

Technische Universität München

# Wasserbau - krisenfest und zukunftweisend

Beiträge zum 21. Wasserbau-Symposium der Wasserbauinstitute TU München, TU Graz und ETH Zürich

vom 28. bis 30. Juni 2023 in Wallgau, Oberbayern



Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft



Eidgenössische Technische Hochschule Zürich Swiss Federal Institute of Technology Zurich





Technische Universität München

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft

80290 München, Arcisstraße 21 Tel.: 089 / 289 23161

Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft (Oskar von Miller - Institut)

82432 Walchensee, Obernach 15 Tel.: 08858 / 9203 0

ISSN 1437-3513 ISBN 978-3-00-075350-3

Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Herausgegeben von Prof. Nils Rüther Ordinarius für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Druck und Einband: Meissner Druck GmbH, Oberaudorf

## Vorwort des Herausgebers

Die Planung für das 21. Wasserbau-Symposium in der abwechselnd von den Wasserbauinstituten der ETH Zürich, der TU Graz und der TU München organisierten Reihe startete in einer von Coronapandemie und Ukrainekrieg geprägten Krisenzeit. Unsere Branche - Wasserbau in all seinen Facetten - erwies sich bisher als vergleichsweise krisenfest. Sie liefert einen wichtigen Beitrag zur Bewältigung der globalen Klimakrise, die in der Öffentlichkeit in den Hintergrund getreten war, sich aber wieder zunehmend in den Vordergrund drängt. Um unseren Themen Gehör zu verschaffen und optimistisch in die Zukunft zu blicken, veranstalten wir vom 28. bis 30. Juni 2023 ein Symposium mit dem Titel "Wasserbau – krisenfest und zukunftweisend" in Wallgau in Oberbayern.

Der vorliegende Tagungsband enthält die zum Vortrag ausgewählten Beiträge. Alle Beiträge, also auch die nicht zum Vortrag ausgewählten, können auf der Homepage des Lehrstuhls heruntergeladen werden.

Vielen Dank an alle Autoren, Referenten, Sitzungsleiter, die Mitveranstalter aus Zürich und Graz sowie an die Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft e.V. (AGAW) für das Sponsoring.

Wir freuen uns, dass Sie dieser deutschsprachigen Veranstaltungsreihe mit ihrem besonderen Charakter, der vor allem auf dem Austausch zwischen den Universitäten und der Praxis in der Verwaltung, den Planungsbüros und den Firmen beruht, die Treue halten.

Ich wünsche allen Teilnehmern eine fachlich wertvolle Veranstaltung und viele gute Gespräche bei uns in Wallgau und Obernach.

München/Obernach im Juni 2023

Prof. Nils Rüther

## Inhaltsverzeichnis

Martin Schletterer, Orkan Akpinar, Peter Bauhofer, Hans-Peter Ernst, Gian-Paolo Lardi, Gundula Konrad, Markus Reisenbüchler, Thomas Resch und Gottfried Gökler					
Klimawandel – Analysen und Strategien der Alpinen Wasserkraft					
Christian Noss und Christoph Heinzelmann	9				
Potenziale der Binnenschifffahrt zur Verbesserung des Klimaschutzes					
Georg Loy, Florian Pfleger, Roberto Kohane und Johannes Wesemann	19				
Ein Gesamtsicherheitskonzept am Inn, HQ 100, HQ1000, Klimafolgenanpassungen - von der Wehrleistungsfähigkeit bis zu stark variablen Sedimentsohlen					
Andreas Inderwildi, Tobias Wechsler, Massimiliano Zappa und Gian Reto Bezzola	29				
Auswirkungen des Klimawandels auf die Schweizer Alpenrandseen					
Philipp Huttner, Katja Eulitz und Patrick Keilholz	39				
Nachhaltige Speicherbewirtschaftung durch Integrierte Wasserhaushalts- modellierung mit MIKE SHE während langjähriger Trockenperioden					
Alpaslan Yörük, Rainer Räder, Tobias Gehrmann und Andreas Förster	49				
Hochwasser Juli 2021 Erft in NRW – Rekonstruktion des Abflussgeschehens und Aktualisierung der Pegelstatistiken mit hydronumerischer Modellierung					
Miriam Monschein, Gerald Krebs, Josef Schneider und Gerald Zenz	57				
Physikalische Modellierung von Niederschlägen zur Untersuchung der Auswirkungen unterschiedlicher Landnutzungen auf pluviale Überflutungen					
Leon Frederik De Vos, Dominik Kolesch und Nils Rüther	67				
Unsicherheiten und Probleme bei numerischen Hochwassersimulationen im urbanen Raum					
Frederik Folke und Martin Hämmerle	77				
Innovative Methoden zur Modellierung von Vorlandrauheiten					
Simone Winter, Michael Spannring und Christian Ragger	87				
Licca liber – Der Lech ruft nach Freiheit Renaturierung des Lech im Stadtgebiet von Augsburg					
Martin Grambow, Bernhard Simon und Andreas Rimböck	97				
Der Wasserbau der Zukunft in Bayern als holistische Weiterentwicklung aufgrund sich rasch wandelnder Randbedingungen					

Wolfgang Richter, Gerald Zenz, Elena Pummer, Kaspar Vereide, Leif Lia und Franz Georg Pikl	107
Pumpspeicherkraftwerke als wirtschaftliche Assets für Regelleistung und Speicher in erneuerbaren Energiesystemen	
Swantje Dettmann, Ute Theobald und Stephan Theobald	117
Wasserhaushaltsregelungen – vielfältige Möglichkeiten bei komplexen Anforderun- gen an den automatisierten Betrieb von Stauanlagen	
Frank Michel, Simon P. Seibert, Oliver Chmiel, Michael Weber, Alexander Neumann und Andreas Rimböck	127
Projekt HYDRAULOGIE - übergreifende Weiterentwicklung der Methoden aus Hydro- logie und Hydraulik für den nachhaltigen Einsatz in der Wasserwirtschaftsverwaltung	
Gabriele Harb, Josef Schneider und Bernhard Gerauer	137
Physikalische und numerische Optimierung des Einlaufbereiches beim neuen Kraft- haus Töging	
Nevin Cracknell, Ismail Albayrak, Adriano Lais, Robert Boes und Kerstin Wassmann	147
Hydroabrasionsbeurteilung einer Ultra-Hochleistungs-Faserbetonsohle mittels Feldmessung und Abrasionsmodell	
Clemens Dorfmann und Dominik Mayr	157
Druckbeaufschlagte Toskammern – Übersicht, Dimensionierung und Forschungsfragen	
Bertalan Alapfy, Tobias Siegfried, Bernhard Zeiringer, Daniel Hayes, Moritz Roth, Hannah Schwedhelm, Pieterjan Verhelst, Johan Coeck und Nils Rüther	167
Nachhaltige Kleinwasserkraft-Entwicklung in Zentralasien – HYDRO4U in der Planungsphase	
Hannah Schwedhelm, Aidar Zhumabaev, Tobias Siegfried, Tobias Hägele, Ianina Kopecki, Bertalan Alapfy, Daniel S. Hayes, Bernhard Zeiringer, Klaus Jorde und Nils Rüther	177
Wasserkraftplanung Badam – ein Fallbeispiel für nachhaltige Wasserkraft an beste- hender Bewässerungsinfrastruktur mit Potential zur Replikation	
Tobias Liepert, Andreas Bauer und Theodor Strobl	187
Einbruchtrichter am luftseitigen Dammfuß	
Erwin Dittmar, Christoph Grass, Stephanie Vonhall, Steffen Wolff und Andreas Kunz	197
Vertiefte Überprüfung der Ibratalsperre	
Wolfgang Nierlich, Johannes Jungnickl, Willibald Slowaczek und Christoph Wiedemann	207
Hochwasserrückhaltebecken Feldolling (Mangfall) - ein elementarer Bestandteil eines zukunftsweisenden Hochwasserschutzes	

Axel Fabritius, Franz Lutz, Andreas Bauer und Tobias Liepert Überwachung der Talsperre Dornau mit verteilten faseroptischen Temperaturmessungen	217
David Vetsch, Stephan Kammerer und Romeo Arnold Positionierung von Fischleitrechen bei verschiedenen Flusskraftwerkstypen	227
Walter Reckendorfer, Horst Zornig, Michael Schabuss und Regina Petz-Glechner Effekte der Dotation auf die Auffindbarkeit von Fischwanderhilfen – Ergebnisse von PIT Tag Untersuchungen an der Donau	237
Jonas Haug, Calvin Frees, Barbara Brinkmeier und Markus Aufleger Fischschutz an Einlaufbauwerken von Speicherkraftwerken - Reduzierung nachteiliger gewässerökologischer Folgen der Energiewende	245
<i>Franz Geiger und Mathilde Cuchet</i> Ökologische Optimierung des Fischabstiegs durch die Turbine	255
Yannic Fuchs, Susanne Scherbaum und Arnd Hartlieb RiverScreener: Untersuchung eines innovativen Reinigungssystems für Fließgewässer in naturnahen Experimenten	263
Gabriel Zehnder und Florian Hinkelammert-Zens Hybride Modellversuche zum Hochwasserschutzprojekt Alpenrhein, Internationale Strecke - Versuchsserien zur eigendynamischen Entwicklung	273
<i>Boris Huber, Michael Hengl und Bernhard Valenti</i> Kolkschutz von Brückenpfeilern bei Verklausung	283
Frank Seidel, Christin Kannen, Thomas Grafmüller und Peter Oberle Wasserbauliche Untersuchungen zum Rückhalteraum IMO mittels hybrider Modellierung	293
Marlene Scholz, Gabriel Zehnder, Volker Weitbrecht und Jürg Speerli Hochwasserschutz Andermatt (CH): Hydraulische Modellversuche zur Machbarkeit einer Druckbrücke	303
Arnd Hartlieb, Nicola Lutz, Roland Hollenstein und Sascha Weder Vollautomatisierte Simulation des Befüllungs- und Entleerungsprozesses des geplanten Hochwasserrückhalteraums am Rheintaler Binnenkanal im physikalischen Modellversuch	313

III

## Klimawandel – Analysen und Strategien der Alpinen Wasserkraft

Martin Schletterer, Orkan Akpinar, Peter Bauhofer, Hans-Peter Ernst, Gian-Paolo Lardi, Gundula Konrad, Markus Reisenbüchler, Thomas Resch und Gottfried Gökler

## Zusammenfassung

Die Wasserkraft ist eine erneuerbare Energiequelle, die für die nachhaltige Entwicklung und die Energiewende in Europa eine wesentliche Rolle spielt und spielen wird. Als flexible und steuerbare Erzeugungstechnologie ist die Wasserkraft eine unverzichtbare Komponente zur Dekarbonisierung des Stromsystems, weil sie selbst Strom aus einer erneuerbaren Quelle erzeugt und die effiziente Integration der volatilen Energiequellen Windkraft und Photovoltaik im großen Stil ermöglicht. Sie trägt wesentlich zur Stabilisierung des Stromsystems und zur Aufrechterhaltung der Versorgungssicherheit bei. Gerade die Wasserkraft im Alpenraum kann Flexibilität für die Mitte Europas bereitstellen.

Durch den Klimawandel ergeben sich für die Wasserkraft Herausforderungen. Im Rahmen einer Literaturrecherche wurden circa 100 Veröffentlichungen zum Klimawandel mit Bezug auf den Alpenraum und die Wasserkraft ausgewertet und folgende mögliche Einflüsse des Klimawandels auf die alpine Wasserkraft identifiziert. Hinsichtlich Abflussregime zeigen viele Studien mit einem Prognosehorizont bis zum Jahr 2100, dass in den typischen Abflussregimen im Alpenraum die pluvialen (regengeprägten) Merkmale zunehmen werden. Insgesamt deuten viele Studien an, dass mit einer Zunahme sowohl der Häufigkeit als auch der Intensität von Extremereignissen zu rechnen ist. Der Klimawandel kann sich auch auf Sedimentfrachten auswirken, da die Transportkapazität der Flüsse unter anderem mit dem Abfluss korreliert. Verstärkt auftretende Extremereignisse, wie Starkregen, welche unter anderem verstärkt Feinsedimente in Gletschervorfeldern mobilisieren und ggf. auch Murgänge verursachen, können einen Anstieg der Sedimenteinträge auslösen. Viele Studien nehmen einen Anstieg der durchschnittlichen Wassertemperatur an. Dies könnte dazu führen, dass sich Habitate (z.B. typische Fischregionen) sowie auch Bioperioden (z.B. Laichzeiten) verschieben aber auch die Ausbreitung von Krankheiten begünstigt werden. Ferner könnte eine Eutrophierung (Anreicherung von Nährstoffen) in Seen und Talsperren aufgrund der Wassertemperaturerhöhung in Abhängigkeit von der Höhenlage auftreten.

Das Thema Klimawandel ist vielschichtig – immer wichtiger wird auch die Verschneidung der Disziplinen Wasserbau, Wasserwirtschaft und Ökologie mit der Energiewirtschaft und künftig auch mit ganz anderen Disziplinen, z.B. Sozialwissenschaft (wer ist bereit, auf Energie zu verzichten? Lastenteilung? Kompensationen?), z.B. Rechtswissenschaft (Rechts- und damit Investitionssicherheit für Betreiber von Wasserkraftanlagen), z.B. Elektrotechnik (Stromnetz der Zukunft, Erhalt von Versorgungssicherheit und Systemstabilität) – sowie: Kosten (z.B. Generationenvertrag, Kosten der Energiewende, Umverteilung/Förderungen, Entwertung von öffentlichen Investitionen bis hin zum Binnenmarkt, Marktregeln, "level playing field") und sicher noch einiges mehr.

Konkrete Auswirkungen auf die Energiewirtschaft im Allgemeinen (Planung, Betrieb und Instandhaltung) und die Stromerzeugung aus Wasserkraft im Besonderen (Erzeugung im Jahresverlauf) sind in detaillierteren Studien für den Alpenraum zu erforschen. Alle bisherigen Daten zeigen, dass genaue Analysen flussgebietsspezifisch, teilweise sogar spezifisch für KW-Gruppen erfolgen müssen, um der kleinräumigen Volatilität Genüge zu tun. Daher wird die Branche sich auch weiterhin mit dem Thema Klimawandel beschäftigen, Studien vergeben, sich intern dazu austauschen und Erfahrungen aus der Praxis als Dialogpartner für die Wissenschaft einbringen.

## 1 Wasserkraft im Alpenraum

Der Alpenraum spielt eine bedeutende Rolle als "Wasserschloss Europas" (Weingartner & Viviroli, 2002). Aufgrund der Wasserverfügbarkeit und entsprechender Fallhöhen liegt hier großes Wasserkraftpotential, welches seit der Industrialisierung genutzt wird (Matt et al., 2019). Günstige topografische Rahmenbedingungen, ein reiches Wasserdargebot und die lange Wasserkraft-tradition machen den Alpenraum, der sich mit einer Fläche von rd. 390 Tausend km<sup>2</sup> über den Osten Frankreichs, die Schweiz, den Süden Deutschlands, Österreich, den Norden Italiens sowie Slowenien erstreckt (Abb. 1), zur bedeutendsten Wasserkraftregion Europas (VUM, 2017).



Abb. 1 Abgrenzung des Alpenraumes aus Sicht der AGAW (aus VUM 2017)

Von deutschen, österreichischen und schweizerischen Betreibern wurde die Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft (AGAW) im Jahr 1999 als gemeinnütziger Verein gegründet, um verschiedene Aspekte der Stromerzeugung aus Wasserkraft – von ihren Grundlagen über ihren Betrieb bis zu ihren Auswirkungen – zu analysieren und den fachlichen Austausch zu fördern. In diesen Kontext wurden zwei wesentliche Studien erstellt, welche den Status Quo zusammenfassen und eine wesentliche Grundlage für weiterführende Betrachtungen bilden. Die Studie "Status und Zukunft der alpinen Wasserkraft" (VUM 2017) zeigt, dass im Alpenraum 1019 Wasserkraftwerke mit einer Leistung > 5 MW betrieben werden und mit 59 % Laufkraftwerke dominieren. 33 % sind Speicher- und 8 % Pumpspeicherkraftwerke (Römer et al., 2018). Die Studie "Wasserkraft & Flexibilität – Der Beitrag der alpinen Wasserkraft zum Gelingen der Energiewende" zeigt die Bedeutung der Wasserkraft für eine gesicherte Stromversorgung auf (VUM, 2019). Die alpine Wasserkraft (ca. 166 TWh/a an Arbeitsvermögen) trägt in signifikantem Ausmaß zur Erzeugung von Strom aus erneuerbaren Energiequellen in Europa bei (Tab. 1) und vermeidet CO<sub>2</sub>-Emissionen von jährlich rd. 73 Mio. Tonnen (Ernst, 2020).

	Gesamt	Laufwasserkraft	Speicherkraft	Pumpspeicher
Anzahl [n]	1.020	603	338	79
Leistung [GW]	63,8	20,3	24,1	19,3
Arbeitsvermögen [TWh]	165,9	98,6	56,9	10,4

**Tab. 1**Wasserkraft > 5 MW im Alpenraum (aus: VUM, 2019)

Die (alpine) Wasserkraft und ihre Erzeugungscharakteristika (Flexibilität und Verfügbarkeit) schaffen die Grundlage dafür, dass die Stromerzeugung aus volatilen Energiequellen, wie Windkraft und Photovoltaik, als Teil der Energiewende in großem Stil ausgebaut und in das Stromsystem integriert werden kann (Bauhofer & Zoglauer 2021).

Die Thematik Klimawandel im Alpenraum wurde bereits in verschiedenen Forschungsprojekten betrachtet, z.B. GLOWA Danube für das Einzugsgebiet der oberen Donau (Mauser & Prasch, 2016) und auch in der Schweiz wurde eine detaillierte Analyse vorgelegt (BAFU, 2021). Ziel unserer Studie ist eine Zusammenschau von Literatur zum Klimawandel im Konnex zur Wasserkraftnutzung im Alpenraum und die Ableitung künftiger Forschungsfragen.

## 2 Klimawandel im Alpenraum

Der Klimawandel des 20. und 21. Jahrhunderts wird maßgeblich durch die vom Menschen emittierten Treibhausgase verursacht, welche den globalen Strahlungshaushalt der Erde beeinflussen. Für eine Analyse der zu erwartenden Auswirkungen und Änderungen stehen grundsätzlich unterschiedliche Klimaszenarien, repräsentative Konzentrationspfade (Representative Concentration Pathways), zur Verfügung (IPCC, 2014). Häufig wird das mittlere Szenario RCP6.0 verwendet, demzufolge wird in naher Zukunft (2046-2065) die globale Mitteltemperatur um rund 1.3°C (0.8°C bis 1.8°C) ansteigen bzw. in ferner Zukunft (2081-2100) um rund 2.2°C (Bandbreite: 1.4°C bis 3.1°C). Dallhammer et al. (2015) beschreiben die resultierenden meteorologischen Aspekte und deren Wirkungen:

- Temperatur
  - Hitzewellen (z.B. veränderter Energiebedarf)
  - Mittlere Temperaturveränderungen (z.B. höhere Verdunstung, Gletscherschmelze)
  - o Kältewellen (z.B. veränderter Energiebedarf, Vereisungen)
- Niederschlag
  - o Großräumige Starkniederschläge (z.B. Hochwasser, geändertes Abflussregime)
  - o Lokale Starkniederschläge (z.B. Steinschlag, Muren, Lawinen)
  - Trockenheit (z.B. höhere Verdunstung)
  - Schneefall über 1500 m (z.B. Erschwerte Erreichbarkeit von Anlagen)

Hinsichtlich **Abflussveränderungen** lässt sich in allen Abflussregimen eine Verstärkung der pluvialen Merkmale identifizieren, was sich unter anderem in einer Vergleichmäßigung des Jahresverlaufs der monatlichen mittleren Abflüsse bemerkbar macht (Lebiedzinski & Fürst, 2018; Poschlod et al., 2020). Des Weiteren wird von einem flächendeckenden Rückgang der mittleren Jahresabflüsse ausgegangen, mit Ausnahme der glazialen Regime (Blöschl et al., 2011; Poschlod et al., 2020). Außerdem ist im Vergleich der Abflüsse der 2000er Jahre zu den Abflüssen der 1960er Jahre eine Verschiebung der Sommerabflüsse in das Frühjahr zu beobachten (Lebiedzinski & Fürst, 2018). Niederschläge werden im Sommer tendenziell abnehmen und im Winter steigen, somit wird bis Ende des Jahrhunderts eine Abnahme der Jahresenergieproduktion aus Wasserkraft um 3–8 % prognostiziert und andererseits wird die Wintererzeugung (bei Laufkraftwerken) durch die Veränderungen in der Niederschlagsverteilung steigen, sodass die Erzeugung besser der Nachfrage angepasst ist (Böhm et al., 2008).

Bard et al. (2015) werteten Pegel des gesamten Alpenraums aus und stellen regionalisierte Ergebnisse fest: Vor allem südlich des Alpenhauptkamms sind die Gebiete verstärkt von Niedrigwasser und Dürre betroffen, während nördlich des Hauptalpenkamms eine Erhöhung des Niedrigwassers beobachtet wird, also eine Entschärfung. Beinahe im gesamten Alpenraum werden eine länger andauernde Schneeschmelze und im Jahresverlauf früher eintretende Hochwasser festgestellt. In der Zukunft wird für Schweizer Einzugsgebiete des Mittellands, des Juras und auf der Alpensüdseite eine Verschärfung der Niedrigwasserproblematik erwartet (BAFU, 2021).

Statistische Kenngrößen bezüglich der Größe und Auftretenswahrscheinlichkeit von **Hochwasser** dienen der Dimensionierung von Bauwerken. Demnach ist deren Entwicklung aufgrund des Klimawandels von großer Bedeutung.

