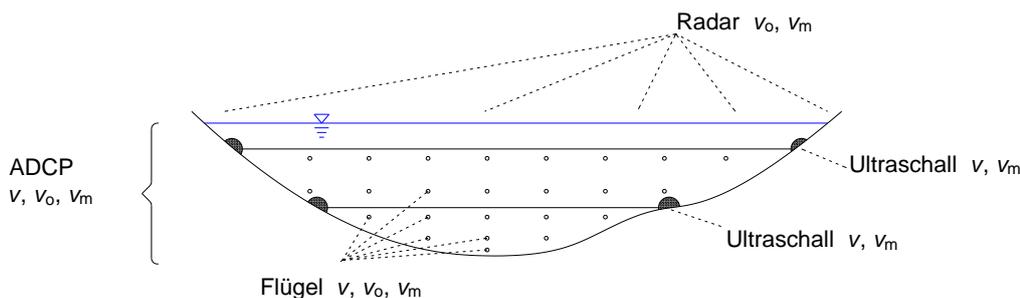


Abb. 1: Messsysteme und zugehörige Messbereiche im Gewässerquerschnitt

Um die Ergebnisse weiterführend unter Berücksichtigung der messstellenspezifischen Randbedingungen zu bewerten, werden im Verbandsgebiet des Wupperverbandes Messkampagnen an drei, charakteristisch typischen Pegelstellen durchgeführt. Diese unterscheiden sich u.a. in Sohlbeschaffenheit (befestigt / natürlich), mittlerem Wasserstand (niedrig / hoch) und mittlerer Wasserspiegelbreite (schmal / breit) voneinander.

3 Ergebnisse

Der systematische Vergleich der Messungen erfolgt in zwei Schritten. Zunächst werden in einem einfachen Vergleich die Größen Wasserstand w , Abfluss Q , Querschnittsfläche A , mittlere Fließgeschwindigkeit v_m sowie die Oberflächengeschwindigkeit v_o der eingesetzten Systeme gegenübergestellt, woraufhin in einem erweiterten Vergleich die Fließgeschwindigkeiten zwischen ADCP, Flügelmessung, US- und Radarmessung detailliert (Messpfad, Punktmessung, v_o) verglichen werden. Für die nachfolgend aufgeführten Ergebnisse wurde die Flügelmessung als Referenzgröße gewählt. Aufgrund des begrenzten Umfangs werden lediglich Ergebnisse des einfachen und erweiterten Vergleichs der Messkampagnen an zwei Pegeln („Neumühle“ und „Hummelsheim“) aufgeführt.

Bei einem Gesamtabfluss am Pegel „Neumühle“ von $0,73 \text{ m}^3/\text{s}$ liegen Abweichungen von 7 % (Tracer- und Radarmessung) bis zu 25 % (US) vor. Im Vergleich zur Abflusstafel weicht der Abfluss um 17 % ab. In Bezug auf die durchflossene Querschnittsfläche liegen Abweichungen zwischen 6 % (Radar) und 13 % (US) vor. Die Abweichungen der mittleren Fließgeschwindigkeiten v_m im Vergleich zur Flügelmessung betragen 2 % (Radar) und 19 % (US), die der Oberflächengeschwindigkeit v_o 19 % (Radar). Für den erweiterten Vergleich am Pegel „Neumühle“ wurde ein Vergleichsband (vgl. Abb. 2, oben) von 3,00 cm Breite in die Höhe des Messpfades der US-Anlage gelegt, alle darin enthaltenen Rasterpunkte der Flügelmessung gemittelt und die resultierende Fließgeschwindigkeit mit der im US-Messpfad verglichen. Hier liegt eine Differenz von $0,20 \text{ m/s}$ (25 %) bezogen auf die US-Anlage vor.

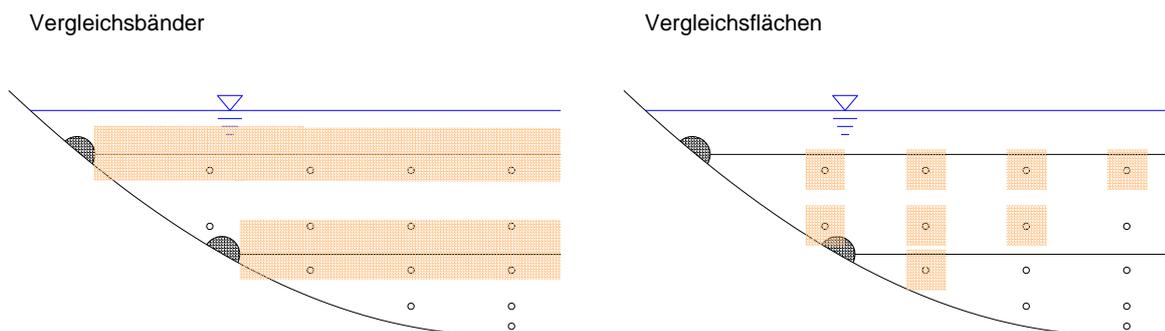


Abb. 2: Vergleichsbänder und Vergleichsflächen für einen erweiterten Vergleich

Am Pegel „Hummelsheim“ liegen in Bezug auf den Gesamtabfluss Abweichungen zwischen 8 % (Radar) und 28 % (US) vor. Der Vergleich der ermittelten Querschnittsflächen zeigt ähnliche Differenzen von 4% (ADCP) bis 28 % (US). Die mittlere Fließgeschwindigkeit von US und Flügelmessung stimmt sehr gut überein, wohingegen Radar- und ADCP-Messung um 15 % abweichen. Um die Geschwindigkeiten an den Rasterpunkten der Flügelmessung mit den Werten aus den Messzellen der ADCP-Messung zu vergleichen, werden Vergleichsflächen (vgl. Abb. 2, unten) um die Messpunkte der Flügelmessung gelegt, die Werte der darin enthaltenen Messzellen

der ADCP-Messung gemittelt und die resultierende Fließgeschwindigkeit verglichen. In Sohl-, Ufer- und Wasserspiegelnähe liegen dabei Abweichungen von im Mittel 25 % vor, der Kernbereich der Messung stimmt gut überein.

Die dargestellten Auswertungen zeigen unterschiedlich starke Abweichungen in Bezug auf die verschiedenen hydrometrischen Kenngrößen. Besonders auffällig sind die großen Differenzen bei dem Vergleich der durchflossenen Querschnittsfläche zwischen US und Flügelmessung. Diese sind unter Berücksichtigung der Sohlbeschaffenheit im Messquerschnitt zu beurteilen und es ist je nach Örtlichkeit eine regelmäßigen Kontrolle und Kalibrierung des hinterlegten Querprofils durchzuführen. Bei dem detaillierten Vergleich zwischen ADCP- und Flügelmessung bekräftigen die Ergebnisse eine klare Unterteilung des Messquerschnitts in Kern- und Randbereiche, da sich die Differenzen deutlich voneinander unterscheiden.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Durch den Einsatz der unterschiedlichen Messsysteme ist eine strömungstechnische Untersuchung der verschiedenen Querschnittsbereiche (oberflächennah, sohlnah, integral) des Gewässers möglich. Hinsichtlich der zu messenden Einzelparameter weichen die Systeme unterschiedlich stark voneinander ab. Vorangegangene Untersuchungen (Löcke und Scheibel 2015) und die im Zuge des Projektes durchgeführten Messkampagnen, Analysen und festgestellten Differenzen bekräftigen einen weiteren detaillierteren Untersuchungsbedarf. Um jedoch weiterführende systematische Korrekturvorschläge wie Korrekturfaktoren und –verfahren, sowie effektive Kombinationsmöglichkeiten der einzelnen Messsysteme untereinander vornehmen zu können, bedarf es der Schaffung einer ausreichend großen Datengrundlage. Es sind somit weitere vergleichende Messkampagnen im Zuge des laufenden Projektes und eine Erweiterung der Auswertestrukturen der einzelnen Messungen geplant.

Referenzen

Löcke, A., Scheibel, M. (2015). Abflussmessungen mit unterschiedlichen Messverfahren – Erfahrungsbericht und die Bedeutung für die wasserwirtschaftliche Praxis, *Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen*, Heft 53, 221-230. ISBN 978-3-86780-420-2

Morgenschweis, G. (2010). Hydrometrie, Theorie und Praxis der Durchflussmessung in offenen Gerinnen, Springer Verlag: Heidelberg, doi: 10.1007/978-3-642-05390-0

Adressen der Autoren

Fabian Netzel, M.Sc.

Prof. Dr.-Ing. Christoph Mudersbach

Hochschule Bochum, Institut für Wasser und Umwelt, Lehrgebiet Wasserwesen

44801 Bochum, Lennerhofstraße 140

Email: fabian.netzel@hs-bochum.de

Dipl.-Ing. Marc Scheibel

Dipl.-Ing. Alexander Löcke

Wupperverband, Wassermengenwirtschaft und Hochwasserschutz

Wuppertal 42289, Untere Lichtenplatzer Str. 100

Entwicklung von nicht linearen dynamischen Abflusskurven

Kristina Fehler, Jens Bender, Jürgen Jensen

1 Problemstellung

Zusammen mit beobachteten bzw. gemessenen Wasserständen bildet der Abfluss die zentrale Größe zur Beschreibung hydrologischer Verhältnisse in Gewässern. Da kontinuierliche, direkte Abflussmessungen technisch nur sehr aufwändig umsetzbar sind (z. B. mittels Tracer, ADCP etc.), werden die in der Regel einfacher zu messenden Wasserstände genutzt, um über Abflusskurven (auch Schlüsselkurven genannt) Rückschlüsse auf den Abfluss ziehen zu können (vgl. Abb. 1). Aus gemessenen Wasserständen können so Abflusszeitreihen über die Beobachtungszeiträume für Pegel gewonnen werden, die als Grundlage für verschiedene gewässerkundliche Auswertungen dienen (Morgenschweis 2010). Voraussetzung für die Gültigkeit einer Abflusskurve sind gleichbleibende hydraulische Bedingungen in dem Gewässerabschnitt; dazu gehören z. B. ein unverändertes Gewässerbett, konstante Anströmungsbedingungen und keine Rückstauwirkungen. Da die Gewässermorphologie jedoch einem natürlichen Wandel unterliegt, der eine Änderung der hydraulischen Bedingungen zur Folge hat, müssen auch die Abflusskurven den veränderlichen Gegebenheiten angepasst werden. Neben natürlichen Prozessen wie z. B. Erosion und Sedimentation, können auch anthropogene Einflüsse wie Bau- oder Unterhaltungsmaßnahmen am Gewässer eine Aktualisierung der Abflusskurve erforderlich machen. Bedingt durch die zeitdiskrete Einführung und Anwendung neuer Abflusskurven werden einem Wasserstand von einem Tag auf den anderen zwei verschiedene Abflusswerte zugeordnet. Diese Tatsache wirkt sich ebenfalls auf die resultierende Abflusszeitreihe aus. Die Problematik hat damit eine große Bedeutung für die belastbare Auswertung der Abflusszeitreihen, wie beispielsweise die probabilistische Ermittlung von Extremereignissen, welche wiederum Grundlage für wasserbauliche Bemessungen sind. Es hat daher besondere Relevanz, die natürlichen Prozesse, die den Abflussquerschnitt eines Gewässers beeinflussen, in den Abflusskurven abzubilden. So fordern auch Busch *et al.* (2016) die Einführung einer neuen Abflusskurve, die mit einer Analyse der verursachenden Prozesse verknüpft ist.

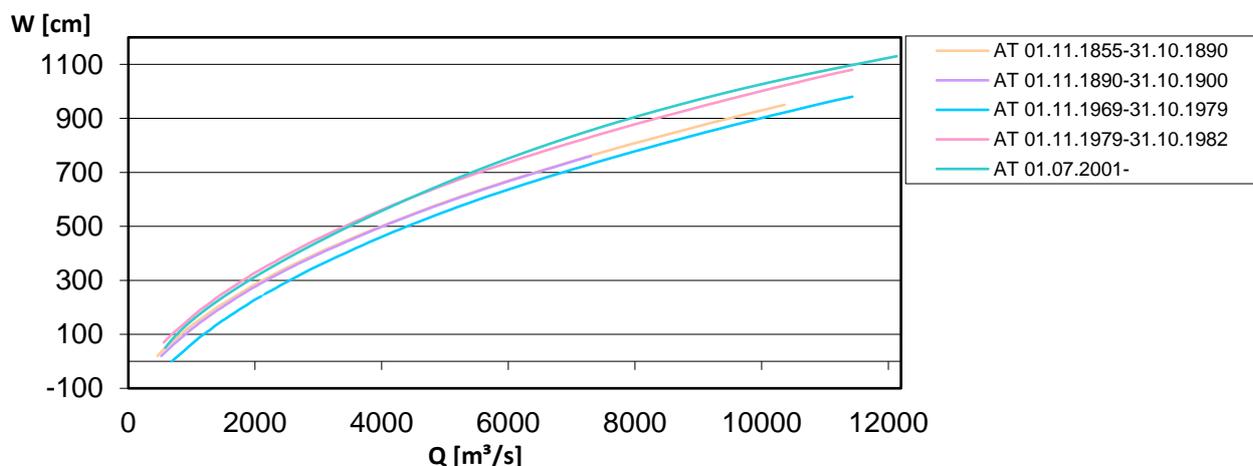


Abb. 1: Auswahl verschiedener Abflusskurven des Rheinpegels in Köln (Datenquelle: BfG)

2 Untersuchung und Anpassung vergangener Abflusskurven

Das Ziel dieser Untersuchung ist es, eine dynamische Anpassung der Abflusskurven an die Änderung der hydraulischen Bedingungen zu entwickeln. Beispielhaft wird dies am Rheinpegel in Köln vorgenommen. Hierzu werden zunächst die Abflusskurven analysiert, die in der Vergangenheit zur Ermittlung des Abflusses genutzt wurden. Durch das Detektieren und Homogenisieren anthropogener Eingriffe, die eine Anpassung der Abflusskurven erfordert (z. B. Tieferlegung des Pegelnullpunktes), kann auf die natürlichen Veränderungen des Fließgewässerregimes geschlossen werden. Eine Datenanalyse der bereinigten Abflusskurven kann anschließend durchgeführt werden, um die verursachenden Prozesse zu identifizieren. Daraus können dann neue dynamische Abflusskurven entwickelt werden, welche die Änderung der hydraulischen Leistungsfähigkeit des Fließquerschnitts berücksichtigen. Dies führt dazu, dass nicht mehr wie bisher eine konstante Übertragung des Wasserstandes auf den Abfluss erfolgt, sondern neue Übertragungsfunktionen ermittelt werden, die den Abfluss unter Berücksichtigung der natürlichen Änderung abbilden. Beispiele einer solchen Anpassung sind in Abb. 2 für einen Wasserstand von 7,0 m dargestellt, dessen zugeordneter Abfluss zwischen etwa 6300 und 6850 m³/s schwankt. Hierfür wird in dem dargestellten Beispiel eine lineare Funktion genutzt, da die Untersuchungen zeigen, dass auch die funktionale Beschreibung der Wasserstands-Abfluss-Beziehung über Polynomfunktionen höherer Ordnung letztlich ihr Optimum als lineare Anpassung ergibt. Basis für die Beurteilung der Abbildung bildet die Wiedergabe der Startpunkte einer jeweils neu eingeführten Abflusskurve. So wird weiterhin ein Vergleich zwischen den bisher genutzten konstanten Abflusskurven und den neu entwickelten dynamischen Abflusskurven gezogen und dargestellt. Auf diese Weise können Ungenauigkeiten abgeschätzt und die Anpassung optimiert werden. Des Weiteren ist die Übertragung der methodischen Ansätze auf andere Pegel unterschiedlicher Gewässergröße geplant.

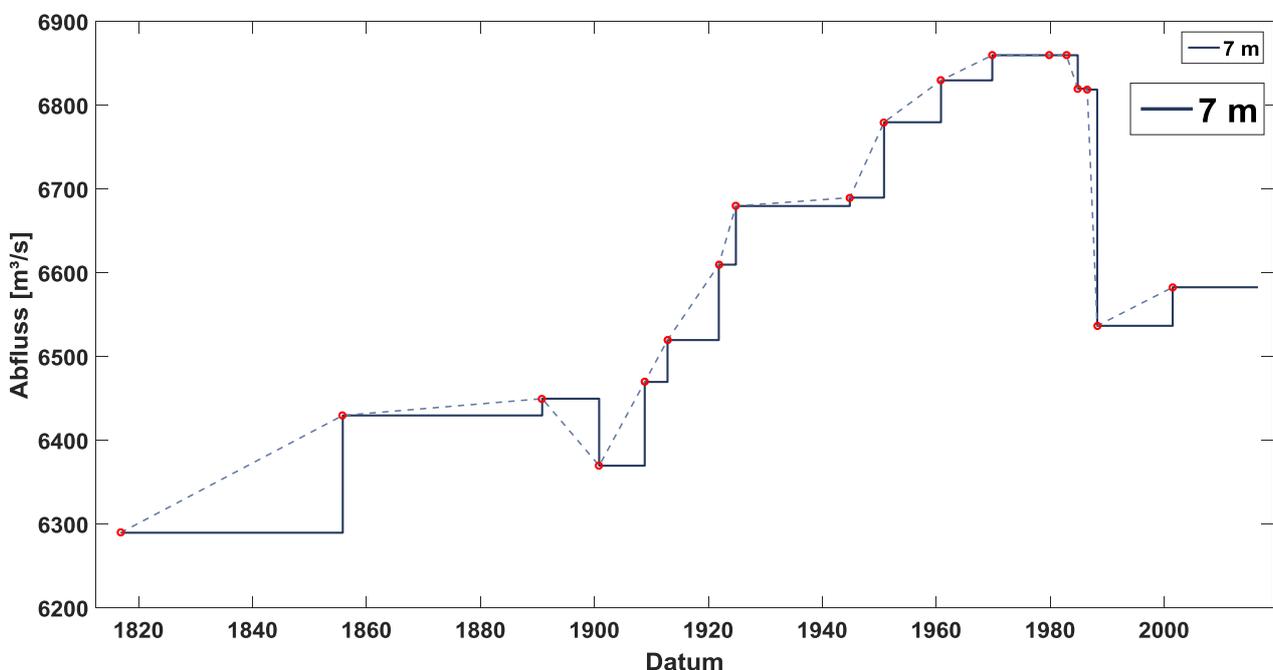


Abb. 2: Ermittelte Abflusswerte am Rheinpegel Köln für ausgewählte Wasserstände aufgrund von vorhandenen Abflusskurven (durchgezogene Linie) und ihrer Startpunkte (rot markiert) sowie einer linearen Anpassung (gestrichelte Linie)

3 Zusammenfassung und Ausblick

Abflusskurven haben für die Bemessungsaufgabe große Bedeutung, deshalb sind hohe Anforderungen an ihre Qualität zu stellen. Die Ermittlung des Abflusses erfolgt aufgrund von gemessenen Wasserständen mittels Wasserstands-Abfluss-Beziehungen. Die dazu genutzten Abflusskurven weisen jedoch zum Teil großer Unsicherheiten auf, die aus anthropogenen sowie aus natürlichen Veränderungen im Gewässer resultieren. Daher werden die Abflusskurven analysiert und dynamische Übertragungsfunktionen aufgestellt, die die natürlichen sich ändernden Randbedingungen miteinbeziehen.

Der Rhein bei Köln stellt sich als anthropogen geprägtes Gewässer dar, dessen Abfluss nicht abhängig von saisonaler Verkrautung ist, vielmehr sind Erosion und Sedimentation die natürlichen Einflussgrößen auf den Gewässerquerschnitt. Die Anwendung der Methodik zur Ermittlung von Übertragungsfunktionen auf weitere Gewässer, die insbesondere anderen und/oder stärkeren Natureinflüssen ausgesetzt sind, kann dabei helfen, weitere Erkenntnisse zu gewinnen und das Verfahren zu optimieren und damit eine sichere Bemessung zu ermöglichen.

Referenzen

Busch, N., Hatz, M., Promny, M., Hammer, M. (2016). Aus der Vergangenheit lernen, für die Zukunft vorbereitet sein – 10 Jahre hydrodynamische Abflussmodellierung der BfG zur Verbesserung hydrologischer Grundlagen an der Binnemelbe, Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Heft 37.16, 353-368. doi: 10.14617/for.hydrol.wasbew.37.16

Morgenschweis, G. (2010). Hydrometrie – Theorie und Praxis der Durchflussmessung in offenen Gerinnen, Springer Verlag Berlin Heidelberg.

Adressen der AutorInnen

Kristina Fehler, M.Sc. (korrespondierender Autor)

Dr.-Ing. Jens Bender

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen

Forschungsinstitut Wasser und Umwelt, Department Bauingenieurwesen, Universität Siegen

D-57068 Siegen, Paul-Bonatz-Str. 9-11

Email: kristina.fehler@uni-siegen.de

Energetische Optimierung traditioneller Wasserräder mittels PIV- Messtechnik

Martin Weber

1 Einführung

Wasserräder gewinnen im aktuellen Forschungsdiskurs hinsichtlich der Energiegewinnung zunehmend an Bedeutung, da sie, anders als andere erneuerbare Technologien, grundlastfähig sind. Um ein grundlegendes Verständnis dieser Technologie zu erhalten und die energetische Ausbeute durch Wasserräder zu verbessern, befasst sich das Forschungsprojekt OPTWASSETS (**O**ptimierung **t**raditioneller **W**asserräder mittels aktueller **e**xperimenteller **T**echniken und numerischer **S**imulation) mit entsprechenden Fragestellungen. Eines der Ziele des Forschungsprojekts ist die Optimierung der Schaufelform an einem Zuppinger Wasserrad. Um die Form der Schaufeln zu modifizieren, müssen die Strömungsverhältnisse im Interaktionsbereich zwischen Wasserrad und Wasser bekannt sein. Mit diesen Erkenntnissen sollen später numerische Modelle kalibriert und validiert werden. Zur Erfassung der Strömungsverhältnisse wurde an der Hochschule Darmstadt ein Versuchsstand mit der sogenannten *Particle Image Velocimetry*, kurz PIV, als Messmethode konzeptioniert und realisiert.

2 Messverfahren

Die PIV ist ein berührungsloses optisches Messverfahren. Es setzt sich aus mehreren wesentlichen Bestandteilen zusammen. Zum einen werden dem Wasser sogenannte Seedingpartikel zugefügt, die sich komplett in diesem dissipieren. Zum anderen wird ein Lasersystem verwendet. Über eine spezielle Konstellation von Linsen wird der Laserstrahl zu einer vertikal in Fließrichtung verlaufenden Lichtebene (Lasersheet) aufgespannt. Ein weiteres Bauteil ist eine sCMOS-Kamera, die so außerhalb der Rinne angebracht ist, dass sich deren Bildebene parallel zum Lasersheet befindet (2D-PIV). Mit dieser Kamera können in sehr kurzen aufeinanderfolgenden Zeitabständen Aufnahmen angefertigt werden. Strömen die Seedingpartikel durch das Lasersheet, werden sie beleuchtet und sind auf den Aufnahmen als helle Punkte zu erkennen. Werden durch die Kamera zwei Aufnahmen in einem fest definierten zeitlichen Abstand ($\Delta \approx 500 \mu\text{s}$, ist abhängig von der jeweiligen Fragestellung) erstellt, kann durch die Positionsveränderung der einzelnen Seedingpartikel in den beiden Aufnahmen auf das Bewegungsmuster der Strömung geschlossen werden (Raffel *et al.* 2007).

Um das Lasersheet in den Strömungskanal lenken zu können und Aufnahmen von der Seite zu ermöglichen, sind das Kropfgerinne und die Seitenwände aus Glas. Da weder das Lasersheet über den kompletten Untersuchungsbereich des Wasserrads reicht, noch die Kamera diesen Bereich mit nur einer Aufnahme erfassen könnte, sind Laser und die Optik so aufgebaut, dass sie mit einer Traversierung unter dem Kropfgerinne in zwei Achsen verfahren werden können, um an unterschiedlichen Stellen des Wasserrads PIV-Messungen durchzuführen. Für die Untersuchung der Schaufelformen sind neben den strömungsmechanischen Daten aus der PIV-Messung auch die zugehörigen leistungstechnischen Betriebsparameter des Rades relevant. Daher werden der Durchfluss, die Wasserstände ober und- unterstrom des Wasserrades, die Drehzahl und das Drehmoment messtechnisch erfasst und ausgewertet. Diese Daten werden unter anderem dazu

verwendet, PIV-Messungen zu bestimmten Betriebspunkten des Wasserrades durchzuführen, um eine Wiederholbarkeit der Messungen sicherzustellen.

Durch die verwendete Auswertungssoftware DaVis können anhand der absoluten Positionsveränderung der Partikel von der ersten zur zweiten Aufnahme und dem bekannten Zeitschritt zwischen den beiden Aufnahmen mittels Kreuzkorrelation Geschwindigkeitsvektoren berechnet werden, mit denen sich ein Partikel bewegt.

3 PIV-Messungen bei unterschiedlichen Betriebspunkten

Im Rahmen dieser Untersuchung wurde das Strömungsbild vom Einlauf in das Wasserrad bis in das Unterwasser des Wasserrads für die Abflüsse 35 l/s, 56 l/s und 75 l/s erfasst. Da die Kamera pro Foto lediglich einen Bildbereich von 100 x 85 mm abdecken kann, mussten je nach Durchfluss mehrere überlappende Aufnahmen in X-Richtung (entlang des Strömungskanals) und Z-Richtung (Fließtiefe) durchgeführt und aneinandergesetzt werden, um den kompletten Untersuchungs-bereich abbilden zu können. Die Position in Y-Richtung (rechtwinklig zur Strömungsrichtung) war konstant und betrug einen Abstand von 150 mm zur in Fließrichtung linken Glasscheibe. An jeder Position wurden insgesamt 5 Aufnahmen durchgeführt und daraus Mittelwerte der Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen berechnet. Um sicherzustellen, dass stets gleiche Bedingungen herrschten, wurden die PIV-Messungen immer bei gleicher Schaufelstellung des Wasserrads durchgeführt. Das Wasserrad wurde während den Messungen mit einer konstanten Drehzahl von 6 min^{-1} betrieben.

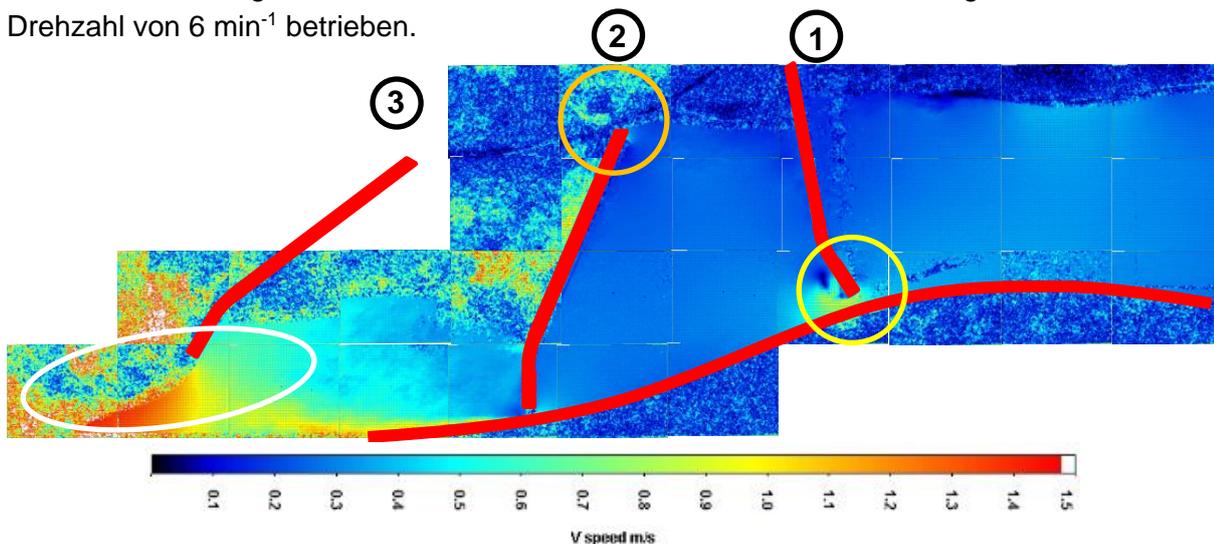


Abbildung 1: Strömungsverhältnisse bei 56 l/s und einer Schaufelstellung von 30°

Abbildung 1 zeigt die Ergebnisse einer Vielzahl von einzelnen PIV-Messungen. Es handelt sich hierbei um eine Zusammenstellung aus insgesamt 31 Aufnahme-positionen. Dabei wurden an jeder Position 5 Aufnahmen angefertigt und die Mittelwerte gebildet. Dargestellt sind in der Abbildung die resultierenden Fließgeschwindigkeiten in X- und Z-Richtung. Niedrige Geschwindigkeiten haben eine blaue Färbung, hohe Geschwindigkeiten eine rote. Die Fließrichtung verläuft vom rechten zum linken Bildrand. Aus Gründen der Übersichtlichkeit sind keine Richtungspfeile der Strömung abgebildet. Die roten Linien stellen das Kropfgerinne und die Schaufeln (1 bis 3) dar.

Im Oberwasser stellt sich etwa bis zu Schaufel 2 ein ruhiges, harmonisches Strömungsbild dar. Dies kann an den annähernd gleichen Fließgeschwindigkeiten von etwa $0,3 \text{ m/s}$ erkannt werden. Erhöhte

Turbulenzen, die beim Eintauchen von Schaufel 1 ins Wasser entstehen, haben sich bei der in Abbildung 1 dargestellten Schaufelstellung bereits wieder verflüchtigt. Lediglich im Bereich der Spitze von Schaufel 1 erhöht sich durch die Einengung zwischen Schaufel und Kropfgerinne die Fließgeschwindigkeit (gelbe Markierung). Dies lässt sich mit Spaltverlusten in Verbindung bringen. Bei Betrachtung der orangenen Markierung wird deutlich, dass sich der einstellende Wasserstand so gestaltet, dass die Schaufel gerade nicht überströmt wird und daher eine optimale Energieausbeutung erreicht wird. Dies korrespondiert mit dem maximalen Wirkungsgrad für den dargestellten Betriebspunkt. Die weiße Markierung, nach Schaufel 2, kennzeichnet deutlich turbulenteren Strömungsverhältnisse. Diese werden durch das Auslassen des Wassers an Schaufel 3 bewirkt.

Bei den durchgeführten PIV-Messungen konnte beobachtet werden, dass bei einem Abfluss von 35 l/s zum einen die Schaufelfläche nur etwa zur Hälfte vom Wasser bedeckt wurde und dass, anders als bei den anderen Abflüssen, sich nur 2 anstelle von 3 Schaufeln im Wasser befinden. Dies korrespondiert mit einem geringen Wirkungsgrad für diesen Betriebspunkt. Bei einem Abfluss von 75 l/s wurden die Schaufeln bereits überströmt. Dies führte zu zusätzlichen Verwirbelungen und einem geringeren Wirkungsgrad.

4 Zusammenfassung

An einem Versuchsstand der Hochschule Darmstadt konnte erfolgreich ein PIV-System etabliert werden um die Strömungsverhältnisse im Schaufelzwischenraum eines Zuppinger Wasserrad zu untersuchen. Erste Messungen zu verschiedenen Betriebspunkten des Wasserrads zeigen, dass unterschiedliche Randbedingungen zu voneinander abweichenden Strömungsmustern im Untersuchungsbereich führen. Weiter konnten Erkenntnisse darüber gewonnen werden, wo sich Grenzen des verwendeten Messverfahrens befinden. So hat sich gezeigt, dass es bei starker Luftblasenbildung zu Erschwernissen bei der Auswertung der Messergebnisse kommt. Die gewonnenen Informationen können verwendet werden um ein numerisches Modell zu kalibrieren.

Danksagung

Das Forschungsvorhaben wird gefördert durch das Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) im Rahmen der Förderlinie Ingenieurwachstum.

Referenzen

Raffel, M., Willert, C.E., Wereley, S., Kompenhans, J. (2007). Particle Image Velocimetry – A Practical Guide, 2nd Ed., 3-5, Springer: Berlin Heidelberg New York. ISBN: 978-3-540-72308-0

Adresse des Autors

Martin Weber

Fachbereich Bauingenieurwesen, Hochschule Darmstadt
D-64295 Darmstadt, Haardtring 100
Email: martin.weber@h-da.de

Einsatz von gesteuerten Flutpoldern an der Donau bei Hochwasserereignissen verschiedener Jährlichkeiten und Steuerstrategien

Stefan Giehl

1 Einführung

Entlang der bayerischen Donau soll eine Reihe von gesteuerten Flutpoldern errichtet werden. Die Wirksamkeit der Maßnahmen ist dabei beispielsweise vom hydrologischen Szenario, dem zur Verfügung stehenden Rückhaltevolumen, der Anzahl und Lage der Standorte, der Abflussvorhersage oder der Qualität der gewählten Steuerung abhängig. Asenkerschbaumer *et al.* (2012) zeigten, dass einzeln betriebene Flutpolder im HQ_{100} -Fall bei optimaler Steuerung gut wirken. Im Überlastfall, also bei Ereignissen, die den Bemessungsabfluss des Linienausbaus deutlich übersteigen, können einzelne Flutpolder aber womöglich den Abfluss bzw. Wasserstand nicht mehr ausreichend senken. In diesem Fall droht eine übermäßige Beanspruchung des Freibords und die Gefahr von Deichbrüchen steigt. Aufgrund der zunehmenden Wellenvolumina über HQ_{100} bei größeren Ereignissen muss also auch das verfügbare Flutpoldervolumen steigen. Deshalb wurden ergänzende Untersuchungen zur Einzelbetrachtung von potentiellen Flutpolderstandorten, beispielsweise mit anderen hydrologischen Szenarien sowie Kombinationen von Flutpoldern, durchgeführt (Giehl *et al.* 2015, 2016).

2 Untersuchungsgebiet und Hydrologie

Im Rahmen dieses Beitrags wird der Donau-Abschnitt zwischen Donauwörth und Kelheim, mit dem maßgebenden Zufluss Lech, ausgewählt. Für den etwa 94 km langen Abschnitt lag ein 2D-hydrodynamisches Modell vor. Diese Fließstrecke weist sowohl natürliche Retentionsflächen als auch staugeregelte Bereiche (an 5 Staustufen) und durch Überstauregelungen unterstützte Aktivierung von Rückhalteflächen auf. Die Deich- und Dammstrecken sind dabei auf ein HQ_{100} ausgebaut. Für die hier vorgestellten Ergebnisse wurden 3 verschiedene hydrologische Szenarien verwendet:

- Szenario HQ_{100} , basierend auf dem Hochwasserereignis von 1999 (HW99)
- Szenario Überlastfall (ca. $HQ_{100} + 15\%$), Modellzuflüsse skaliert auf Basis des HW99
- Szenario HQ_{1000} , Modellzuflüsse skaliert auf Basis des HW99

Hochwasserereignisse an der Donau unterhalb des Lechs sind durch relativ schmale Wellen aufgrund dessen alpinen Einzugsgebiets geprägt. Um unrealistisch große Wellenvolumina zu vermeiden, aber dennoch plausible Extremereignisse im Modell simulieren zu können, wurden die Donau-Zuflüsse (hier: Modelleinläufe) basierend auf den gemessenen Abflussganglinien des HW99 über dem Basisabfluss hochskaliert. Der Zufluss Lech wurde dabei überproportional gestreckt. Tab. 1 zeigt die Volumina der Modell-Hochwasserwellen über HQ_1 bzw. HQ_{100} und die Werte der Pegelstatistik für den unteren Modellrand am Pegel Kelheim. Beispielsweise ist im Szenario Überlastfall das Wellenvolumen über HQ_1 deutlich geringer, aber das Volumen über HQ_{100} größer als im Szenario HQ_{100} . Dies resultiert aus der unterschiedlichen Skalierung der Modellzuläufe.

Im Szenario HQ₁₀₀₀ wurden Deichüberströmungen überall im Berechnungsnetz ermöglicht, aber keine Deichbruchszenarien betrachtet. Aufgrund der Deichüberströmungen und folgender „Aktivierung“ des Deichhinterlands erreicht der Scheitelabfluss am Modellauslauf in Kelheim nicht den Abflusswert der Pegelstatistik.

Tab. 1: Pegelstatistik und Volumen der Hochwasserwelle am Pegel Kelheim (Modellauslauf)

Hochwasser-jährlichkeit	Scheitelabfluss nach Statistik [m ³ /s]	Scheitelabfluss der Modellwelle [m ³ /s]	Volumen > HQ ₁ der Modellwelle [Mio. m ³]	Volumen > HQ ₁₀₀ der Modellwelle [Mio. m ³]
HQ100	2200	2250	373	3
Überlastfall (ÜLF)	-	2526	330	39
HQ1000	2800	2523	352	52

3 Untersuchungen von Flutpolder-Kombinationen

Dieser Beitrag konzentriert sich auf zwei Flutpolderstandorte, Bertoldsheim (B) mit einem Volumen von ca. 18 Mio. m³ und Riedensheim (R) mit einem Volumen von 8,1 Mio. m³. Der Einlauf zu den Flutpoldern wird jeweils so gesteuert, dass die Donau-Welle unterhalb des Einlaufbauwerks horizontal gekappt wird. Bei Einsatz von beiden Flutpoldern kappt der unterstrom liegende Flutpolder die bereits gekappte Welle nochmals horizontal. Tab. 2 zeigt die untersuchten Varianten und die Auswertung der Abflussganglinien am Auslauf des 2D-Modells am Pegel Kelheim.

Tab. 2: Ergebnisse und Auswertung der Untersuchungen mit Kombinationen von Flutpoldern am Pegel Kelheim. ÜLF: Überlastfall, B: Bertoldsheim, R: Riedensheim, V_P: Eingesetztes Flutpoldervolumen

Untersuchte Varianten	V_P [Mio. m ³]	Q_max [m ³ /s]	dQ zu HQ100 [m ³ /s]	V > HQ ₁ [Mio. m ³]	V > HQ ₁₀₀ [Mio. m ³]
HQ100_Ist	-	2250	-	373	3
HQ100_B	18	2181	-19	358	0
HQ100_R	8,1	2203	3	366	0
ÜLF_Ist	-	2526	326	330	39
ÜLF_B	18	2430	230	315	26
ÜLF_B+R	26,1	2355	155	308	19
HQ1000_Ist	-	2523	323	350	52
HQ1000_B	18	2486	286	340	40
HQ1000_B+R	26,1	2437	237	334	35

4 Fazit

Die Berechnungen zeigen, dass mit zunehmendem Volumen der Hochwasserwelle bei extremeren Ereignissen ein einzelner Flutpolder nicht ausreicht, um den Abfluss auf ein unkritisches Niveau zu reduzieren. Dies ist zwar grundsätzlich abhängig vom Verhältnis des zur Verfügung stehenden Flutpoldervolumens zum Volumen der ankommenden HW-Welle, kann allerdings generell gezeigt werden. Auch durch den kombinierten Betrieb zweier Flutpolder im Überlastfall in der Größenordnung $HQ_{100} + 15\%$ liegt der Scheitelabfluss immer noch 7 % über dem HQ_{100} . Im HQ_{1000} - Fall steigt dieser Wert auf fast 11 %.

Anhand der Ergebnisse ist außerdem zu sehen, dass das theoretische Potential (mögliches Flutpoldervolumen) nicht aktiviert werden kann. Beispielweise ergibt sich bei Einsatz beider Flutpolder (zusammen 26,1 Mio. m³ Rückhaltevolumen) nur eine Verringerung des Wellenvolumens am Modellauslauf um 16 bis 17 Mio. m³ im Szenario HQ_{1000} . Dies ist auf Wechselwirkungen mit natürlicher Retention im Fließverlauf und Deichüberströmungen zurückzuführen, da sich durch den Flutpoldereinsatz je nach Standort die Beaufschlagung ungesteuerter Rückhalteflächen verringert. Zwischen den Flutpoldern und dem Modellauslauf liegen 81 (B) bzw. 70 km (R).

Man muss also konstatieren, dass ein einzelner Flutpolder an einem Gewässer dieser Größenordnung im Überlastfall das Risiko von Deichbrüchen o.ä. nicht ausreichend verringern kann. Dazu ist die Reaktivierung weiterer Rückhalteflächen erforderlich. Auch aus anderen Gründen, beispielsweise flexible Reaktion auf andere seitliche Zuflüsse oder Redundanz, kann der Bau zusätzlicher Flutpolder sinnvoll sein. Allerdings stellt sich dann in zunehmendem Maße die Frage der Zieldefinition einer Flutpoldersteuerung: soll lokal oder regional optimiert werden oder sogar überregional auf einen unterhalb liegenden Zufluss gesteuert werden? Mit Hilfe quantitativer und qualitativer Analysen und Bewertungsmethoden müssen der Wasserwirtschaftsverwaltung und der Politik Entscheidungshilfen für die Priorisierung und Umsetzung der Maßnahmen gegeben werden.

Referenzen

- Asenkerschbaumer, M., Skublics, D., Rutschmann, P. (2012). Verzögerung und Abschätzung von Hochwasserwellen entlang der bayerischen Donau, *Abschlussbericht*, Technische Universität München, München.
- Giehl, S., Skublics, D., Schmid, M., Rutschmann, P. (2015). Wirkungsanalyse und Priorisierung von steuerbaren Flutpoldern entlang der bayerischen Donau, *Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung*, Heft 35.15, S.305-314, ISBN: 978-3-88721-229-2.
- Giehl, S., Skublics, D., Scandroglio, R., Rutschmann, P. (2016). Vertiefte Wirkungsanalyse zu „Verzögerung und Abschätzung von Hochwasserwellen entlang der bayerischen Donau“, *Schlussbericht Teil 1 (unveröffentlicht)*, Technische Universität München, München.

Adresse des Autors

Stefan Giehl

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität München
Arcisstr. 21, D-80333 München
Email: stefan.giehl@tum.de

Vergleich der Lösungsverfahren zweier 3d-CFD-Softwarepakete bei der Anwendung hybrider Modellierung

Max Heß, Carla Schneefeld

1 Motivation

Motiviert durch die Nutzung verschiedener CFD-Anwendungen im Rahmen hybrider Modellierungen von Wasserbauwerken im Labor für Wasserbau der Technischen Hochschule Nürnberg (LWN) und die Frage nach der Konformität verschiedener numerischer Lösungsverfahren, erfolgte eine Gegenüberstellung der CFD-Bibliothek OpenFOAM® (Version 2.3.1) und der Software Star-CCM+ (Version 10.06.010). Anhand eines typischen Anwendungsfalls wurden die numerischen Modelle der beiden Programme nach Auswahl entsprechender numerischer Methoden, Löser und Randbedingungen, sowie einem identischen Berechnungsgitter, miteinander sowie mit einem physikalischen Modellversuch verglichen.

2 Grundlagen

Die Grundgleichungen für die Lösung hydrodynamischer Probleme werden grundsätzlich durch die Navier-Stokes-Gleichungen, also durch Massen- und Impulserhaltung newtonscher Fluide, definiert. Zur Berechnung der Erhaltungsgrößen wurde ausschließlich auf Löser für inkompressible Mehrphasen-Strömungsmodelle zurückgegriffen. Bei OpenFOAM wurde der Löser „interFoam“, bei STAR-CCM+ „Segregated Flow“ verwendet. Wasser und Luft werden in den Simulationen als Eulersche Phasen definiert und somit als Phasen mit separaten Geschwindigkeitsfeldern betrachtet. Zur Abbildung der beiden Kontinua wird in beiden Programmen die VoF-Methode (Volume of Fluid) verwendet, welche die Phasenkonzentration als zusätzliche Erhaltungsgröße in den Berechnungen für jede Zelle berücksichtigt. Die VoF-Verfahren beider Löser enthalten zusätzlich einen Ansatz zur künstlichen Kompression der Grenzschicht, wodurch das „Verschmieren“ der Phasengrenzen beeinflusst werden kann. Abhängig von der örtlichen Gitterfeinheit im Modellgebiet können so Phasen-Grenzschichten zwischen Fluiden relativ gut abgebildet werden. OpenFOAM sowie STAR-CCM+ lösen die Gleichungen der Strömungsgrößen für den Schwerpunkt jeder Zelle, dessen Werte für weitere Berechnungsschritte auf die Randflächen der Zellen interpoliert werden.

3 Modellbeschreibung

Als Grundlage für die Gegenüberstellung der folgenden 3d-HN-Modellberechnungen diente ein Abflussszenario über ein Standard-Wehrprofil mit anschließendem Tosbecken. Dieses wurde vorab im LWN als physikalisches Modell untersucht und anschließend als 3d-HN-Modell umgesetzt. Die Diskretisierung des Modellgebiets erfolgte mit OpenFOAM und konnte anschließend in STAR-CCM+ importiert werden. Somit konnte für beide Simulationen ein identisches Rechengitter genutzt werden. Die Bestimmung der Randbedingungen für die 3d-HN-Modelle erfolgte in Anlehnung an die, aus den physikalischen Untersuchungen resultierenden Abflusswerten und Wasserständen. Rauheitseffekte an der Sohlgeometrie wurden unter anderem mittels Layer-Konstruktion (sehr dünne Zellschichten) bei der Gittererstellung berücksichtigt. Zur Lösung der zu erwartenden turbulenten Strömungen wurde bei beiden Programmen ein Detached Eddy Simulationsansatz nach Spalart-Allmaras herangezogen. Dieser Ansatz kombiniert die Eigenschaften eines RANS-

(Reynolds-averaged Navier-Stokes) sowie LES- (Large Eddy Simulation) Modells und wird somit den Anforderungen an die Ergebnisqualität sowie den benötigten Rechnerkapazitäten gerecht.

4 3d-HN-Simulationen

Zum Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Untersuchungen am physikalischen Modell wurden die numerischen Berechnungen bis zum Erreichen eines quasi-stationären Fließzustandes durchgeführt. Verglichen wurden die Fließgeschwindigkeiten im Tosbecken und die Ausbildung des Wasserkörpers bzw. die Wasserkonzentration. In Abb. 1 ist jeweils eine repräsentative Momentaufnahme des Strömungszustands zum visuellen Vergleich gegenübergestellt. Dabei stellt die Einfärbung der numerischen Berechnungsergebnisse die Wasserkonzentration jeweils im Schnitt durch das Modell dar.