Eine Studie in der Schweiz konnte einen Zusammenhang zwischen der Temperaturerhöhung und einer Erhöhung des jährlichen Höchstabflusses aufzeigen. Das HQ100 (Hochwasser, das statistisch gesehen einmal in 100 Jahren auftritt) aus vergangenen Messdaten entspricht einem HQ10 bis HQ30 neuer Messdaten. Außerdem konnte im Untersuchungsgebiet der Studie unabhängig von der Jährlichkeit eine Erhöhung des Hochwassers um rund 20% beobachtet werden (Castellarin & Pistocchi, 2012). Für die Zukunft wird in der gesamten Schweiz ebenfalls eine Erhöhung des mittleren jährlichen Hochwassers (bis teilweise ca. 50% bis 2095) erwartet, außer in Einzugsgebieten des Südens und Nordostens der Schweiz. Eine Erhöhung des maximalen Hochwassers zeichnet sich ebenfalls flächendeckend ab, sogar noch deutlicher als für das mittlere jährliche Hochwasser (Bosshard et al., 2014).

Blöschl et al. (2011) stellten ähnliche Tendenzen für Österreich fest: in etwa 20% der Einzugsgebiete ist eine Zunahme von Hochwasser zu beobachten, davon sind besonders kleine Einzugsgebiete nördlich des Alpenhauptkamms betroffen. Österreichweit nimmt die Häufigkeit der Winterhochwasser mehr zu als die Häufigkeit der Sommerhochwasser. Das könnte auf die verringerte Zwischenspeicherung des Niederschlags als Schnee zurückgeführt werden. KLIWA (o.J.) berichtet von einer Zunahme der Abflussspitzen in den nivalen und pluvialen Abflussregimen sowohl in den Wintermonaten von November bis Februar als auch zwischen Juli und September. Außerdem tendieren die Werte des MHQ, HQ5, HQ25, HQ50, HQ100 bis 2050 zu einer Zunahme, wobei die Änderungen für Ereignisse > HQ25 geringer ausgeprägt sind.

Weiters korrelieren steigende Lufttemperaturen mit steigenden **Wassertemperaturen**. In europäischen Flüssen und Seen wurde im letzten Jahrhundert ein Anstieg um 1 – 3 °C dokumentiert (EEA, 2012; Bui et al., 2018). In der österreichischen Donau ist im Zeitraum 1951 – 2006 ein Anstieg um 0,1°C pro Dekade evident (Zweimüllner et al., 2008) und im alpinen Raum beträgt der Langzeittrend zwischen +0,24°C (Inn) und +0,44°C pro Dekade (Niedrist, 2023). Hier gilt es die Wirkungen auf die Ökosysteme zu analysieren (Biozönotische Region, Einwandern von Neobiota, Ausbreitung von Krankheiten, etc.) und geeignete Maßnahmen (z.B. hydromorphologische Maßnahmen, Uferbegleitvegetation) zu entwickeln und so die Funktionen von Ökosystemen zu erhalten oder zu verbessern (BMNT, 2017).

## 3 Ausblick

Auf Grundlage der durchgeführten Literaturstudie zeigt sich, dass einzugsgebietsspezifische Analysen erforderlich sind. Aber es lassen sich auch generelle Forschungsthemen ableiten, deren Bearbeitung wichtige Erkenntnisse für die Zukunft der alpinen Wasserkraft beitragen kann:

- Abschätzungen der Wasserverfügbarkeit für die zukünftige Stromerzeugung im Jahresverlauf unter Berücksichtigung des Klimawandels.
- Historische Entwicklung der statistischen Hochwassererwartungswerte der Bemessungshochwasser und Trenddetektion.
- Analysen zur Entwicklung der Bemessungshochwasser unter Berücksichtigung des Klimawandels in Hinblick auf die notwendige Dimensionierung von Hochwasser-entlastungsanlagen und die Ermittlung von Lösungen zur effizienten Nachrüstung.
- Analyse der Veränderung von Geschiebe- und Sedimentfrachten infolge des Klimawandels.
- Mit einem weiteren Anstieg der Wassertemperatur aufgrund des Klimawandels ist auch von einer Verschiebung der Fischregionen weiter flussaufwärts auszugehen. Inwiefern sich diese Veränderungen auf die Verfügbarkeit von Habitaten bzw. die Dimensionierung von Fischwanderhilfen auswirkt, ist im Detail zu analysieren.

Wesentlich ist, dass sich die Wasserkraft laufend an Veränderungen anpasst und der Betrieb sowie die Instandhaltung der Anlagen immer nach dem Stand der Technik erfolgt. Zudem werden bei der Konzeption von Ausgleichs- bzw. Ersatzmaßnahmen "Nature based Solutions" konzipiert, welche eine entsprechende Resilienz aufweisen (United Nations Environment Programme & International Union for Conservation of Nature, 2021; Flödl & Hauer, 2023). Durch aktive Beteiligung an verschiedenen Forschungsprojekten zu relevanten Fragestellen bereitet sich der Wasserkraft-Sektor auf zukünftige Entwicklungen vor und kann vorrausschauend Lösungen implementieren.

Zudem stellt die Wasserkraft eine wichtige CO<sub>2</sub>-neutrale Energiequelle dar und ermöglicht durch die flexiblen Einsatzmöglichkeiten die Integration neuer erneuerbarer Energieträger, wie Windkraft und Photovoltaik, und ist damit ein wesentlicher Enabler der Energiewende im Sinne der Europäischen Energie- und Klimaziele ("Europäischer Grüner Deal" und "Fit für 55").

## Literatur

- BAFU (Hg.). (2021). Auswirkungen des Klimawandels auf die Schweizer Gewässer. Hydrologie, Gewässerökologie und Wasserwirtschaft (Umwelt-Wissen Nr. 2101). Bern
- Bard, A.; Renard, B.; Lang, M.; Giuntoli, I.; Korck, J.; Koboltschnig, G.; Janža, M.; d' Amico, M.; Volken, D. (2015). Trends in the hydrologic regime of Alpine rivers. Journal of Hydrology, 529, 1823-1837, https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.07.052
- Bauhofer, P.; Zoglauer, M. (2021). Ausbau der Speicherwasserkraft als Voraussetzung für die Integration hoher Anteile hochvolatiler erneuerbarer Erzeugung. In: Boes, Robert (Hg.): Wasserbau-Symposium 2021. Wasserbau in Zeiten von Energiewende, Gewässerschutz und Klimawandel. Band 1. VAW Mitteilungen 262, 19-28, Zürich: ETH Zürich, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie

- Blöschl, G.; Schöner, W.; Kroiß, H.; P. Blaschke, A.; Böhm, R.; Haslinger, K.; Kreuzinger, N.; Merz, R.; Parajka, J.; L. Salinas, J.; Viglione, A. (2011). Anpassungsstrategien an den Klimawandel für Österreichs Wasserwirtschaft - Ziele und Schlussfolgerungen der Studie für Bund und Länder. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 63(1), 1-10, https://doi.org/10.1007/s00506-010-0274-2
- BMNT (2017): Die österreichische Strategie zur Anpassung an den Klimawandel. Teil 1. 154 Seiten, https://services.bka.gv.at/mrd-xxv/48/48\_40\_bei\_n\_kontext\_NB.pdf
- Böhm, R.; Godina, R.; Nachtnebel, H.P.; Pirker O. (Hrsg.) (2008): Auswirkungen des Klimawandels auf die österreichische Wasserwirtschaft. Bericht des BMLFUW (Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft) und des ÖWAV (Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband), 204 Seiten
- Bosshard, N.; Schädler, B.; Viviroli, D.; Weingartner, R. (2014). Seasonality and magnitude of floods in Switzerland under future climate change. Hydrological Processes, 28, 619-635, https://doi.org/10.1002/hyp.9757
- Bui, M.T.; Kuzovlev, V.V.; Zhenikov, Y.N.; Füreder, L.; Seidel, J.; Schletterer, M. (2018): Water temperatures in the headwaters of the Volga River: Trend analyses, possible future changes, and implications for a pan-European perspective. River Research and Applications, 34, 495–505, https://doi.org/10.1002/rra.3275
- Castellarin, A.; Pistocchi, A. (2012). An analysis of change in alpine annual maximum discharges: implications for the selection of design discharges. Hydrological Processes, 26(10), 1517-1526, https://doi.org/10.1002/hyp.8249
- Dallhammer, E.; Formayer, H.; Jiricka, A.; Keringer, F.; Leitner, M.; McCallum, S.; Schmied, J.; Stanter, G.; Völler, S. (2015). Strategische Unterstützung bei der Projektplanung zur Berücksichtigung von Klimawandelfolgen. BOKU-Met Report 24, 43 pp., https://meteo.boku.ac.at/report/boku-met\_report\_24\_online.pdf
- EEA (2012): Indicator Assessment Water temperatures. https://www.eea.europa.eu/data-andmaps/indicators/water-temperature-1/assessment
- Ernst, H.-P. (2020). AGAW-Studie "Wasserkraft und Flexibilität". Österr. Wasser- und Abfallwirtschaft 72, 333–337, https://doi.org/10.1007/s00506-020-00693-6
- Flödl, P.; Hauer, C. (2023). Nature based Solutions im Wasserbau Die Bedeutung natürlicher Prozesse zur Erzielung ökologischer und sozioökonomischer Ziele. Österr. Wasser- und Abfallwirtschaft 75, 36–41, https://doi.org/10.1007/s00506-022-00906-0
- IPCC, (2014). Climate Change 2014: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Core Writing Team, R.K. Pachauri and L.A. Meyer (Eds.)]. IPCC, Geneva, Switzerland, 151 pp.
- KLIWA. (o. J.). Ergebnisse gemeinsamer Abflussprojektionen für KLIWA und Hessen basierend auf SRES A1B. https://www.kliwa.de/publikationen-kurzberichte.htm
- Lebiedzinski, K.; Fürst, J. (2018). Entwicklung der alpinen Abflussregime in Österreich im Zeitraum 1961-2010. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 70(9), 474-484, https://doi.org/10.1007/s00506-018-0499-z

- Mauser, W.; Prasch, M. (Eds.) (2016): Regional Assessment of Global Change Impacts The Project GLOWA-Danube. Springer International Publishing Switzerland, 670 pp., https://doi.org/10.1007/978-3-319-16751-0
- Matt, P.; Pirker, O.; Schletterer, M. (2019). Wasserkraft im Wandel der Zeit Energiewirtschaftliche Bedeutung der Alpenflüsse. pp. 248-259 in: Muhar, S.; Muhar, A.; Egger, G.; Siegrist, D. (Eds.). Flüsse der Alpen Vielfalt in Natur und Kultur. Haupt Verlag.
- Niedrist, G.H. (2023): Substantial warming of Central European mountain rivers under climate change. Reg. Environ Change 23(1): 43, https://doi.org/10.1007%2Fs10113-023-02037-y
- Poschlod, B.; Willkofer, F.; Ludwig, R. (2020). Impact of Climate Change on the Hydrological Regimes in Bavaria. Water, 12(6), https://doi.org/10.3390/w12061599
- Römer, N.; Harreiter, H.; Akpinar, O.; Konrad G. (2018). Wasserkraft im Alpenraum: Daten und Fakten. Österr. Wasser- und Abfallwirtschaft 70, 98–112, https://doi.org/10.1007/s00506-017-0435-7
- United Nations Environment Programme and International Union for Conservation of Nature (2021). Nature-based solutions for climate change mitigation. Nairobi and Gland.
- VUM (2017): Status und Zukunft der alpinen Wasserkraft. Studie i.A. der AGAW, 169 Seiten
- VUM (2019): Wasserkraft & Flexibilität Der Beitrag der alpinen Wasserkraft zum Gelingen der Energiewende. Studie i.A. der AGAW, 103 Seiten
- Weingartner, R.; Viviroli, D. (2002). Die Alpen das Wasserschloss Europas. In: NZZ am Sonntag, 8 September 2002, 6, https://doi.org/10.5167/uzh-112003
- Zweimüller, I.; Zessner, M.; Hein, T. (2008): Effects of climate change on nitrate loads in a large river: the Austrian Danube as example. Hydrological Processes 22 (7): 1022-1036, https://doi.org/10.1002/hyp.7000

#### Anschrift der Verfasser

Priv.-Doz. Dr. Martin Schletterer TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG Eduard-Wallnöfer-Platz 2, A-6020 Innsbruck martin.schletterer@tiwag.at

Universität für Bodenkultur Wien, Institut für Hydrobiologie und Gewässermanagement Gregor-Mendel-Straße 33, A - 1180 Wien martin.schletterer@boku.ac.at

Orkan Akpinar MSc SCHLUCHSEEWERK AKTIENGESELLSCHAFT Säckinger Str. 67, D-79725 Laufenburg akpinar.orkan@schluchseewerk.de

Dr. Peter Bauhofer TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG Eduard-Wallnöfer-Platz 2, A-6020 Innsbruck peter.bauhofer@tiwag.at Dipl.-Ing. Hans-Peter Ernst Uniper SE Holzstraße 6, D - 40221 Düsseldorf Hans-Peter.Ernst@uniper.energy

Dipl. El.-Ing. (FH) Gian-Paolo Lardi EMBA Repower AG Via da Clalt 12, CH - 7742 Poschiavo gianpaolo.lardi@repower.com

Dr. Gundula Konrad VERBUND Hydro Power GmbH Europaplatz 2, A - 1150 Wien Gundula.Konrad@verbund.com

Dr.-Ing. Markus Reisenbüchler Technische Universität München, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft Arcisstr. 21, D - 80333 München markus.reisenbuechler@tum.de

Ing. Thomas Resch EnBW Energie Baden-Württemberg AG Durlacher Allee 93, D - 76131 Karlsruhe t.resch@enbw.com

Dipl-Ing. Gottfried Gökler illwerke vkw AG Weidachstraße 6, A - 6900 Bregenz Gottfried.Goekler@illwerkevkw.at

## Potenziale der Binnenschifffahrt zur Verbesserung des Klimaschutzes

Christian Noss und Christoph Heinzelmann

## Zusammenfassung

Damit die ambitionierten Klimaschutzziele der Bundesregierung erfüllt werden, müssen die Treibhausgasemissionen im Verkehrssektor drastisch sinken. Das Klimaschutzgesetz 2021 macht hierfür verbindliche Vorgaben. Danach darf der Verkehrssektor im Jahr 2030 nur noch 85 Mio. t CO<sub>2</sub> emittieren, was etwa einer Halbierung der derzeitigen Emissionen entspricht. Hierzu kann die Güterverlagerung von LKW auf die schon heute klima- und umweltfreundlichen Binnenschiffe einen wirkungsvollen Beitrag leisten. Trotz dieser Vorteile gilt es, Verbesserungspotenziale der Binnenschiffstransporte zu ermitteln und zeitnah umzusetzen.

Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) fokussiert in ihren laufenden Untersuchungen auf betriebliche Minderungsmaßnahmen, die Schiffsführer und Logistiker bei einer möglichst klima- und umweltfreundlichen Fahrweise und Transportplanung unterstützen sollen. Um die Wirkung der Maßnahmen für den Klimaschutz quantitativ zu erfassen, entwickelt die BAW Emissionsmodelle. On-board-Messungen im realen Schiffsbetrieb liefern die hierzu notwendigen Emissionsdaten.

Der vorliegende Beitrag verdeutlicht anhand von zwei Beispielen, wie sich zukünftig der Treibstoffverbrauch und die Treibhausgasemissionen der Binnenschifffahrt durch eine intelligente Schleusenzulaufsteuerung und ein Reiseunterstützungssystem reduzieren lassen. Anhand von einfachen Szenarien auf einem freifließenden Fluss (Rhein) und auf einer Kanalstrecke mit mehreren Schleusen (Wesel-Datteln-Kanal) wurden 8,4 % bzw. 36 % geringere Verbräuche und Emissionen ermittelt. Die bisherigen Emissionsmessungen bestätigen die im Modell verwendeten Faktoren für den Treibstoffverbrauch und die CO<sub>2</sub>-Emissionen.

## 1 Einleitung

Die Folgen des anthropogen bedingten Klimawandels sind zunehmend auch in Deutschland zu spüren. Meteorologische Naturereignisse, wie Hitze, Trockenheit und Überschwemmungen, haben zuletzt an Intensität und Häufigkeit zugenommen. Beispiele hierfür sind die Flutkatastrophe in Rheinland-Pfalz und Nordrhein-Westfalen im Sommer 2021, die zu großem menschlichen Leid und hohen materiellen Schäden geführt hat, und die monatelang anhaltende Trockenheit in den Jahren 2018 (BfG 2019, IKSR 2020) und 2022, die die Schifffahrt auf dem Rhein nahezu zum Erliegen gebracht hat.

Der Weltklimarat verweist in seinem Sonderbericht (IPCC 2018) auf die Notwendigkeit, die Emissionen der Treibhausgase (THG) deutlich zu reduzieren, um die globale Erwärmung auf 1,5°C gegenüber dem vorindustriellen Zeitalter zu begrenzen. Dieser Wert spezifiziert das mit dem Pariser Klimaabkommen (UN, 2015) festgelegte Ziel, irreversible Folgen durch klimatische Rückkopplungseffekte abzuwenden. Auf nationaler Ebene setzt das Klimaschutzgesetz 2021 (KSG, 2021) diese Ziele in rechtlich verbindliche Grenzwerte für CO<sub>2</sub>-Emissionsraten um. So darf im Vergleich zum CO<sub>2</sub>-Ausstoß von 1990 ab 2030 nur noch 35 % und ab 2040 nur noch 12 % emittiert werden. Ab dem Jahr 2045 gilt die THG-Neutralität, d. h. es darf nur noch so viel CO<sub>2</sub> freigesetzt werden, wie sich durch Photosynthese und eventuell technische Maßnahmen binden lassen. Ab 2050 soll die THG-Bilanz größere Senken als Quellen aufweisen. Die notwendige Reduzierung der THG-Emissionen ist im Trend der Jahre 2000 bis 2021 allerdings nicht zu erkennen (Expertenrat, 2022). Besonders gering fällt die Minderungsrate im Verkehrssektor mit nur 0,5 Mio. t/a aus. Um die zulässige CO<sub>2</sub>-Gesamtemission des Jahres 2030 (85 Mio. t) nicht zu überschreiten, hätte für denselben Zeitraum eine Minderung um 7 Mio. t/a erfolgen müssen. Vor dem Hintergrund, dass 97 % der verkehrsbedingten Emissionen dem Straßenverkehr zuzurechnen sind, wird klar, dass allein die angestrebte Elektrifizierung der Kraftfahrzeugflotte nicht ausreichen wird. Eine grundlegende Mobilitätswende ist erforderlich. Im Güterverkehr kann eine Transportverlagerung von LKW auf klima- und umweltfreundliche Binnenschiffe einen wirkungsvollen Beitrag leisten (BMVI 2019). Auch die Bahn gilt als ein besonders klima- und umweltfreundliches Verkehrsmittel. Allerdings befindet sich das Schienennetz bereits heute an seiner Kapazitätsgrenze. Dagegen verfügt das Wasserstraßennetz bundesweit noch über erhebliche freie Kapazitäten.

Zwei grundlegende Eigenschaften kennzeichnen die Klimafreundlichkeit der Binnenschifffahrt und begründen die dringend notwendige Verkehrsverlagerung:

- 1. Im Vergleich zu LKW und Bahn ist die Transporteffizienz eines Schiffes, d. h. der Leistungsbedarf je Transportmenge und -strecke, am günstigsten (Krueger 2009, PLANCO 2007).
- 2. Die technische Nutzungsdauer von Binnenschiffen ist im Vergleich zu LKW und Bahn mit Abstand am längsten (GDWS 2019, Statista 2022, DIW 2022).

Beide Aspekte wirken sich positiv auf die Reduzierung des verkehrsbedingten Ressourcenverbrauchs und der THG-Emissionen aus. Trotz dieser Vorteile gilt es auch in der Binnenschifffahrt, alle Potenziale zur Emissionsminderung auszuschöpfen. Neben zahlreichen schiffs- bzw. antriebstechnischen Maßnahmen zur Minderung und Vermeidung von THG-Emissionen (CLINSH 2021) sind betriebliche Maßnahmen für das Verkehrssystems Schiff/Wasserstraße zu entwickeln. Diese haben das Ziel, sowohl die Transporteffizienz als auch die Zuverlässigkeit der Binnenschifffahrt und damit die Konkurrenzfähigkeit gegenüber den anderen Verkehrsmitteln zu verbessern.

Als wissenschaftlicher Dienstleister auf dem Gebiet des Verkehrswasserbaus sowie als Ressortforschungseinrichtung des Bundes kann die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) die Ziele eines nachhaltigen Gütertransports auf der Wasserstraße wirkungsvoll unterstützen. Im Jahr 2021 hat die BAW eine neue "Forschungsstrategie Verkehrswasserbau" entwickelt. Die Verbesserung des Klimaschutzes sowie die Anpassung des Verkehrssystems Schiff/Wasserstraße an den Klimawandel spielen darin eine wichtige Rolle.

Der vorliegende Beitrag beschreibt anhand von zwei Beispielen schnell umsetzbare betriebliche Maßnahmen zur Reduzierung von Treibstoffverbrauch und Treibhausgasemissionen der Binnenschifffahrt (Kap. 2). Technische Änderungen der Schiffsantriebe, z. B. durch die Umstellung auf regenerative Energieträger, werden nicht betrachtet. Darüber hinaus werden Methoden in Form von Modellen und Messungen zur Erfassung und Bewertung der Emissionen vorgestellt (Kap. 3). Diese helfen bei der Identifikation besonders zielführender Maßnahmen sowie beim Monitoring der Emissionsminderung auf dem Weg zur anvisierten Neutralität.