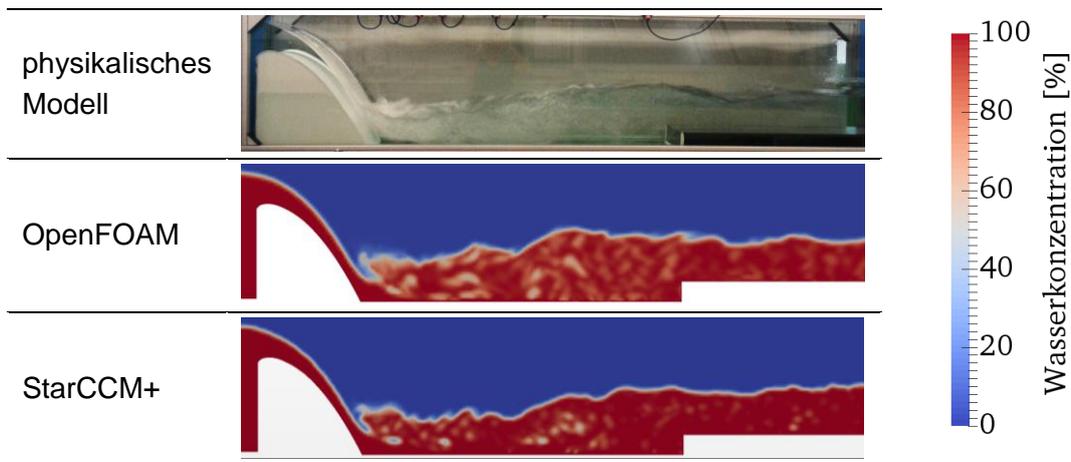


Abb. 1: Ansicht phys. Modellversuch und Längsschnitte durch die numerischen Modelle

Für beide Simulationen wird die Ausbildung des Wasserkörpers realitätsnah dargestellt. Die Luftdurchmischung im Tosbeckenbereich ist in der OpenFOAM-Simulation naturgetreuer abgebildet – diese ist unter anderem abhängig von einem Schärfungsfaktor, welcher die numerische Diffusion regelt und somit die Schaumbildung künstlich beeinflussen kann. Bei beiden Simulationen wurde dieser Wert (OpenFOAM: „ C_α “, STAR-CCM+: „Sharpening Factor“) auf 1,0 gesetzt. Durch weitere Untersuchungen wurde ergründet, dass bei STAR-CCM+ ein niedrigerer Wert (0,3 bis 0,5) anzusetzen ist, um eine ähnliche Durchmischung der beiden Phasen zu erhalten. Abb. 2 zeigt eine visuelle Gegenüberstellung der zeitlich gemittelten Fließgeschwindigkeiten im Tosbecken.

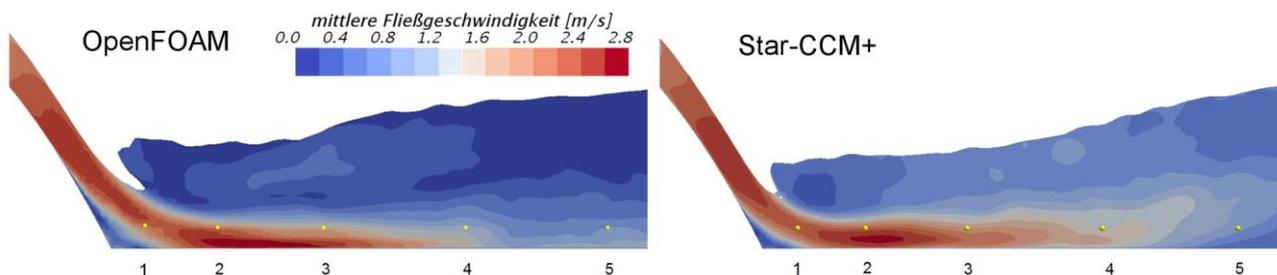


Abb. 2: Zeitlich gemittelte Geschwindigkeiten, Längsschnitt durch das Tosbecken, Lage der Messpunkte 1-5

Trotz der Ähnlichkeit der Geschwindigkeitsprofile können bei der Strahlausbildung im Tosbecken sichtbare Unterschiede wahrgenommen werden. Dabei ist festzustellen, dass sich bei den

Berechnungen mit OpenFOAM der Schussstrahl an die Tosbeckensohle anschmiegt, während bei den Berechnungen mit STAR-CCM+ ein deutlicheres Ablösen zu beobachten ist. An den gelb markierten Messpunkten (vgl. Abb. 2) wurden die zeitlich gemittelten Fließ-geschwindigkeiten in x-Richtung ($v_{x,m}$) im physikalischen Modell sowie vergleichend in den 3d-HN-Simulationen erfasst. Diese Geschwindigkeiten sind in Abb. 3 aufgezeigt.

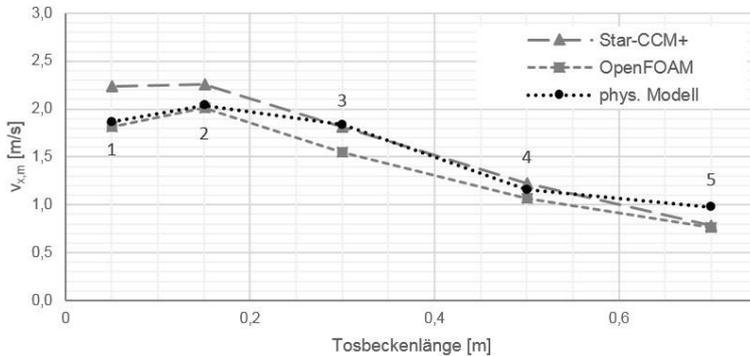


Abb. 3: Zeitlich gemittelte Fließgeschwindigkeiten an Messpunkt 1 bis 5 im Tosbecken

Beim Vergleich der Geschwindigkeitsverteilungen der beiden 3d-NH-Berechnungen kann festgestellt werden, dass mit dem Lösungsverfahren von Star-CCM+ tendenziell höhere Fließgeschwindigkeiten an dem Messpunkten auftreten. Dieser Unterschied kann durchaus mit der leicht unterschiedlichen Strahlausbildung im Tosbecken erklärt werden, da sich mit OpenFOAM die höheren Fließgeschwindigkeiten näher an der Tosbeckensohle ausbilden. Die Differenzen der Fließgeschwindigkeiten der Simulationen zu den Werten aus dem physikalischen Modell betragen im Mittel 10,7 %, was in Anbetracht möglicher Messungenauigkeiten und tiefenabhängiger Geschwindigkeitsverteilung eine gute Annäherung der Numerik an den physikalischen Modellversuch bedeutet. Bei Auswahl genannter Methoden und identischen Randbedingungen, sowie einer Anpassung des Schärfungsfaktors in Star-CCM+, kann mit beiden Programmen am vorliegenden hydraulischen Anwendungsfall eine gute Übereinstimmung sowie eine durchaus realitätsnahe Abbildung der Strömungssituation erzielt werden.

Referenzen

- Carstensen, D., Heß, M., Schneefeld, C., & Färber, M. (2014). Ermittlung der hydraulischen Verhältnisse in der Hochwasserentlastungsanlage der Talsperre Pirk. Labor für Wasserbau.
- CD-Adapco. (2016). User Guide Star-CCM+. Retrieved from <http://steve.cd-adapco.com/>
- Deshpande, S. S., Anumolu, L., & Trujillo, M. F. (2012). Evaluating the performance of the two-phase flow solver interFoam. *Computational Science and Discovery* 5.
- Ferziger, J. H., & Peric, M. (2008). Numerische Strömungsmechanik. Springer.

Adressen der AutorInnen

M.Eng. Max Heß (korrespondierende Autorin)

M.Eng. Carla Schneefeld

Fakultät Bauingenieurwesen, Technische Hochschule Nürnberg Georg-Simon-Ohm

DE-90489 Nürnberg, Keßlerplatz 12

Email: max.hess@th-nuernberg.de

Renaturierung stark anthropogen geprägter urbaner Gewässer – ein inter- und transdisziplinäres Monitoring –

Viktoria Berger, André Niemann

1 Zusammenfassung

Das Ruhrgebiet und seine Gewässer sind stark durch die Bergbauhistorie geprägt. Der Bergbau führte im 19. und 20. Jahrhundert zu einem Anstieg der Bevölkerungszahlen und der metallverarbeitenden Industrieunternehmen und damit zu einem Anstieg der Abwassermengen, welche in den vorhandenen Systemen nicht abgeführt werden konnten. Ferner verursachte der Bergbau selbst Bergsenkungen, welche den Bau unterirdischer Abwasserkanäle unausführbar machten. Daher wurde zu Beginn des 20. Jahrhunderts ein Großteil der Gewässer begradigt und in hydraulisch optimierte Doppeltrapezquerschnitte eingefasst um das Wasser/Abwasser schadlos abführen zu können. Seit den 1980er ist der Bergbau aus der Region weitergezogen und die Bergsenkungen sind abgeklungen, sodass nun unterirdische Kanäle gebaut und die Gewässer renaturiert werden können. Unklar ist in diesem Zusammenhang, wie umfassend die Renaturierung erfolgen muss, um ein möglichst hohes ökologisches Potential zu erreichen.

2 Einleitung

Das Ruhrgebiet ist mit einer Einwohnerdichte von rund 1.150 EW/km² eine der am dichtesten besiedelten Regionen Europas. In diesem Ballungsraum sind die Gewässer vielen verschiedenen Nutzungsdrücken ausgesetzt.



Abb. 1: Lage des Ruhrgebiets (© Regionalverband Ruhr), links und Rhein-Herne-Kanal, Emscher und Autobahn A42 in Oberhausen, rechts

Bedingt durch den Bergbau wurde das zentrale Gewässersystem der Emscher zu Beginn des 20. Jahrhunderts zu einem System offener Abwasserkanäle umgebaut: die Gewässer wurden begradigt, ausgebaut und eingedeicht um das anfallende Abwasser schadlos abzuführen und die anliegenden Siedlungen vor Hochwasser zu schützen.

Durch den Strukturwandel der letzten Dekaden und das damit einhergehende Abklingen der Bergsenkungen kann nun eine unterirdische Kanalisation gebaut werden, die ab 2017 die Abwässer der Region aufnimmt und abführt. Die Gewässer können renaturiert werden. Aufgrund der dichten Bebauung (vgl. Abb. 1) ist eine Rückverlegung der Deiche nicht möglich, sodass Renaturierungsmaßnahmen bzw. ökologische Verbesserungen ohne Laufverlagerungen innerhalb der Deiche durchgeführt werden müssen und gleichzeitig der Hochwasserschutz gewährleistet werden muss. Trotz der engen Begrenzungen und technischen Randbedingungen soll eine möglichst umfassende ökologische Verbesserung erreicht werden.

3 Untersuchungsprogramm

Die Emscher, der ehemalige Hauptsammler des Ruhrgebiets, muss auf der gesamten Fließstrecke von 83 km renaturiert werden, davon sind etwa 23 km des Oberlaufs bereits abgeschlossen. Um eine optimale und effiziente Umgestaltung der verbleibenden 60 km zu erreichen, wird ein ca. 1.400 m langer wasserbaulicher Großversuch durchgeführt. Die Versuchsstrecke liegt in einem begradigten, heute abwasserfreien Abschnitt der Emscher und kann als Referenz für die Umgestaltung der gesamten Emscher gesehen werden. Vier verschiedene Initialisierungsmaßnahmen werden an diesem repräsentativen Abschnitt gebaut und morphologisch und ökologisch untersucht.

- Die Entnahme des Uferverbaus
- Der Abtrag der gewässerbegleitenden Bermen auf Ersatzauenniveau
- Der gesamte Abtrag der beidseitigen Bermen
- Die Anregung eines geschwungenen Verlaufs

Die Baumaßnahmen werden voraussichtlich im August 2016 fertig gestellt sein, sodass danach das eigentliche Monitoring beginnen kann.

Das Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft ist mit dem morphologischen Monitoring beauftragt. Ziel ist es, die Morphodynamik der Abschnitte sowie das damit einhergehende Habitatdargebot zu analysieren und zu bewerten. Über regelmäßige, georeferenzierte Profilaufnahmen werden Erosions- und Ablagerungsprozesse insbesondere der Gewässersohle überprüft und quantifiziert. Die nicht begehbaren Bereiche des Gewässers sind zusätzlich stark verkrautet und können nicht mit herkömmlicher Technologie vermessen werden. Neben der Erfassung der Fließtiefen und Fließgeschwindigkeiten werden auch die Sohlsubstrate entlang der Transekte erfasst. Die Bodenansprache wird durch Entnahme und Analyse von repräsentativen Bodenproben ergänzt.

Ferner wird die Versuchsstrecke über Luftbildaufnahmen georeferenziert kartiert. Hierbei wird die Entwicklung mesoskaliger, ökologisch bedeutsamer Strukturen sowie Erosions- und Depositionsprozesse in der Aue untersucht. Auch erfolgt hierüber eine Quantifizierung des Makrophytenvorkommens. Parallel dazu werden die ökologische Entwicklung und Wiederbesiedlung von der Abteilung aquatische Ökologie untersucht, sodass abschließend eine Einschätzung des Zusammenhangs von Morphodynamik und ökologischer Besiedlung erfolgen kann. Ziel ist es, eine Empfehlung zu geben, „wie viel Initialisierung nötig ist“, um ein möglichst gutes ökologisches Potential zu erreichen.

4 Auswertung der Daten und erste Resultate

Die Luftaufnahmen werden mit Agisoft Photoscan prozessiert. Mit Hilfe dieser photogrammetrischen Software werden sowohl georeferenzierte Luftbilder des Untersuchungsabschnitts erstellt, welche insbesondere auf biologische Strukturen hin untersucht werden können, als auch 3D-Modelle, welche, ergänzt, durch GNSS-Vermessungen, zur Ermittlung der Sedimentbilanzen genutzt werden können. Neben der Ermittlung der Sedimentbilanz werden auch die zeitliche und räumliche Variabilität der Sohlsubstrate dokumentiert, da diese wichtige Hinweise auf das ökologische Potential bieten. Ein besonderer Schwerpunkt liegt auf der Erfassungen der Entwicklungsgeschwindigkeiten. Erste Untersuchungen haben gezeigt, dass das in der Emscher vorkommende Substrat nicht dem typspezifischen sandig-lehmigen Substraten entspricht, sondern vielmehr einem Gemisch aus Kiesen, Sanden und Schluffen. Dies ist besonders für die Erfassung/Beschreibung der Morphodynamik relevant.

Im Vorfeld der Umgestaltungsmaßnahmen wurden bereits erste Luftbilder und Modelle der Versuchsstrecke erstellt. Obwohl der gesamte Abschnitt etwa 1.400 m lang ist, gab es keine Schwierigkeiten bei der Erstellung des Luftbilds bzw. des 3D-Modells (vgl. Abb. 2).

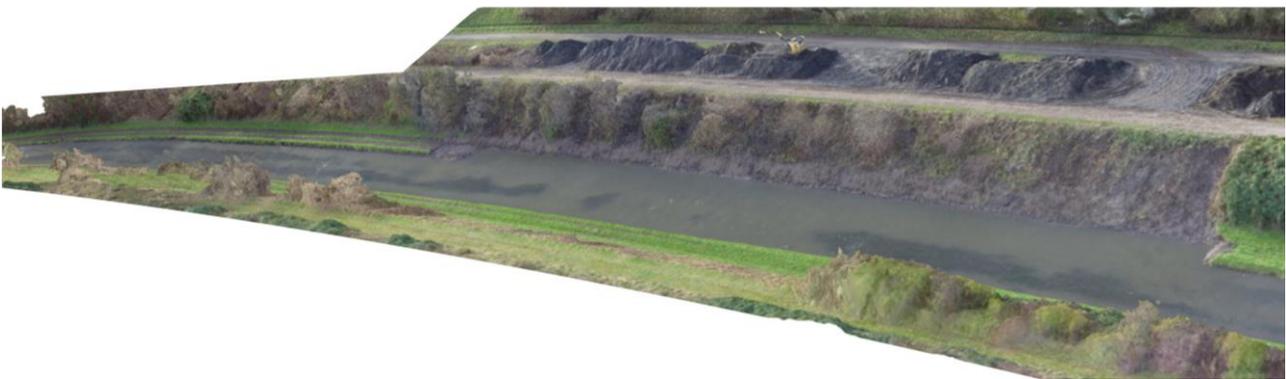


Abb. 2: 3D-Modell der Versuchsstrecke während der Umgestaltungsmaßnahmen

5 Ausblick

Im Rahmen des Monitorings werden vier verschiedene Initialisierungsmaßnahmen begleitet und untersucht. Die durch das Monitoring gewonnenen Erkenntnisse werden im Anschluss aufskaliert und auf die gesamte Emscher extrapoliert. Dies geschieht u.a. mit Hilfe eines hydrodynamischen Modells. Hierdurch kann eine Vorzugsvariante für die Initialgestaltung bzw. es können für spezifische Randbedingungen optimale Gestaltungsvarianten ausgewiesen werden. Ferner sollen, neben der Beschreibung der Morphodynamik stark urban geprägter Gewässer, insbesondere wichtige Erkenntnisse über die Zusammenhänge von Morphodynamik und ökologischer Besiedlung und Qualität gewonnen werden.

Adressen der AutorInnen

Viktoria Berger (korrespondierende Autorin)

André Niemann

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Universität Duisburg-Essen

Universitätsstraße 15, 45141 Essen

Email: viktoria.berger@uni-due.de

Fischaufstiegsanlagen in Schlitzbauweise: Ein Überblick über den aktuellen Stand der Forschung

Jessica Klein, Mario Oertel

1 Einleitung

Die Durchgängigkeit der Fließgewässer ist heutzutage stark beeinflusst, wodurch das Wanderverhalten von Fischen seit mehreren Hundert Jahren eingeschränkt wird und zum Aussterben zahlreicher Arten führt. Daher fordert die EU-WRRL (2000) die Zurückführung von Gewässern in einen ökologisch guten Zustand, welcher die Durchgängigkeit für aquatische Lebewesen einschließt. Mit Hilfe von Fischaufstiegsanlagen kann aquatischen Lebewesen die Überwindung von Querbauwerken ermöglicht werden. Sie lassen sich unterscheiden in naturnahe und technische Anlagen. Die hier behandelte Fischaufstiegsanlage in Schlitzbauweise (auch Schlitzpass) zählt zu den technischen Anlagen und setzt sich aus einer Aneinanderreihung von Becken mit gleichbleibendem Gefälle zusammen, welche über vertikale Schlitze einen Wanderkorridor für aquatische Lebewesen bieten. Obwohl Fischaufstiegsanlagen schon seit langer Zeit errichtet werden, sind die Kenntnisse der Hydraulik als auch die Reaktion der Fische auf diese noch nicht umfassend erforscht. Nach Wu *et al.* (1999) werden zwei Strömungsmuster (SM) unterschieden (siehe Abb. 1 und Krüger *et al.* 2010 und DWA 2014): (1) SM 1 entspricht strömungsstabilen Verhältnissen; (2) SM 2 entspricht strömungsdissipierenden Verhältnissen. Es wurde eine Abhängigkeit der SM vom Verhältnis der Breite zur Länge des Beckens sowie des Gefälles der Anlage als auch eine Abhängigkeit vom Durchfluss erkannt (Puertas *et al.* 2004). Nach Wang *et al.* (2010) sowie Gebler (2015) wird beim Durchschwimmen des Schlitzpasses das instationäre Verhalten der Strömung ausgenutzt. Aufgrund verschiedener Untersuchungen hinsichtlich des Fischverhaltens sollte der Übergangsbereich beider Strömungszustände bevorzugt werden (z. B. Wang *et al.* 2010, Gebler 2015). Unabhängig von der Betrachtung der Strömungsmuster wurden verschiedene analytische Ansätze zur Berechnung der Abflusskapazität entwickelt (siehe Kapitel 2).

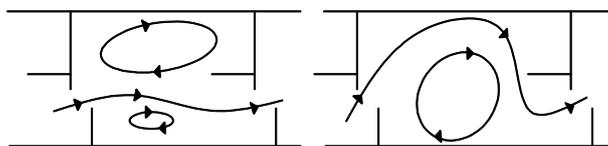


Abb. 1: Strömungsmuster, links: SM 1, rechts: SM 2

2 Analytische Ansätze

Die hydraulische Bemessung von Fischaufstiegsanlagen basiert auf zwei Ansätzen, welche empirisch entwickelt wurden und eine lineare Abhängigkeit des Wasserstandes zum Durchfluss aufweist (u. a. Rajaratnam *et al.* 1986, Wu *et al.* 1999, Puertas *et al.* 2004, Wang *et al.* 2010). Auf den ersten bekannten Bemessungsansatz nach Clay (1961) lassen sich fast alle heute publizierten Bemessungsformeln zurückführen. Hierbei wird die maximale Fließgeschwindigkeit im Schlitz nach Toricelli zu $v_{\max} = (2g\Delta h)^{0,5}$ berechnet. Hierin ist g die Erdbeschleunigung und $\Delta h = SL$ (mit S = Bauwerksneigung, L = Bauwerkslänge).

Multipliziert mit der Durchflussfläche ergibt sich die Abflusskapazität:

$$Q_{bem} = C_d \cdot h \cdot b_0 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h} \quad [1]$$

mit C_d als Widerstandsbeiwert und b_0 als Schlitzweite, h abhängig von der Publikation entweder der Wasserstand oberhalb des Schlitzes (h_o , siehe Clay 1961, Larinier 1992, Rajaratnam *et al.* 1986) oder ein mittlerer Wasserstand h_m nach Puertas *et al.* (2004). Nach Wang *et al.* (2010) wird mit $h_o - (LS_0)$ die Wassertiefe im Schlitz angenähert. Im Folgenden wird $h = h_o$ verwendet. Die Abhängigkeit der Abflusskapazität vom Strömungsmuster wird bisher häufig vernachlässigt. Nach Puertas *et al.* (2004) ist das Strömungsmuster sowohl abhängig vom Gefälle als auch vom Durchfluss. Nach Krüger *et al.* (2010) sind die Abflussbeiwerte abhängig vom jeweiligen Strömungsmuster und die Abflusskapazität kann wie folgt berechnet werden:

$$Q_{bem} = \mu_v \cdot b_0 \cdot \sqrt{g} \cdot h_o^{3/2} \quad [2]$$

$$\text{mit } \mu_d = 0,59 \cdot \left(1 - \left[\frac{h_u}{h_o}\right]^{4,5}\right)^{0,48} \quad \text{SM 1}; \quad \mu_s = 0,48 \cdot \left(1 - \left[\frac{h_u}{h_o}\right]^{4,5}\right)^{0,60} \quad \text{SM 2} \quad [3]$$

Gl. 2 ist nur anwendbar für Unterwasserstände $h_u > 2 b_0$. Außerdem ist zu erkennen, dass kein Gefälle, dafür aber ein Rückstau mit in die Berechnung eingeht. Wird davon ausgegangen, dass $h_o = h_u + \Delta h$ ist, so ergibt sich:

$$Q_{bem} = \mu_v \cdot b_0 \cdot \sqrt{g} \cdot h_o^{3/2} = \sqrt{2} \cdot \left(1 - \frac{h_u}{h_o}\right)^{0,5} \cdot C_d \cdot b_0 \cdot \sqrt{g} \cdot h_o^{3/2} \quad [4]$$

Gl. 2 lässt sich somit auf Gl. 1 zurückführen. Der vermeintlich vernachlässigte Einfluss des Gefälles wird an anderer Stelle berücksichtigt. Werden gleichförmige Verhältnisse angenommen, so kommen beide Gl. auf dasselbe Ergebnis. Werden jedoch ungleichförmige Verhältnisse trotz gleichen Gefälles angenommen, kann ein Rückstau in Gl. 2 über Gl. 3 berücksichtigt werden.

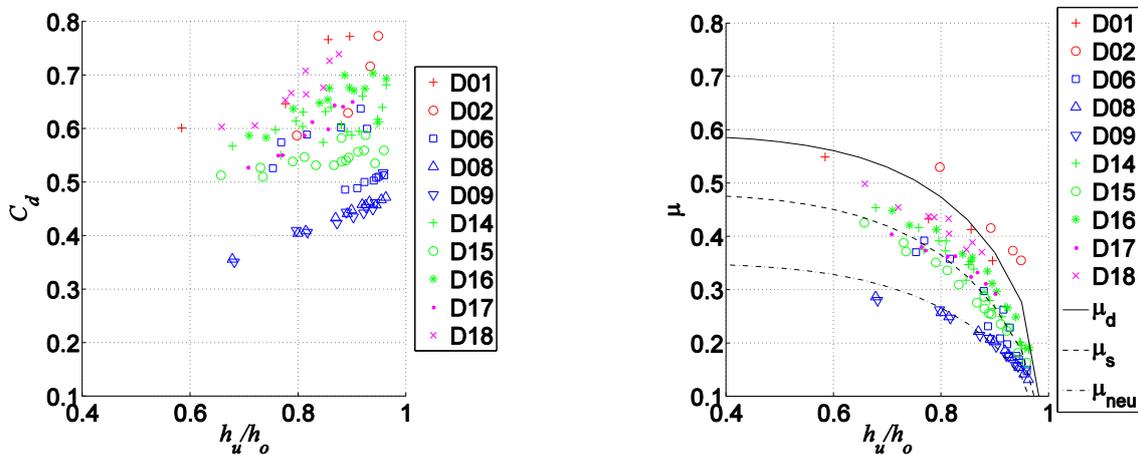
3 Vergleich der Abflussbeiwerte

Im Folgenden werden die Abflussbeiwerte nach Gl. 1 und 2 aus hydraulischen Modellversuchen von Rajaratnam *et al.* (1986, 1992) gegenübergestellt. In Abb. 2a ist zu erkennen, dass C_d nahezu linear mit steigendem d_u/d_o ansteigt. Außerdem kann eine Abhängigkeit von C_d zum untersuchten Gefälle beobachtet werden. Abb. 2b zeigt, dass die Abflussbeiwerte μ nach Krüger *et al.* (2010) einer Gl. nach dem Schema in Gl. 3 folgen. Durch die farbliche Markierung ähnlicher Designs ist eine Gruppierung sichtbar. Die Form der Einbauten (magenta: rund; rot: Hammer; blau: ohne; grün: einfache) hat erheblichen Einfluss auf die Abflussbeiwerte sowohl bei C_d als auch bei μ . Des Weiteren deutet die Streuung der Untersuchungen mit einfachen Einbauten mit variierender Position darauf hin, dass nicht nur die Form sondern auch die Position der Leitelemente Einfluss auf die Abflussbeiwerte hat. Während allerdings bei C_d die Streuung bei bis zu 0,15 liegt, ist bei μ nur eine Abweichung von maximal 0,02 zu verzeichnen. Dies lässt sich damit erklären, dass durch die Berücksichtigung des Rückstaus bei der Berechnung nach Krüger *et al.* (2010) der Einfluss der Leitelemente abgeschwächt wird. Eine Abhängigkeit der Abflussbeiwerte vom Strömungszustand kann bei Design 6 (D06) beobachtet werden, bei dem als einziges beide Strömungszustände abhängig beobachtet wurden (Rajaratnam *et al.* 1986). Während die Abflussbeiwerte für SM 1

(strömungsstabil) auf der erwarteten Funktion liegen, berechnet sich der Abflussbeiwert μ für SM 2 (strömungsdissipierend) nach:

$$\mu_{neu} = 0,35 \cdot \left(1 - \left[\frac{h_u}{h_o} \right]^{4,5} \right)^{0,60} \quad [5]$$

Andere Designs zeigen nur jeweils einen Strömungszustand: D01 und D02 sind SM 1 zuzuordnen, für D09 ist kein SM bekannt, die restlichen sind SM 2 zuzuordnen. Faktisch folgen die Designs mit einfachen Leitelementen Gl. 3 für strömungsstabile Verhältnisse (SM 2), während jedoch strömungsdissipierende Verhältnisse vorgefunden wurden. Es ist in Abb. 2b somit keine Berechnung des μ -Wertes nur aufgrund des Strömungszustandes möglich. Einbauten und Beckengeometrien sind ebenfalls zu beachten. Zwar folgen die ermittelten Abflussbeiwerte μ einer Gleichung nach dem Muster aus Gl. 3 und eine Abhängigkeit vom Strömungsmuster zum Abflussbeiwert wurde bestätigt, jedoch sind noch weitere Einflussfaktoren zu untersuchen.



(a) C_d nach Rajaratnam *et al.* 1992

(b) μ nach Krüger *et al.* 2010

Abb. 2: Abflussbeiwerte über das Verhältnis von der Wassertiefe oberhalb h_o und unterhalb h_u des Schlitzes

4 Zusammenfassung und Forschungsbedarf

Zusammenfassend wird deutlich, dass die analytische Berechnung der Abflusskapazität noch deutliche Unsicherheiten aufweist. Es wird deutlich, dass für jedes Design (Beckenmaße und Leitelemente) der Abflussbeiwert empirisch ermittelt werden muss. Dies wird in der Praxis häufig vernachlässigt. Der Forschungsbedarf liegt also weiterhin in der Optimierung der analytischen Berechnung der Abflusskapazität. Hierbei ist die Verknüpfung der Abflusskapazität mit den Strömungsmustern, aber auch mit den Beckengeometrien im Detail, von besonderem Interesse. Insbesondere der Übergangszustand und Instabilitäten der Strömung in den Becken sind nicht hinreichend untersucht. Ein weiteres Interesse liegt in der Detailbetrachtung von Strömungselementen und deren Einfluss auf die Strömungszustände sowie deren Ausbildung, um so den Übergangszustand zwischen SM 1 und SM 2 zu erreichen. Die Entwicklung von Berechnungsvorschriften für einen Abflussbeiwert für die Ingenieurpraxis ist nötig. Außerdem muss

beachtet werden, dass sich die internationalen Untersuchungen bisher auf Gefälle über 5 % konzentrierten, während an deutschen Wasserstraßen Gefälle von unter 5 % gefordert werden.

Referenzen

- EU-WRRL (2000). Richtlinie 2000/60/EG des europäischen Parlaments und des vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik. Europäisches Parlament und Rat.
- DWA (2014). Merkblatt DWA-M 509: Fischaufstiegsanlagen und Fischpassierbare Bauwerke - Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung, Hennef.
- Clay, C. H. (1961). Design of Fishways and Other Fish Facilities, Department of Fisheries of Canada, Ottawa.
- Gebler, R.-J. (2015). Dimensionierung von Schlitzpässen - Anforderungen der Fische und der Hydraulik, *Wasserwirtschaft*, 105(7/8), 73-79.
- Liu, M., Rajaratnam, N., Zhu, D. Z. (2006). Mean Flow and Turbulence Structure in Vertical Slot Fishways, *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(8), 765-77. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2006)132:8(765)
- Puertas, J., Pena, L., Teijeiro, T. (2004). Experimental Approach to the Hydraulics of Vertical Slot Fishways, *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(1), 10-23. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2004)130:1(10)
- Rajaratnam, N., Van der Vinne, G., Katopodis, C. (1986). Hydraulics of Vertical Slot Fishways, *Journal of Hydraulic Engineering*, 112, 909-927.
- Rajaratnam, N., Katopodis, C., Solanki, S. (1992). New designs for vertical slot fishways, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 19, 402-410.
- Wang, R. W., David, L., Larinier, M. (2010). Contribution of experimental fluid mechanics to the design of vertical slot fish passes, *Knowledge and Management of Aquatic Ecosystems*, 396(2). doi: 10.1051/kmae/2010002
- Wu, S., Rajaratnam, N., Katopodis, C. (1999). Structure of Flow in Vertical Slot Fishway, *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(4), 351-360. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1999)125:4(351)

Adressen der AutorInnen

M. Eng. Jessica Klein (korrespondierende Autorin)

Prof. Dr.-Ing. habil. Mario Oertel

Lehr- und Forschungsgebiet Wasserbau

Fachhochschule Lübeck

D-23562 Lübeck, Mönkhofer Weg 239

Email: jessica.klein@fh-luebeck.de

Variantenstudie zur Verbesserung der Auffindbarkeit des Fischpasseinstiegs durch den Einsatz von Lockstrompumpen

Tobias Liepert, Ilona Holneicher

1 Motivation

Mit der EU-Wasserrahmenrichtlinie wurde ein rechtlicher Rahmen für eine gemeinsame Wasserschutzpolitik geschaffen (Richtlinie 2000/60/EG). Ein guter ökologischer Zustand des Gewässers ist anzustreben, so die Zielformulierung der EU-WRRL. Der ökologische Zustand hängt unter anderem von der Durchgängigkeit des Flusses ab, welche vielerorts durch die erfolgte Querverbauung gestört ist. FAA stellen die ökologische Durchgängigkeit zumindest in Teilen wieder her. Ausschlaggebend für das Funktionieren einer FAA sind die Durchwanderbarkeit und die Auffindbarkeit. Die mittlerweile sehr ausgereiften Konzeptionierungshilfen für FAA (Regelwerk DWA-M 509) stellen die Durchwanderbarkeit sicher. Schwieriger steht es um die Auffindbarkeit, vor allem dann, wenn die örtlichen Gegebenheiten Sonderlösungen erfordern. Eine ungünstige Lage des Fischpasseinstiegs lässt sich oftmals nur durch eine Abflusserhöhung in der FAA kompensieren (Larinier 2002), dies wirkt sich jedoch negativ auf die Durchwanderbarkeit aus. Lockstrompumpen (siehe Abb. 1), die Wasser vom Unterwasser ins letzte Fischpassbecken fördern, verbessern die Auffindbarkeit, ohne dabei der Durchwanderbarkeit zu schaden (Hassinger 2008).

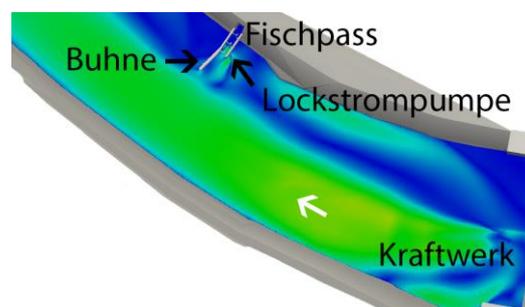
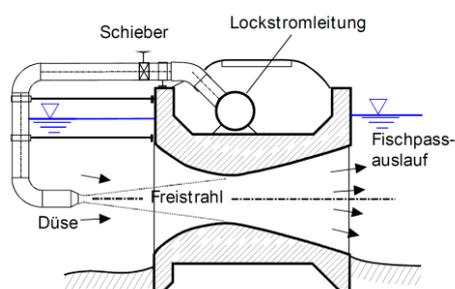


Abb. 1 Längsschnitt durch eine „Lockstrompumpe“ vgl. Hassinger 2009a (links); Globales Geschwindigkeitsfeld der ungünstig gelegenen Einstiegsconfiguration (rechts)

2 Lockstrompumpe

Die Grundidee der Lockstrompumpe besteht darin, „die hydraulische Leistung eines kleinen Bypassstroms dazu zu nutzen, einen größeren Durchfluss aus dem Unterwasser der Turbine in den Fischpassauslauf zu fördern“ (Hassinger 2010). Der Bypassstrom wird über eine Dotationsleitung aus dem Oberwasser des Kraftwerks entnommen und zur Lockstrompumpe geleitet. Am Ende der Dotationsleitung ist eine Düse so vor einem Venturi-Durchlass platziert, dass der aufgeweitete Impulsstrahl die Engstelle des Venturi-Durchlasses vollständig ausfüllt (siehe Abb. 1). Die daran anschließende kontinuierliche Aufweitung verzögert das Fluid auf eine fischfreundliche Geschwindigkeit. Den Fisch störende Turbulenzen können weitestgehend vermieden werden (Hassinger 2010).

Die Ergebnisse der hydraulischen Laboruntersuchungen von Hassinger, die den Zusammenhang zwischen der relativen Gegendruckhöhe (Förderhöhe bezogen auf Geschwindigkeitshöhe an der

Düse) und dem erzielbaren Durchflussverhältnis (Gesamtdurchfluss bezogen auf den Dotationsvolumenstrom) beschreiben, ermöglichen eine erste Vordimensionierung (Hassing 2009a). Das erzielbare Durchflussverhältnis ist ein wichtiger Parameter für die Wirtschaftlichkeit. (Hassing 2009b).

3 Untersuchungen und Ergebnisse

Im Rahmen einer Wirksamkeitsstudie wurden für einen Standort mit ungünstiger Einstiegsconfiguration (ca. 150 stromab der Querverbauung und am kraftwerksfernen Ufer in einer Kurveninnenseite gelegen; siehe Abb. 1) verschiedene Lockstrompumpenanordnungen (siehe Tab. 1) numerisch untersucht. Dabei wurde die Auffindbarkeit des Fischpasseinstiegs mit Hilfe des Migrationskorridors bewertet. Der Migrationskorridor ist durch die rheoaktive Geschwindigkeit festgelegt, welche im Rahmen dieser Studie zu 0,2 m/s angenommen wurde (Liepert et al. 2015). Für die Bewertung wird davon ausgegangen, dass ein durchgängiger Migrationskorridor die Auffindbarkeit gewährleistet. Lücken im Migrationskorridor dagegen erschweren die Auffindbarkeit des Fischpasseinstiegs.

Tab. 1 Übersicht der Lockstrompumpenanordnungen

Szenario	Dotationswasser [m³/s]	Gesamt- abgabe [m³/s]	Anbringung, Ausrichtung	Migrations- korridor
a	0,2	1	oberflächennah, parallel zur FAA	lückenhaft
b	0,4	2	oberflächennah + bodennah, parallel zur FAA	gut
bl	0,4	2	oberflächennah + bodennah, 10° stromab	sehr gut
c	0,6	3	oberflächennah + bodennah, parallel zur FAA	sehr gut

Die Simulationen nutzen ein vereinfachtes numerisches Lockstrompumpenmodell, um Rechenzeit einzusparen. Die Eintritts- und Austrittsquerschnitte der Venturidüsen wurden als uniforme Geschwindigkeitsfelder modelliert, deren Durchfluss so eingestellt ist, dass es dem angenommenen Durchflussverhältnis (in diesem Fall 1:5; Wert aus Vorbemessung) entspricht. Die bauliche Struktur der Venturidüse blieb gänzlich unberücksichtigt. Mit dem vereinfachten Modell lässt sich das globale Verhalten, das im Wesentlichen durch einen ansaugseitigen Wasserbedarf und einer fischfreundlichen Austrittsgeschwindigkeit gekennzeichnet ist, in erster Näherung gut beschreiben.

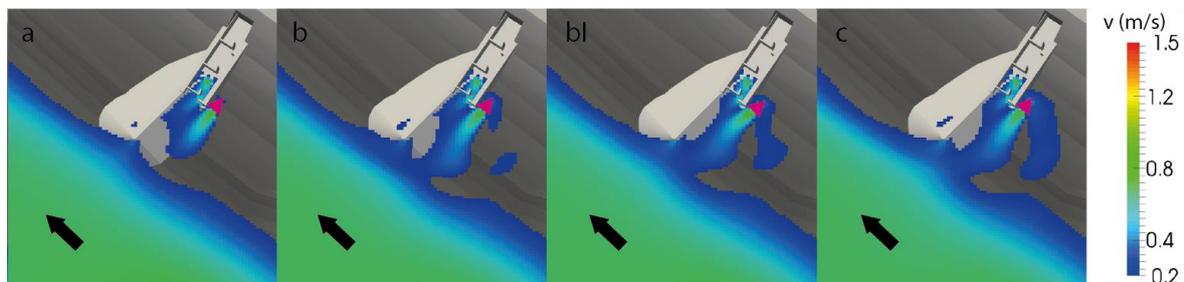


Abb. 2 Migrationskorridore der untersuchten Lockstromkonfigurationen mit den Lockstrompumpen in Magenta.

Die Migrationskorridore der unterschiedlichen Lockstrompumpenanordnungen sind in Abb. 2 zusammengestellt. Mit den Konfigurationen b, bl und c konnte ein durchgängiger Migrationskorridor geschaffen werden. Variante a zeigt, dass der Zusatzdotationsvolumenstrom nicht genügt, um die

rehoaktive Geschwindigkeit zwischen dem Hauptstrom und Fischpass zu erreichen. Für die Variante bl, deren Dotationszugabe 10° in den Hauptstrom gedreht wurde, konnte ein klar erkennbarer Zuwachs des Migrationskorridors gegenüber Variante b verzeichnet werden. Die Migrationskorridore der Varianten bl und c unterscheiden sich nur geringfügig, obwohl Variante c 50%ig höher dotiert ist, somit wäre aus wirtschaftlicher Sicht Variante bl vorzuziehen.

4 Zusammenfassung

Zur Verbesserung der Auffindbarkeit von Fischaufstiegsanlagen ist bei ungünstig gelegener Einstiegskonfiguration eine Zusatzdotationszugabe oftmals das einzige Mittel, um den Fischen den Einstieg in die FAA zu weisen. Mit Lockstrompumpen kann eine Zusatzdotationszugabe sehr effizient und fischfreundlich realisiert werden. In der numerischen Variantenstudie ist das Verbesserungspotential der Auffindbarkeit einer FAA an einen Standort mit ungünstiger Einstiegskonfiguration untersucht worden. In der Numerik kam ein vereinfachtes Lockstrompumpenmodell, das ausschließlich die Massenströme der Eintritts- und Austrittebene erfasst, zum Einsatz. Die Bewertung erfolgte auf Basis des Migrationskorridors. Es konnte gezeigt werden, dass mit dem Einsatz von Lockstrompumpen die Auffindbarkeit deutlich verbessert werden kann.

Referenzen

- Hassinger, R. (2008). Anlage zur Verstärkung der Leitströmung in einer Fischauf- oder -abstiegsanlage. Veröffentlichungsnr: EP 1 988 216 A1.
- Hassinger, R. (2009a). Energieeffiziente, Wasser sparende Verstärkung der Leitströmung an Fischaufstiegsanlagen. Versuchsanstalt und Prüfstelle für Umwelttechnik und Wasserbau Kassel.
- Hassinger, R. (2009b). Praxisthema 3. In: *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft* 61 (3-4), S. a32-a34. DOI: 10.1007/s00506-009-0088-2.
- Hassinger, R. (2010). Lockstrompumpe und Feinrechen: Neue technische Entwicklungen für verbesserten Fischschutz und Fischaufstieg. In: Workshop "Masterplan Wanderfische Rhein". Unter Mitarbeit von Internationale Kommission zum Schutz des Rheins.
- Larinier, M. (2002). Location of Fishways. In: *Bull. Fr. Peche Piscic.* (364), S. 39–52.
- Liepert, T., Kuhlmann, A., Haimerl, G., Bui, M. D., Rutschmann, P. (2015). Optimization of fish pass entrance location at a hydropower plant considering site-specific constraints. In: *Proceedings of the 14th International Conference on Environmental Science and Technology.*
- Regelwerk DWA-M 509 (2014). Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke - Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung.
- Richtlinie 2000/60/EG (2000). Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik. EU-WRRL. Fundstelle: Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaft. Online verfügbar unter www.europa.eu

Adressen der AutorInnen

Tobias Liepert (korrespondierender Autor: tobias.liepert@tum.de), **Ilona Holneicher**
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Arcisstr. 21, 80333 München

Möglichkeiten der Vergleichbarkeit von Wasserkraft und anderen erneuerbaren Energieträgern

Jens Metzger, Jens Bender, Jürgen Jensen

1 Einführung

Der Ausbau erneuerbarer Energien hat sich in den letzten Jahren wegen der Risiken des Klimawandels und der damit verbundenen Verpflichtung zur Einsparung von CO₂-Emissionen zu einem Kernelement der deutschen Energiepolitik entwickelt. Durch die fast noch ausschließliche Nutzung fossiler Energiequellen und deren allmählicher Erschöpfung kann die Energieversorgungssicherheit künftig nicht sichergestellt werden. Mit steigender Verwendung erneuerbarer Energien soll diese Sicherheit auch zukünftig garantiert werden und fortlaufend fossile Energieträger ersetzen. Die Umstellung von fossilen Energieträgern auf die Nutzung erneuerbarer Energien kann vollständig realisiert werden, da keine Abhängigkeit zu Rohstoffen besteht und ein nahezu unerschöpfliches Potenzial dieser Energieformen vorhanden ist. Die erneuerbaren Energien werden vor allem durch die Wasser- und Windkraft sowie durch die Photovoltaik vertreten. Besonders stark wurde bisher der Ausbau von Photovoltaik und Windkraft vorangetrieben, da deren Stromeinspeisung in den vergangenen Jahren besonders stark gefördert wurde.

2 Problematik und Methodik

Bei der Wasserkraft wird von einem sehr begrenzten Ausbaupotenzial ausgegangen, so dass die Wasserkraft im Vergleich zu anderen erneuerbaren Energien nur geringe Beachtung findet. Diese Betrachtungsweise ist allerdings auf das Potenzial mit sehr großen Fallhöhen/Leistungen beschränkt was hauptsächlich die Nutzbarmachung der potenziellen Energie umfasst. Die in Fließgewässern überwiegend vorhandene kinetische Energie wird bei der Erfassung des Wasserkraftpotenzials kaum betrachtet, obwohl das kinetische Energiepotenzial einen nicht unwesentlichen Teil einnimmt. Aufgrund der vergleichsweise konstanten Strömungsverhältnisse in Fließgewässern ist die Wasserkraft grundlastfähig und ermöglicht eine relativ stabile Energieausbeute mit vergleichsweise geringen Schwankungen. Daraus folgt, dass die Wasserkraft bei der Betrachtung der erneuerbaren Energien zukünftig durchaus eine große Bedeutung bzw. Anteil haben sollte.

Neben dem Gesichtspunkt der Ökologie stellt auch die Effizienz eines Kraftwerks eine wichtige Größe für den Vergleich der erneuerbaren Energien dar. Allerdings wird diese zumeist als Maximalwert des Wirkungsgrades bei optimalen Bedingungen angegeben, so dass weder Teillastbetriebszeiten, Wartungsarbeiten oder eine mangelnde Verfügbarkeit des genutzten Energieträgers auf die betrachtete Bruttoleistung des Kraftwerks Einfluss nehmen. Demnach müsste die Effizienz durchschnittlich über einen Zeitraum von mindestens einem Jahr betrachtet werden um zudem saisonale Schwankungen der zur Verfügung stehenden Energie miteinfließen zu lassen. Bei der Windkraft erfolgt die Angabe des Wirkungsgrades in der Regel unter Vernachlässigung des Betz'schen Gesetzes (Betz 1926), bei dem der Ausnutzungsgrad der in der freien (Wind-)Strömung zur Verfügung stehenden Energie auf 59,3 % begrenzt ist. Zudem ist die Ermittlung der einwirkenden Strömungsenergie durch auftretende Turbulenzen nur ungenau zu bestimmen, so dass sich nur eine

grobe Bruttoleistung in der freien Strömung bestimmen lässt. Dies bedeutet, dass ein Vergleich aufgrund der zumeist unbekanntenen realen Effizienzwerte nur eingeschränkt möglich ist.