## 2 Betriebliche Maßnahmen zur Reduzierung von Emissionen

#### 2.1 Intelligente Schleusenzulaufsteuerung

Schleusen dienen der Überwindung von Höhendifferenzen in Kanälen und staugeregelten Flüssen. In Schleusenketten können komplexe Zielkonflikte der Schleusungsrangfolgen bestehen, da die Minimierung der Wartezeit an einer Schleuse zu erheblich längeren Wartezeiten an benachbarten Schleusen führen kann. Ziel des Forschungs- und Entwicklungsvorhaben "intelligente Schleusenzulaufsteuerung" (iSZS) der BAW ist es, die Schleusungsrangfolgen in Stauhaltungsketten so zu optimieren, dass Gesamtwartezeit und Stauwahrscheinlichkeit möglichst gering werden. Dadurch werden ein emissionsintensiver Stop-and-Go-Betrieb sowie lange Wartezeiten mit laufendem Motor an den Schleusen vermieden.

Darüber hinaus bietet die iSZS dem Schleusenpersonal die Möglichkeit, den Schiffsführern frühzeitig die erwünschten Ankunftszeiten (engl. Requested Time of Arrival, RTA) mitzuteilen, die ihrerseits in Kenntnis der RTA ihre Fahrt durch eine angepasste Geschwindigkeit oder einen späteren Start ressourcenschonend gestalten können. Ting und Schonfeld (1999) wiesen bereits nach, dass signifikante Einsparungen an Treibstoff und damit an Kosten und THG-Emissionen möglich sind, wenn infolge absehbarer Schleusenstaus die Zulaufgeschwindigkeit der Schiffe in den Stauhaltungen reduziert wird.

Die Grundlage für die Optimierung der Schleusungsrangfolge und RTA-Mitteilung ist eine präzise Abschätzung der erwarteten Ankunftszeit (engl. Expected Time of Arrival, ETA), die aufgrund individueller Entscheidungen der Schiffsführer von rein fahrdynamisch basierten Zeiten deutlich abweichen kann. Mit Hilfe von neuronalen Netzen entwickelt die BAW Methoden, die zu einer performanten ETA-Bestimmung und optimalen Schleusungsrangfolge führen. Die Entwicklung und Validierung der Methoden erfolgt in einer virtuellen Testumgebung, in der verschiedene Situationen unter Verwendung des im Pilotbetrieb befindlichen Schleusenmanagementsystems der Wasserstraßen und Schifffahrtsverwaltung des Bundes sowie eines Schiffs- und Schleusensimulationsmodells (Noss et al. 2020) analysiert werden. So lässt sich der Erfolg von Methoden und Maßnahmen zur Reduzierung von Wartezeiten vor Schleusungen bewerten, bevor diese im realen Betrieb Anwendung finden (Abb. 1).



**Abb. 1** Simulation von Schiffsverkehr (blau: Bergfahrer, schwarz: Talfahrer) und Schleusungen (grün: freie, rot: belegte Schleuse) einer Schleusenkette. Die Insets (orange) zeigen einen Detailausschnitt mit Wartezeiten an der 3. Schleuse, aus Heinzelmann und Noss (2022)

## 2.2 Reiseunterstützung für die Binnenschifffahrt

In Kooperation mit externen Partnern entwickelt die BAW aktuell ein Assistenzsystem zur "Reiseunterstützung für die Binnenschifffahrt" (RUBIN), das der Optimierung von Transportprozessen und der Reduzierung von THG-Emissionen dient. Dem Reeder bzw. Schiffsführer werden Empfehlungen zum Zeit- und Ladungsmanagement unterbreitet, die u. a. die maximal mögliche Abladetiefe und den weiteren zeitlichen Reiseverlauf beinhalten. Mit diesen Empfehlungen und zusätzlichen Angaben lassen sich ressourcenschonende Wasserstraßentransporte vor Fahrtbeginn planen und während der Reise durch eine weit vorausschauende Fahrweise realisieren. Als Sekundärziel von RUBIN ist eine verbesserte Planbarkeit der Binnenschiffstransporte zu nennen, mit der Logistiker die Wasserstraße stärker in intermodale Prozesse einbinden können.

Die Reisedaten in RUBIN basieren auf Prognosen für Wassertiefen, Fließgeschwindigkeiten und den Schiffsverkehr sowie auf Informationen zu Einschränkungen entlang der vorgeschlagenen Routen. Hierfür werden mehrtägige Strömungsprognosen auf Basis von zweidimensional hydrodynamisch-numerischen (HN) Modellierungen und Verkehrsprognosen durch Mikro-Verkehrsmodellierungen auf dem gesamten Wasserstraßennetz entwickelt. Die HN-Modellierungen nutzen Pegelprognosen und Wasserhaushaltsmodelle der Bundesanstalt für Gewässerkunde, die eine Vorausschau über mehrere Tage ermöglichen. Aus den Verkehrs- und Strömungssimulationen lassen sich optimale schiffsindividuelle Betriebszustände aufbereiten, die den Beteiligten der Logistikkette als Entscheidungshilfe dienen. Durch einen bidirektionalen Informationsfluss bietet sich perspektivisch die Möglichkeit, RUBIN mit der iSZS zu koppeln, was einen ökonomisch und ökologisch optimierten Verkehrsfluss fördern würde.

## 3 Erfassen und Bewerten von Binnenschiffsemissionen

## 3.1 Modellierungen

Um den Erfolg der zuvor genannten und weiterer Minderungsmaßnahmen hinsichtlich Treibstoffverbrauch und THG-Emissionen bewerten zu können, müssen sowohl der Status quo als auch die Wirkungsweise der Maßnahmen möglichst präzise abgeschätzt werden. Obwohl bereits einige Modelle (Corbett und Fischbeck 2000, Chen et al. 2017) und Messungen (Corbett und Robinson 2001, Pillot et al. 2016) zu Binnenschiffsemissionen existieren, sind aufgrund der vielfältigen Anwendungsfälle, Randbedingungen und neuerer Erkenntnisse weitere Modellentwicklungen und Messungen erforderlich. So lassen sich im Vergleich zu früheren Modellen, die auf verkehrsstatistischen Daten beruhen (z. B. Corbett und Fischbeck 2000), mittlerweile Emissionen direkt aus beobachteten Schiffsverkehren bestimmen (z. B. Chen et al. 2017).

Einen zu Chen et al. (2017) analogen Ansatz verfolgt die BAW mit einem Emissionsmodell (Abb. 2), das auf Daten des automatischen Identifikationssystems (AIS) beruht, die der BAW seit 2019 bundesweit zur Verfügung stehen. Diese beinhalten neben genauen Positionen und Geschwindigkeiten auch Angaben zu den Abmessungen und zur Identifikation der Binnenschiffe. Eine weitere Grundlage des Modells bilden die Informationen zu den Wasserstraßen, die sich aus Datenbankeinträgen zu Breiten, Tiefen und Profilformen in Kanälen sowie aus HN-Modellen der BAW zu Bathymetrie und Strömungsbedingungen in Flüssen gewinnen lassen. In Verbindung mit Pegelaufzeichnungen kann so zu jeder beobachteten Schiffsposition die relative Geschwindigkeit durch das Wasser bestimmt werden. Fahrdynamische Ansätze liefern den Widerstand und die aufzubringende Leistung der Schiffe sowie mithilfe von leistungsspezifischen Faktoren deren Treibstoffverbrauch und Emissionen. Aus der Summe aller Emissionen entlang eines Wasserstraßenabschnitts lassen sich über den Zeit- und Längenbezug der Beobachtungen längenspezifische Emissionsraten ableiten und kartieren. Neben der Analyse beobachteter Emissionsraten können auf diese Weise auch Emissionsraten für Szenarien mit Annahmen zu Emissionsminderungsmaßnahmen ermittelt werden.



**Abb. 2** Grundlegende Struktur zur Modellierung von THG-Emissionsraten auf Binnenschifffahrtsstraßen, aus Heinzelmann und Noss (2022)

Zwei beispielhafte Anwendungen des Emissionsmodells sollen die Wirkungsweisen der iSZS und von RUBIN auf die Reduzierung von CO<sub>2</sub>-Emissionen verdeutlichen. Mit dem Szenario, dass ein auf 2,50 m abgeladenes Europaschiff auf dem Wesel-Datteln-Kanal zur Vermeidung einer insgesamt 1,5 Stunden dauernden Wartezeit vor den Schleusen mit 8 km/h anstelle von 10 km/h Reisegeschwindigkeit fährt, lassen sich 61 kg Treibstoff einsparen und 195 kg CO<sub>2</sub>-Emission vermeiden. Dies entspricht einer Reduzierung um jeweils 36 %. Zusätzliche Differenzen durch den Verbrauch während des Liegens oder für Stop-and-Go-Manöver bleiben hierbei unberücksichtigt.

Eine analoge Abschätzung kann für die potenzielle Einsparung mithilfe von RUBIN vorgenommen werden. Unter der Annahme, dass sich aufgrund der Reiseunterstützung die mittlere Fahrgeschwindigkeit aller Schiffe um 1 km/h reduziert (slow steaming), nehmen die Emissionsraten um 8,4 % ab, und der Ausstoß von CO<sub>2</sub> pro Tag und Kilometer sinkt um 180 kg. Diese Werte wurden auf Basis eines über drei Monate lang beobachteten Schiffsverkehrs an dem 166 km langen Rheinabschnitt zwischen Iffezheim und Mainz ermittelt (Abb. 3). Für realistischere Szenarien sind deutlich komplexere Randbedingungen und Wechselwirkungen, wie z. B. die gegenseitige Beeinflussung des Schiffsverkehrs, sowie zusätzliche Einsparungen aufgrund optimierter Transportmengen zu berücksichtigen. Dies geht aber über das Anliegen des vorliegenden Beitrags hinaus.

Da das vorgestellte Modell auf beobachteten Trajektorien basiert, ist es auf Betrachtungen betrieblicher und technischer Änderungen ausgerichtet, die Teile der Flotte bzw. die gesamte Flotte einbeziehen. Für Betrachtungen von Emissionen während Manöverfahrten oder zur Bewertung von individuellen Entscheidungen, die zu abweichenden Trajektorien o. ä. führen, entwickelt die BAW zukünftig fahrdynamische und numerische Motormodelle, die solche Prozesse detaillierter abbilden. In beiden Fällen basieren die Modelle auf Treibstoff- bzw. Emissionsfaktoren, die eine Übertragung der fahrdynamisch- und schiffstypbedingten Leistung auf den Verbrauch und CO<sub>2</sub>-Ausstoß erlauben.



**Abb. 3** Modellierte Energieeinsparung durch slow steaming bei einer Reduzierung der mittleren Geschwindigkeit um 1 km/h an jedem Ort (Mittelung bezieht sich auf die Gesamtheit der beobachteten Schiffe)

#### 3.2 Messungen

Die in Kap. 3.1 genannten Treibstoff- und Emissionsfaktoren werden von Motorenherstellern bereitgestellt und stammen überwiegend aus Prüfstandmessungen. Diese folgen in der Regel standardisierten Zyklen mit unterschiedlichen Drehzahlen und Belastungen des Motors. Jedoch können deutliche Abweichungen zwischen den standardisierten Zyklen und den realen Bedingungen auf einem Schiff bzw. während des Betriebs auf den Wasserstraßen bestehen. Im Straßenverkehr hat sich daher die Messung sogenannter Real-Driving-Emissions (RDE) von Kraftfahrzeugen etabliert, sodass deren tatsächliches Emissionsverhalten mittlerweile gut charakterisiert ist. Für Binnenschiffe gibt es bislang nur wenige Studien, in denen Emissionen von Fähren, Schubbooten oder Güterschiffen im praktischen Fahrbetrieb untersucht wurden (Corbett und Robinson 2001; Pillot et al.; Fu et al. 2013; Zhang et al. 2022). Aus diesem Grund führt die BAW eigene Naturmessungen durch. Bei diesen Messungen handelt es sich um sogenannte On-Board-Messungen, die sowohl den ungestörten Betrieb zur Quantifizierung der RDE, als auch die Emissionen in definierten Lastbereichen erfassen. In beiden Fällen werden die Emissionen direkt im Abgassystem der Schiffe gemessen. Auf Basis der Messungen werden bisherige Annahmen zu den Mittelwerten der Emissionsfaktoren und deren Varianz bestätigt oder widerlegt und angepasst.

Neben der Konzentrationsmessung von CO<sub>2</sub> werden auch gasförmige Luftschadstoffe, wie Kohlenstoffmonoxid CO, Schwefeldioxid SO<sub>2</sub>, Stickoxide NO<sub>x</sub> und Kohlenwasserstoffe HC, mithilfe spektraler Gasanalysatoren und eines Flammenionisationsdetektors kontinuierlich aufgezeichnet. Darüber hinaus werden partikuläre Luftschadstoffe mithilfe einer fotoakustischen Methode bzw. mithilfe von Probennahmen über Filter gravimetrisch erfasst. Eine simultane Aufzeichnung der Leistung und des Abgasvolumenstroms über die digitale Datenleitung der Motorsteuerung liefert wichtige Parameter zur Ableitung der grundlegenden Emissionsfaktoren und für die Validierung des Emissionsmodells. Als ein Beispiel für die Bestimmung der RDE eines 135 m langen und 14 m breiten Binnenschiffs zeigt Abb. 4 die Ergebnisse (ein Tag) einer Messfahrt auf dem Rhein von Mainz nach Rotterdam. Treibstoffverbrauch, Emissionsraten und Emissionsfaktoren sind über lange Zeiträume nahezu konstant. Dies geht einher mit überwiegend konstant gehaltenen Motordrehzahlen. Gegen 10:00 Uhr erfolgt aufgrund des Übergangs von dem freifließenden Rhein auf die strömungsruhige Waal im Rhein-Maas-Delta eine Erhöhung der Drehzahl von 1100 auf 1195 Umdrehungen pro Minute. Mit dieser Drehzahlerhöhung findet sowohl eine Erhöhung des Treibstoffverbrauchs als auch der Emissionsrate statt, während der Emissionsfaktor nahezu unverändert bleibt. Kurzzeitige stärkere Erhöhungen und Verringerungen der Drehzahl stehen häufig in Verbindung mit meist kooperativen Überholungsmanövern, bei denen die Geschwindigkeit des überholten Schiffs gedrosselt wird. Diese sind in der integralen Betrachtung für die Gesamtemission allerdings vernachlässigbar.



**Abb. 4** Ausschnitt eines Tages der Messfahrt auf einem übergroßen Großmotorgüterschiff von Mainz nach Rotterdam mit Angaben zum Treibstoffverbrauch (a), CO<sub>2</sub>-Emissionsraten (b) und CO<sub>2</sub>-Emissionsfaktoren (c)

Trotz einer nahezu konstanten Fahrweise im realen Betrieb, kann die Abhängigkeit der Emissionsraten und -faktoren von der Drehzahl für die Gesamtemission durch die Integration über die Zeit bzw. über die verrichtete Arbeit bedeutsam sein. Im Fall des leistungsbezogenen Emissionsfaktors für CO<sub>2</sub> lässt sich ein nahezu konstanter Wert mit 0,6 kg/kWh feststellen (Abb. 5a). Im Gegensatz hierzu fällt der Emissionsfaktor für NO<sub>x</sub> deutlich bei höheren Drehzahlen bzw. Abgastemperaturen (Abb. 5b). Im Fall von CO steigt der Emissionsfaktor mit größeren Drehzahlen bzw. Abgastemperaturen (ohne Abb.). Diese Veränderungen lassen sich auf die Verbrennungstemperatur und damit einhergehende chemische Verbrennungsprozesse zurückführen. Der Diesel-Verbrauchsfaktor eines Schiffmotors ist analog zum CO<sub>2</sub>-Emissionsfaktor relativ konstant und beträgt für die Baujahre 1995-2001 ungefähr 0,205 kg /kWh (Denier van der Gon und Hulskotte, 2012). Im Fall der o. g. Modellierung genügt es demnach, mit konstanten Faktoren über die benötigte Leistung bzw. verrichtete Arbeit auf den Treibstoffverbrauch und die CO<sub>2</sub>-Emission zu schließen. Für die Modellierung der Emissionen von NO<sub>x</sub>, CO und weiterer Luftschadstoffe sollten hingegen Faktoren Anwendung finden, die neben dem Leistungsbezug auch die motorspezifische Drehzahl- bzw. lastspezifische Temperaturabhängigkeit berücksichtigen.



**Abb. 5** Leistungsbezogene Emissionsfaktoren für CO<sub>2</sub> (a) und NO<sub>x</sub> (b) vs. Drehzahl bzw. Abgastemperatur

#### Literatur

BfG (2019). Das Niedrigwasser 2018, Eigenverlag, Koblenz.

- BMVI (2019). Masterplan Binnenschifffahrt, Eigenverlag, Bonn.
- Chen et al. Chen, D., Wang, X., Li, Y., Lang, J., Zhoua, Y., Guoa, X., Zhao, X. (2017). Highspatiotemporal-resolution ship emission inventory of China based on AIS data in 2014, Sci. Total Environ., 609, 776–787.
- CLINSH (2021). Clinsh Layman's report, Eigenverlag, Den Haag.
- Corbett, J., Fischbeck, P. (2000). Emissions from Waterborne Commerce Vessels in United States Continental and Inland Waterways, Environ. Sci. Technol., 34, 3254-3260.
- Corbett, J., Robinson, A. (2001). Measurements of NOx Emissions and In-Service Duty Cycle from a Towboat Operating on the Inland River System, Environ. Sci. Technol., 35, 1343-1349.
- Denier van der Gon, H.A.C.; Hulskotte, J.H.J. (2012). Methodologies for estimating shipping emissions in the Netherlands. A documentation of currently used emission factors and related activity data, Netherlands Environmental Assessment Agency, Eigenverlag Bilthoven, The Netherlands.
- DIW (2022). https://www.diw.de/sixcms/detail.php?id=285581, abgerufen am 05.04.2022.
- Fu, M.; Ding, Y.; Ge, Y.; Yu, L.; Yin, H.; Ye, W.; Liang, B. (2013). Real-world emissions of inland ships on the Grand Canal, China, Atmospheric Environment 81, S. 222–229.
- GDWS (2019). Verkehrsbericht 2019, Eigenverlag, Bonn.
- Heinzelmann, C.; Noss, C. (2022). Grundlagen zur Umsetzung des Pariser Klimaabkommens für das System Schiff/Wasserstraße, 45. Dresdner Wasserbaukolloquium, Dresden.
- IKSR (2020). Bericht zum Niedrigwasserereignis Juli-November, Eigenverlag, Koblenz.

IPCC (2018). Summary for Policymakers. In: Global Warming of 1.5°C. An IPCC Special Report on the impacts of global warming of 1.5°C above pre-industrial levels and related global greenhouse gas emission pathways, in the context of strengthening the global response to the threat of climate change, sustainable development, and efforts to eradicate poverty [Masson-Delmotte, V., P. Zhai, H.-O. Pörtner, D. Roberts, J. Skea, P.R. Shukla, A. Pirani, W. Moufouma-Okia, C. Péan, R. Pidcock, S. Connors, J.B.R. Matthews, Y. Chen, X. Zhou, M.I. Gomis, E. Lonnoy, T. Maycock, M. Tignor, and T. Waterfield (eds.)], Cambridge University Press, Cambridge, 3-24.

Krueger (2009). Vorlesungsskript Schiffswiderstand, Eigenverlag, Hamburg.

- KSG (2021). Bundes-Klimaschutzgesetz vom 12. Dezember 2019 (BGBI. I S. 2513), das durch Artikel 1 des Gesetzes vom 18. August 2021 (BGBI. I S. 3905) geändert worden ist.
- Noss, C., Wagner, T., Braunroth, N., Schröder, M. (2020). An Intelligent Lockage Management System for Inland Waterways. AISS Conf., Duisburg.
- Pillot, D., Guiot, B., Le Cottier, P., Perret, P., Trassel, P. (2016). Exhaust emissions from inservice inland waterways vessels, J. Earth Sci. Geotechn. Eng., 6(4), 205-225.
- PLANCO (2007). Verkehrswirtschaftlicher und ökologischer Vergleich der Verkehrsträger Straße, Schiene und Wasserstraße, Eigenverlag.
- Statista (2022). https://de.statista.com/statistik/daten/studie/154528/umfrage/durchschnittlichesalter-der-lkw-in-deutschland/, abgerufen am 05.04.2022.
- Ting, C., Schonfeld, P. (1999). Effects of Speed Control on Tow Travel Costs. J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng, 125(4), 203-206.
- UN (2015). United Nations Framework Convention on Climate Change -Conference of Parties 21, Eigenverlag, Paris.
- Zhang, Y.; Zhao, K.; Lou, D.; Fang, L. (2022). Study on the real-world emission characteristics of gaseous and particulate pollutants from an inland ship using a portable emission measurement system, Marine pollution bulletin 184, 114205.