Der Vergleich über die Stromgestehungskosten der erneuerbaren Energien umfasst das Verhältnis zwischen den Investitionen zur Errichtung des Kraftwerks inklusive Wartungsarbeiten und der erzeugten Energie. Es werden hierbei die Kosten ermittelt, welche zur Erzeugung einer Kilowattstunde über den Zeitraum der gesamten Anlagenlebensdauer durchschnittlich investiert werden müssen. Allerdings fließen bei der Bewertung der erneuerbaren Energien mit Hilfe der Stromgestehungskosten keine ökologischen Aspekte mit ein, so dass lediglich die wirtschaftliche sowie effizienzorientierte Betrachtung eines Kraftwerks erfolgt.

Andere Vergleiche zwischen den erneuerbaren Energien wie beispielsweise mithilfe des Erntefaktors (Weißbach 2003) arbeiten in der Regel mit Bewertungskriterien, welche allerdings nur eine subjektive Betrachtung zulassen und demnach keine interessensneutralen Ergebnisse ermöglichen. Zudem spiegeln sich in diesen Bewertungsfaktoren weder ökologische Auswirkungen noch die reale Effizienz wieder. Aus diesen Gründen sind die bisher gängigen Vergleichsmethoden erneuerbarer Energien zur Gegenüberstellung all ihrer wirtschaftlichen und ökologischen Aspekte von politischer Einflussnahme geprägt oder zur präziseren Bewertung der umwelttechnischen Auswirkungen ungeeignet.

3 Zielsetzung

Auf Grundlage eines neuartigen Ansatzes soll ein Bewertungssystem entwickelt werden, mit dem die erneuerbaren Energien hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit und ökologischen Folgen unabhängig von Energieform und Anlagengröße verglichen werden können. Die dafür notwendigen Untersuchungen basieren zunächst auf dem StECon (Stiller-Energy-Converter). Der StECon (Abb. 1) ist eine neuartige Wasserkraftmaschine aus der Gruppe der Zykloidalpropeller, die sich zur Erzeugung erneuerbarer Energie sowohl in eingrenzenden Rinnen als auch in vollständig freien Fließgewässern eignet.

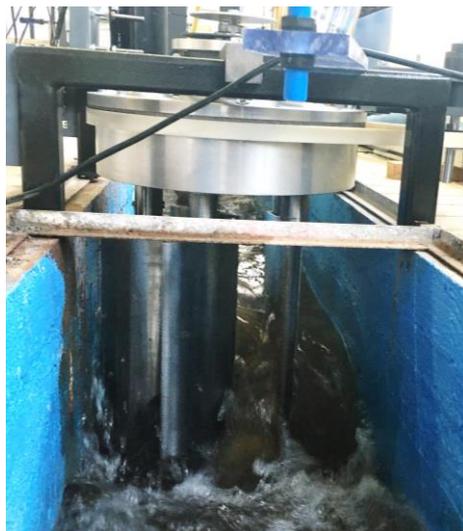


Abb. 1: Prototyp des StECon

Am StECon sollen zunächst alle Bewertungsparameter zur Gegenüberstellung anhand von Versuchsergebnissen ermittelt werden, um den Vergleich zu anderen erneuerbaren Energien

herzustellen. Dadurch wird eine erste Einordnung ermöglicht, auf deren Basis Referenzanlagen aus Windkraft und Photovoltaik zur Vergleichbarkeit entwickelt werden können. Die Referenzanlagen sollen in etwa die gleiche Größe an elektrischer Leistung produzieren wie der StECon, so dass Maßstabeffekte u.ä. bei der Vergleichbarkeit keinen Einfluss haben.

Auf Grundlage von gemessenen Daten sowie der ökologischen Situation an den Referenzanlagen soll ein neuer Effizienzparameter ermittelt werden. Im Gegensatz zum Erntefaktor nach Weißbach 2003 und den Stromgestehungskosten wird dieser vergleichende Parameter neben der Effizienz und der Wirtschaftlichkeit ebenfalls die ökologischen Aspekte eines Energiewandlers umfassen. Durch diese Vergleichsoption soll eine Abwägung zwischen der Umweltverträglichkeit und der Rentabilität der erneuerbaren Energie getroffen und eine Bewertung unterschiedlicher Anlagengrößen und –arten ermöglicht werden.

4 Zusammenfassung / Ausblick

Infolge stetig abnehmender Ressourcen fossiler Energiequellen und der aufgrund dessen bedrohten Energieversorgungssicherheit gewinnen die erneuerbaren Energien immer mehr an Bedeutung. Die Ausbaugeschwindigkeit der erneuerbaren Energie hängt derzeit in erster Linie von politischen Interessen und entsprechenden Förderungen ab.. Eine objektive Entscheidung kann allerdings durch die derzeitigen Vergleichsmöglichkeiten nicht getroffen werden, da zumeist ökologische Parameter sowie die Grundlastfähigkeit der erneuerbaren Energien außer Acht gelassen wurden. Durch Untersuchungen am Energiewandler StECon soll ein neuartiges Bewertungssystem entwickelt werden, mit dem die erneuerbaren Energieträger unabhängig von Anlagengröße und –art hinsichtlich ihrer Umweltverträglichkeit und Rentabilität miteinander verglichen werden können.

Referenzen

Betz, A. (1926): Wind-Energie und ihre Ausnutzung durch Windmühlen. Vandenhoeck & Ruprecht, Göttingen 1926, Ökobuch Verlag, Staufen 1994

Weißbach, D., Ruprecht, G., Huke, A., Czerski, K., Gottlieb, S., Hussein, A. (2003): Energy intensities, EROIs (energy returned on invested), and energy payback times of electricity generating power plants. Volume 52 (Energy)

Adressen der Autoren

Jens Metzger, M.Eng. (korrespondierender Autor)

Dr.-Ing. Jens Bender

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen

Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu)

Lehrstuhl für Hydromechanik, Binnen- und Küstenwasserbau

Universität Siegen

DE-57072 Siegen, Paul-Bonatz-Straße 9-11

E-Mail: jens.metzger@uni-siegen.de

Aspekte zum Betrieb von Talsperren – Simulation und Optimierung von Betriebszielen im Talsperren-Verbund

Sarah Dickel, Christian Bouillon

1 Einleitung

Talsperren dienen dem Ausgleich des natürlichen Wasserdargebots und erfüllen vielfältige, teilweise konträre Nutzungsanforderungen (Hochwasserschutz, Niedrigwasseraufhöhung zur Gewährleistung der Schifffahrt, etc.) und haben demzufolge eine ökonomische Bedeutung. Neben der Talsperre ist die unterstrom gelegene Gewässerstrecke oftmals Teil des Bewirtschaftungskonzepts. Speziell die Bewirtschaftung eines Talsperren-Verbundsystems verspricht aufgrund des potentiell höheren Speichervolumens eine vorteilhafte Einhaltung der Bewirtschaftungsziele im Vergleich zu einem Einzelspeicher. Im operativen Betrieb besteht die Herausforderung darin, im täglichen Entscheidungsprozess und unter wechselnden hydrologischen Gegebenheiten eine geeignete Talsperrenabgabe festzulegen. Zu diesem Zweck kommen heutzutage vermehrt Simulationswerkzeuge und Optimierungsmethoden zum Einsatz. Talsperren und Fließgewässer werden dabei in einem Modellsystem aus Speicher- und Fließgewässermodell abgebildet, dessen Anforderungen in einer hinreichend genauen Wiedergabe der hydraulischen Prozesse sowie moderaten Rechenzeiten bestehen.

2 Methodik und Datengrundlage

Die Konzeption des Modellsystems basiert auf der am Delfter Forschungsinstitut Deltares entwickelten, frei verfügbaren Simulationssoftware RTC-Tools (Real-Time-Control) (Schwanenberg und Becker 2014). RTC-Tools enthält Ansätze zur Talsperrenbilanzierung auf Grundlage der Speichergleichung und einer hinterlegten Wasserstands-Volumen-Beziehung. Das Fließgewässermodell basiert auf einem diffusiven Wellenansatz bei einer Zeitschrittweite von 3 Minuten. Die räumliche Diskretisierung der Gewässerstrecke erfolgt anhand von Berechnungselementen (*Nodes*, *Branches* und *hydraulicStructures*) unter Verwendung von Querprofilinformationen (Rötz *et al.* 2016). Wesentliche Voraussetzungen für die Berechnung sind prognostizierte Abflussdaten, die die zukünftige Füllstandsentwicklung und den Wellenablauf im Vorhersagezeitraum beeinflussen. Die Initialisierung des Systems zum Vorhersagezeitpunkt T_0 beruht auf aktuellen Beobachtungsdaten. Die Optimierung beinhaltet die Minimierung einer Kostenfunktion, in der die Bewirtschaftungsziele mit Hilfe von Strafkosten und Wichtungsfaktoren definiert werden. Mögliche Ziele sind dabei die Einhaltung von Wasserstands- bzw. Abflussvorgaben in einer Talsperre und/oder an einem Kontrollpegel. Der iterative Optimierungsansatz nutzt das Konzept der modellbasierten prädiktiven Regelung (MPR). Durch wiederholte Berechnungen in einem Vorhersagezeitraum von 160 Stunden wird die optimale Talsperrenabgabe unter Berücksichtigung der Zielvorgaben und Einhaltung von Randbedingungen bestimmt. (Rötz *et al.* 2016)

3 Untersuchungsprogramm

Der erste Entwicklungsschritt beinhaltet die Konzeption eines fiktiven Talsperren-Verbundsystems. Hierzu wurde das Modell des Einzelspeichers, das eine ca. 90 km lange Fließstrecke und einen

Speicher von 200 Mio. m³ umfasst, um eine Talsperre erweitert, deren Stauraum 75 % des Stauraums des Einzelspeichers entspricht, sowie einer 20 km langen Fließstrecke zur deren Anbindung (vgl. Abb. 1).

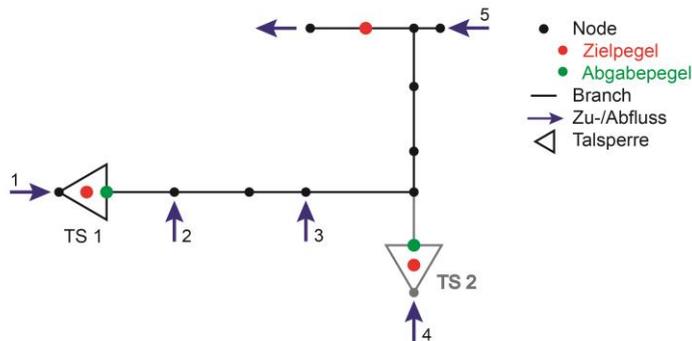


Abb. 1: Vereinfachtes Talsperren- und Fließgewässersystem inkl. Abgabe- und Zielpegel

Um die Einhaltung der Zielvorgaben im Einzel- und Verbundsystem zu untersuchen, wurden verschiedene Szenarien von Bewirtschaftungsfällen erstellt, simuliert und bewertet. Diese Szenarien unterscheiden sich hinsichtlich der in das System eingehenden Zuflüsse, Füllungsgrade der Talsperren zum Vorhersagezeitpunkt der Simulation und definierten Zielvorgaben. In dem hier dargestellten Anwendungsfall soll durch Abgabe der Talsperren als zu optimierende Stellgröße an dem in Abb. 1 gekennzeichneten Zielpegel der Gewässerstrecke ein Abfluss in Form einer künstlichen Welle gestützt werden (Schwerlasttransport). Eine Abgabeänderung an den Talsperren kann im Intervall von 10 Stunden erfolgen, der Zufluss zum System ist während des Vorherzeitraums verhältnismäßig gering und nahezu konstant.

4 Ergebnisse

Abb. 2 stellt Einzel- (links) und Verbundsystem (rechts) gegenüber. Aufgetragen sind die Zielvorgabe und der vorhergesagte Abfluss am Zielpegel sowie die Abgaben der Talsperren über den Vorhersagezeitraum.

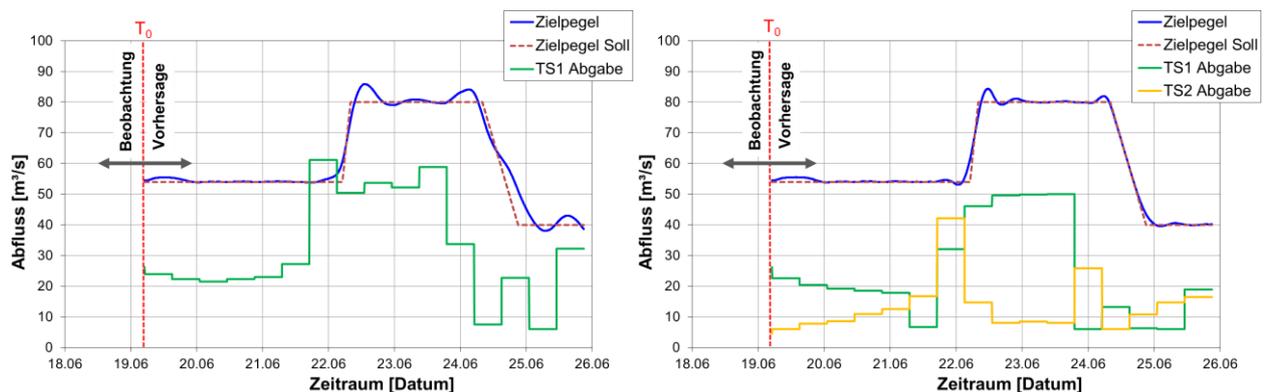


Abb. 2: Bereitstellung einer Wellenfunktion mittels Einzelspeicher (links) und Verbundsystem (rechts)

Am Verlauf des Zielpegels lässt sich erkennen, dass der geforderte Abfluss mittels des Verbundsystems besser erreicht werden kann und eine Unterschreitung vermieden wird. Die Berechnung der Wellenüberlagerung der Abgaben ist mit dem Optimierer möglich. Leichte Überschreitungen zu Beginn und Ende des Wellenscheitels sind in beiden Fällen zu erkennen. Bei

der Bewirtschaftung mit dem Verbundsystem zeigt sich ein Abgabesprung der Talsperre TS 2, der das Erreichen des Wellenscheitels unterstützt. Weiterhin ist die Gesamtabgabe mit 21,6 Mio. m³ ca. 15 % größer als die Abgabe im Einzelspeicherbetrieb. Die einzelnen Größen sind in der folgenden Tab. 1 zusammengefasst.

Tab. 1: Abgaben und Rechenzeit der beschriebenen Bewirtschaftungsfälle

System		V_{ges}	V_{T0}	Abgabe	Anteil an Abgabe	$Q_{ab, mittel}$	CPU
		[Mio. m ³]	[Mio. m ³]	[Mio. m ³]	[%]	[m ³ /s]	[s]
Einzel	TS1	200	113	18,7	100	32,4	52,1
Verbund	TS1	200	113	13,8	64	24,0	14,4
	TS2	150	70	7,8	36	13,6	

Nach der Erweiterung des Systems ist die Rechenzeit deutlich geringer. Dies lässt sich vermutlich auf eine Vereinfachung der Optimierungsaufgabe durch die zusätzlich mögliche Abgabewelle aus TS 2 und deren Entfernung zum Zielpegel zurückführen. Generell ist festzuhalten, dass die Verteilung der Abgabemengen durch die Parametrisierung der Kostenfunktion kaum beeinflussbar ist. Hierbei besteht die Möglichkeit, die Kostenfunktion zu erweitern und den Talsperreninhalt als Zielgröße zu berücksichtigen. Durch die Vorgabe eines Mindestfüllstandes und entsprechender Priorisierung kann ein bestimmtes Stauziel gehalten werden. Folglich wird die Abgabemenge demgemäß limitiert.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Simulationen zeigen, dass die Bewirtschaftung eines Verbundsystems vorteilhaft ist. Neben einer für beide Talsperren günstigeren Abgabemenge kann die Zielvorgabe ohne Unterschreitungen erreicht werden. Die Rechenzeit ist trotz der komplexeren Anforderung des erweiterten Systems im gezeigten Beispiel geringer. Weiter ist eine umfangreiche Sensitivitätsanalyse zur Parametrisierung der Optimierungsfunktion durchzuführen, um beispielsweise die Abgabeverteilung zu beeinflussen.

Referenzen

- Rötz, A., Bouillon, C., Theobald, S., Hohenrainer, J., Ebner von Eschenbach, A.-D. (2016). Synthese von Praxiserfahrung und Modelloptimierung als Grundlage eines verbesserten Talsperrenbetriebes, Beiträge zum Tag der Hydrologie am 17./18. März 2016 in Koblenz. - Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung; Heft 37.16., 315-326
- Schwanenberg, D., Becker, B. (2014). RTC-Tools- Software Tools for Modeling Real-Time Control- Reference Manual, Version 22.07.2014, Onlinezugriff

Adressen der AutorInnen

Sarah Dickel

Christian Bouillon

Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, Universität Kassel

Leitung: Prof. Dr.-Ing. Stephan Theobald

D-34125 Kassel, Kurt-Wolters-Str. 3

Email: s.dickel@uni-kassel.de

c.bouillon@uni-kassel.de

Schiffserzeugter Sedimenttransport im Nord-Ostsee-Kanal

Marius Ulm, Sebastian Niehüser, Jürgen Jensen

1 Problemstellung und Datengrundlage

Jedes Jahr erfordert es einen großen finanziellen Aufwand die Schiffbarkeit von (künstlichen) Seeschiffahrtsstraßen zu gewährleisten. Allein in der Weststrecke des Nord-Ostsee-Kanals (NOK) in Schleswig-Holstein (vgl. Abb. 1) müssen jährlich bei Unterhaltungsarbeiten mehrere 10.000 m³ Sediment ausgebaggert und umgelagert werden. Eine bisher unzureichend beantwortete Forschungsfrage ist, wie groß der Einfluss der durch eine Seeschiffahrtsstraße fahrenden Schiffe auf die Mobilisation und den Transport der Sedimente ist. Zur Untersuchung der schiffserzeugten Belastungen während einer Kanaldurchfahrt hat die Bundesanstalt für Wasserbau im Jahr 2012 eine Messkampagne im NOK vorgenommen. Mithilfe von drei Messsonden auf der Kanalsohle wurden die Trübung, die Wasserspiegelauslenkung, die Strömungsgeschwindigkeit (dreidimensional) und weitere Parameter kontinuierlich und hochaufgelöst (bis zu 32 Hz) über acht Tage aufgezeichnet. In Verbindung mit Daten des Automatic Identification System (AIS) lassen sich den gewonnenen Zeitreihen die durchfahrenden Schiffe und damit deren Abmessungen, Geschwindigkeit, Tiefgang usw. zuordnen (Uliczka und Kondziella, 2016).

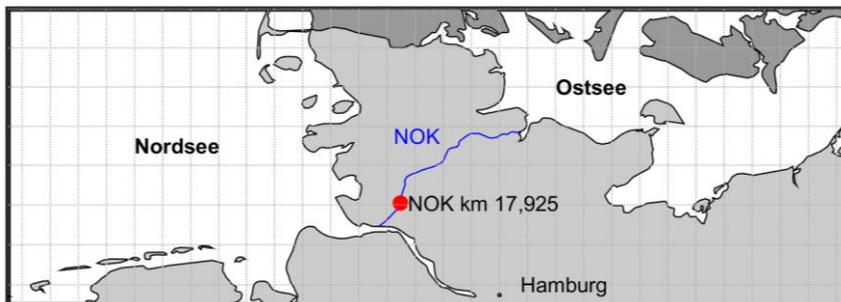


Abb. 1: Lage des Messquerschnitts im NOK bei km 17,925

2 Auswertungen und Ergebnisse

Die Auswertung der Messdaten aus dem NOK wurde im Rahmen eines Forschungs- und Entwicklungsprojekts am Forschungsinstitut Wasser und Umwelt der Universität Siegen durchgeführt. In der ersten Projektphase wurde der Arbeitsschwerpunkt auf grundlegende Analysen der komplexen Wechselwirkungen zwischen Schiff und Seeschiffahrtsstraße gelegt. Mithilfe von Korrelationsanalysen wurden zunächst Abhängigkeiten zwischen den einzelnen erfassten Parametern identifiziert. Es zeigen sich u. a. starke Korrelationen zwischen dem Absenk (z_A) und dem Verlauf der schiffserzeugten Trübung. Der Verlauf der Trübung während einer Schiffspassage soll daher als Proxy für den schiffserzeugten Sedimenttransport (SeST) herangezogen werden. Aufgrund dessen wird eine Beschreibung über den Absenk angestrebt.

In Abb. 2 sind die Einzelzeitreihen der Schiffspassagen sowie die mittleren Zeitreihen von drei gewählten Absenkgruppen dargestellt. Es sind charakteristische Verläufe in Abhängigkeit vom Absenk erkennbar. Bei Gruppe 1 ($z_A < 40$ cm) verbleibt die Trübung nach dem Maximum relativ lange auf einem hohen Niveau. Im Gegensatz dazu zeigt Gruppe 3 ($z_A > 60$ cm) nach dem Erreichen

der maximalen Trübung einen schnellen Rückgang auf eine Basistrübung. Die Verweildauer der aufgewirbelten Feststoffe, und damit die Zeit in der diese durch Strömungen transportiert werden können, ist dementsprechend deutlich kürzer als bei Gruppe 1 (Niehüser *et al.*, 2016).

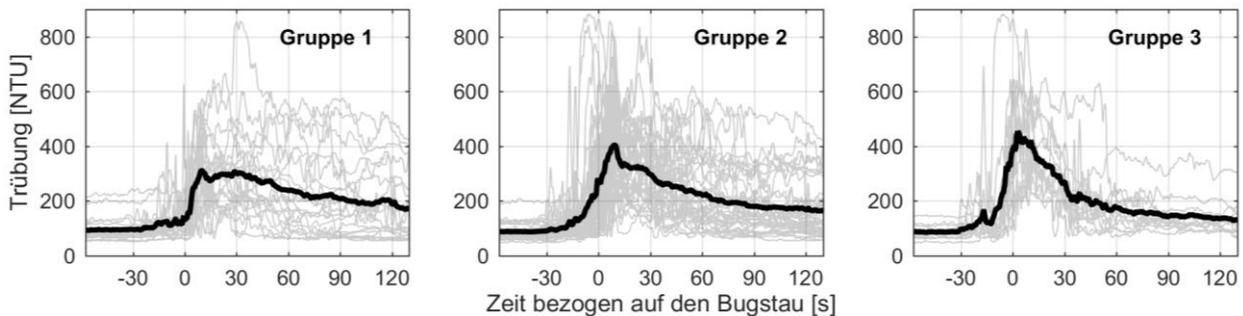


Abb. 2: Einzelzeitreihen (grau) und mittlerer Trübungsverlauf (schwarz) der gewählten Absunkgruppen

Im nächsten Schritt wurden die hochaufgelösten und durch individuelle Einflüsse stark fluktuierenden Trübungszeitreihen durch eine Parametrisierung verallgemeinert. Für jede Absunkgruppe ergibt sich so ein verallgemeinerter, mittlerer Trübungsverlauf, der die charakteristische Verweildauer der Trübung beschreibt. Um zukünftig ein Schiff allein auf Basis von frei zur Verfügung stehenden Daten in eine der Absunkgruppen einzuordnen wurden zunächst bestehende Ansätze zur Bestimmung des Absunks getestet. Darauf aufbauend wurde ein eigener Ansatz entwickelt und anhand der vorhandenen Messungen kalibriert. Die Berechnung erfolgt dabei auf Grundlage von bekannten Fahrwasserparametern und von Schiffsparametern, die über das AIS-System erfassbar sind (Länge, Breite, Tiefgang). Damit ist es möglich, bei Kenntnis der frei empfangbaren AIS-Daten sowie des Gewässerquerschnitts einen idealisierten Trübungsverlauf zu prognostizieren.

Abschließend wurde eine Methodik zur Simulation des Feststofftransports erarbeitet. Über die aufgezeichneten Trübungs- und Strömungszeitreihen wird der Transport der Feststoffe durch einen Kontrollquerschnitt bestimmt. Zwei Szenarien dienen dabei der Abschätzung des SeST. Eine Simulation auf Basis der Aufzeichnungen aus dem NOK, die alle Einflüsse des Schiffsverkehrs enthalten, dient als Referenz. Eine weitere Simulation auf Basis von Zeitreihen, die um den schiffserzeugten Strömungs- und Trübungsanteil bereinigt wurden, ermöglicht die Abschätzung des schiffserzeugten Anteils am Gesamtsedimenttransport durch den Vergleich mit der Referenzsimulation. Die Ergebnisse in Abb. 3 zeigen, dass rund 10 bis 15 % des Gesamtsedimenttransports im NOK durch den Schiffsverkehr hervorgerufen werden. Dargestellt wird der kumulierte Feststofftransport durch den Messquerschnitt, wobei ein positives Vorzeichen einen Transport Richtung Elbe/Nordsee bedeutet (Jensen *et al.*, 2016).

Zurückzuführen ist diese deutliche Transporttendenz auf die Entwässerung des NOK über die Schleuse Brunsbüttel in die Elbe. Die dabei entstehenden Strömungsgeschwindigkeiten sind mit 10 bis 20 cm/s gering, treten jedoch immer wieder über mehrere Stunden hinweg auf, wodurch ein Transport der suspendierten Sedimente ermöglicht wird.

In einer folgenden Projektphase sollen zum einen die idealisierten Trübungsverläufe mit der Simulationsmethodik zusammengeführt werden, um vergangene und zukünftige Szenarien des Schiffsverkehrs zu untersuchen. Zum anderen sollen sämtliche Methoden auf einen 2015 aufgezeichneten Datensatz aus der Elbe angewandt werden. Dabei gilt es, die im NOK nicht

vorhandene Tide und die daraus hervorgehenden deutlich größeren Strömungsgeschwindigkeiten einzubeziehen und eine ähnliche Abschätzung des SeST vorzunehmen.

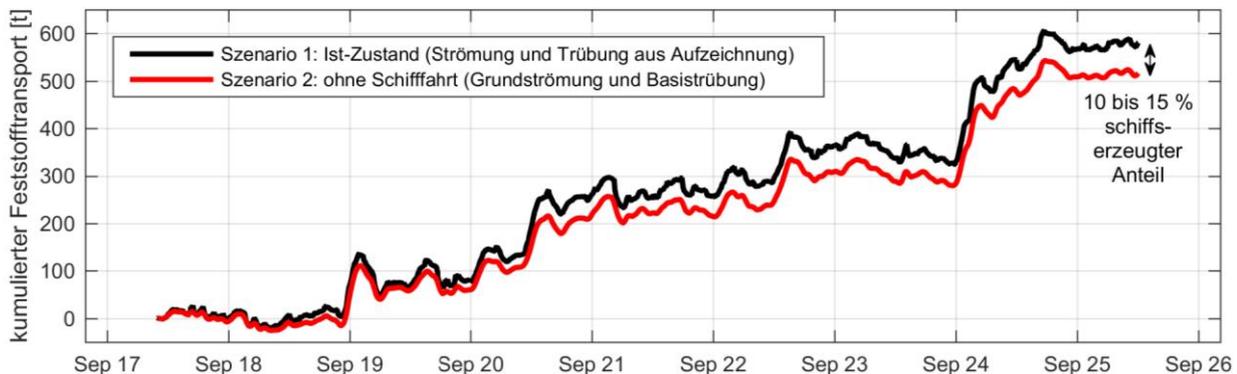


Abb. 3: Simulation des Feststofftransports über 8 Tage für den Ist-Zustand und den Zustand ohne Schifffahrt (Jensen *et al.*, 2016)

3 Zusammenfassung

Auf Basis von Naturmessungen wurde im Projekt SeST der schiffserzeugte Anteil am Gesamtsedimenttransport im NOK bestimmt. Des Weiteren wurde eine Methodik entwickelt, mit der einem Schiff auf Basis der übermittelten AIS-Daten ein charakteristischer Trübungsverlauf zugewiesen werden kann, der den schiffserzeugten Einfluss in einem gegebenen Querschnitt des NOK idealisiert darstellt. Dadurch lassen sich die Transportsimulationen auch für vergangene und voraussichtlich zukünftige Verkehrsverhältnisse durchführen, womit ein Beitrag zu Empfehlungen für ein Sedimentmanagementkonzept für Seeschiffahrtsstraßen geleistet werden kann.

Referenzen

- Jensen, J., Ulm, M., Kelln, V., Niehüser, S., Arns, A. (2016). Schiffserzeugter Sedimenttransport an Seeschiffahrtsstraßen (SeST). Abschlussbericht zum Arbeitspaket 2 – „Validierung entwickelter Ansätze“. Unveröffentlicht.
- Niehüser, S., Ulm, M., Arns, A., Jensen, J., Kelln, V., Uliczka, K., Kondziella, B. (2016). Interaction between ship-induced stress and associated characteristics of turbidity records. *Proceedings of the 4th MASHCON*, 23.-25.05.2016, Hamburg. doi:10.18451/978-3-939230-38-0_3
- Uliczka, K., Kondziella, B. (2016). Ship-induced sediment transport in coastal waterways (SeST). *Proceedings of the 4th MASHCON*, 23.-25.05.2016, Hamburg. doi:10.18451/978-3-939230-38-0_1

Adresse der Autoren

Marius Ulm, M.Sc. (korrespondierender Autor)

Sebastian Niehüser, M.Sc.

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen

Forschungsinstitut Wasser und Umwelt, Department Bauingenieurwesen, Universität Siegen

D-57068 Siegen, Paul-Bonatz-Str. 9-11

E-Mail: marius.ulm@uni-siegen.de

Untersuchungen zur Erhöhung der Rauheit auf Sohlengleiten

Ralph Eikenberg, Katinka Koll

1 Einleitung

Das Vorhandensein unterbrechungsfreier Wanderkorridore ist für die Passierbarkeit von naturnahen Sohlengleiten zwingend erforderlich. Zur Dimensionierung von Sohlengleiten werden zurzeit verschiedene Berechnungsansätze empfohlen, die ausschließlich auf empirischen Untersuchungen beruhen und somit jeweils nur für die untersuchten Randbedingungen Gültigkeit besitzen (z. B. Pagliara und Chiavaccini 2006 oder Krüger und Heimerl 2007). Über die Güte dieser Ansätze ist wenig bekannt, da die erforderlichen Naturmessungen in der Regel äußerst aufwändig sind. Da die Berechnungsansätze lediglich mittlere Werte für Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit liefern, können keine Aussagen über die räumliche Verteilung dieser Parameter, insbesondere über deren Minima und Maxima gemacht werden. Durch Messungen an Modellgleiten konnte gezeigt werden, dass allein durch eine Variation der Störsteindichte die Einhaltung der hydraulischen und geometrischen Parameter für den Fischaufstieg meist nicht erreicht werden kann (Eikenberg und Koll 2015). Dabei wird entweder die zulässige Fließgeschwindigkeit über- oder die zulässige Wassertiefe unterschritten. Letztendlich ist die Rauheit der Sohlengleiten zu gering. Im Weiteren soll deshalb untersucht werden, wie die Rauheit von Sohlengleiten in Störsteinbauweise erhöht werden kann. In Laborversuchen wird derzeit der Einfluss der Grundrauheit sowie der Einbau von Störsteinen verschiedener Größe auf die o. g. Kriterien untersucht.

2 Bisherige Untersuchungen

Am Leichtweiß-Institut für Wasserbau existiert eine Reihe von Datensätzen, die an Modellen von Sohlengleiten in Störsteinbauweise (Störsteine in Querreihen, versetzt angeordnet) mit verschiedenen Belegungsdichten und bei unterschiedlichen Durchflüssen erhoben wurden. Die Modelle wurden im Maßstab 1:7 mit Sohlenneigungen zwischen 3 % und 10 % aufgebaut. Der Aufbau für den hier beschriebenen Versuch ist in Abb. 1 dargestellt. Die hydraulischen und geometrischen Randbedingungen und Grenzwerte wurden nach DWA (2009) für ein Fließgewässer der Äschenregion gewählt ($h_{min} = 4,3$ cm, $U_{max} = 0,45$ m/s, jeweils im Modellmaßstab).

Die Daten umfassen Wassertiefen, die in einem engen Raster mit Hilfe von Stechpegeln gemessen wurden, sowie Fließgeschwindigkeiten aus Messungen mit Mikroflügeln. Anhand dieser Daten konnten grundsätzliche Aussagen über das Vorhandensein von Wanderkorridoren in Abhängig der Störsteindichte und des Abflusses gemacht werden. Dies soll exemplarisch anhand von Abb. 2 erläutert werden.

Bei geringen Durchflüssen und umströmten Störsteinen (Abb. 2, Q1) waren die Wassertiefen zu gering, die Fließgeschwindigkeiten wurden eingehalten. Mit steigendem Durchfluss kehrten sich diese Verhältnisse um, so dass bei Überströmen der Störsteine die Wassertiefe ausreichend groß war, die Fließgeschwindigkeiten jedoch deutlich überschritten wurden (Abb. 2, Q3). Insbesondere zwischen den Störsteinen traten Maxima auf, die eine Passierbarkeit der Gleite nicht möglich machten. Aus vorherigen Versuchen ist bekannt, dass eine weitere Erhöhung der Störsteindichte

bei großen Durchflüssen auch bei geringerem Sohlgefälle zu starke Beschleunigungen in den Engstellen bewirkt. Da oftmals das Längsgefälle der Sohlengleite aus Kostengründen nicht zu flach sein darf, kann versucht werden, die Rauheit des Deckwerks zu erhöhen.

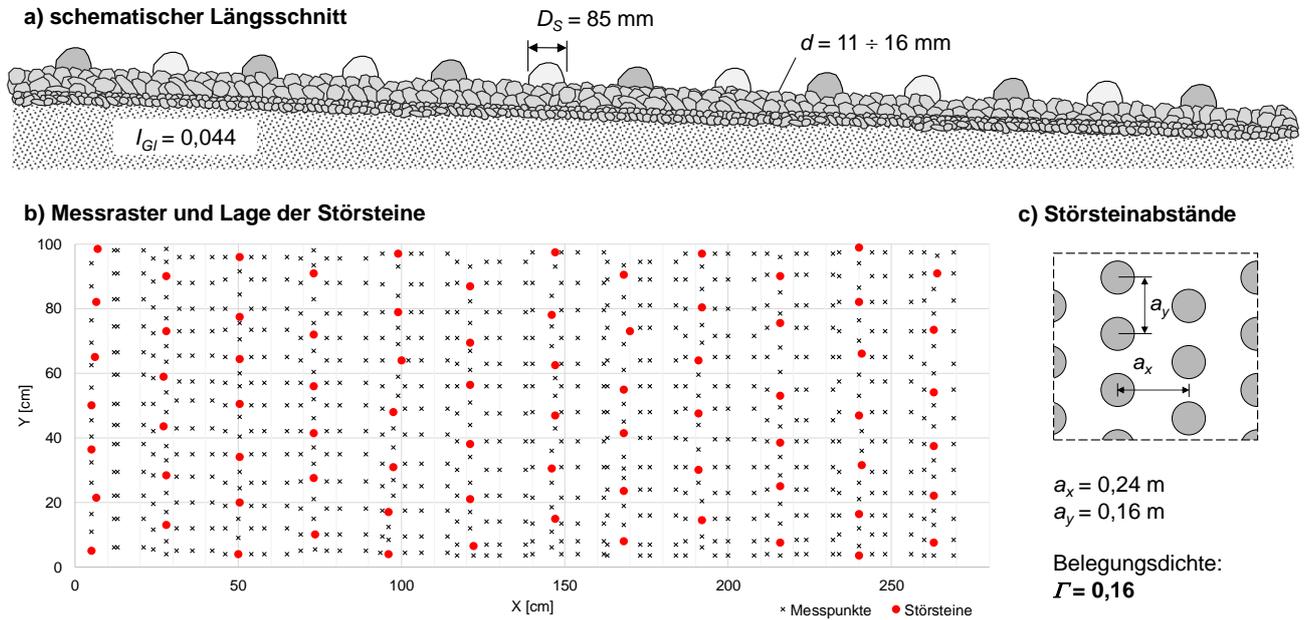


Abb. 1: Versuchsaufbau mit Angabe der wichtigsten Parameter

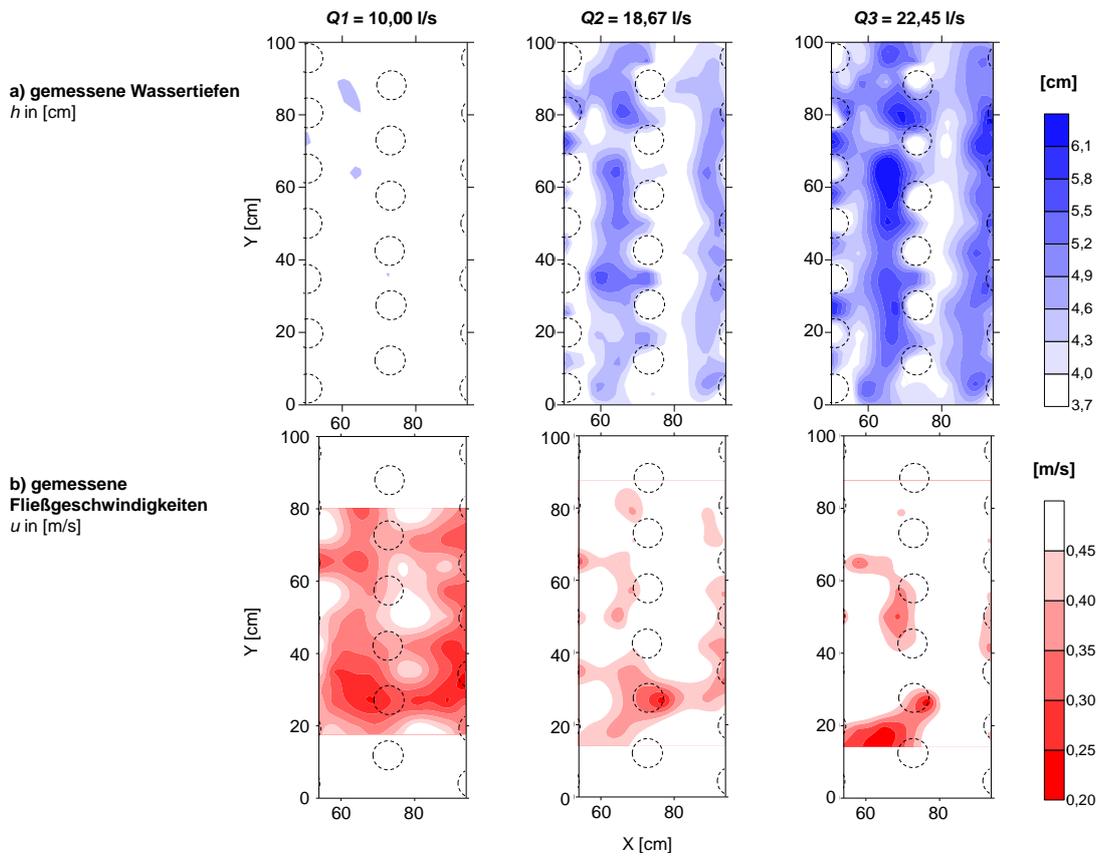


Abb. 2: Konturdiagramme. a) Wassertiefe $h \geq h_{min} = 4,3 \text{ cm}$, b) Fließgeschwindigkeit $u \leq u_{max} = 0,45 \text{ m/s}$. Position der Störsteine näherungsweise.

Die hydraulischen Randbedingungen der oben vorgestellten Versuchsreihe und die mit dem Fließgesetz nach Darcy-Weisbach berechneten Widerstandsbeiwerte sind in Tab. 1 aufgeführt. λ beinhaltet sowohl den Einfluss der Störsteine als auch den der Deckwerksrauheit.

Tab. 1: Hydraulische Randbedingungen und Widerstandsbeiwert λ

Versuch	Q [l/s]	$h_{m,gem.}$ [cm]	$u_{m,gem.}$ [m/s]	λ [-]	Bemerkung
1	10,00	3,0	0,31	0,109	Störsteine umströmt
2	18,67	4,3	0,45	0,072	Störsteine überströmt
3	22,45	4,8	0,52	0,061	Störsteine überströmt

Tab. 1 zeigt, dass die Rauheitswirkung der gesamten Gleite mit steigendem Durchfluss abnimmt. Sobald die Störsteine überströmt werden, ist eine deutliche Abnahme des Widerstandsbeiwertes zu erkennen. Die Grundrauheit verliert mit steigender Wassertiefe zu schnell an Einfluss. Das Ziel sollte daher sein, bei steigendem Wasserstand die Rauheitswirkung aufrechtzuerhalten.

3 Zusammenfassung und Ausblick

Aus Laborversuchen an Sohlengleiten in Störsteinbauweise konnte gezeigt werden, dass die Einhaltung der hydraulischen Kriterien für den Fischaufstieg nicht allein durch eine Variation der Belegungsdichte der Störsteine erreicht werden kann.

In weiteren Versuchen soll die Möglichkeit der Erhöhung der Grundrauheit der Sohlengleite untersucht werden. Bei zunächst einer Belegungsdichte soll diese durch den Einbau grober Anteile in das Deckwerk zwischen den Störsteinen erhöht werden. Als weitere Möglichkeit sollen zwei bis drei verschiedene, gut beschreibbare Störsteingrößen in unregelmäßiger Anordnung eingebaut werden. Die Ergebnisse der derzeit laufenden Versuche werden auf dem JuWi-Treffen präsentiert.

Referenzen

- DWA (2009). Naturnahe Sohlengleiten. DWA-Themen. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef 2009.
- Eikenberg, R., Koll, Ka. (2015). Untersuchungen des Geschwindigkeitsfeldes über Sohlengleiten in Störsteinbauweise. Beitrag zum 17. JUWI-Treffen, 26.08.-28.08.2015, Dresden. *Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen*, Heft 56, 125-132.
- Krüger, F., Heimerl, S. (2007). Zur hydraulischen Berechnung von rauen Rampen in Störsteinbauweise. *Wasserwirtschaft*, Jhg. 97, Heft 7/8, 32-41.
- Pagliara, S., Chiavaccini, P. (2006). Flow resistance of rock chutes with protruding boulders. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 136, No. 6, 545-552.

Adressen der AutorInnen

Dipl.-Ing. Ralph Eikenberg

Dr.-Ing. Katinka Koll

Technische Universität Braunschweig

Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Abteilung Wasserbau

Beethovenstraße 51a, 38106 Braunschweig

Email: r.eikenberg@tu-bs.de, katinka.koll@tu-bs.de

Drag force of elements mounted on a rough bed considering relative submergence

Paride Nardone, Katinka Koll

1 Introduction

The total resistance in natural streams presents the contribution of bed surface and form roughnesses. When the flow field is affected by large elements, e.g., at rough ramps or riparian forests, the drag force needs to be quantified adequately. The obstacle geometry plays an important role and it is taken into account by the drag force coefficient. Many experiments were performed in the past to quantify the drag coefficient for simple geometries at different Reynolds numbers (Schlichting and Gersten 2000). Many of these experiments were performed in wind tunnels with unbounded obstacles or elements mounted on smooth beds. In hydraulics most of the studies were performed with quasi-smooth bed roughnesses, made of densely packed elements, e.g., sand or spheres, and large relative submergences. Only few studies considered low ratios of water depth to height of an obstacle (e.g., Oertel et al. 2011). However, in nature complex cases with varying relative submergence and different bed roughnesses have to be taken into account.

The aim of this study is to investigate the drag force affected by the shape of an element and the roughness of its surface, when mounted on a bed with a wake interference roughness, considering different levels of submergence.

2 Experimental setup

The experiments were performed at the laboratory of the Leichtweiß-Institut, in a 32 m long, 0.60 m wide, and 0.4 m deep tilting flume. The wake interference bed roughness was made of a plastic sheet with 8 mm high cone elements, with a spacing (Δx and Δy) of 25 mm (Fig. 1a). It is characterized and described in detail in Nardone and Koll (2016). The flume bottom was covered with the cone roughness for a length of 16 m, starting at a distance of 10 m upstream of the measuring section in order to ensure the development of the boundary layer. Simple geometrical elements with a geometrical height k_e of 30 mm, with different shapes and surfaces were used as obstacles (Fig. 1b).



Fig. 1: a) Bed roughness, b) obstacles, and c) installation of the DFS in the flume false bottom.

The rough cube and hemisphere were made gluing small gravel ($d = 0.5 - 2$ mm) on their surface. The drag force was directly measured with a drag force sensor (DFS) located underneath the false bottom of the flume at the measuring section, with the obstacle installed on top of it (Fig. 1c). Based

on preliminary experiments, measurements at a frequency of 1633 Hz for 60 s gave time averaged drag force values independent on the sampling time. The measurements were performed at steady uniform flow conditions with a fixed bed slope of 0.05 % and four different levels of submergence of the obstacles (Tab. 1).

Tab. 1: Hydraulic conditions

Water depth h [m]	Relative submergence h/k_e [-]	Discharge Q [m ³ /s]	Bulk velocity u_m [m/s]	Reynolds number Re [-]
0.15	5.00	0.0310	0.34	13.8E10 ⁴
0.20	6.66	0.0445	0.37	17.8E10 ⁴
0.25	8.33	0.0650	0.43	23.6E10 ⁴
0.30	10.00	0.0925	0.51	30.8E10 ⁴

3 Results

The drag force coefficients (C_D) for the different obstacles at different levels of submergence are plotted in Fig. 2. These were calculated with Equation 1 (Schlichting and Gersten 2000):

$$C_D = F_D / 0.5 \rho A u_m^2 \quad [1]$$

where F_D is the measured drag force, ρ the water density, A the obstacle frontal area, and u_m the bulk velocity.

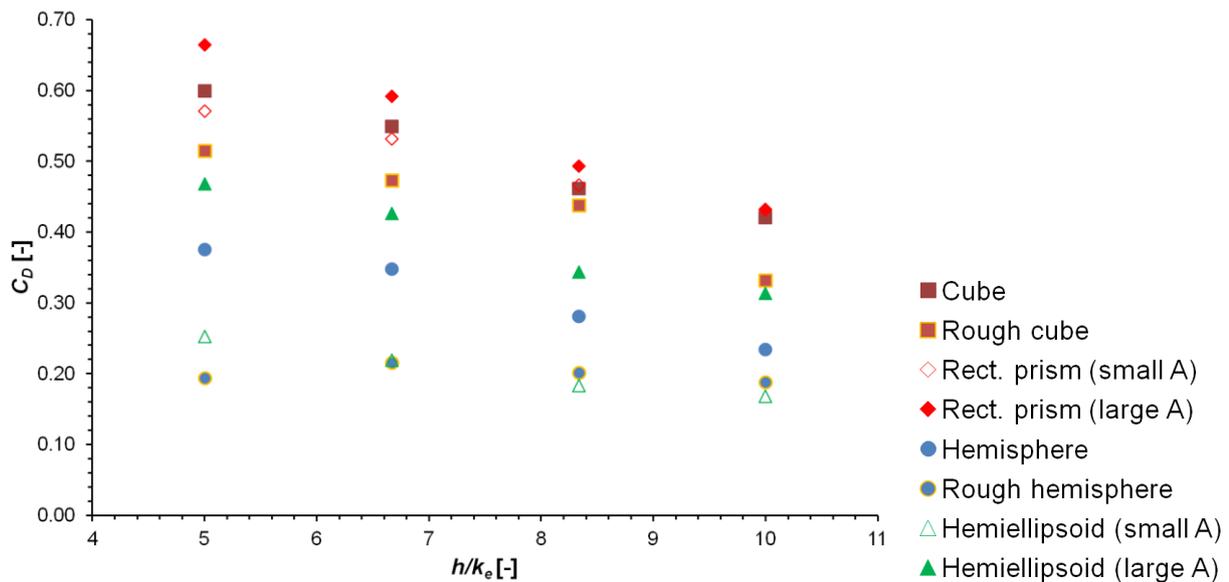


Fig. 2: Drag force coefficient C_D of different obstacles at different levels of submergence h/k_e .