#### Anschrift der Verfasser

Dr.-Ing. Christian Noss Bundesanstalt für Wasserbau Kußmaulstraße 17, D-76187 Karlsruhe christian.noss@baw.de

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Christoph Heinzelmann Bundesanstalt für Wasserbau Kußmaulstraße 17, D-76187 Karlsruhe christoph.heinzelmann@baw.de

## Ein Gesamtsicherheitskonzept am Inn, HQ 100, HQ1000, Klimafolgenanpassungen - von der Wehrleistungsfähigkeit bis zu stark variablen Sedimentsohlen

Georg Loy, Florian Pfleger, Roberto Kohane und Johannes Wesemann

## Zusammenfassung

VERBUND betreibt die Kraftwerke am Inn von Oberaudorf-Ebbs Inn km 211 bis Passau bei Inn km 4. Im Verantwortungsbereich liegt die sichere Hochwasserabfuhr für den Bemessungsabfluss sowohl an den Stauanlagen aber auch in den Staugebieten mit beeinflussten Seitengewässern und den zugehörigen Dämmen und Deichen. Nach den Hochwasserereignissen 1985, 2005, 2013, aber auch bedingt durch das Extremereignis in Simbach 2016 wurden, auch mit der Einführung der DIN 19700 Teil 13, umfangreiche Dammanpassungen umgesetzt und die Leistungsfähigkeit der Wehranlagen verifiziert. Durch den stark sedimentführenden Inn und ein praktiziertes, adaptiertes Stauraummanagement kam und kommt es zu gemessenen Veränderungen der Anlandungssedimente die direkt die Wasserspiegellagen und damit die Freiborde an den Dämmen und Deichen sowie die Wasserspiegellagen in den betrachteten Seitengewässern beeinflussen. Durch die Änderung der Bemessungshochwässer nach dem Ereignis 1985 aber auch durch die DIN mit der Betrachtung eines HQ1000 als Bemessungshochwasser wurden Studien beauftragt, die zum einen die Bemessungshochwässer an den Staustufen neu einordneten und zum anderen in der Verifizierung an Wehren und in den Stauräumen zu umfangreichen Maßnahmen führten. Die Ursachen der gemessenen Veränderung der Sediment-sohlen sind vielschichtig, so dass nur durch umfangreiche Analyse des Ist - Zustandes, Modellierung, Variantenuntersuchungen und Prognosen für die Zukunft das vorhandene Sicherheitsmaß an den Dämmen eingeordnet werden kann. Das erlebte Extremereignis in Simbach 2016 führte zu einer weiteren Sensibilisierung bei Betreibern und Behörden, um auch kleine Einzugsgebiete in das Gesamtsicherheitskonzept einzubeziehen. Im Beitrag werden die diskutierten Freiborde mit Bemessungsereignissen in Kombination mit den Hochwasserschutz-anforderungen aufgezeigt und das Gesamtsicherheitskonzept aus Anlagensicherheit, laufender Verifizierung und Modellierung mit den gewählten Freiborden und kompetenter Hochwassereinsatzplanung an konkreten Umsetzungsprojekten beleuchtet. Eine Einordnung zu den Herausforderungen der Klimafolgenanpassung für große Einzugsgebiete wie den Inn, soll aus der Sicht des Betreibers - zu den geltenden Bemessungsereignissen - aufgezeigt und diskutiert werden.

## 1 Das Einzugsgebiet und die Sedimentthematik

Der größte Teil des Einzugsgebiets des Inn ist durch einen hochalpinen Charakter mit seinem Basiswinterabfluss und den Schmelzwässer Abflüssen des Frühjahrs, die im Sommer durch die hochalpinen Gletscherabflüsse ergänzt werden geprägt. Zusätzlich ist das Abflussverhalten durch die starken Gewitterniederschläge in den z. Teil steilen Teileinzugsgebieten mit dem sehr schnellen An- und Abschwellen der Abflüsse, deren Charakteristik sich auch in den Hochwasse-rereignissen wiederspiegelt, beeinflusst. Extreme Hochwässer sind somit am Inn immer hochalpin geprägt, sei es 1985 und 2005 vom Inn oder 2013 von der Salzach. Das voralpine Einzugsgebiet führt folglich alleine bedingt durch die doch kleineren Seitengewässer zu keinen Extremereignissen im Inn. Dies spiegelt sich auch in den statistisch festgelegten HQ100 Sommer (2850 m<sup>3</sup>/s \*) und HQ100 Winter (1250 m<sup>3</sup>/s \*; \*Pegel Wasserburg) Festlegungen wieder, die ab

September durch die Reduzierung des Regeneinzugsgebietes der alpinen Schneefallgrenzen beeinflusst werden. Die aktuelle Abflussmengenentwicklung könnte natürlich durch das weitere Abschmelzen der Gletscher und Veränderung der Schneefallgrenze verändert werden. Aus einem recht gleichmäßig hohen Schneeschmelzhochwasser zwischen Mai und August wurde in den letzten Jahren ein stark schwankender, aus Schneeschmelze und Niederschlägen gespeister Abfluss, der sehr regelmäßig durch einzelne, meist extremen Abflussspitzen in den Teileinzugsgebieten charakterisiert ist. Aktuelle statistische Analysen zum HQ100 zeigen aber für das große Einzugsgebiet des Inns keine andere Einordnung zum BHQ1 auch unter Einbeziehung der Ereignisse 2005 und 2013; GLOWA, 2009; LFU, 2015.

#### 1.1 Die Staustufen am Inn

Der Inn ist ab Kufstein bis zur Mündung als geschlossene Kraftwerkskette ausgebaut. Am Oberen Inn zwischen Innsbruck und Wasserburg befinden sich auf österreichischer Seite die Staustufen Kirchbichl (TIWAG), Langkampfen (TIWAG) und flussab die VERBUND Kraftwerkskette von Oberaudorf-Ebbs bis Passau-Ingling (Tabelle 1). Als wesentliche Zuflüsse sind Mangfall, Attl, Isen, Alz und schließlich die Salzach zu nennen. Ab der Salzachmündung, die Salzach hat ein ähnlich hochalpines Einzugsgebiet und es verdoppeln sich nahezu die Abflüsse. Die Charakteristik der Staustufen ändert sich auch im Hinblick auf die Wirkung der Sandfrachten in den Stauräumen. Teile der hohen und weiten Stauhaltungen sind in den abseits vom Hauptstrom liegenden Bereichen noch nicht endverlandet und bilden die Basis von Flachwasser- und Sukzessionsbereichen, die diese Staustufen zum RAMSAR Vogelschutzgebiet von internationaler Bedeutung werden hat lassen. Im Hauptstrom, mit den im Fluss liegenden Leitwerken, ist eine ähnlich variable abflussabhängige Sohle zu beobachten wie am Oberen Inn. Die Betrachtung der WSP – Lagen ist von dieser variablen Sohle abhängig, wobei hier dann auch 2d – Effekte in den noch durchströmten Seitenarmen bei den WSP – Berechnungen Berücksichtigung finden. Manche Bereiche am Oberen Inn (Wasserburg – Neuötting) und der untere Bereich von Schärding bis Passau ist dominiert von Schluchtstrecken. Die anderen Stauräume dieser Staustufen sind größtenteils durch Stauhaltungsdämme und Deiche seitlich begrenzt.

	Inn	HQ 100	HQ	Ausbau-	Ausbau-	Überstau	Lastfall Wehr
	km		1000	abfluss	fallhöhe	HQ 1000	HQ 100
		m³/s	m³/s	m³/s	m	m	
Oberaudorf/Ebbs	211,3	2250	2800	580	11,6	0,00	(n-a)
Nußdorf	198,7	2270	2850	550	11,6	0,00	(n-1), f* = 0,7
Rosenheim	187,5	2290	2880	575	8,2	0,00	(n-1)
Feldkirchen	173,1	2760	3410	580	8,7	0,50	(n-a)
Wasserburg	159,9	2850	3500	565	7,2	0,50	(n-a)
Teufelsbruck	147,2	2850	3510	450	7,0	0,20	(n-a)
Gars	137,5	2860	3530	550	7,4	0,70	(n-a)
Jettenbach	128,0	2870	3540	75	9,6	0,00	(n-1)
Töging Kanal				410			
Neuötting	91,1	2940	3680	510	6,8	0,00	(n-1)
Perach*	83,0	2950	3700	510	5,4	1,08	(n-1)
Stammham	75,4	3370	4300	510	5,6	0,80	(n-1)
Braunau/Simbach	61,1	6140	7770	1070	10,9	0,00	(n-1)
Ering/Frauenstein	48,0	6280	8020	1010	9,7	0,00	(n-1)
Egglfing/Obernberg	35,3	6360	8160	1080	10,5	0,00	(n-1)
Schärding/Neuhaus	18,8	6700	8700	1060	10,6	0,00	(n-1)
Passau/Ingling	4,2	6800	8800	1050	9,5	0,00	(n-1)

 Tab. 1
 Wesentliche Daten der Kraftwerke und Bemessungswerte am Inn

\*Berücksichtigung Abfluss über Vorland und Streichwehr

#### 1.2 Sedimentfrachten

Der ursprünglich am Inn dominante Kiestransport, der das Gewässer optisch und als Lebensraum prägte, wurde mit zunehmender Querverbauung des Gewässers auf den Transport von Feinmaterialfrachten reduziert. Der Transport der Kies- und Schotterfraktionen wird dabei nahezu gänzlich im Oberlauf zurückgehalten. Im Unterhaltsbereich VERBUND stellen nun Glimmersande zentralalpiner Herkunft die dominante Körnungsfraktion dar. Dieses Material wird in sehr großen Mengen (Jahresfrachten bis Stammham > 400.000 m<sup>3</sup>; bei Extremereignissen Millionen m<sup>3</sup>) transportiert, so dass über längere Zeiträume hinweg das Wasser trüb ist. Alle Staustufen am Oberen Inn, die über keine Absenkvorschriften (Sondersituationen im Bescheid) bei Hochwasser verfügen, sind endverlandet und bilden im unteren Stauabschnitt eine nichtbindige, variable Sandsohle, die je nach Abflussereignissen und Einträgen von Oberstrom variiert. Diese sogenannte "Endverlandungssohle" wurde schon beim Staustufenbau bei der Berechnung der Wasserspiegellagen berücksichtigt und bildet sich auch in den Freiborden an den Dämmen und Deichen mit Rücklaufgewässern ab.

#### 1.3 Verlandung der Stauräume

Durch die starke Sedimentführung des Inns verlanden die Stauräume der Innstaustufen in relativ kurzer Zeit. In der Regel wird wenige Jahre nach Inbetriebnahme der Staustufe der Endzustand der Verlandung erreicht. Dieser Verlandungsendzustand kann als dynamisch bezeichnet werden. Die sogenannte "Gleichgewichtssohle" pendelt innerhalb eines Schwankungsbandes in Abhängigkeit vom Abflussgeschehen. Das oben beschriebene Verhalten lässt sich am Beispiel der zeitlichen Entwicklung des Anlandevolumen im Stauraum Nußdorf, Abb. 1 beobachten. Im Stauraum Nußdorf sind die größten zeitlichen Sohlschwankungen durch Peilungen bestätigt, die vor allem auf betriebsbedingte Einflüsse wie Stauzielabsenkungen bei Hochwasser oder Stauraumspülungen in den oberliegenden Staustufen, zurückzuführen sind. In Abb. 1 ist außerdem die bereits oben erwähnte kurze Dauer des Sedimentverlandungs- und Ausräumungsprozesses im Stauraum Nußdorf zu sehen. Hier war bereits nach weniger als 4 Jahren nach Inbetriebnahme der Staustufe der Staustufe Oberaudorf-Ebbs, die zu einer Neuauflage der AG Stauraumnanagement und zu Dammanpassungen führten. In 2021 ist real das Volumen vor dem Hochwasserereignis 2005 wieder erreicht.



Abb. 1 Historische Entwicklung der Anlandevolumina Staustufe Nußdorf am Inn

22

Die Sedimentfrachten des oberen Einzugsgebietes sind durch anthropogene Beeinflussung, z.B. Stauraumspülungen, aber auch durch natürliche Ereignisse wie Bergrutsche und Starkregenereignisse in Teileinzugsgebieten geprägt, die sich in der langjährigen Betrachtung schwer einordnen lassen. Das gilt auch für die Frage, inwieweit die zunehmende Mobilisierung von Material der ursprünglichen Permafrostbereiche oder den Gletscherbereichen der Inn nahen Alpenregionen ausschlaggebend waren. Diese als Ursache der zunehmenden Verlandungs-mengen einzuordnen ist schwierig bis unmöglich. Klar ist aber, dass fast an allen Staustufen am Oberen Inn jährliche Fächerecholotpeilungen und die Messung der Wasserspiegellagen durch permanente Aufzeichnung, die Basis für eine jährliche Analyse bilden. Die Wirkung ist in den Anlandesohlen der jeweiligen Stauhaltung erkennbar und die Analyse und Einordnung erfolgt durch Modellierung und Langzeitsimulationen von Sohle und Wasserspiegellagen auch über mehrere Stauhaltungen. Im Hinblick auf die Anlagensicherheit ist es eigentlich nicht wesentlich die Ursache zu ergründen, sondern zeitnah auf Freiborddefizite mit Damm-/und Deichanpassungen oder Baggerung (Bereich Kufstein) von Grobsedimenten zu reagieren. Die Wirkung von temporär starken Absenkvorschriften am Wehr, um bis zur Umsetzung ein größeres Freibord an den Dämmen zu erhalten, ist auf einen meist nur kurzen oberstromigen Bereich begrenzt. Im oberen Bereich der Stauhaltung dominieren die hochwasserbedingten Fließbedingungen. Bei den Staustufen, Kirchbichl und Langkampfen (TIWAG) ist die jährliche Spülung systemrelevant, um zum einen die dort vorhandenen Kieseinträge in die Baggerbereiche oder Ausleitungsstrecken zu spülen aber auch um die Feinsedimente jährlich nach Unterstrom in den Staubereich Oberaudorf-Ebbs zu verfrachten. Die Staustufe Oberaudorf-Ebbs mit dem wesentlichen höheren Stauziel und einer ursprünglichen Absenkvorschrift, die sich an einem Brückenpegel orientiert, stellt dabei einen Systemwechsel dar, der wegen der unterstromigen Staustufen mit kleinen oder konstanten Stauzielen wiederum auf die extremen Einträge vergleichmäßigend reagieren muss. Zu diesem Systemwechsel wurde mit der sogenannten "AG Stauraummanagement" eine deutsch-österreichische Arbeitsgruppe unter Einbeziehung aller Staustufenbetreiber und Fachbehörden gegründet. Die Ergebnisse, die nach dem Hochwasser 2005 erarbeitet wurden, führten zu Lösungen und prognostizierten Wirkungen; Loy, 2008; Kohane, 2010. Diese wurden jedoch durch die beobachteten Anlandungen und das relativ kleine Ereignis 2019 komplett in Frage gestellt, weswegen neue Ansätze zur Vergleichmäßigung erarbeitet wurden.

## 2 Änderung der Bemessungsereignisse, Normen und Merkblätter

Seit der Inbetriebnahme haben sich bei den meisten Anlagen am Oberen Inn die Bemessungshochwasserabflüsse erhöht. Für die Stauanlage Nußdorf beispielsweise ergab sich zwischen 1981 und 1994 eine Erhöhung des HQ100 von 1950 m<sup>3</sup>/s auf 2250 m<sup>3</sup>/s d.h. ca. 15%. Mit dem stärkeren Einfluss des Voralpenraumes nimmt diese Zunahme anteilig statistisch ab und am Unteren Inn, ab Zusammenfluss mit der Salzach, sind die ursprünglichen Bemessungs-ereignisse aus der Bauzeit größer als die mit den neuen Messdaten ermittelten Werte. Darüber hinaus hat sich in einigen Stauräumen die Verlandung anders entwickelt als prognostiziert. Die höheren Bemessungsabflüsse und die größere Stauraumverlandung haben zur Folge, dass die im Wasserrechtsbescheid fixierten und geforderten Höchstwasserspiegellagen und Freibord-maße der Stauhaltungsdämme nicht überall eingehalten werden konnten. Vorhandene zum Teil bereits bekannte und analysierte Defizite an den Hochwasserschutzeinrichtungen wurden beim Extremhochwasser vom August 2005 bestätigt, weiter analysiert und Maßnahmen ergriffen, um diese zu beseitigen. Hinzu kamen die in der DIN 19700 Teil 13 (2004) beinhaltete Einführung des HQ1000 als Bemessungsereignis bei der Berücksichtigung der Anlagensicherheit: Wehrleistungsfähigkeit, statischen Betrachtung der Stauhaltungsdämme, Dichtungslänge und Freiborde und die vom Betreiber berücksichtigte Wirkung in die Seitengewässer im Hinblick auf die Gesamtanlagensicherheit. Dadurch wurde der ursprüngliche Bemessungsansatz mit HQ100 und HQ 100 (n-1) verlassen und das HQ1000 als zusätzlichen Bemessungswert für die Stauhaltung mit Wehren eingeführt. Aufgrund fehlender Grundlagen wurde bereits 2005 eine Studie der TU München zur Ermittlung der HQ1000 Werte am Inn und zu einer Einordnung der Wehrleistungsfähigkeit an allen Staustufen des Inn für das neue Bemessungsereignis durchgeführt. Im Vorfeld wurden an allen Staustufen eine Defizitanalyse im Hinblick auf den (n-1) Fall durch die Erhöhung des HQ 100 erstellt und Nachweise zum (n-a), (n-1) nach DVWK Merkblatt 216/1990 durchgeführt. Es wurden neben den Naturereignissen auch Modellversuche und Modellierungen zur Vervollständigung der Sicherheitsbetrachtung durchgeführt. Bei der (n-a) Betrachtung gab es je nach ursprünglichen Bemessungswert und Defizit unterschiedlichste Lösungen, die die Gesamtanlagensicherheit im Fokus hatten. Ein wesentlicher Sicherheitsaspekt der eindeutig sommerdominierten Extremhochwässer war, geplante Revisionen in die abflussärmere Zeit zu legen. Zusätzlich wurden zum Teil redundante Antriebe für die Wehrverschlüsse installiert und Portalkräne mit Gleichlauf ausgestattet, so dass der Unterschütz zusätzlich gehoben werden kann. Betrachtet wurden meist das festgelegte Stauziel aus dem Bescheid, das auch bei der (n-a) Betrachtung einzuhalten war. Die Nachweise konnten alle geführt werden bzw. befinden sich in der Aktualisierung. Wesentliche Themen bei der Gesamtsicherheitsbetrachtung an den Wehren sind zudem:

- Das dokumentiert seltenes Auftreten von Störungen der Wehre,
- ein Besetzen der Kraftwerke bei Hochwasser um Treibholz gezielt abzuführen und um eine Steuerung vor Ort im Mehrschichtbetrieb zu gewährleisten,
- Regelmäßige Übungen von (n-a)-Lösungen, das einmalige Fahren aller Verschlüsse im Jahresverlauf und Heizung der Verschlüsse (Dichtungen) im Winter,
- eine gelebte Fehlerkultur, die alle beobachteten Störungen meldet, behebt und Änderungen bei allen Anlagenteile am Inn einfordert,
- Ersatzteilvorhaltungen f
  ür wesentliche Bauteile, um das Zusammentreffen Extremhochwasser und Ersatzteilbeschaffung (Lieferzeiten) durch zeitnahe Reparatur auszuschließen,
- Änderung der historischen Wehrbetriebsordnung um Verklausungen zu reduzieren und OW – Hindernisse wie Dammbalkenlager wurden höher gesetzt,
- Ausgeleuchtete Kamerabeobachtung von Pegeln und Wehren von der Warte aus.

Mit der HQ1000 Betrachtung kam hinzu, dass ein Überstau am Wehr zulässig ist und der n – Fall betrachtet wird. Der Abfluss der Kraftwerke wurde, wie auch beim HQ100, nicht im Hinblick auf die Gesamtleistungsfähigkeit berücksichtigt. Das Verhältnis HQ1000/HQ100 beträgt am Inn 1,26. In einer Arbeitsgruppe Kraftwerksbetreiber, Umweltministerium und Fachbehörden war man sich sehr schnell einig, dass es keine unterschiedlichen Sicherheitsmaße bei Dämmen und Deichen sowohl bzgl. Freibordbetrachtung als Nachweisführung der Anlagensicherheit <u>am Inn</u> geben sollte, siehe auch Merkblatt des LfU, 2009. Mit der HQ1000 Betrachtung und dem Überstau am Wehr wurden systematisch alle Freiborde und Dichtungsfreiborde angepasst, so dass nunmehr für folgende Lastfälle ein ausreichender Freibord f oder reduziertes Freibord f\* vorliegt:

Lastfälle BHQ 1 (HQ100): n- Fall, n-1, n-a, mit Freibord 1,2 m, bzw. 1 m und 0,7 m für f\*

Lastfälle BHQ 2 (HQ1000): f = 0,3 m aber meist wesentlich für Dichtungshöhe

Mindestfreibord an den Mündungen der Seitengewässer BHQ 2 = 0,3 m und Berücksichtigung HQ100-Inn und HQ100-Seitengewässer (f = 1,0 m bis 0,8 m (Mündung und staubeeinflusster Bereich kleinerer Gewässer)).

## 3 Gesamtsicherheitsbetrachtung

Durch die kurzen Vorwarnzeiten (um 8 h) am Inn bis zum Extremereignis gibt es Hochwasseranweisungen für den Kraftwerks- und Wehrbetrieb aber auch für die Damm- und Deichkontrolle mit Meldeköpfen und Krisenkommunikation, die jährlich geübt und zu denen Schulungen extern und intern durchgeführt werden. Diese Organisation wird laufend optimiert und verbessert, so dass aus den Erfahrungen zu den Hochwassern 2005 und 2013 wesentliche Positionen ergänzt und erweitert wurden. Der Personalbedarf z.B. der externen Dammgeher und die zugehörigen Schulungen wurden erhöht, um dem eigenen Personal mehr Raum für Koordination und Überprüfung der Meldungen und Beobachtungen zu geben. Auch die Rahmenverträge mit lokalen Baufirmen, die ein zentrales Element bei lokalen Sickerwasser-austritten oder bei Defiziten an Pumpwerken waren, wurden ergänzt. Klar ist, dass bei jedem Extremereignis andere Defizite erkannt werden, die in eine Analyse zur Anpassung und Überprüfung von Bauwerken oder der Organisation führen; Loy, 2006. Die Defizite werden zeitnah behoben, die Erkenntnisse dokumentiert und auf andere Staugebiete übertragen.

In der Gesamtsicherheitsbetrachtung sind sowohl das BHQ1 mit Ausfallszenarien am Wehr als auch das HQ1000 berücksichtigt. In den Staugebieten mit variablen Sohlen wurden mit den Behörden die Bemessungssohlen mit der jeweils zugehörigen Wasserspiegellage im Detail betrachtet und eingeordnet. Die Sandsohlen zeigen dabei große Variabilität in Lage und Menge, so dass fast für jedes Staugebiet andere Kriterien bei ähnlicher Gesamtsicherheitsbetrachtung gesucht wurden. Die oberen Stufen zeigen dabei größere Variabilität, so dass jeweils die höchste jemals gemessene Sohle (mit Lage) mit der einhüllenden Wasserspiegellage als Dimensionierungsgrundlage für das Freibord und die Dichtungserhöhung gewählt wurde. Nach dem kleinen Hochwasser 2019 mit der Ausräumung in Oberaudorf-Ebbs reagierten Nußdorf und Feldkirchen auffällig stark auf den Sedimenteintrag, während die dazwischen liegende Stufe Rosenheim durch den geraden Verlauf eher unauffällig blieb. Die Priorität wurde folglich auf die genannten zwei Staustufen mit beeinflussten Seitengewässern und besiedelten Bereichen gelegt. Von den Erkenntnissen nach dem Hochwasser 2019, der Analyse, der Genehmigung bis zum Abschließen der Dammerhöhungen 2022 wurden alle oben genannten Kriterien eingehalten. Auch für die beeinflussten Seitengewässer wurden zeitnah lokale Lösungen erarbeitet, die sich in 2023 in der Umsetzung oder Detailplanung befinden. Die höchsten gemessenen Sohlen mit den zugehörigen WSP – Berechnungen unterschritten in manchen Bereichen das Mindest-freibord zum HQ1000 und zum HQ100 wesentlich.

Vom Freistaat Bayern wird derzeit an der Mangfall ein Polder errichtet, der Resilienzen bei Extremereignissen liefern soll. Auch am Inn wurde eine Studie vom STMUV beauftragt und auch hier gibt es Potenziale wie z.B. einen unbesiedelten Bereich, der für besiedelte Bereiche eine zusätzliche Retention und damit Abmilderung eines Extremereignisses liefern kann. Bei großen Flüssen wie dem Inn ist aus Sicht des Kraftwerksbetreibers, mit den kurzen Vorwarnzeiten, der steilen alpinen Einzugsgebiete, wenig zeitlicher Spielraum durch Absenkung am Wehr eine messbare Retentionswirkung <u>tatsächlich</u> zu realisieren. Der im Ereignisfall zu erwartende Spitzenabfluss bleibt auch heute noch aus verschiedensten Gründen nicht prognostizierbar. Mit der Einführung des HQ1000 hat aus Sicht des Betreibers die Sicherheit sowohl am Wehr als auch bei den Dämmen und Deichen (Sicherheitskonzept Inn) ein über die (n-1) Betrachtung hinaus gehendes höheres Sicherheitsmaß erhalten, als es bei den ursprünglichen Dimensionierungsgrundlagen vorhanden war. Gerade bei Wehren mit angepasstem BHQ1 hat der Überstau beim HQ1000 zu Freibordanpassungen und Dichtungserhöhungen geführt die insgesamt das Sicherheitsniveau erhöht haben. In Anbetracht einer Klimafolgenbetrachtung mit Messwerten und Pegelmarken an den historischen Städten Wasserburg und Passau fußt die Prognose der HQ1000 Werte auf einer langjährigen Beobachtung. In Bayern wird ein pauschaler Klimafaktor von 15% für das HQ100 gewählt. In Baden-Württemberg gibt es einzugsgebietsbezogene differenziertere Klimaänderungsfaktoren die bei bis zu 25% liegen können. Bei Betrachtungen für Jährlichkeiten T > 1000 ist der Klimafaktor = 1,0; LfU, BW 2005.

Tab. 2	Auszug aus	Tabelle 4 Klimaä	nderungsfaktore	$n f_{T;\kappa}$ in	Baden-Württemberg	LfU,	, BW 2005
--------	------------	------------------	-----------------	---------------------	-------------------	------	-----------

T [Jahre]	2	5	10	20	50	100	200	500	1000
f <sub>T,K</sub>	1,25	1,24	1,23	1,21	1,18	1,15	1,12	1,06	1,00

Bemerkung: für Jährlichkeit T > 1000 a ist der Faktor gleich 1,0

Das Gesamtsicherheitskonzept am Inn schließt somit v.a. unter Einbeziehung der Staugebiete und der variablen Sohlen für alle Bemessungsereignisse inkl. T = 1000 a ein Versagen aus und schließt aus Sicht VERBUND die Klimafolgenanpassungen mit ein. Dies gilt natürlich nur dann, wenn wie dargestellt, die Messungen, Analyse, Schlussfolgerung und Adaption zeitnah erfolgen und Teil des Sicherheitskonzepts sind. Ein reduziertes Freibord f\* beim reinen (n-1)-Fall nach DIN 19700 Teil 13 ist folglich keine Reduzierung der Sicherheit, wenn Restfreiborde und Dichtungshöhen ein Versagen auch bei diesen seltenen Ereignissen bei einem verantwortungsvollen Betrieb ausschließen und der Störfall in die Größenordnung eines T = 1000 a einzuordnen ist. Ein real verifiziertes, hydraulisch nachgewiesenes Freibord am Wehr (n-1, n-a, n) mit Dämmen und Deichen gibt dem Betreiber die Sicherheit auch bei Extremereignissen ein Überströmen und damit Versagen sicher zu vermeiden.

## 4 Beeinflusste Seitengewässer und HQ 100, HQ 1000 Schutz

Das lokale Extremereignis des Simbaches 2016 mit in der Folge in den Einzugsgebieten mit 7 Toten hat bei der Betrachtung der kleinen Einzugsgebiete v.a. am Unteren Inn eine Überprüfung der Szenarien gefordert. In Simbach hatte nur das Seitengewässer ein Extremereignis mit der Flutung der Stadt auf verschiedensten Wegen. Der Inn selbst hatte eher mittlere Abflüsse. In der Folge wurde das Bemessungsereignis für den Simbach erhöht und folglich auch die Durchlässe und Deiche im Unterhaltsbereich VERBUND angepasst.

So zeigt sich am Beispiel von Weitbach und Westerndorfer Graben in Perach, die unterstrom der Staustufe Perach in den Inn münden, dass polderartige Vorlandflächen durch Hochwasserereignisse des Inn aufgrund der Fülle und zeitlichen Ausdehnung der Ganglinie vollständig gefüllt werden können. Die bei Hochwasserereignissen der im Bereich der Polder einmündenden Seitengewässer jedoch deutlich geringere Einstauhöhen erfahren. So konnte am Westerndorfer Graben durch einen Querdeich mit Sicherung durch eine Rückstauklappe ein gefährdeter Polderbereich gegen den Rückstau aus dem Inn bis zum HQ1000 gesichert werden. Am Oberen Inn zeigt das Beispiel des Einödbachs im Stauraum Nußdorf weitere Facetten der Sicherheitsbetrachtung unter Einbeziehung von einmündenden Seitengewässern auf. Der Einödbach wird aus den Hängen des Inntals in Dammlage durch das linke Vorland in den Staubereich des Stauraums Nußdorf geführt. Innerhalb des aufgesattelten Gewässerabschnitts quert der Einödbach zudem in einem Düker die Autobahn. Die Mündungssituation führt dazu, dass die Sicherheitsbetrachtung für den rückstaubeeinflussten Teil des Einödbachs folgende zusätzliche Komponenten einbezogen und folgende Sicherheitskonzepte diskutiert werden:

- Ansatz von Geschiebezuschlägen (Hydrologie) bzw. Rückhalt von Geschiebe in zwei Geschiebefallen am Einödbach -> zeitnahe Entnahme und Beobachtung,
- Verklausungsszenarien am Düker des Einödbachs unter der Autobahn -> führt Treibgut (Schwimmteile) am Düker zu einer direkten Verklausung? Geringe Fließgeschwindigkeiten (Rückstau) nicht erwartet und historisch nicht beobachtet.
- Kontrollierte Entlastungsmöglichkeit in den Vorfluter zum Inn, um ein mögliches Bauwerksversagen entlang des aufgesattelten Gewässerverlaufs vor dem Düker durch kontrollierte Überströmung zu verhindern (Verklausung und Extremereignis).

Die Bemessung im rückstaubeeinflussten Bereich des Einödbachs bildet somit einen Ansatz ab, der an mehreren Stellen bereits ungünstige Kombinationen von zu berücksichtigenden Ereignissen beinhaltet. Die Eintretenswahrscheinlichkeit des beschriebenen Bemessungsereignisses am Seitengewässer liegt damit in der Gesamtbetrachtung niedriger als der Standardansatz am Inn mit HQ100 (n-1)-Fall mit hohen Sohlen Inn als Unterwasserrandbedingung. Das HQ 1000 Inn darf zu keiner Überströmung der Entlastungsmöglichkeit führen.

## 5 Berücksichtigung Wasserspiegellagen und Sedimenttransport

Die Berechnung der Wasserspiegellagen im Hochwasserfall in den Stauhaltungen am Oberen Inn wird auf einer guten Datengrundlage durchgeführt. Diese Daten erlauben eine instationäre Betrachtung der Kalibrierungs- und Bemessungsereignisse im Zeitverlauf. Zur numerischen Modellierung des Strömungs- und Feststofftransports wird das Softwaresystem HEC-RAS eingesetzt, welches die maßgebenden Prozesse der Sedimentausräumung und -anlandung sowie der Veränderung des Fließwiderstands infolge der Sohlverformung während des Hochwassers berücksichtigt. Dieser Modellansatz wurde für die Staustufenkette von Langkampfen bis Neuötting sowie für die Staustufen Braunau-Simbach und Schärding-Neuhaus jeweils an den historischen Ereignissen kalibriert und die Wasserspiegellagen für alle Bemessungsereignisse ermittelt. Jedes Staugebiet wurde getrennt kalibriert und aufgrund der Besonderheit der Sedimentausräumung nicht die Wasserspiegellage beim maximalen Abfluss, sondern die Einhüllende der Wasserspiegellagen als Bemessungswert für das Freibord verwendet. Der Spitzenabfluss spiegelt folglich mit dem sehr steilen Anstieg des Abflusses selten die minimale Freibordsituation dar. Mit dem Augusthochwasser 2005, das in weiten Bereichen des Inn dem HQ100 entsprach, konnten die mit dem Modell prognostizierten Höchstwasser-spiegellagen für den Bemessungshochwasserabfluss BHQ1 (HQ100) verifiziert und weiter präzisiert werden. Auch die zeitliche und räumliche Entwicklung der Sohllagen in den einzelnen Stauräumen konnte mittels Modellierung rechnerisch erfasst und verifiziert werden.

## 6 Stauraummanagement

Nach dem Augusthochwasser 2005 wurde erkannt, dass sich die Sedimentbewirtschaftung in der oberen Innstaustufen Langkampfen und Oberaudorf-Ebbs stark auf die Stauraumverlandung in den unterliegenden Staustufen auswirkt und, dass eine Vergleichmäßigung der Sediment-

transports durch die Staustufenkette anzustreben sei. Die Betrachtung richtete sich damals von Langkampfen bis Rosenheim; Kohane, 2010. Nach dem Hochwasser 2019, das ungefähr einem 10-jährigen Ereignis glich, wurden große Anlandungen zuerst in den Stauräumen Nußdorf und Feldkirchen und später im Stauraum Wasserburg beobachtet, die zu einem unmittelbaren Handlungsbedarf zur Freibordanpassung in Nußdorf und Feldkirchen führte. Die Analyse zeigte, dass die Absenkvorschriften in den Staustufen aus verschiedensten Gründen nicht wie ursprünglich von der Arbeitsgruppe konzipiert, umgesetzt werden konnte. Des Weiteren wurde klar, dass die Steuerung nach dem Pegel Staumarke an der Autobahnbrücke im Stauraum Oberaudorf-Ebbs zu hohen Stauzielabsenkungen am Wehr Oberaudorf-Ebbs und somit zu großen Austrägen von Ablagerungsfeinsedimenten führt. Aus den vorhandenen Modellen der einzelnen Staustufen wurde ein Gesamtmodell der Staustufenkette vom Unterwasser des Wehrs Kirchbichl bis zum Unterwasser des Kraftwerks Teufelsbruck erstellt und anhand von Messdaten der letzten 20 Jahre einschließlich des extremen Hochwassers 08/2005 kalibriert und validiert. Mit Hilfe von Langzeitsimulationen konnten mit dem Modell die gemessenen Veränderungen der Sohllagen in den einzelnen Stauräumen und die dazugehörigen Wasserspiegellagen zeitlich und räumlich gut abgebildet werden. In einer ersten Analyse stellte sich heraus, dass die Wirkung der oberstromigen Kraftwerke der TIWAG Langkampfen und Kirchbichl mit ihrer jährlichen Stauraumspülung nicht wesentlich für die beobachteten Anlandungen in den unterliegenden Stauräumen sind. In einer Variantenuntersuchung zur Absenkvorschrift Oberaudorf-Ebbs und Nußdorf mit über 20 entwickelten Vorschriften konnte festgestellt werden, dass die Unterschiede in der Wirkung nur durch Betrachtung eines längeren Modellierungszeitraums von etwa 20 Jahren auf Basis der gemessenen Daten erkennbar sind und die Absenkvorschrift Oberaudorf anzupassen sei. Die Lösung ist nun erkennbar, jedoch die Wirkung einer Vergleichmäßigung der jährlichen Sedimentausträge wird in den unterliegenden Staustufen erst in einem Jahrzehnt zu erfahren sein. Freibordanpassungen und Lösungen an den Seitengewässern zur Einhaltung des Sicherheitsniveaus sind daher ebenso geboten. Es ist in Nußdorf bereits erkennbar, dass zukünftig das frühere Niveau der Stauraumverlandung wieder erreicht wird, siehe Abb 1. Für die anderen Staustufen ergeben sich unterschiedliche Bewertungen aus der Langzeitprognose.

#### Schlussfolgerungen

Als Fazit aller Betrachtungen kann man aus Sicht eines Betreibers klar feststellen, dass ein umfangreiches Messen mit Fächerecholot, verifizierte Wasserspiegelfixierung der Extrem-ereignisse aber auch die Stauraumpegel wesentlich sind um Aussagen zu dem Gesamtsicherheitsniveau der Stauhaltungen zu erarbeiten. Des Weiteren stellt der Betreiber geschultes Personal zur Beobachtung, Messung, Steuerung und zur Umsetzung von Sofortmaßnahmen bei Hochwasser zur Verfügung. Die Gewährleistung der Anlagensicherheit benötigt zeitnahe Bereitstellung von finanziellen Mitteln, Projektleiter:innen und Personal mit Betriebserfahrung um eine zeitnahe Realisierung von gewonnen Erkenntnissen in Projekten zu gewährleisten. Klar ist auch, dass historische Analysen mit real gemessenen Ereignissen laufend verifiziert, Defizite angesprochen und zeitnah beseitigt werden müssen. Mit den hier vorgestellten Ansätzen ist ein Sicherheitsniveau für alle Bemessungsereignisse an einem komplexen System wie dem Inn sichergestellt. Durch die Extrembetrachtung zum HQ1000 mit einer zeitnahen Verifizierung der zugehörigen Wasserspiegellagen und Freiborde mittels numerischer Strömungs- und Feststoffmodellierung wurde eine adaptive Vorgehensweise gewählt um auf Extremereignisse vorbereitet zu sein und folglich mögliche Klimafolgeanpassungen einschließt. Am großen Einzugsgebiet des Inn sind aus der Hydrologie bisher keine messbaren Änderungen ableitbar und die Bemessungsereignisse nahe an den ursprünglichen Werten. Beim Sedimenttransport am Inn, mit seiner Komplexität sowohl vom Eintrag aus dem hohen Einzugsgebiet und dem Stauraummanagement, ist die adaptive Vorgehensweise und das Ernstnehmen von beobachteten Veränderungen, mit zeitnaher Umsetzung von Freibordanpassungen, mit der Einordnung der Wirkung in die Zukunft, ein schlüssiger Weg. Resilienzen finden sich klar in den Annahmen zum (n-1) Fall, die Einordnung zu dessen Eintrittswahrscheinlichkeit und der Annahme der Gleichzeitigkeit von Spitzenabfluss Inn und Seiten-gewässern. Zusätzlich enthält der Spitzenabfluss zum HQ1000 bedingt durch die rein hydrologischen Betrachtungen keine Analyse der Ausuferungen in Österreich, wo den Inn in großen Bereichen keine Deiche begleiten Retentionseffekten auftreten werden.

### Literatur

- Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Gesundheit, (2009), Folgen des Klimawandels, GLOWA DANUBE
- Bayerisches Landesamt für Umwelt, (2015) Hydrologischer Gewässerlängsschnitt Inn
- Bayerisches Landesamt für Umwelt, (2009) Merkblatt Nr. 5.2/5, Staugeregelte Flüsse Anlagensicherheit und Hochwasserschutz Nachweis und Lastfälle nach DIN 19700 und DIN 19712
- Kohane, R. (2010). Stauraummanagement am Bayerischen Inn, "Wasserbau in Bewegung ... von der Statistik zur Dynamik", 15. Gemeinschaftssymposium TU München, TU Graz und ETH Zürich, Tagungsband S. 233-244.
- Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU), (2005) Leitfaden Festlegung des Bemessungshochwassers für Anlagen des technischen Hochwasserschutzes
- Loy, G. (2006) Erfahrungen eines Wasserkraftbetreibers beim Katastrophenschutz während der letzten Hochwasserereignisse; Fachtagung Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern, Wallgau 2006.
- Loy, G. (2008) Die neu berechneten Wasserspiegellagen am Inn und die dadurch notwendigen Maßnahmen zur Gewährleistung der Hochwassersicherheit im Bereich Rosenheim, Neue Anforderungen an den Wasserbau, Internationales Symposium ETH Zürich, 2008

## Anschrift der Verfasser

Georg Loy und Johannes Wesemann VERBUND Innkraftwerke GmbH Werkstrasse 1 84583 Töging am Inn Georg.Loy@Verbund.com; Johannes.Wesemann@Verbund.com

Roberto Kohane Tractebel Hydroprojekt GmbH GB Weimar - Geschäftsstelle Bad Vilbel Friedberger Straße 173 61118 Bad Vilbel roberto.kohane@tractebel.engie.com

Florian Pfleger cfLab GmbH Nußbaumweg 30a 83224 Grassau pfleger@cflab.eu
# Auswirkungen des Klimawandels auf die Schweizer Alpenrandseen

Andreas Inderwildi, Tobias Wechsler, Massimiliano Zappa und Gian Reto Bezzola

# Zusammenfassung

Der fortschreitende Klimawandel verändert das Wasserdargebot, verschärft den Druck auf Wassernutzungen und erhöht die Wahrscheinlichkeit für Starkniederschläge. Die großen Alpenrandseen spielen in der Schweiz eine wichtige Rolle für das Wasserressourcen- und Naturgefahrenmanagement. Insbesondere bei der Seeregulierung bündelt sich eine Vielzahl von Interessen.

Um die Auswirkungen des Klimawandels auf die Wasserstände der Seen und deren Ausflüsse abschätzen zu können, werden die meteorologischen Klimaszenarien CH2018 (NCCS, 2018) mit dem Niederschlag-Abflussmodell PREVAH (Viviroli et al., 2009) in hydrologische Szenarien übersetzt. Basis bilden die drei Emissionsszenarien (konsequente, mittlere oder ausbleibende Klimaschutzmaßnahmen) und drei Zukunftsperioden (nahe, mittlere und ferne Zukunft). Um den anthropogenen Einfluss der Seenregulierung abbilden zu können, werden die Fließgewässer, Seespeicher sowie die Ausflussregulierung mit dem hydrodynamischen Modell MIKE 11 (DHI, 2004) simuliert. Der vorliegende Bericht zeigt exemplarisch die Untersuchungen für den Walensee und Zürichsee.

Die Klimaszenarien CH2018 zeigen gegen Ende des Jahrhunderts für beide Seen geringfügige Änderungen der mittleren jährlichen Seestände und Ausflüsse. Es ist jedoch eine ausgeprägte saisonale Umverteilung der Seestände und Ausflüsse zu erwarten. Die Veränderungen verstärken sich im Laufe der Zeit und mit ausbleibenden Klimaschutzmaßnahmen. Im Winter steigen die mittleren Seestände und die Ausflüsse nehmen zu; im Sommer sinken die mittleren Seestände und die Ausflüsse nehmen ab. Die Seestandänderungen des unregulierten Walensees fallen mit ausbleibenden Klimaschutzmaßnahmen deutlich höher aus als die des regulierten Zürichsees; die Änderungen der Ausflüsse liegen in beiden Seen in der gleichen Größenordnung. Die Analyse der Extreme zeigt eine erhöhte Häufigkeit von Niedrigwassertagen. Bei der Analyse der Seehochwasser ist keine Veränderung der Anzahl von Hochwassertagen erkennbar. Um zukünftige hydrologische Entwicklungen an Seen und flussabwärts gelegenen Flüssen abzuschätzen, ist es wichtig, Modelle zu verwenden, welche die Seeregelungen einbeziehen. Dies erlaubt eine Differenzierung von klimatischen und regulatorischen Einflüssen.

Hydrologische Szenarien dienen als Grundlage für die frühzeitige Diskussion der Auswirkungen und möglicher Anpassungen an den Klimawandel (Schweizerische Eidgenossenschaft, 2020). Um die Bedeutung der saisonalen Verschiebung bei den Seeständen wie auch den entsprechenden Ausflüssen zu beurteilen, braucht es die Diskussion mit den Fachstellen auf Kantons- und Bundesebene sowie mit betroffenen NGOs. Gegebenenfalls müssen auch weitergehende Studien in Betracht gezogen werden.