The rectangular prism and the cube have the largest drag force coefficients. This is due to their shape with sharp edges, which increase the flow separation from the obstacle and result in a larger

drag force (e.g., White 2011). The opposite occurs for smooth edged elements, as hemisphere and hemiellipsoid. The rough elements have a lower drag force coefficient than the ones with a smooth surface. The roughness reduces the separation of the flow and decreases the drag force.

Fig. 2 further reveals that the drag coefficient varies with the relative submergence. The relation is more pronounced for the sharp edged elements than for the more streamlined elements. In case of the hemisphere with rough surface C_D became independent of h/k_e .

Often the drag force coefficient is presented as a function of the Reynolds number. As can be seen in Table 1 Re increased with h/k_e , which suggests that C_D is a function of Re . However, the considered range of Reynolds numbers (Tab. 1) ensures fully developed turbulent flow and thus the C_D values are known to be independent of Re (Schlichting and Gersten 2000). In further experiments the effect of the bed roughness on the drag coefficient on an obstacle will be investigated.

4 Conclusions

The presented results show the relation between the drag force coefficients of different shaped elements, mounted on a wake interference bed roughness, at different levels of submergence. The largest drag coefficients occur for the sharp edged obstacles. The drag coefficients are lower for elements with smooth edges. In this case the drag force is lower due to the reduced separation of the flow. The same phenomenon occurs when the surface of the obstacle is roughened.

Despite the fully turbulent flow that corresponds in literature to constant drag force coefficients, the C_D values decreased with increasing Reynolds number. However, Re increased with relative submergence. It is expected that the change of the drag coefficient is related to a change of the hydraulic effect of the bed roughness, which will be checked in further experiments.

References

- Nardone, P., Koll, Ka. (2016). Experimental investigation of hydraulically different surface roughnesses, *Springer series: GeoPlanet: Earth Planetary Scien. 34th ISH*. ISBN: 978-3-319-27749-3
- Oertel, M., Peterseim, S., Schlenkhoff, A. (2011). Drag coefficients of boulders on a block ramp due to interaction processes, *Journal of Hydraulic Research*, 49(3), 372-377. doi: 10.1080/00221686.2011.565695
- Schlichting, H., Gersten, G. (2000). Boundary-layer theory, McGraw-Hill Book Company, 8th Revised and enlarged edition. ISBN: 3-540-66270-7
- White, F. (2011). Fluid Mechanics, McGraw-Hill Book Company, 7th Edition. ISBN: 978-0-07-352934-9

Address of the authors

M.Sc.-Ing. Paride Nardone

Dr.-Ing. Katinka Koll

Technische Universität Braunschweig, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Abteilung Wasserbau
Beethovenstr. 51a, 38106 Braunschweig, Deutschland

Email: p.nardone@tu-bs.de, katinka.koll@tu-bs.de

Physikalischer Ansatz zum Erosionsverhalten unterschiedlicher Stützkörpermaterialien beim Dammversagen durch Überströmen

Burkhard Rüdisser

1 Einleitung

Im Zuge eines Dissertationsvorhabens an der TU Wien wurden Modellversuchsreihen mit überströmten Dämmen aus 3 unterschiedlichen Stützkörpermaterialien (M1- $d_m = 1,1$ mm, M2- $d_m = 2,0$ mm und M3- $d_m = 3,1$ mm) durchgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass das Bruch- bzw. Erosionsverhalten nicht mit den „klassischen“ empirischen Sedimenttransportformeln, welche für Anwendungen des Flussbaus konzipiert wurden, nachvollziehbar ist. Die während des Überströmvorganges vorherrschenden Bedingungen (hohes Energiegefälle, große Strömungskräfte und vergleichsweise relativ kleine Korndurchmesser) liegen weit außerhalb der Anwendungsgrenzen dieser Transportgleichungen. Der hier präsentierte Ansatz stellt den Versuch dar, qualitativ das Erosionsverhalten der Stützkörpermaterialien, unter den hydraulischen Bedingungen während eines Dammbruchs, zu beschreiben.

2 Physikalische Modellversuche

Die Versuche wurden als 3D- Symmetriemodelle konzipiert. Die Dammhöhe betrug 31 cm, mit einer beidseitigen Böschungsneigung von 1:2. Die Speichercharakteristik war linear, mit 4 m³ Inhalt, hochgerechnet auf das Vollmodell. Eine eigens konzipierte Dichtmembran ermöglichte den Einstauvorgang auch bei größeren Materialien. Der Bruchvorgang wurde durch die Herstellung einer definierten Initialbresche, unmittelbar nach Erreichen des Stauziels, ausgelöst. Es erfolgte keine weitere Wasserzugabe. Abb. 1 zeigt die Abflusskurven der Versuche mit dem jeweiligen Stützkörpermaterial.

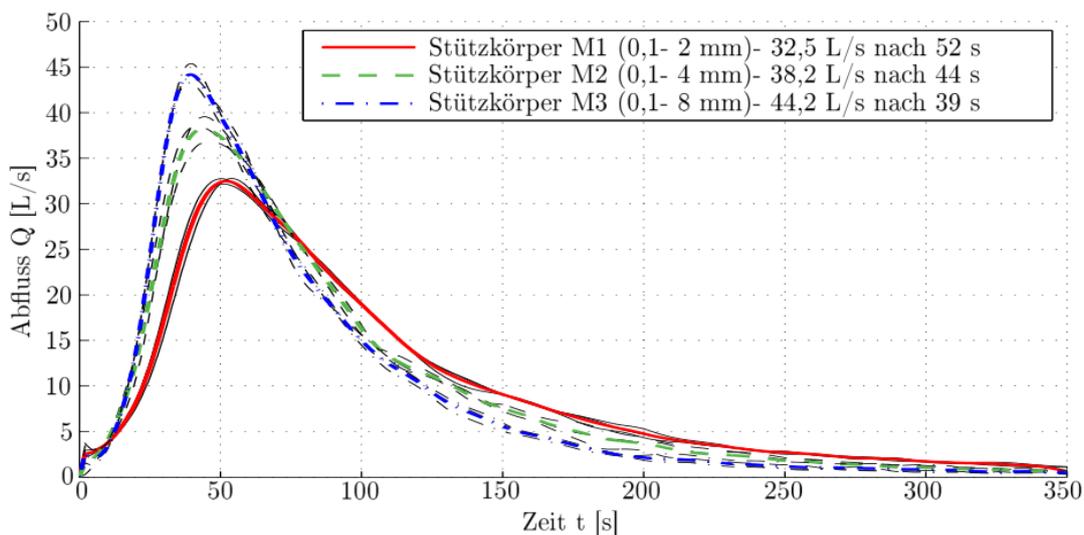


Abb. 1: Abflusskurven und gemittelte Spitzenwerte der unterschiedlichen Stützkörpermaterialien

Die Ausbildung der Überfallbreschen verlief dabei sehr ähnlich, ein signifikanter Unterschied war lediglich in der Geschwindigkeit der Breschenentwicklung feststellbar. Für gleiche Hochpunkte des

Überfallwehres ergaben sich annähernd gleiche Breschenformen. Während eines Großteils des Bruchvorganges konnte eine erhöhte Erosion bei größerem Stützkörpermaterial beobachtet werden. Gegen Ende kehrte sich diese Reihenfolge allmählich um. Bei geringen Sohlniegungen der Bresche und geringen Überströmtiefen (Anwendung der Flussbau- Sedimenttransportformeln zulässig) erodierte das feine Material zunehmend schneller als gröbere Sieblinien. Die stabilisierten Endbreschen des feinen Materials lagen tiefer. Die Ausbildung der Breschenoberkanten entspricht dabei dem charakteristischen Bruchbild von nicht-kohäsiven Homogendämmen. Ein etwaiger Einfluss von Kohäsion bzw. Scheinkohäsion bei feineren Materialien, welcher beispielsweise von Pickert et al. (2011) beobachtet wurde, würde in der Ausbildung steilerer Breschenprofile resultieren. Dies wurde in den Versuchsreihen nicht festgestellt, ebenso waren die verwendeten Sieblinien größer, als dass ein solcher Einfluss zu erwarten wäre.

3 Physikalischer Ansatz

Die Versuchsergebnisse zeigen eine erhöhte Erosionsrate bei größeren Materialien und hohen Energiegradienten. Dies kann nicht mit den Sedimenttransportgleichungen aus dem Flussbau nachvollzogen werden. Der hier dargestellte Ansatz soll qualitativ und mit leicht messbaren, prozessrelevanten Größen das Erosionsverhalten der Stützkörpermaterialien beschreiben. Die zu Grunde liegende Überlegung ist die Betrachtung der wirksamen Kräfte an einem exponierten Einzelkorn auf einer geneigten Sohle (ASCE (2008), Abb. 2). Die jeweiligen Wirkungslinien der Einzelkräfte gehen durch den Mittelpunkt des Kornes und beziehen sich auf das logarithmische Wandgesetz von Karman und den Widerstandskoeffizienten von Coleman (1967). Zu nennen sind die Auftriebskraft $F_A = \rho \frac{1}{2} \pi \left(\frac{d}{2}\right)^2 C_A v^2$, die Gewichtskraft $F_G = \rho(s-1)g \frac{4}{3} \pi \left(\frac{d}{2}\right)^3$, die Zugkraft $F_Z = \rho \frac{1}{2} \pi \left(\frac{d}{2}\right)^2 C_Z v^2$ sowie die Reibungskraft $F_R = \mu(F_G - F_A)$. Die Kraftresultierende ergibt sich aus der Bedingung $F_Z + F_G \sin \alpha = \mu(F_G \cos \alpha - F_A)$. Ist diese positiv, setzt Bewegungsbeginn ein. Folgend dem Ansatz beginnt sich das feine Material früher zu bewegen. Mit zunehmendem Strömungsdruck weisen größere Körnungen allmählich eine größere Kraftresultierende auf.

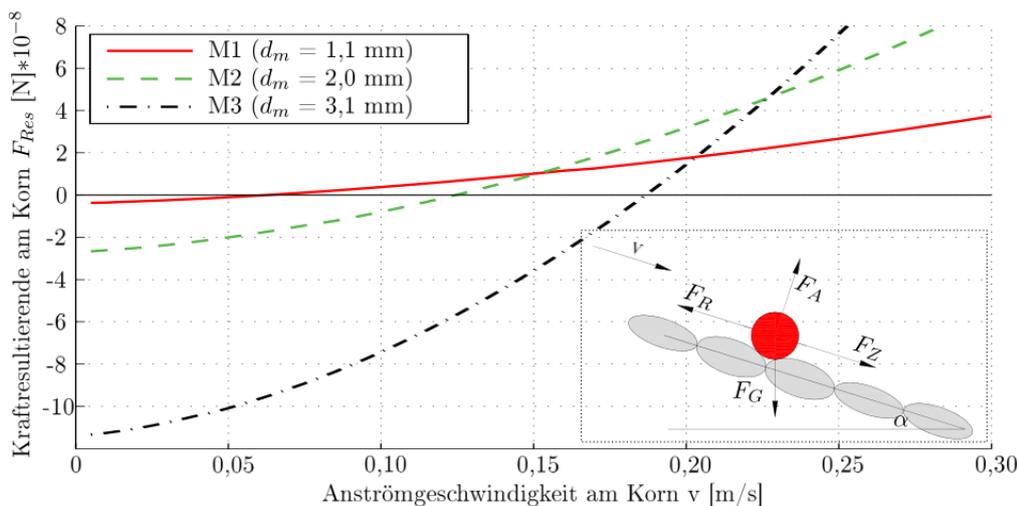


Abb. 2: Wirkende Kräfte am exponierten Einzelkorn (mod. nach ASCE (2008))

Die auf eine Sedimentschicht einwirkende Strömungskraft kann vereinfacht durch die Schubspannungsgeschwindigkeit $v^* = \sqrt{gR_h I_0}$ beschrieben werden, unter der Annahme eines

Parabelquerschnittes der Bresche und dem Energieliniengefälle I_0 als Sohlgefälle. Abb. 3 stellt die Schubspannungsgeschwindigkeit der in den Versuchen gemessenen Erosionsrate Q_M gegenüber. Daraus ist ersichtlich, dass bei höheren Schubspannungsgeschwindigkeiten gröberes Material schneller abgetragen wird und sich dieser Trend mit geringer werdender Schubspannungsgeschwindigkeit allmählich umkehrt.

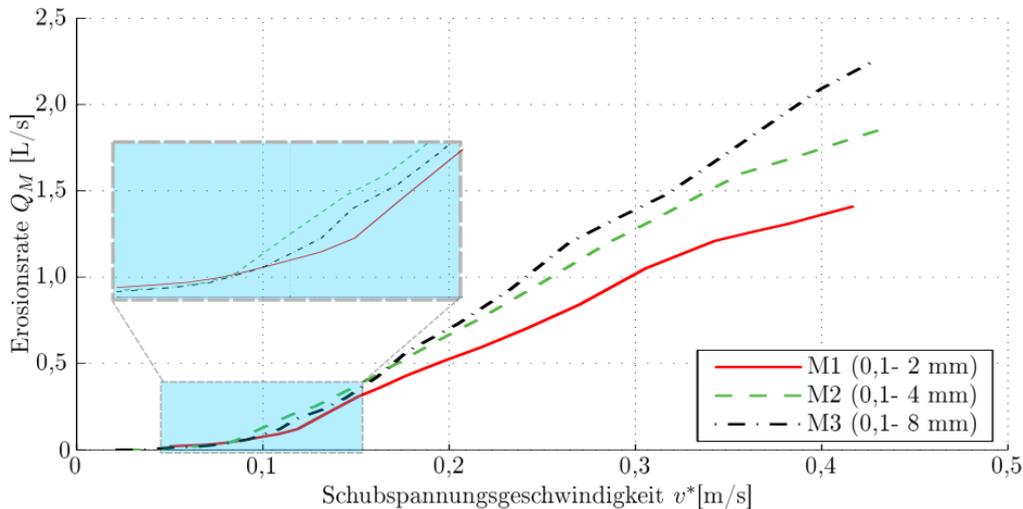


Abb. 3: Schubspannungsgeschwindigkeit und Erosionsrate

4 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der physikalischen Modellversuche zeigen einen deutlichen Zusammenhang zwischen der Körnungslinie des Stützkörpermaterials und der Abflusskurve bzw. der Erosionsrate. Die Tatsache, dass gröbere Materialien schneller erodierten als feinere lässt sich mit den empirischen, für den Flussbau konzipierten Sedimenttransportformeln nicht erklären. Die vereinfachte Betrachtung über die wirkenden Kräfte am Einzelkorn auf geneigter Oberfläche spiegelt qualitativ den Trend der Versuchsergebnisse wieder. Zusätzlicher Forschungsbedarf ergibt sich aus der Fragestellung, ob auf Basis dieses Ansatzes akkurate Transportmodelle für die hydraulischen Bedingungen eines Dammbereichs geschaffen werden können.

Referenzen

- ASCE (2008). Sedimentation engineering: processes, management, modelling and practise. M.H. Garcia, ed., ASCE Report 110, Virginia, USA.
- Coleman, N.L. (1967). A Theoretical and Experimental Study of Drag and Lift Forces Acting on a Sphere Resting on a Hypothetical Streambed. Proceedings of the 12th Congress, International Association for Hydraulic Research, Fort Collins Colorado, USA, S. 185-192.
- Pickert, G., Weitbrecht, V. und Bieberstein, A. (2011). Breaching of overtopped river embankments controlled by apparent cohesion. *Journal of Hydraulic Research* 49/2, S. 143-156.

Adresse des Autors

Burkhard Rüdissler

Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Forschungsbereich Wasserbau, TU Wien
A-1040 Wien, Karlsplatz 13/ E222-1; Email: burkhard.ruedissler@tuwien.ac.at

Zusammenhang des Herstellungsprozesses und des Langzeitverhaltens von Asphaltbeton Dichtschichten im Wasserbau

Mathias Smesnik

1 Motivation

Oberflächendichtungen aus Asphaltbeton stellen im Wasserbau eine technische und wirtschaftliche Lösung für das Abdichten von Staudämmen und Kanälen dar. Durch die steigenden Anforderungen an die Dauerhaftigkeit sowie die Minimierung der materialbedingten Schadensfälle während der Liegedauer, ist eine technische Weiterentwicklung für den zukünftigen noch wirtschaftlicheren Einsatz dieser Dichtungssysteme essenziell. Neben großflächigen Anwendungen sind Oberflächendichtungen aus Asphaltbeton besonders für kleine Ausrundungsradien (z.B.: Beschneigungsspeicher, steile Täler etc.) geeignet. Im Zuge des Forschungsprojektes wurden mögliche Verbesserungspotentiale analysiert. Die Untersuchungen belegen, dass eine Optimierung des Herstellungsprozesses eine markante Steigerung der Dauerhaftigkeit und der damit verbundenen Wirtschaftlichkeit bedeutet. Aus diesem Grund wurde das Hauptaugenmerk auf den Herstellungsprozess gelegt und dieser optimiert.

2 Materialverhalten von Asphalt(beton) während des Lebenszyklusses

Asphaltbeton ist ein thermo- viskoelastisches Material welches durch die Einwirkungen während des Herstellungsprozesses und der Liegedauer einer fortschreitenden und irreversiblen Materialversteifung und Versprödung unterliegt. Im Allgemeinen wird dieser Vorgang unter dem Begriff Alterung zusammengefasst. Die Veränderung der Materialeigenschaften stellt die Grundlage für eine erhöhte Anfälligkeit von Schäden während der Liegedauer dar. Der Alterungsfortschritt bzw. Geschwindigkeit ist maßgeblich von der Temperatur, der spezifischen Oberfläche sowie von reaktiven oxidativen Spezies (ROS) abhängig. Asphalt wird heiß, bei Temperaturen zwischen 190 °C (Mischvorgang) und 130 °C (Einbau) verarbeitet. Die Erhöhung der Temperatur wirkt für die chemische Reaktion als Katalysator, daher treten beim Herstellungsprozess die stärksten Materialversprödungs- und versteifungserscheinungen (Alterung) auf. Das Alterungsverhalten von Asphaltbeton kann mathematisch wie folgt beschrieben werden

$$A_{GES} = A_{STA} + A_{LTA} \quad [1]$$

Wobei

- A_{GES} ; Gesamte Alterung des Materials während des Lebenszyklusses
- A_{STA} ; Kurzzeitalterung (Mischen, Transport und Einbau)
- A_{LTA} ; Langzeitalterung (Alterung während Liegedauer) bedeutet.

Die Materialversteifung- und versprödung (Alterung) kann durch die Änderung der Viskosität über die Zeit beschrieben werden. Abb. 1 zeigt diesen Verlauf in Abhängigkeit der drei Alterungsstufen. Deutlich erkennbar ist der zuvor beschriebene starke Einfluss des Herstellungsprozesses (Alterungsstufe 1 und 2). Alle Alterungsvorgänge sind kumulativ und irreversibel.

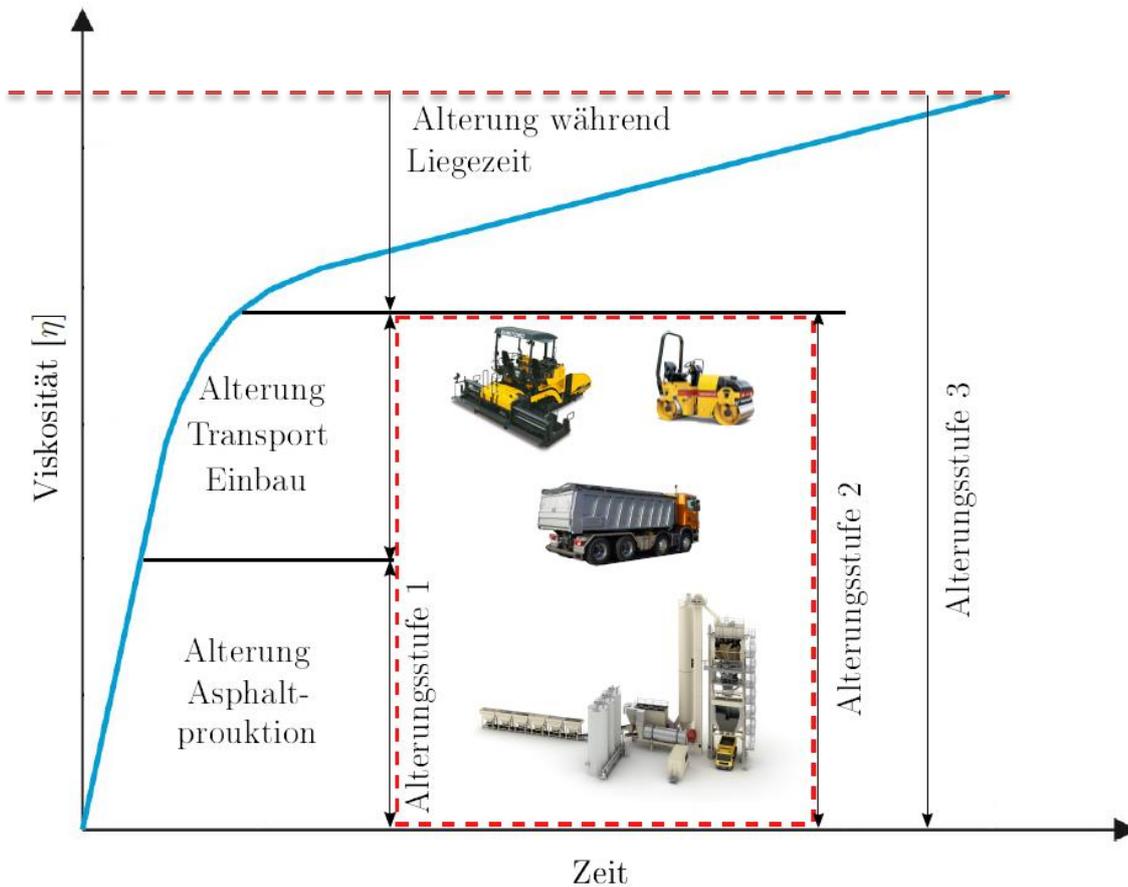


Abb. 1: Viskositätsänderung des Asphaltbetons während des Lebenszyklusses (Smesnik, 2016)

Mit zunehmender Materialalterung (Versteifung und Versprödung) steigt die Wahrscheinlichkeit eines Materialversagens. Die rote horizontal strichlierte Linie in Abb. 1 zeigt die Grenzviskosität. Beim Erreichen dieser kann das Material die gestellten Anforderungen nicht mehr erfüllen, es treten diverse Schadensbilder auf. Um die Langlebigkeit des Dichtungssystems maßgebend zu beeinflussen, wurde ein Versuch entwickelt, welcher es erlaubt den Herstellungsprozess bedeutend zu optimieren. Mit Hilfe des entwickelten STA-Mischgutralterungsversuches ist es möglich, die herstellungsbedingten Alterungserscheinungen realitätsnah im Labor abzuschätzen. Durch die Prognose in Kombination mit einer Materialeignungsprüfung lässt sich das richtige Bindemittel (Typ) sowie die Baustelleneinrichtung an die Baustellenanforderungen adäquat anpassen und somit die Dauerhaftigkeit und die damit verbundene Wirtschaftlichkeit maßgeblich erhöhen.