# 1 Einleitung

Im Aktionsplan 2014 – 2019, zweiter Teil der Strategie des Bundesrates vom 9. April 2014 zur Anpassung an den Klimawandel in der Schweiz, sind die Anpassungsmaßnahmen der Bundesämter zusammengefasst, mit welchen die Chancen des Klimawandels genutzt, die Risiken minimiert und die Anpassungsfähigkeit von Gesellschaft, Wirtschaft und Umwelt gesteigert werden sollen (BAFU, 2014). Der Aktionsplan bildet auch die Grundlage für Klimaanalysen betreffend die Seeregulierung. Mit den Klimaszenarien CH2018 stehen Grundlagen zur Verfügung, die eine detaillierte und differenzierte Betrachtung für Schweizer Seen ermöglichen. Insbesondere auch die Berücksichtigung der bestehenden Vergletscherung und des erwarteten Gletscherschwunds über die nächsten Jahrzehnte ist möglich. Die meteorologischen Größen (Niederschlag, Temperatur, Wind, Luftfeuchtigkeit und globale Strahlung) liegen in hoher räumlicher Auflösung vor, sodass hydrologische und hydraulische Simulationen für die Seen möglich sind.

Beim hier vorgestellten Projekt geht es im Wesentlichen um die Quantifizierung der Auswirkungen der Klimaszenarien CH2018 auf Seestände und -ausflüsse (bei gleichbleibender Regulierung), welche die Basis bildet für weitergehende Überlegungen und Untersuchungen. Kernpunkt ist die Entwicklung einer Methodik, um die hydraulischen Auswirkungen der Klimaszenarien auf die regulierten Seen zu simulieren. Die Erarbeitung erfolgte durch die Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft (WSL) im Auftrag des Bundesamtes für Umwelt (BAFU). Die Methodik wurde zusammen entwickelt und laufend verfeinert. Die Niederschlag-Abflussmodellierung sowie die Auswertung der Resultate erfolgte durch die WSL; die hydrodynamischen Modellierungen wurden BAFU-intern durchgeführt. Im vorliegenden Bericht werden exemplarisch die Resultate vom Zürich- und Walensee gezeigt, welche das Pilotgebiet bilden und für die die hier vorgestellte Methodik entwickelt wurde.

### 2 Grundlagen

#### 2.1 Klimaszenarien CH2018

Als Grundlage für die Klimaanalysen betreffend der Seeregulierung dienen in dieser Studie die Klimaszenarien CH2018 (CH2018, 2018). Mit der Veröffentlichung der neuen Klimaszenarien CH2018 stehen meteorologische Grundlagen in transienter Form bis Ende dieses Jahrhunderts zur Verfügung. Sie basieren auf dem EURO-CORDEX Datensatz (Jacob et al., 2014), der die neusten Fortschritte in der Entwicklung der Klimamodelle abbildet. Die Klimaszenarien CH2018 folgen einer kontinuierlichen Änderung der Konzentration der Treibhausgase, sogenannter Representative Concentration Pathway (RCP) Emissionsszenarien und dem statistischen Downscaling-Ansatz Quantile Mapping (CH2018, 2018).

RCPs beschreiben mögliche zukünftige Treibhausgaskonzentrationen in der Atmosphäre. Es wird dabei zwischen drei Emissionsszenarien unterschieden, die von Moss et al. (2010) definiert werden: RCP2.6 (konsequenter Klimaschutz), RCP4.5 (mittlerer Klimaschutz) und RCP8.5 (ausbleibender Klimaschutz).

Die drei Emissionsszenarien (RCP2.6, RCP4.5, RCP8.5) bestehen aus einer Vielzahl von Modellketten, den sogenannten Klimaszenarien. Diese wiederum unterscheiden sich im benutzten Regionalen Klimamodell (RCM), dem Globalen Zirkulationsmodell (GCM) sowie in der räumlichen Auflösung (RES) der Modelle und stellen die Unsicherheit der Klimamodelle dar. Für die Analyse werden insgesamt 39 Klimaszenarien für die Periode 1981 – 2099 verwendet. Die Klimaszenarien bestehen aus den folgenden meteorologischen Größen: Temperatur, Niederschlag, relative Luftfeuchtigkeit, globale Strahlung, oberflächennaher Wind. Die zeitliche Betrachtung der Auswirkungen der Klimaszenarien wird in folgende vier Perioden unterteilt, die je 30 Jahre umfassen (Abb. 1):



Abb. 1 Darstellung der Perioden für die zeitlichen Auswertungen

### 2.2 Kenngrößen Pilotgebiet

Für die Niederschlags-Abflussmodellierung wurden die Einzugsgebiete von Walen- und Zürichsee in 16 Teileinzugsgebiete ( $50 - 250 \text{ km}^2$ ) unterteilt. Im hydrodynamischen Modell sind folgende Gewässer abgebildet: Walensee, Linthkanal, Zürichsee, Limmat (

Abb.2).



**Abb. 2** Überblick der beiden Einzugsgebiete von Walensee und Zürichsee sowie deren Untereinzugsgebiete

Einige Kenngrößen der Einzugsgebiete sind in Tab. 1, die Kenngrößen der Seen in Tab. 2 dargestellt.

Ein- zugsge- biet	Fläche [km²]	Ø Höhe [m ü. M.]	Max. Höhe [m ü. M.]	Min. Höhe [m ü. M.]	Gletscher [%]
Walensee	1061	1581	3557	416	2
Zürichsee	1828	1222	3557	402	1

See	Seevolumen [Mio m³] bei Ø Seestand	Seefläche [km²] bei Ø Seestand	Sommersee- stand Ø [m ü. M.] Juni (1951 – 2012)	Winterseestand Ø [m ü. M.] Dezember (1951 – 2012)	HW-Grenze [m ü. M.]
Walensee	2,5	24	420.19	418.56	422.00
Zürichsee	3,9	87	406.06	405.91	406.60

Tab. 2 Kenngrößen der betrachteten Seen (BAFU, 2023).

Die Seestände und Ausflüsse des Walensees sind unreguliert, jene des Zürichsees sind reguliert. Durch die Regulierung weisen die Seestände des Zürichsees (Abb. 3, unten) einen kleineren Schwankungsbereich auf als beim Walensee (Abb. 3, oben). Dies ist sowohl für das Jahresregime als auch für die Tagesschwankungen zu beobachten.



**Abb. 3** Die langjährigen täglichen Seestände vom Walensee (oben) und Zürichsee (unten) während der Referenzperiode 1983 - 2010. Die blaue Linie repräsentiert den mittleren beobachteten Seestand; die hellblaue Fläche deckt die Spannweite des 10 % und 90 % Konfidenzintervalls ab.

#### 3 Methodik und Vorgehen

#### 3.1 Vorgehen, Methodik

Grundsätzlich müssen folgende Schritte durchlaufen werden, um ausgehend von den Klimaszenarien CH2018 hydrologische Seestandszenarien simulieren zu können (Abb. 4):

- 1. Berechnung der Abflussszenarien für größere und mittlere Gewässer ausgehend von den Klimaszenarien CH2018 (Niederschlag-Abflussmodellierung)
- 2. Aggregierung der Abflussszenarien zu Zuflussszenarien für die einzelnen Seen (inkl. Berücksichtigung des direkten Einzugsgebietes des Sees)
- 3. Simulation der Seestandganglinien gestützt auf den Zuflussszenarien und unter Anwendung der bestehenden Reguliervorschriften (hydrodynamische Modellierung)

4. Statistische Auswertung der Seestandganglinien für ausgewählte Klimaszenarien und Zeitintervalle

Die Zuflussganglinien in die Seen sind eine entscheidende Größe für die Simulation der Seestandszenarien und werden für die Referenzperiode 1981 – 2010 validiert. Basis für den Vergleich bilden die zurückgerechneten Seezuflüsse mit dem hydrodynamischen Modell. Mittels des gemessenen Ausflusses und Seestands (1981 – 2010) sowie der Wasserstand-Volumen-Funktion des Sees werden die tatsächlichen Zuflüsse in den See berechnet (Tagesmittelwerte). Der Vergleich mit den Seezuflüssen aus der Niederschlag-Abflussmodellierung kann zur Beurteilung derer Güte herangezogen werden. Je nach Größe und Systematik der Abweichungen sind Nachkalibrierungen des Niederschlag-Abflussmodells erforderlich.



**Abb. 4** Übersicht über die Szenarienrechnungen betrieben mit den Klimaszenarien CH2018 von Meteoschweiz, dem Niederschlag-Abflussmodell PREVAH und dem hydrodynamischen Modell MIKE11.

## 4 Ergebnisse

Die Projektionen der Klimaszenarien CH2018 für den Walensee und Zürichsee beziehen sich einerseits auf die Entwicklungen der mittleren Seestände und andererseits auf die Entwicklungen von Hoch- und Niedrigwasser. Die Ergebnisse der mittleren Seestände und Ausflüsse sind jeweils in einem Boxplot dargestellt, um die Streuung der insgesamt 39 Klimaszenarien aufzuzeigen, die wiederum in drei Emissionsszenarien (RCP2.6, RCP4.5, RCP8.5) unterteilt sind. Ein Boxplot zeigt die Streuung aller Szenarien, den Interquantilbereich, den Median sowie die Ausreißer (falls vorhanden).

Die Veränderungen der Projektionen beziehen sich auf den Unterschied zwischen der Referenzperiode (1981 – 2010) und den verschiedenen Zukunftsszenarien (2020 – 2049, 2045 – 2074, 2070 – 2099). Die Veränderungen beziehen sich also nicht auf die beobachteten Messwerte, sondern auf die Referenzperiode der Klimaszenarien CH2018, d.h. jedes der 39 Klimaszenarien wird zwischen der Referenzperiode und den Zukunftsszenarien verglichen.

#### 4.1 Veränderungen der mittleren monatlichen Seestände

Die Projektionen zeigen eine saisonale Umverteilung, die sich bei ausbleibenden Klimaschutzmaßnahmen (RCP8.5) bis Ende des Jahrhunderts verstärken (Abb.5 und Abb. 6). Die Veränderungen tendieren zu höheren Winter- und niedrigeren Sommerseeständen. Beim unregulierten Walensee reichen die Veränderungen in der Größenordnung von bis zu einem halben Meter. Beim regulierten Zürichsee liegen die Veränderungen bei +/- 5 cm und verstärken sich mit zunehmenden Emissionskonzentrationen (RCP8.5) bis Ende des Jahrhunderts.



**Abb. 5** CH2018-Projektionen der mittleren monatlichen Änderungen der Seestände [cm] des Walensees sowie des Jahresmittels (ganz rechts), unterteilt in drei Zukunftsszenarien (2035, 2060, 2085) und drei Emissionsszenarien (RCP2.6, RCP4.5, RCP8.5).



**Abb. 6** CH2018-Projektionen der mittleren monatlichen Änderungen der Seestände [cm] des Zürichsees sowie des Jahresmittels (ganz rechts), unterteilt in drei Zukunftsszenarien (2035, 2060, 2085) und drei Emissionsszenarien (RCP2.6, RCP4.5, RCP8.5).

Die mittleren jährlichen Seestände des Walensees verändern sich nur geringfügig. Für RCP8.5 zeigt sich eine abnehmende Tendenz gegen Ende des Jahrhunderts aufgrund der zunehmenden Verdunstung und der schwindenden Gletscher.

#### 4.2 Auswirkungen auf Hoch- und Niedrigwasser

Nebst den Veränderungen der mittleren Seestände interessieren die Veränderungen in den Hoch- und Niedrigwasserbereichen. Mit den Klimaszenarien CH2018 ist eine verlässliche Aussage zu zukünftigen Extremen nur beschränkt möglich. Aus diesem Grund wird in dieser Analyse keine Extremwertstatistik durchgeführt. Stattdessen wird analysiert, wie sich die Anzahl der Tage verändert, an denen die Absenkgrenze (Ausfluss < 30m<sup>3</sup>/s) oder die Hochwassergrenze (Seestand > 406.60 m ü. M.) des Zürichsees erreicht werden.

### 4.2.1 Niedrigwasserstände

Die Projektionen zeigen eine steigende Tendenz hin zu mehr Tagen pro Jahr, an denen die Absenkgrenze unterschritten wird (Abb. 7). Besonders das Emissionsszenario RCP8.5 zeigt im Vergleich zu der Referenzperiode eine Verdoppelung auf rund 60 Tage pro Jahr Ende des Jahrhunderts (gleitendes Mittel).



**Abb. 7** Die Anzahl der Tage pro Jahr, an denen die Absenkgrenze des Zürichsees erreicht wird (Abfluss < 30 m3/s). Die roten Punkte repräsentieren die beobachteten Ereignisse während der Referenzperiode 1981 - 2010; der gelbe (RCP2.6), blaue (RCP4.5) und violette (RCP8.5) Verlauf zeigen die Anzahl Tage pro Jahr von sämtlichen 39 Klimaszenarien, an denen die Absenkgrenze erreicht wird je nach Emissionsszenarien; die dicken Linien zeigen das gleitende Mittel (30 Jahre) der entsprechenden Emissionsszenarien.

#### 4.2.2 Seehochständen

Die Projektionen zeigen Ausreißerjahre, jedoch keine steigende Tendenz hin zu mehr Tagen pro Jahr, an denen die Hochwassergrenze erreicht wird (Abb.8). Während der Referenzperiode wurde das Erreichen der Hochwassergrenze in den Monaten Mai und August beobachtet (1999 und 2005). Die monatliche Betrachtung zeigt keinen Trend in der Entwicklung, einzig eine leichte Häufung im Monat Juni.



**Abb. 8** Die Anzahl der Tage pro Jahr, an denen die Hochwassergrenze des Zürichsees erreicht wird (Seestand > 406.60 m ü. M.). Die roten Punkte repräsentieren die beobachteten Ereignisse während der Referenzperiode 1981-2010; der gelbe (RCP2.6), blaue (RCP4.5) und violette (RCP8.5) Verlauf zeigen die Anzahl Tage pro Jahr von sämtlichen 39 Klimaszenarien, an denen die Hochwassergrenze erreicht wird je nach Emissionsszenario; die dicken Linien zeigen das gleitende Mittel (30 Jahre) der entsprechenden Emissionsszenarien.

# 5 Diskussion

## 5.1 Einfluss der Seeregulierung

Der Vergleich der beiden Jahresganglinien für den Walen- und Zürichsee zeigt, wie bedeutend die Regulierung für das Regime sein kann (Abb. 3). Auch die Projektionen für die beiden Seen fallen entsprechend unterschiedlich stark aus (Abb. 5 und Abb. 6). Für die Simulationen wird sowohl für die Referenzperiode als auch für die Zukunftsperioden von einem gleichbleibenden Regulierreglement ausgegangen. Das Miteinbeziehen der Seeregulierung erlaubt eine Differenzierung zwischen klimatischen oder reglementarischen Einflüssen. Die Resultate zeigen, dass die Regulierung vor allem auf die Seestände einen starken Einfluss hat, jedoch einen schwächeren auf die Ausflüsse. Dieser Beobachtung ist anzufügen, dass daraus keine Bewertung abgeleitet werden kann, da die verschiedenen Interessen und Ansprüche nicht Teil dieser Analyse sind.

## 5.2 Einfluss Klimawandel

Die Klimaänderung hat direkte Auswirkungen auf den Wasserkreislauf und somit auch auf die Seen. Höhere Temperaturen und eine Häufung von Hitzetagen bedeuten mehr Verdunstung und

eine Umverteilung der Ausflüsse. Insbesondere eine höhere Schneegrenze führt zu mehr Direktabfluss und weniger Schneespeicher während der Wintermonate. Die reduzierten Schneedecken führen zu einer verminderten Rückstrahlung (Albedo), was zu einer höheren Verdunstung führt und die Ausflüsse vermindert. Weiter sagen die Klimaszenarien CH2018 für die Mitte (Ende) des Jahrhunderts im Winter eine saisonale Zunahme des Niederschlags von bis zu 20 % (24 %) und im Sommer eine Abnahme von bis zu 25 % (39 %) voraus (CH2018, 2018). Demnach sind in Zukunft die Sommermonate anfälliger auf Trockenheitsereignisse. Diese Prognosen stimmen gut mit den Analyseergebnissen dieser Studie überein. Um dies zu quantifizieren, betrachteten wir die Veränderungen der einzelnen Modellparameter (PREVAH), die schließlich zu einer Veränderung im Abfluss führen (Abb.9). Bis Mitte des Jahrhunderts verkleinert sich der Gesamtabfluss (Q) des Einzugsgebiets Zürichsee um bis zu 5 %. Der Abflussanteil aus Gletschern (GI) zeigt eine starke Abnahme. Da die Vergletscherung im Gesamteinzugsgebiet des Zürichsees jedoch klein ist, ist die Auswirkung auf den Gesamtabfluss (Q) eher gering. Diese Abnahme ist daher vor allem auf die zunehmende Verdunstung zurückzuführen. Gegen Ende des Jahrhunderts verstärkt sich diese Tendenz zunehmend und resultiert in bis zu 10 % weniger Gesamtabfluss infolge noch höherer Verdunstung. Die saisonalen Umverteilungen sind noch ausgeprägter als die Veränderungen der Jahresmittelwerte (vgl. Kapitel 4.1).

Die projizierten Veränderungen resultieren aus dem Vergleich der Klimaszenarien während der Referenzperiode sowie den zwei Zukunftsperioden 2060 und 2085. Es handelt sich um einen Direktvergleich innerhalb der Klimaszenarien. Die Projektionen zeigen die Tendenz, insbesondere der saisonalen Umverteilung, sowie das Ausmaß der Veränderung.



**Abb. 9** Die Veränderungen der Modellparameter (PREVAH) für das Gesamteinzugsgebiet Zürichsee sowie die Perioden Mitte Jahrhundert (2045 - 2074) und Ende Jahrhundert (2070 - 2099) verglichen mit der Referenzperiode (1981 - 2010), die durch das schwarz eingefärbte Quadrat (100 %) dargestellt wird. Die farbigen Verläufe stehen für: gelb (RCP2.6), blau (RCP4.5), violett (RCP8.5). Die betrachteten Parameter sind: V = Verdunstung (80 % - 120 %), P = Niederschlag (80 % - 120 %), Q = Gesamtabfluss (80 % - 120 %) und GI = Gletscheranteil im Abfluss (0 % - 200 %).

#### 6 Ausblick

Um die Bedeutung der saisonalen Verschiebung bei den Seeständen wie auch den entsprechenden Ausflüssen zu beurteilen, braucht es die Diskussion mit den Fachstellen auf Kantons- und Bundesebene sowie mit betroffenen NGOs. Insbesondere bei der Seeregulierung bündelt sich eine Vielzahl von Interessen. Der regulierte Jahresgang soll sowohl den natürlichen Schwankungen als auch den unterschiedlichen Bedürfnissen von See- und Flussanliegern entsprechen, wie beispielsweise jenen der Hochwasserprävention, Fischerei, Schifffahrt, Energieerzeugung, Ökosysteme, etc. Gegebenenfalls müssen auch weitergehende Studien in Betracht gezogen werden.

Die Resultate weiterer Seen zeigen, dass jedes Seensystem unterschiedlich analysiert werden muss. Das Wasserstands- und Abflussregime der natürlichen Alpenrandseen ist maßgeblich beeinflusst von der Charakteristik ihrer Einzugsgebiete, insbesondere auch von den alpinen Speichern. Entsprechend ist auch der Aufwand und Zeitbedarf zur Untersuchung der Auswirkungen seenspezifisch und kann derzeit nicht genau bestimmt werden. Das Vorgehen dazu ist noch offen.

Es ist absehbar, dass in einigen Jahren aktualisierte Klimaszenarien vorliegen werden. Das Modellsetting ist modular und standardisiert aufgebaut, dass auch die Simulationen bei den Alpenrandseen mit neuen Klimaszenarien nachgeführt werden können.

## Literatur

- BAFU (2014): Anpassung an den Klimawandel in der Schweiz. Aktionsplan 2014 2019. Zweiter Teil der Strategie des Bundesrates vom 9. April 2014. Bundesamt für Umwelt (BAFU).
  Bern: 100 pp.
- BAFU (2023): Hydrologische Daten und Vorhersagen, https://www.hydrodaten.admin.ch
- CH2018 (2018): CH2018 Climate Scenarios for Switzerland, Technical Report, National Centre for Climate Services. Zürich: 271 pp.
- DHI (2023): Informationen zu MIKE 11, www.mikepoweredbydhi.com/products/mike-11
- GIUB (2015): Hydrologischer Atlas der Schweiz, www.hydrologischeratlas.ch
- Jacob, D., Petersen, J., Eggert, B., Alias, A., Christensen, O.B., Bouwer, L.M., Braun, A., Colette, A., Déqué, M., Georgievski, G. (2014): EURO-CORDEX: New high-resolution climate change projections for European impact research. Regional Environmental Change 14 (2): 563–578.
- Moss, R.H., Edmonds, J.A., Hibbard, K.A., Manning, M.R., Rose, S.K., Van Vuuren, D.P., Carter, T.R., Emori, S., Kainuma, M., Kram, T. (2010): The next generation of scenarios for climate change research and assessment. Nature 463 (7282): 747–756.
- NCCS (Hrsg.) 2018: CH2018 Klimaszenarien für die Schweiz. National Centre for Climate Services, Zürich. 24 S.
- Schweizerische Eidgenossenschaft (2020): Anpassung an den Klimawandel in der Schweiz. Aktionsplan 2020–2025. Bern, 164 S.
- Viviroli, D., Zappa, M., Gurtz, J., Weingartner, R. (2009): An introduction to the hydrological modelling system PREVAH and its pre- and post-processing-tools. *Environmental Modelling & Software* 24 (10): 1209–1222.