3 Zusammenfassung

Die Möglichkeit der Simulation des herstellungsbedingten Versprödungs- und Versteifungsprozesses (Alterung) mit Hilfe des entwickelten STA Mischgutralterungsversuch führt zu folgenden Vorteilen:

- Verbesserte Ausschreibungskriterien
- Abschätzung maximale Entfernung Mischanlage - Einbauort
- Wahl des richtigen Bindemittels in Abhängigkeit der herstellungsbedingten Materialversprödung- und versteifung
- Wahl der richtigen Baustelleneinrichtung (LKW-Typ; Konventioneller Kipp-LKW mit Plane oder Thermomulde)
- Entscheidungshilfe Standardbitumen oder polymermodifiziertes Bitumen (PmB)
- Hilfestellung für die Prognose des Langzeitverhaltens

Adresse des Autors

Mathias Smesnik

Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Forschungsbereich Wasserbau, TU Wien

AUT-1040 Wien, Karlsplatz 13

Email: mathias.smesnik@tuwien.ac.at

Messung der Spaltverluste an einer Wasserdruckmaschine

Olivier Schwyzer, Nicole Saenger

1 Einleitung

Die Wasserdruckmaschine (WDM) ist ein Energiewandler zur Nutzung von Fallhöhen zwischen 0,5 und 2,5 m (Senior *et al.* 2010). Die Maschine ähnelt in ihrem Erscheinungsbild einem mittelschlächtigen Wasserrad. Auffallende Unterschiede sind die geringe Anzahl Schaufeln (12 statt ca. 50) und die große, geschlossene Nabe (1/3 des Durchmessers). Durch die große Nabe wird das Oberwasser bei langsamer Drehzahl eingestaut und die nutzbare Fallhöhe eingestellt. Die Anlage wird mit variabler Drehzahl betrieben, damit der Oberwasserstand auf konstanter Höhe gehalten wird und die Energieausbeute somit über ein breites Abflussspektrum hoch bleibt (Linton 2013). Die WDM kann in kleinen Fließgewässern, Betriebs- und Bewässerungskanälen zur Energiewandlung genutzt werden.

Analysen haben gezeigt, dass bei der WDM aufgrund der geringen Drehzahl die Spaltverluste von besonderem Interesse sind (Müller *et al.* 2012). Als Spaltverlust wird der Anteil am Gesamtdurchfluss bezeichnet, der zwischen dem Kropfgerinne und der Schaufelspitze, ohne Arbeit am Rad zu verrichten, verloren geht. Zur Bestimmung der Spaltverluste existiert ein theoretischer Ansatz der auf den Grundlagen der Hydromechanik basiert und als Durchfluss durch eine kleine Öffnung beschrieben wird (Senior 2009). Die entwickelte Theorie wurde bisher jedoch nur an einem stillstehenden Rad messtechnisch erfasst und nachgewiesen.

2 Modellversuche

Zur Messung der Spaltverluste an einem drehenden Rad wird ein großmaßstäbliches, physikalisches Modell (1,1 m Durchmesser, 0,8 m Breite, 0,4 m Fallhöhe) der Maschine derzeit an der Hochschule Darmstadt untersucht. Das Modell hat 12 flache, in einem Winkel von 20° zur Radachse angeordnete, am Nabenkörper angebrachte Schaufeln. Die Schaufelenden sind mit austauschbaren und verstellbaren Kunststoffleisten ausgestattet, um unterschiedliche Spaltmaße einstellen und untersuchen zu können (siehe Abb. 1).



Abb. 1: Labormodell der WDM von der Seite

Die WDM wird elektronisch über eine Magnetpulverbremse gebremst. Das Drehmoment, die Drehzahl, die Wasserstände und der Durchfluss werden elektronisch erfasst, aufgezeichnet und weiterverarbeitet. Die Versuchsanordnung, Durchführung und Auswertung erfolgte soweit möglich nach IEC Norm 60193 (Hydraulic turbines, storage pumps and pump-turbines – Model acceptance tests).

Zur Bestimmung der Spaltverluste bei Betrieb werden drei Spaltmaße (1, 5 und 10 mm) zwischen Schaufelspitze und Kropfgerinne über das gesamte Abflussspektrum von 25 bis 180 l/s in Schritten von 5 l/s untersucht. Alle Versuche werden bei einem Oberwasserstand an der Nabenoberkante (780 mm) und einem Unterwasserstand an der Nabenunterkante (380 mm) durchgeführt. Frühere Untersuchungen haben gezeigt, dass unter Einhaltung dieser Wasserstände gute Ergebnisse bezüglich des Wirkungsgrades erzielt werden (Linton 2013).

3 Ergebnisse

Abb. 2 zeigt die Ergebnisse für die Spaltmaße 1 und 10 mm im Vergleich. Dabei wird im linken Diagramm deutlich, dass mit beiden Spaltmaßen eine maximale Leistung von 220 ± 2 W erreicht wird. Unterschiedlich ist der zur Erzielung der gleichen Leistung erforderliche Durchfluss. Dies wird durch die Verschiebung der beiden dargestellten Linien auf der X-Achse verdeutlicht. Die Differenz in X-Richtung repräsentiert die Auswirkung der unterschiedlichen Spaltverluste der beiden dargestellten Varianten (1 und 10 mm). Die Darstellung der gleichen Messwerte im rechten Diagramm verdeutlichen, dass die Spaltverluste (Abstand der beiden Linien zueinander) über das gesamte Abflussspektrum konstant sind und im vorliegenden Fall 7 l/s betragen. Aus der Theorie, die ein stillstehendes Rad berücksichtigt, beträgt die Differenz 21 l/s. Daraus wird deutlich, dass bei einem drehenden Rad, die Spaltverluste nur ca. 1/3 der theoretisch ermittelten Spaltverluste entsprechen. Die Untersuchung zeigt weiter, dass zur Erreichung hoher Wirkungsgrade möglichst geringe Spaltmaße gewählt werden müssen.

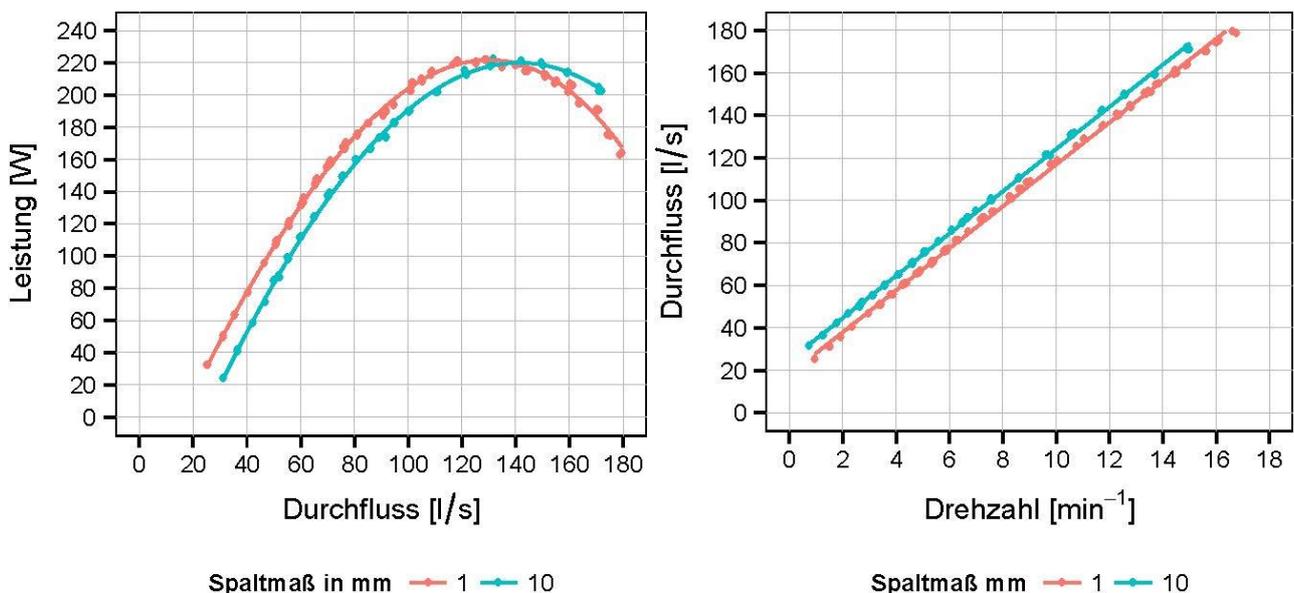


Abb. 2: Versuchsergebnisse bei unterschiedlichen Spaltmaßen. Für eine bessere Übersicht werden die Ergebnisse für 5 mm Spaltmaß und die Fehlerbalken nicht dargestellt.

4 Zusammenfassung

Die Messung der Spaltverluste an einem großmaßstäblichen Modell einer WDM zeigen, dass die Spaltverluste deutlich geringer sind als dies die entwickelten theoretischen Ansätze vermuten lassen. Die gemessenen Spaltverluste bei Betrieb entsprechen ca. 1/3 der theoretisch berechneten Spaltverluste. Die Ergebnisse dieser Untersuchung verdeutlichen, dass ein geringes Spaltmaße für eine hohe Energieausbeute bei der WDM von entscheidender Bedeutung ist. Dennoch sind die Spaltverluste geringer als bisher angenommen und andere Verluste, die innerhalb des Energiewandlers auftreten (z.B. Turbulenzverluste), von größere Bedeutung. Eine detaillierte Untersuchung aller auftretenden Verluste ist deshalb zum besseren Verständnis der strömungsmechanischen Vorgänge innerhalb des Energiewandlers Gegenstand zukünftiger Untersuchungen.

Danksagung

Das Forschungsvorhaben wird gefördert durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) der Bundesrepublik Deutschland.

Referenzen

- von Harten, M., Paudel, S., Saenger, N. (2013). Nutzung kleiner Fallhöhen - ein Beitrag aus Forschung und Entwicklung, *Wasserwirtschaft*, 103 (10), S. 22–25.
- IEC (1999). Turbines hydrauliques, pompes d'accumulation et pompes-turbines - essais de réception sur modèle, 60193.
- Linton, N.P. (2013). Field Trials and Development of a Hydrostatic Pressure Machine. PhD Thesis. University of Southampton, Southampton.
- Müller, G., Linton, N., Schneider, S. (2012). Das Projekt Hylow: Die Wasserdruckmaschine. Feldversuche mit einem Prototypen, *Korrespondenz Wasserwirtschaft*, 102 (1), S. 30–36.
- Senior, J.A. (2009). Hydrostatic Pressure Converters for the Exploitation of Very Low Head Hydropower Potential. PhD Thesis. University of Southampton, Southampton.
- Senior, J.A., Saenger, N., Müller, G. (2010). New hydropower converters for very low-head differences, *Journal of Hydraulic Research*, 48 (6), S. 703–714.

Adressen der AutorInnen

Olivier Schwyzer (korrespondierender Autor)

Fachbereich Bauingenieurwesen, Hochschule Darmstadt
D-64295 Darmstadt, Haardtring 100
Email: olivier.schwyzner@h-da.de

Nicole Saenger

Fachbereich Bauingenieurwesen, Hochschule Darmstadt
D-64295 Darmstadt, Haardtring 100

Optimierung der Wassernutzung am Blauen Nil, Äthiopien

Athanasia-Tatiana Stamou, Peter Rutschmann

1 Einführung

Der Nil, der längste Fluss der Welt, stellt eine Frischwasserquelle für Millionen von Menschen dar. Elf afrikanische Länder teilen sich sein Einzugsgebiet und konkurrieren um seine Ressourcen. Als Folge des Bevölkerungswachstums und des damit verbundenen wachsenden Wasserbedarfs leidet das Nil-Einzugsgebiet unter enormer Wasserknappheit. Einheitliches Wasserressourcen-Management ist erforderlich, um dem Einzugsgebiet Wassersicherheit zu bieten.

Ziel des Projektes NIMA-NEX (NIlle MAnagement Nexus EXpert tool) ist, die Nutzung der Wasserressourcen entlang des Blauen Nils in Äthiopien zu optimieren. Die Optimierung wird im Nexus-Konzept (Nexus: „die Tat des Zusammenbindens“) und mittels einer Bewirtschaftung der Speicher, Energie- und Nahrungsmittelproduktion erfolgen. Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit ist das MA-NEX Modul. MA-NEX stellt das Projektteil dar, das sich auf die Speichersteuerung, Energieproduktion sowie Wasserverteilung zwischen den Verbrauchern konzentriert.

2 Ziele der Arbeit

Das NIMA-NEX Projekt zielt auf die Optimierung der Wasserressourcen-Nutzung im Einzugsgebiet des Blauen Nils. Zu diesem Zweck wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit ein Management-Werkzeug entwickelt, das sogenannte MA-NEX Tool. Die Ziele von MA-NEX werden in Abbildung 1 zusammengefasst. Das Tool hat zwei Hauptziele: die Optimierung des Speichersystems in Äthiopien und die optimale Wasserverteilung zwischen Gemeinden, Industrie sowie Energie- und Nahrungsmittelproduktion. Mit diesen zwei Zielen strebt es die Maximierung der ökologischen, wirtschaftlichen und sozialen Vorteile im Einzugsgebiet an.

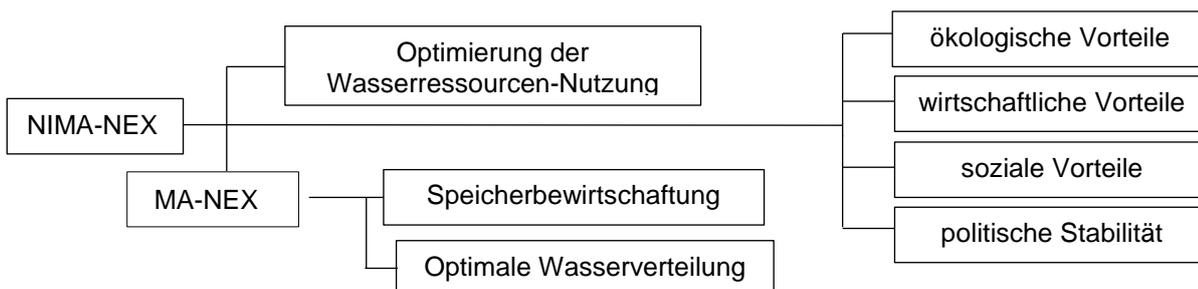


Abb. 1: MA-NEX Ziele

3 Methodik

Um die MA-NEX-Ziele zu erreichen, ist das Blaue Nil-System durch bestimmte Schritte zu simulieren und zu optimieren (Abbildung 2). MA-NEX fängt mit der Auswahl des Modells an, das für das Management der Wasserressourcen verwendet werden soll (1). Als Zweites ist das Modell des Systems zu entwickeln. Zu diesem Zweck muss das Blaue Nil-System schematisiert werden und die Eingangsdaten definiert werden (2). Anschließend sind alle erforderlichen Daten zu erheben (3). Die verschiedenen Szenarien, die im Rahmen von MA-NEX untersucht werden, sind dann zu definieren und das System zu simulieren (4).

Das Gesamtziel ist verschiedene Strategien vorzuschlagen, die den Wasserbedarf der konkurrierenden Verbraucher sowie Nutzungen zufriedenstellen. Durch die Optimierung des Systems, sind verschiedene Zielfunktionen zu definieren und Pareto-Lösungen für jede Strategie zu entwickeln (5). Den letzten Schritt von MA-NEX stellt die Auswertung der verschiedenen Strategien dar. Den springenden Punkt bei der Auswertung bildet der soziale Einfluss, den die Strategien auf die verschiedenen Verbraucher haben (6).

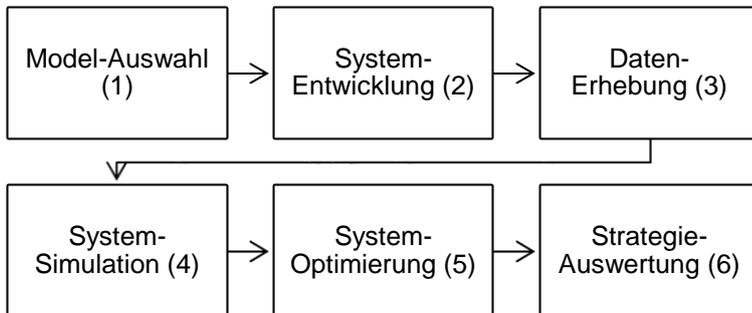


Abb. 2: MA-NEX Methodik

4 Das Blaue Nil-System in Hydroneas

Eine Literaturstudie wurde durchgeführt, um das für das Erreichen der MA-NEX Ziele geeignetste Modell auszusuchen. Zwischen 15 verschiedenen Simulations-Optimierungs-Modelle hat man sich für Hydroneas entschieden. Hydroneas ist ein Modell für das Management von Hydrosystemen, das an der Technischen Universität in Athen (NTUA) entwickelt wurde. Verschiedene Szenarien können in Hydroneas untersucht werden. Während einer Simulation wird das Wasser von den Wasserquellen (Speicher, Zuflüsse usw.) an die Wassernutzer (Bewässerung, Wasserkraft usw.) verteilt. Dabei wird in jedem Schritt die optimale Wasserverteilung bestimmt, indem die Wassermenge, die Betriebsvorschriften sowie die Ziele im System berücksichtigt werden (Karavokyros et al., 2001).

Für die Simulationen in Hydroneas sind Daten bezüglich Wasserversorgung (Speicher und Zuflüsse) sowie Wasserbedarf (Bewässerung und Wasserkraft) für das Einzugsgebiet vom Blauen Nil erhoben worden. Die Datenerhebung hat aufgrund der politischen Situation in der Region eine große Schwierigkeit dargestellt. Zurzeit sind im Einzugsgebiet des Blauen Nils nur sieben Bewässerungs- und Wasserkraftprojekte in Kraft. Das Einzugsgebiet weist allerdings ein großes Bewässerungs- sowie Wasserkraftpotential auf. Laut der äthiopischen Masterplan-Studie sind für den Blauen Nil 200 Bewässerungs- und 120 Wasserkraftprojekte geplant. Um die Unterstrom-Effekte der verschiedenen geplanten Bewässerungs- und Wasserkraftprojekte zu untersuchen, wurden in Hydroneas verschiedene Szenarien entwickelt. Abbildung 3 zeigt beispielsweise die vorgeschlagene Schematisierung des Einzugsgebietes für das mittelfristige Zukunftsszenario S2 (2020).

5 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde das Modell Hydroneas ausgewählt, um eine optimale Wasserverteilung im Einzugsgebiet des Blauen Nils in Äthiopien zu erreichen und die unterstromigen Effekte der verschiedenen geplanten Bewässerungs- und Wasserkraftprojekte zu untersuchen. Verschiedene Szenarien wurden entwickelt und der Blaue Nil wurde in Hydroneas schematisiert.

Als nächstes ist geplant, die unterschiedlichen Szenarien miteinander zu vergleichen und den sozialen Einfluss abzubilden, den die Szenarien auf den Verbraucher haben.

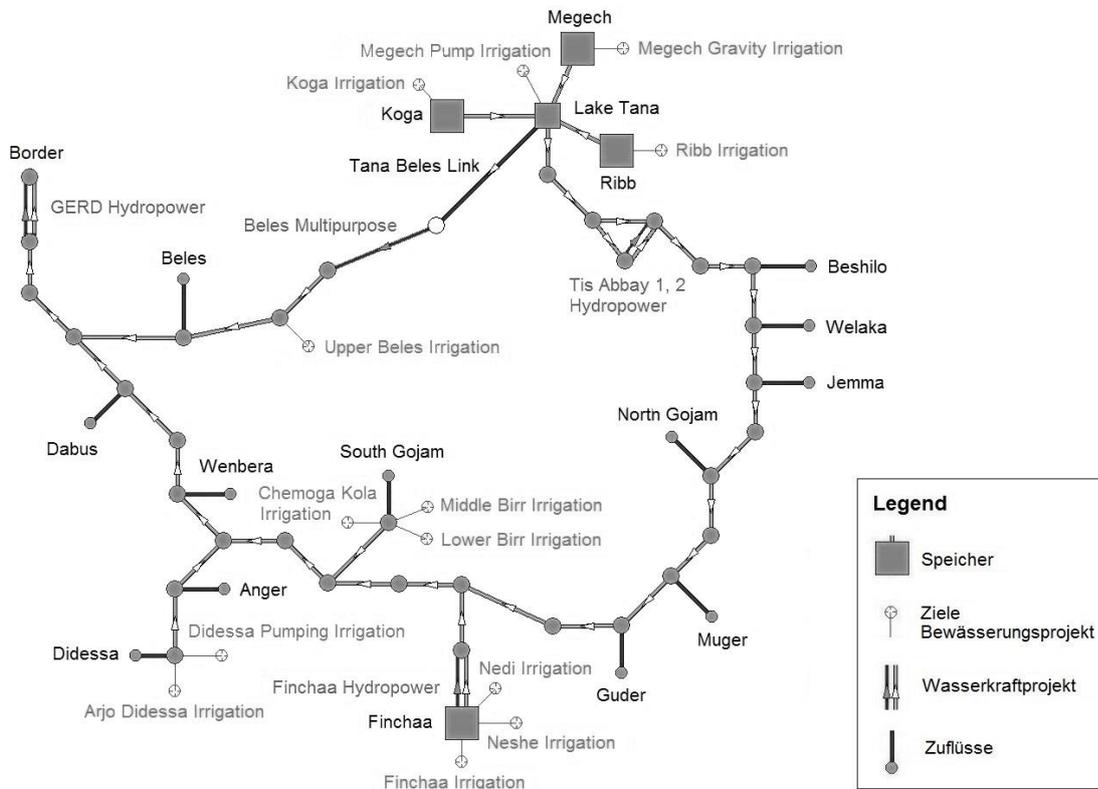


Abb. 3: Schematisierung des Blauen Nils für das mittelfristige Zukunftsszenario S2 (2020) in Hydroneomeas

Danksagung

Das NIMA-NEX Projekt wird von der TUM International Graduate School of Science and Engineering (IGSSE) unterstützt. Hauptpartner sind die TUM (Prof. Peter Rutschmann, Prof. Markus Disse, Dr. Christian Rumbaur) und die Universität von Alberta/Kanada (Prof. Thian Yew Gan).

Referenzen

Karavokyros, G., Efstratiadis, A., Koutsoyiannis, D. (2001). A decision support system for the management of the water resources system of Athens, NTUA.

Adressen der AutorInnen

Athanasia-Tatiana Stamou (korrespondierende Autorin)

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt, Technische Universität München (TUM)

Arcisstr. 21, DE-80333 München

Email: tatiana.stamou@tum.de

Peter Rutschmann

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt, Technische Universität München (TUM)

Arcisstr. 21, DE-80333 München