# Anschrift der Verfasser

Andreas Inderwildi, Dr. Gian Reto Bezzola	Tobias Wechsler, Dr. Massimiliano Zappa
Bundesamt für Umwelt BAFU	Eidgenössische Forschungsanstalt für
CH-3003 Bern	Wald, Schnee und Landschaft WSL
andreas.inderwildi@bafu.admin.ch,	Zürcherstrasse 111, CH-8903 Birmensdorf
gianreto.bezzola@bafu.admin.ch	tobias.wechsler@wsl.ch, massimili-
	ano.zappa@wsl.ch

# Nachhaltige Speicherbewirtschaftung durch Integrierte Wasserhaushaltsmodellierung mit MIKE SHE während langjähriger Trockenperioden

Philipp Huttner, Katja Eulitz und Patrick Keilholz

# Zusammenfassung

Der fortschreitende Klimawandel erfordert eine angepasste Speicherbewirtschaftung von großen Seenspeichersystemen in Deutschland. Hält eine Niedrigwasserperiode über mehrere Jahre an, wie es in den Jahren 2018 bis 2020 der Fall war, reichen die bestehenden Speichervolumina nicht mehr aus, um ausreichend Wasser aus feuchten Jahren aufzunehmen und dauerhaft die erforderlichen Wasserabgaben zu gewährleisten. Um eine bessere Entscheidungsgrundlage für die Wasserbehörden auf Bundeslandebene zu schaffen, können "integrierte Wasserhaushaltsmodelle" eingesetzt werden. Da diese Modellansätze alle Kompartimente des Wasserkreislaufs einschließlich des Grundwassers sowie der fließgewässerscharfen Abbildung der Oberflächenabflussprozesse inkl. gesteuerter Querbauwerke simulieren, können vor allem im Hinblick auf die Niedrigwasserproblematik alle notwendigen Ergebnisse ermittelt werden.

# 1 Fragestellung und Modellgebiet

### 1.1 Speicherbewirtschaftung und Niedrigwasserproblematik

Die Speicherbewirtschaftung erforderte bereits in der Vergangenheit eine ausreichende Kenntnis aller relevanten Wasserhaushaltsgrößen und vor allem deren Schwankung über mehrere Jahre hinweg. Idealerweise erfolgt die Bemessung des notwendigen Speichervolumens bei der Errichtung bzw. der Planung mittels des sogenannten Folge-Scheitel-Algorithmus, kurz FSA (engl.: "Sequent-Peak-Algorithm", kurz: SPA). Hier werden alle realen Zuflüssen mit allen realen Ab-flüssen inkl. geplanter Abgaben aufsummiert. Je größer und komplexer das zu bewirtschaftende Einzugsgebiet, desto schwieriger gestaltete sich die Auswertung. Deshalb mussten oft vereinfachte Annahmen für messtechnisch schwierig zu erfassende Größen wie Verdunstung und Grundwasserzufluss getroffen werden.

Für die kurzfristige Steuerung eines Speichers während Hochwassersituationen reduzieren sich die relevanten Eingangsdaten, da Größen wie Verdunstung und Grundwasserzufluss meist eine zu vernachlässigende Rolle gegenüber dem konzentrierten Direktabfluss in Gewässern, dem Niederschlag und dem lateralen Oberflächenzufluss haben. Für diese Bewirtschaftung reichen deshalb vereinfachte konzeptionelle Wasserhaushaltsmodelle, welche meist GIS-basiert aufgebaut werden und viele Größen des Wasserhaushalts auf Basis simpler Linearspeicher abbilden (z.B. ArcEGMO, mGROWA18, GWN-BW).

Bei (langjährigen) Dürreperioden gewinnen diese auf der hydrologischen Zeitskala langsam fließenden Komponenten aber an Bedeutung für eine langfristig orientierte nachhaltige Seenspeicherbewirtschaftung. Der Basisabfluss muss für jedes Jahr je nach hydrologischen Gegebenheiten exakt berechnet werden. Deshalb sind eine Modellierung des Grundwasserleiters und eine Kalibrierung an Grundwasserständen notwendig. Die Modelleinschränkungen der konzeptionellen Linearspeicher-Modelle können keine zufriedenstellenden Ergebnisse mehr liefern. Durch den Einsatz von "integrierten Wasserhaushaltsmodellen" können alle realen Komponenten des

Wasserkreislaufs auf Basis physikalischer Ansätze mit beliebiger räumlicher und zeitlicher Auflösung simuliert und bereitgestellt werden. Im Rahmen eines Projektbeispiels im Auftrag des Landesamts für Umwelt Brandenburg W23 (LfU BB) in der westlichen Uckermark ermöglichte der Einsatz des integrierten Wasserhaushaltsmodells MIKE die Quantifizierung der relevanten Prozesse und Bilanzgrößen zur Bewirtschaftung des Seen-Speichersystems "Hardenbecker Haussee, Boitzenburger Küchenteich und Schumellensee".

### 1.2 Untersuchungsgebiet

In der westlichen Uckermark an der Grenze zwischen Brandenburg und Mecklenburg-Vorpommern befindet sich der Seenspeicher "Hardenbecker Haussee, Boitzenburger Küchenteich und Schumellensee" (kurz: "HKS-System"). Das Seen-Speichersystem ist Teil eines komplexen, anthropogen geprägten Seensystems im Einzugsgebiet (EZG) der Ucker im Landkreis Uckermark. Die oberirdische Wasserscheide zwischen den EZG Ucker und Havel verläuft westlich des Hardenbecker Haussees, die gleichzeitig die Hauptwasserscheide zwischen der Ost- und Nordsee bildet. Das Gebiet ist hydrogeologisch sehr komplex und durch eine starke Interaktion zwischen Grundwasser und Oberflächengewässersystem geprägt. Die Wasserabgaben an die beiden konkurrierenden Teileinzugsgebiete erfolgen manuell über zwei Schützenwehre, welche teilweise sowohl ober- als auch unterschlächtig gefahren werden. Neben der Frage nach dem real verfügbarem Wasserdargebot mussten ebenfalls die Wassernutzungen geklärt werden, welche neben kleineren Grundwasserentnahmen auch die Ermittlung der ökologischen Mindestabflüsse sowie die Anforderungen der Fischerei und für touristische Bootsfahrten umfassen. Im Auftrag des LfU Brandenburg wurde ein integriertes Wasserhaushaltsmodell aufgebaut, um die Fragen zum verfügbaren Wasserdargebot und der Optimierung der Speicherbewirtschaftung beantworten zu können (Huttner 2022). Hierfür wurde das Betrachtungsgebiet im ersten Schritt in vier Teileinzugsgebiete (TEZG) unterteilt, um die Zu- und Abflüsse für das HKS-System richtig abbilden zu können (Abb. 1).



Abb. 1 Lage und Ausdehnung der vier betrachteten Teileinzugsgebiete

# 2 Verwendetes Integriertes Wasserhaushaltsmodell MIKE SHE

## 2.1 Funktionalität

Neben den herkömmlichen konzeptionellen hydrologischen Modellen, welche die letzten Jahrzehnte vorrangig auf Bundeslandebene eingesetzt wurden, ermöglichen integrierte Wasserhaushaltsmodelle deutlich detailliertere und belastbarere Ergebnisse, besonders für Niedrigwasserfragestellungen. Eine der heutzutage zuverlässigsten Methoden der indirekten Ermittlung des Dargebots ist die Simulation mit integrierten Wasserhaushaltsmodellen. Hier werden alle Kompartimente des Wasserkreislaufs vollständig abgebildet und auf Grundlage der physikalischen Gesetze numerisch berechnet. Im Gegensatz zu den bisher gängigen Verfahren, werden die oberflächennahen Abflussprozesse nicht nur auf den Abfluss der Pegelmessstelle des nächstgelegenen Hauptgewässers kalibriert und die Parameter regionalisiert, es erfolgt auch eine stationäre und instationäre Kalibrierung auf Grundwasserstände in räumlich verteilten Grundwassermessstellen. Der Unterschied zwischen physikalisch basierten Modellen und den gängigen konzeptionellen Linearspeicher-Ansätzen besteht vor allem in der Diskretisierung und in der Nachbildung des Direktabflusses und den Prozessen in der ungesättigten und gesättigten Zone.

In den gängigen N-A-Modellen erfolgt ein Direktabschlag von Niederschlag unmittelbar an die Stelle der Pegelmessstelle des nächstgelegenen Hauptgewässers. Der räumliche Fließprozess und die Möglichkeit der Versickerung im Gebiet werden nicht abgebildet. Bei physikalisch basierten Modellen erfolgt ein hydronumerischer Ansatz, sodass nicht nur die echten hydraulischen Fließgesetze berücksichtigt werden (Berücksichtigung von Aufstau und Rückstau), sondern auch in jeder Rechenzelle geprüft wird, ob die maximale Infiltrationskapazität bereits erreicht ist oder ein Teil des diffusen Oberflächenabflusses wieder versickern kann. So kann Wasser aus versiegelten Flächen, bzw. Böden mit geringer Durchlässigkeit, in Bereichen mit Oberböden höherer hydraulischer Leitfähigkeit wiederversickern. Das Wasser kann also auf dem Weg zum Oberflächengewässer wieder versickern und andernorts wieder zur Grundwasserneubildung beitragen. Zusätzlich wird der Effekt der Rückkopplung von aktuellem Grundwasserstand auf die aktuelle Grundwasserneubildung mitberücksichtigt, welche vor allem bei Niedrigwassersituationen einen großen Einfluss hat.

Eine weitere Stärke der physikalisch basierten Modelle bezieht sich auf den Prozess der sättigungsabhängigen Leitfähigkeit in der ungesättigten Bodenzone. Im integrierten Wasserhaushaltsmodell MIKE SHE (Graham und Butts 2005) wird die 1D-Richards-Gleichung berechnet, sodass die Saugspannungskurve für jeden Bodentyp abgebildet wird. So können im Sommer die Bodensäulen austrocknen und damit die Infiltrationsfähigkeit hemmen sowie die Bildung von Direktabfluss erhöhen.

Folgende Prozesse werden vollständig diskretisiert für die definierte Rasterzellauflösung simuliert:

- Niederschlag, Evaporation und Transpiration auf der Oberfläche (Kristensen und Jensen 1975),
- sättigungsabhängige Infiltration und Kapillaraufstieg innerhalb der schichtenbasierten ungesättigten Bodenzone auf Basis des 1D-Richards-Ansatzes inkl. Abbildung der Boden-Sättigungskurve,
- lateraler 2D-Oberflächenabfluss,

- fließgewässerscharfe 1D-Abflusskonzentration im integrierten Fließgewässermodell MIKE Hydro River und Interaktion Gewässer/Grundwasser,
- 3D-Grundwasserfluss auf Basis der vollständigen Darcy-Gleichung inkl. punktueller Brunnenentnahmen und Gewässer-Grundwasseraustausch für jede einzelne Modellzelle.

### 2.2 Aufbau

Integrierte Wasserhaushaltsmodelle werden idealerweise an der Umhüllenden von ober- und unterirdischem Einzugsgebiet abgegrenzt, sodass möglichst wenige seitliche Zuflussrandbedingungen angenommen werden müssen und ein geschlossenes System entsteht (Abb. 2). Im Idealfall sollten dabei Niederschlag und potentielle Verdunstung die einzigen Randbedingungen sein. Neben den Eingangsdaten zur Modellierung des Wasserhaushalts wird zusätzlich ein fließgewässerscharfes 1D-Hydraulikmodell im integrierten Modul MIKE Hydro River auf Basis von Fließquerschnitten und linearen Gewässertrassen aufgesetzt. Für die Abflussprozesse in der gesättigten Bodenzone wird ein vollständig diskretisiertes 3D-Grundwassermodell aufgebaut, anhand der vorliegenden Stratigraphie in Schichten unterteilt und mit Parametern für die hydraulische Leitfähigkeit und Speicherkoeffizienten versehen (Abb. 2).





#### 2.3 Kalibrierung

Im ersten Schritt wurde das Modell auf eine gemeinsam mit dem LfU Brandenburg durchgeführte großräumige Stichtagsmessung (inkl. Wasserstands-/Abflussmessungen und Grundwasserstandsmessungen) bei stabilen Niedrigwasserverhältnissen stationär kalibriert. Anschließend erfolgte mit dem integrierten Wasserhaushaltsmodell eine instationäre Kalibrierung für den Zeitraum Wasserwirtschaftsjahre 2006 bis 2020. Hierbei konnten sowohl Abflüsse an verfügbaren Pegelmessstellen des Oberflächengewässersystems (Abb. 3) als auch die absoluten Höhen und steigenden sowie fallenden Trends der Ganglinien an mehreren Grundwassermessstellen abgebildet werden (Abb. 4). Somit wurden alle realen Prozesse des Wasserkreislaufs korrekt wiedergegeben und die ober-/unterirdischen Wasserdargebote können bestimmt werden.



Abb. 3 Gemessene und simulierte Abflüsse eines nahegelegenen Gewässerpegels



Abb. 4 Gemessene und simulierte Grundwasserstände einer nahe gelegenen Messstelle

# 3 Projektbezogene Leistungen

## 3.1 Ermittlung der Wasserbedarfe

Für eine fundierte Speicherbewirtschaftung müssen neben den geplanten bzw. möglichen Soll-Abgaben ebenfalls die erforderlichen Wasserbedarfe ermittelt werden. Hierfür wurden alle bekannten Entnahmen aus den Oberflächenwässern und dem Grundwasser recherchiert. Ergänzend wurden Stichtagsmessungen durchgeführt und in Kombination mit dem kalibrierten Modell ökologische Mindestabflüsse gemäß der Handlungsempfehlung nach LAWA ermittelt. Zusätzlich wurden anhand der mit MIKE SHE erstellten Bilanzen der Einzugsgebiete die erforderlichen Abgaben in die beiden unterstromigen Teileinzugsgebiete nach Osten und Westen plausibilisiert und mit Hilfe der projektbegleitenden Arbeitsgruppe abgestimmt.

# 3.2 Ermittlung des Dargebots

Gegenüber dem Wasserbedarf steht das tatsächlich verfügbare Wasserdargebot. Für die Speicherbewirtschaftung des HKS-System ist das verfügbare Dargebot an Oberflächenwasser maßgebend. Durch die sehr starke Anbindung des Seen-Speicher-Systems an das Grundwasser ist allerdings auch die im Einzugsgebiet angesetzte Grundwasserneubildung bzw. das Dargebot an Grundwasser von besonderer Bedeutung. Der unterirdische Grundwasserzufluss nimmt ca. 50% des verfügbaren Gesamtdargebots ein.

Die mit dem Landesmodell ArcEGMO ermittelten Grundwasserneubildungsraten ergeben für das betrachtete Untersuchungsgebiet allerdings einen langjährigen Mittelwert von -4 [mm/Jahr] und sind somit physikalisch nicht verwertbar. Folglich konnten die Grundwasserneubildungsraten von ArcEGMO nicht für eine Grundwassermodellierung verwendet werden.

Das integrierte Wasserhaushaltsmodell MIKE SHE simuliert die Grundwasserneubildung als internen Fluss infolge aller realen Einflussgrößen. Dieser integrierte Ansatz liefert plausible und belastbare Ergebnisse, da hier auch die Reaktionen der Grundwasserstände auf die berechnete Grundwasserneubildung mit instationär kalibriert werden. Abb. 5 zeigt beispielhaft die räumlich hohe Auflösung für langjährige Mittelwerte im 100 m Raster.





Durch die integrierte Kopplung zwischen 1D-Hydraulik Modell und 3D-Grundwassermodell kann für jeden beliebigen Flussabschnitt in jeder 100 x 100 m Rasterzelle und für jeden Zeitschritt der Austausch zwischen Gewässer und Grundwasser ermittelt werden (Abb. 6).



**Abb. 6** Ermittlung des Gewässer-Grundwasseraustauschs rasterbasiert für jede einzelne Modellzelle [m<sup>3</sup>/s] (gelb-rot = Exfiltration von Gewässer in Grundwasser / blau-lila = Infiltration von Grundwasser in Gewässer)

Somit können nicht nur das Oberflächenwasserdargebot belastbar ermittelt werden, sondern auch geschlossene Bilanzen für die jeweils betrachteten Teileinzugsgebiete erstellt werden. Die Bilanzflüsse werden zuerst je Zeitschritt hochaufgelöst ausgewertet und anschließend zu Monats- bzw. Wasserwirtschaftsjahressummen zusammengefasst. Diese können dann je Komponente aufsummiert werden, um Defizite und Überschüsse zu identifizieren (Abb. 7). Hierdurch wird ein vertieftes hydrologisches Verständnis der Gebietsprozesse geschaffen, um die Handlungsempfehlungen entsprechend anpassen zu können.



Abb. 7 Summen aller Bilanzkomponenten für das TEZG Mitte des HKS-Systems in [mm/a]

## 3.3 Empfehlungen zur Speicherbewirtschaftung und Prognoseszenarien

Die modelltechnisch erzeugten Zeitreihen wurden mit Hilfe des Folge-Scheitel-Algorithmus analysiert, um einen Mindestwasserabfluss zu ermitteln, welcher auch in langen Trockenperioden dauerhaft zur Verfügung gestellt werden kann. Die somit geschaffene Datengrundlage stellte die Basis für die finalen Handlungsempfehlungen dar, um eine belastbare und nachhaltige Steuerung des HKS-Seenspeichers zu gewährleisten. Mit Hilfe dieses Ansatzes konnten die in Tab. 1 aufgelisteten Empfehlungen zur Speicherbewirtschaftung gegeben werden.

Tab. 1Empfehlungen zur Speicherbewirtschaftung des HKS-Systems in Abhängigkeit vom ak-tuellen Wasserstand im Speichersystem.

Wasserstand [mü.NHN92]	Speicherlamelle [cm]	Situation	Gesamtabfluss [I/s]
≥ 68,43	≥ 80	Hochwasser	situationsab- hängig
68,28 bis 68,43	65 bis 80	Mittelwasser	220
≤ 68,28	≤ 65	Niedrigwasser	155

Die nachfolgende Abbildung 8 zeigt die Entwicklung des Speichervolumens in m<sup>3</sup> in rot (linke Achse) und die geplanten Abflüsse in m<sup>3</sup>/s in blau (rechte Achse). Es ist erkennbar, dass die Gesamtabgabe so geregelt wurde, dass der Mindestabfluss immer ermöglicht wird und das Speichersystem nicht leerläuft. In den trockenen Jahren 2018, 2019 und 2020 sinkt das Speichervolumen allerdings auf einen sehr niedrigen Wert, wobei das Mindeststauziel nicht unterschritten wird.



**Abb. 8** Optimierte zeitliche Entwicklung des Speichervolumens und möglicher Abfluss für den Niedrigwasserzustand

Da die Wasserabgaben nach Westen in das TEZG Havel von besonderer Bedeutung waren wurden zusätzliche Prognoseszenarien gerechnet, wie sich die Abflüsse und Wasserstände im TEZG Havel ohne Überleitung in das westliche Einzugsgebiet entwickeln würden. In der nachfolgenden Abbildung 9 ist zu erkennen, dass in den Sommerhalbjahren 2018 und 2019 die Niedrigwasserabflüsse auch ohne Überleitung durch die grundwasserbürtigen Zuflüsse ausreichend gestützt werden könnten.



Abb. 9 Berechnete Gewässerabflüsse am Gebietsauslass des westlichen TEZG Havel

#### 4 Zusammenfassung und Ausblick

Durch die Anwendung eines integrierten Wasserhaushaltsmodells wie MIKE SHE konnten die messtechnisch nur schwierig zu erfassenden Größen Grundwasserneubildung und Grund-wasser-/Gewässeraustauschrate berechnet werden. Auf Grundlage der verfügbaren Daten und der Modellergebnisse konnten geschlossene Wasserbilanzen für die vier betrachteten Teileinzugsgebiete und das Seenspeichersystem erstellt werden. Der integrierte Ansatz der gekoppelten Modellierung ermöglicht im Vergleich zu den herkömmlichen Wasserhaushaltsmodellierungen nicht nur die Differenzierung innerhalb eines Einzugsgebiets in beliebig hohe zeitliche und räumliche Auflösung, sondern gewährleistet auch eine deutlich höhere Zuverlässigkeit der berechneten Grundwasserneubildung, da Verdunstung und Grundwasserneubildung separat berechnet werden. Alle Kompartimente können in beliebige Teilflächen unterteilt und bilanziert werden. Dieser Modellansatz ermöglicht deutlich belastbarere Werte für die Grundwasserneubildung und das verfügbare Wasserdargebot, sodass die Behörden z.B. dazu befähigt werden, langfristig nachhaltige Entscheidungen bei der Vergabe neuer Wasserrechte zu treffen. Besonders für Einzugsgebiete mit komplexer Oberflächenwasser-Grundwasser-Interaktion, stellt die integrierte Wasserhaushaltsmodellierung für die Behörden und Akteure ein wichtiges Werkzeug da, um in Zukunft belastbare Entscheidungen zu treffen und ein nachhaltiges Wassermanagement zu garantieren. Diese wäre im Einklang mit dem vom DVGW geforderten modellgestützten Entscheidungssystemen. In der Forderung des DVGW (DVGW 2020) wird u.a. beschrieben, dass bei der Entwicklung und Umsetzung langfristiger Zukunftskonzepte digitale Lösungen eine erhebliche

Unterstützung sein werden. Dabei werden auch Prognose- und Managementmodelle für ganze Einzugsgebiete vorgeschlagen.

Integrierte Wasserhaushaltsmodelle können als dauerhafte Bewirtschaftungsmodelle betrieben werden. Hierfür können die Modelle bspw. alle 5 Jahre fortgeschrieben und verbessert werden. Im Rahmen der kontinuierlichen Fortschreibung kann eine Nachkalibrierung und Erfassung baulicher Veränderungen oder Steuermechanismen erfolgen.

Durch den vollständig diskretisierten Ansatz ist das MIKE SHE Modell ebenfalls in der Lage, auf Basis von Niederschlagsdaten, Starkregenszenarien zu rechnen, und somit Ergebnisse für maximale Wassertiefen, Überschwemmungsflächen und die Steuerung des Seenspeichers während eines Hochwasserfalls zu liefern.

## Literatur

- DVGW Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e.V. (2020), Zukunftsbilder 2030 bis 2100, DVGW Wasser-Impuls, DVGW.
- Graham, D.N. und Butts, M. B. (2005). Flexible, integrated watershed modelling with MIKE SHE, Watershed Models, Eds. V.P. Singh & D.K. Frevert, CRC Press, S. 245-272.
- Huttner, P., (2022). Untersuchungen zur Wasserbereitstellung für die Einzugsgebiete Ucker und Havel aus dem Seenspeichersystem Hardenbecker Haussee, Boitzenburger Küchenteich und Schumellensee (im Auftrag des LfU Brandenburg, W23).
- Kristensen, K., und Jensen, S. (1975). A model for estimating actual evapotranspiration from potential evapotranspiration, Nordic Hydrology 6, S. 170-188.

# Anschrift der Verfasser

Philipp Huttner DHI WASY GmbH Dingolfingerstrasse 15, D-81673 München phhu@dhigroup.com

Katja Eulitz DHI WASY GmbH Volmerstraße 8, D-12489 Berlin keu@dhigroup.com

Prof. Patrick Keilholz Technische Hochschule Nürnberg Georg Simon Keßlerplatz 12, D-90489 Nürnberg patrick.keilholz@th-nuernberg.de

# Hochwasser Juli 2021 Erft in NRW – Rekonstruktion des Abflussgeschehens und Aktualisierung der Pegelstatistiken mit hydronumerischer Modellierung

Alpaslan Yörük, Rainer Räder, Tobias Gehrmann und Andreas Förster

# Zusammenfassung

Das extreme Hochwasser vom Juli 2021 verursachte im Einzugsgebiet der Erft immense Schäden. Besonders die Städte Bad Münstereifel und Euskirchen waren betroffen. Die schockierenden Bilder der erodierten Kiesgrube bei Blessem gingen um die Welt.

Gleichzeitig mit dem Wiederaufbau spielt die Aufarbeitung des Ereignisses aus wasserwirtschaftlicher Sicht eine wichtige Rolle. Hydrologische und hydronumerische Modelle unterstützen diesen Prozess, indem sie das Hochwasserereignis aus vorhandenen Daten rekonstruieren und eine statistische Einordnung des Geschehens ermöglichen.

Die daraus gewonnenen Erkenntnisse ermöglichen einen wasserwirtschaftlich angepassten Wiederaufbau, um zukünftig wirkungsvolle Maßnahmen zum Hochwasserrisikomanagement zu entwickeln.

Im Auftrag der Bezirksregierung Köln hat Hydrotec aktualisierte hydronumerische Modelle des Erft-Einzugsgebiets erarbeitet (Modellierung Extremhochwasser Erft). In Zusammenarbeit mit dem Erftverband und dem Landesamt für Natur, Umwelt und Verbraucherschutz Nordrhein-Westfalen (LANUV) wurden damit die Schlüsselkurven von Pegeln an der Erft für den Extrembereich erweitert und der hydrologische Längsschnitt vom HW 2021 abgeleitet.

Die Aktualisierungen von Pegelschlüsselkurven, hydrologischen Längsschnitten und Hochwassergefahrenkarten sind als essenzielle Schritte zur Anpassung an den Klimawandel anzusehen – ebenso wie die Planung von Bauwerken und Objektschutzmaßnahmen.

Die im Einzugsgebiet der Erft liegende Steinbachtalsperre drohte beim Hochwasser 2021 zu brechen. Die Modellierung des Dammbruchszenarios bildet eine Grundlage für das künftige Hochwasserrisikomanagement und bestätigt rückblickend die 2021 vorgenommenen Evakuierungsmaßnahmen im Einzugsgebiet des Steinbachs.

# 1 Das Hochwasser der Erft im Juli 2021

Tief "Bernd" sorgte am 14. und 15. Juli 2021 für anhaltende bzw. wiederkehrende Starkniederschläge, von denen der Westen von Rheinland-Pfalz und die Südhälfte Nordrhein-Westfalens großflächig betroffen waren. In der Folge traten Flüsse wie Ahr, Emscher, Erft, Kyll, Lippe, Prüm, Ruhr, Rur, Sieg und Wupper über die Ufer. Daraus entwickelte sich eine ausgedehnte Hochwassersituation von der Eifel (Rheinland-Pfalz) über das Rheinland und dem Ruhrgebiet bis hin nach Südwestfalen (Nordrhein-Westfalen) (Junghänel et. al. 2021).

"Das Hochwasserereignis vom 14. und 15. Juli 2021 hat im Erfteinzugsgebiet zu enormen Schäden geführt. Flächenhaft sind im südlichen Einzugsgebiet in einem Zeitraum von ca. 12 Stunden Niederschlagsmengen in der Größenordnung von 120 mm bis 180 mm aufgetreten. Auf Grund der hohen Vorfeuchte, bedingt durch andauernde Niederschläge verteilt über die gesamte Vorwoche, kam es zu schnell steigenden Pegelständen ohne signifikanten natürlichen Gebietsrückhalt. Im südlichen Erfteinzugsgebiet, welches auf Grund seiner Mittelgebirgseigenschaften teilweise hohe Reliefenergien aufweist, kam es durch die hohe Vorsättigung der Böden zur frühzeitigen Bildung von Oberflächenabfluss mit hohen Fließgeschwindigkeiten. Hinzu kommt der Abfluss aus den aktivierten Karstgrundwasserleitern des südlichen Einzugsgebiets, welcher zwar nur einen geringen Anteil am Spitzenabfluss ausmacht, aber insbesondere zu Beginn der ansteigenden Welle einen erheblichen Beitrag zur Geschwindigkeit der Abflussbildung beitragen kann" (Bittner et. al. 2022).

Besonders die Städte Bad Münstereifel und Euskirchen und die umliegenden Gemeinden waren stark von Überflutungen und daraus resultierenden Schäden betroffen. Sogar Menschenleben waren zu beklagen.

In der Ortschaft Blessem kam es an einer Kiesgrube zu rückschreitender Erosion: Bis zum nördlichen Rand der Ortslage brach nach und nach das Erdreich weg, sodass einige Gebäude schwer beschädigt oder sogar komplett zerstört wurden.

Die Steinbachtalsperre bei Euskirchen lief über und drohte zu brechen. Die Wassermassen beschädigten den Damm, sodass mehrere Ortschaften unterhalb der Talsperre vorsorglich evakuiert werden mussten. Glücklicherweise konnte ein Dammbruch letztlich verhindert und die Talsperre entleert werden.

## 2 Aufarbeitung des Hochwasserereignisses und statistische Einordnung

Gleichzeitig mit dem Wiederaufbau spielt die Aufarbeitung des Ereignisses aus wasserwirtschaftlicher Sicht eine wichtige Rolle.

Ziel ist es, Bemessungsgrundlagen für wasserwirtschaftliche Projekte und Bauwerke anzupassen und die aufgetretenen Abflüsse und Überflutungen beim laufenden Hochwasserrisikomanagement zu berücksichtigen. Konkret sind die an der Erft bisher ausgewiesenen Überschwemmungsgebiete zu überprüfen und ggf. anzupassen.

Hydrologische und hydronumerische Modelle unterstützen diesen Prozess, indem sie das Hochwasserereignis aus vorhandenen Daten rekonstruieren und eine statistische Einordnung des Geschehens ermöglichen.

## 2.1 Pegelaufzeichnungen nicht direkt nutzbar

Niederschlagsverlauf, -verteilung und -höhen vom 14. und 15. Juli 2021 im Erft-Einzugsgebiet sind aufgrund eines dichten Niederschlagsmessnetzes und der Verfügbarkeit von Radardaten gut nachvollziehbar. Eine Quantifizierung der Wasserstände und der Durchflüsse aufgrund von Pegeldaten ist jedoch nur schwer möglich.

Der Erftverband gibt in einer Analyse des Niederschlags- und Abflussgeschehens (Gattke & Keller 2021) an, dass an fast allen Pegeln die bisherigen Höchstwasserstände und die im Rahmen der Erstellung der Hochwassergefahrenkarten für ein Extremhochwasser (HQ<sub>extrem</sub>) bestimmten Wasserstände überschritten wurden.

Während des Hochwassers kam es an den Pegeln zu veränderten Fließwegen (Umläufigkeiten) und erheblichen Änderungen der Fließquerschnitte durch Erosions- und Sedimentationsprozesse. Einige Pegelanlagen wurden während des Hochwassers beschädigt, sodass die Messreihen lückenhaft sind.



**Abb. 1** Pegel Schönau im Erfteinzugsgebiet: links intakt vor und rechts zerstört nach dem Hochwasserereignis (Quelle: Erftverband)

Die Wasserstandsdaten von intakt gebliebenen Pegeln lassen sich aufgrund der extremen Ausprägung des Ereignisses nur mit hoher Unsicherheit über die bisher festgelegten W/Q-Beziehungen in Abflüsse übertragen.



**Abb. 2** Aufzeichnung des Pegels Schönau: Nachdem der Wasserstand für ein HQ<sub>extrem</sub> am 14.07. überschritten wird, befindet er sich außerhalb der W/Q-Beziehung. Nach dem Hochwasser hat sich das Gewässerprofil so verändert, dass der gemessene Wasserstand nicht mehr einem Abfluss zuzuordnen ist. (Quelle: Erftverband)

#### 2.2 Rekonstruktion des Abflussgeschehens und Ermittlung der Scheitelabflüsse

Hydrotec erhielt im Herbst 2021 von der Bezirksregierung Köln den Auftrag, das Hochwasserereignis mit dem hydronumerischen 2D-Modell HydroAS (Hydrotec 2022) zu rekonstruieren, um eine statistische Einordung zu ermöglichen.

Das 2D-Modell der Erft lag bereits aus der Erarbeitung der Hochwassergefahrenkarten vor, sodass es für die Aufgaben mit nur wenigen Anpassungen verwendet werden konnte.

Folgende Informationsquellen / Methoden wurden zur Nachvollziehung des Hochwasserverlaufs genutzt:

- Auswertung der verbliebenen Wasserstandsganglinien
- Vermessung von Hochwassermarken und Geschwemmsellinien

- Auswertung von Bildern, Luftbildern, Videos
- Analyse der Änderungen des Volumens von Hochwasserrückhaltebecken
- Bilanzbetrachtungen und die Analysen von Abflussspenden

Parallel dazu wurden die Abflusskurven im Extrapolationsbereich überprüft und ergänzt sowie modellweit die aufgemessenen Wasserspiegellagen vom HW 2021 einem Abfluss zugeordnet.

### 2.2.1 Aktualisierter hydrologischer Längsschnitt

Die 2D-Modellierung mit HydroAS ermöglichte es, den Hochwasserverlauf abzubilden, die aufgetretenen Abflüsse zu quantifizieren und in einem hydrologischen Längsschnitt darzustellen.

Der bisherige hydrologische Längsschnitt der Erft basierte auf einer Niederschlag-Abfluss-Modellierung. Die 2D-Modellierung der Erft bietet die Möglichkeit, den vorhandenen hydrologischen Längsschnitt zu überprüfen und zu aktualisieren.

Dazu wurden im 2D-Modell an den Pegeln der Hochwasserscheitelabfluss des Juli-Hochwassers ermittelt und mit den folgenden Schritten für eine Hochwasserstatistik herangezogen:

- Recherche /Übernahme weiterer historischer HW-Marken
- Aufbau von jährlichen Serien maximaler Jahreshöchstabflusswerte
- Durchführung extremwertstatistischer Untersuchungen mit ausgewählten Verteilungsfunktionen

Auf Basis der neuen Hochwasserstatistik, in der neben dem Hochwasser von Juli 2021 auch historische Hochwasserereignisse berücksichtigt wurden, erfolgte eine Neuberechnung der Bemessungsabflüsse. Mit diesen neuen Modellierungsergebnissen aktualisierte die Bezirksregierung Köln die vorläufig gesicherten Überschwemmungsgebiete und gab sie im August 2022 bekannt (Bezirksregierung Köln 2022).

## 3 Analyse des Hochwassers am Steinbach und Dammbruchszenario

Analog zur Modellierung der Erft erstellte Hydrotec im Auftrag der Bezirksregierung Köln ein 2D-Modell des Steinbachs und seiner Nebengewässer mit dem Ziel, das Hochwasserereignis zu rekonstruieren und die bestehenden Abflusskurven zu aktualisieren.

Für den Aufbau des 2D-Modells wurden zunächst vorhandene Gewässerprofildaten ausgewertet und in das DGM des Einzugsgebiets integriert. Zahlreiche Bauwerke wie Durchlässe, Verrohrungen und Brücken waren detailliert in das Berechnungsnetz zu übernehmen. Im Rahmen von Begehungen wurden der Gewässerverlauf und viele teilweise noch gut sichtbare Hochwassermarken aufgenommen. Diese Informationen dienten zusammen mit den verwertbaren Pegeldaten zur Kalibrierung des Modells.

## 3.1 Ergebnis: Überschwemmungsgebiete und HW-Statistik

Durch die Auswertung der zahlreichen Hochwassermarken sowie von Luftbildern, auf denen die Ausdehnung der Überflutung zu erkennen war, ließ sich an definierten Orten der Hochwasserscheitel rekonstruieren. Dabei wurden der Einfluss von Verklausungen bzw. Topografieänderungen (verursacht durch starke Erosion oder den Bruch der Autobahn A61) berücksichtigt. Im nächsten Schritt werden die ermittelten Abflüsse in eine Hochwasserstatistik integriert.

## 3.2 Modell des Dammbruchs der Steinbachtalsperre

Während der Hochwasserkatastrophe im Juli 2021 füllte sich die Steinbachtalsperre bei Euskirchen-Kirchheim bis zur Dammkrone, lief über und drohte zu brechen. Das überströmende Wasser beschädigte den Damm schwer, sodass mehrere Ortschaften unterhalb der Talsperre vorsorglich evakuiert wurden. Die mehrere Tage dauernde Gefahrenlage hielt ganz Deutschland in Atem. Glücklicherweise konnte der verschlossene Ablass der Talsperre durch den mutigen Einsatz eines Bauunternehmers geöffnet werden, was dazu beitrug, den Bruch des Damms zu verhindern.



**Abb. 3** Die leere Steinbachtalsperre mit umgestaltetem Damm im Sommer 2022 - ein Jahr nach dem Hochwasser (Quelle: Thomas Becker, e-regio)

Hydrotec erhielt vom Wasserversorgungsverband Euskirchen-Swisttal (WES) den Auftrag, anhand einer Simulationsstudie die Folgen eines möglichen Dammbruchs bei Mittelwasserabfluss sowie bei Hochwasserabfluss (Szenario Hochwasser 2021) detailliert zu ermitteln und darzustellen.

## 3.3 Animierte Darstellung in HydroAS MapView

Dazu wurde mit HydroAS das 2D-Modell für die Steinbachtalsperre und den unterhalb liegenden Bereich erstellt und die Berechnungsergebnisse als Kartenanimation in HydroAS MapView visualisiert.

Durch das Modell wird für potenzielle Szenarien deutlich, welche Bereiche bei einem Dammbruch zu welchem Zeitpunkt betroffen sein können und wo ggf. Anwohner zu evakuieren wären. Auf Basis dieser Ergebnisse lassen sich z. B. Einsatzpläne für THW und Feuerwehr entwickeln.



**Abb. 4** Die nach einem Dammbruch entstehende Flutwelle lässt sich in HydroAS modelltechnisch abbilden und in HydroAS MapView animiert darstellen. (Quelle: Hydrotec)

### 3.4 Hochwasserschutz für den zukünftigen Betrieb stärker verankert

Aktuell lässt der WES durch die Betriebsführerin e-regio GmbH & Co. KG die Möglichkeiten einer zukünftigen Nutzung der Talsperre prüfen. Die ersten Pläne sehen vor, die nach der Flut zur Bauwerkssicherung errichtete Dammscharte mit einem steuerbaren Durchlassbauwerk so zu verschließen, dass die Steinbachtalsperre zukünftig sowohl zur Brauchwasserversorgung als auch zum Hochwasserschutz genutzt werden kann.

#### 3.5 Evakuierung im Juli 2021 wurde bestätigt

In der Animation in HydroAS MapView ist sehr genau zu erkennen, bis wohin, in welcher Geschwindigkeit und Fließtiefe das Wasser im Juli 2021 nach einem Dammbruch geflossen wäre. Das 2D-Modell ermittelt die dabei auftretenden Schubspannungen und auch die zu erwartenden Wasserstände.

Das Ergebnis macht deutlich: Viele der unterhalb liegenden Ortschaften wären innerhalb kurzer Zeit von der Dammbruchwelle überflutet und stark beschädigt worden. Dieses Ergebnis bestätigt die damalige Entscheidung, diese Dörfer vorsorglich zu evakuieren, als verantwortungsvoll und richtig.

## Literatur

- Bezirksregierung Köln (2022). Überschwemmungsgebiet Erft und Liblarer Mühlengraben (vorläufige Sicherung, Stand 10/2022), https://www.bezreg-koeln.nrw.de/brk\_internet/brk\_media/\_ueberschwemmungsgebiete/erft/liblarer\_muehlengraben\_vorlaufige\_sicherung\_2022/index.html, abgerufen am 17.02.2023
- Bittner, D., Keller, T., Bangel, H., Gattke, C. (2022). Limitierungen in der prozess-getreuen Abbildung und Vorhersage des Erfthochwassers (Juli 2021) im NA-Modell am Beispiel des Pegels Arloff, In: Tag der Hydrologie 2022, 22.03.2022 in München, S. 13 ff
- Gattke, C., Keller, T. (2021). Niederschlags- und Abflussgeschehen Kaum vorstellbare Wassermassen, Informationsfluss 4/21, Erftverband, 6-7

- Hydrotec (2023). HydroAS Programm zur 2D-hydrodynamischen Modellierung von Fließvorgängen, Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH, Aachen
- Hydrotec (2023). HydroAS MapView Programm zur animierten Visualisierung von Ergebnissen einer 2D-hydronumerischen Modellierung, Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH, Aachen
- Junghänel, T. et al. (2021). Hydro-klimatologische Einordnung der Stark- und Dauerniederschläge in Teilen Deutschlands im Zusammenhang mit dem Tiefdruckgebiet "Bernd" vom 12. bis 19. Juli 2021, DWD

# Anschrift der Verfasser

Prof. Dr.-Ing. Alpaslan Yörük Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH Bachstr. 62-64, D-52066 Aachen alpaslan.yoeruek@hydrotec.de

Rainer Räder Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH Bachstr. 62-64, D-52066 Aachen rainer.raeder@hydrotec.de

Tobias Gehrmann Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH Bachstr. 62-64, D-52066 Aachen tobias.gehrmann@hydrotec.de

Andreas Förster Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH Bachstr. 62-64, D-52066 Aachen andreas.foerster@hydrotec.de

# Physikalische Modellierung von Niederschlägen zur Untersuchung der Auswirkungen unterschiedlicher Landnutzungen auf pluviale Überflutungen

Miriam Monschein, Gerald Krebs, Josef Schneider und Gerald Zenz

# Zusammenfassung

In Österreich wurde in den letzten drei Jahrzehnten eine Zunahme der jährlichen Evapotranspiration und des Niederschlags um 80 mm beobachtet. Regenfälle werden voraussichtlich auf täglicher und stündlicher Skala in Zukunft häufiger. Änderungen in den Niederschlagsverhältnissen beeinflussen auch das Risiko und Schadenspotenzial pluvialer Überflutungen, die aufgrund von Niederschlagsereignissen, teils fern von Gewässern, auftreten. Pluviale Überflutungen können an Gebäuden und Infrastruktur Schäden verursachen, beeinträchtigen beispielsweise aber durch das Auslösen von Erosionsprozessen auch wesentlich die Qualität und Fruchtbarkeit von landwirtschaftlichen Flächen. Um die Auswirkungen zukünftiger Starkregenereignisse möglichst gering zu halten, können Oberflächenbefestigungen und landwirtschaftliche Bearbeitungspraktiken gewählt werden, welche die Infiltrationsleistung der Oberfläche und damit den flächigen Rückhalt von Niederschlagswasser möglichst erhöhen. Die Stärkung des natürlichen Wasserrückhalts in der Fläche kann einen integralen Baustein der Klimaanpassungsstrategie darstellen. Die Quantifizierung der Leistungsfähigkeit solcher Maßnahmen zum verbesserten flächigen Rückhalt unter einheitlichen Randbedingungen ist jedoch aktuell eine Herausforderung.

Die Auswirkungen von Niederschlagsereignissen auf die Geländeoberfläche und den Boden hängen nicht nur von der gefallenen Niederschlagsmenge und der Niederschlagsdauer ab, sondern auch von der kinetischen Energie, mit der die einzelnen Niederschlagspartikel auf die Geländeoberfläche treffen. Die kinetische Energie eines Regentropfens wird durch die Masse (und damit die Größe des Tropfens) sowie die Fallgeschwindigkeit des Tropfens bestimmt. Bei der physikalischen Modellierung von Niederschlägen zur Untersuchung der Auswirkungen unterschiedlicher Landnutzungen auf pluviale Überflutungen ist es daher nicht nur erforderlich die Niederschlagsmenge, sondern auch die Tropfengröße exakt modellieren zu können. Herkömmliche Regensimulatoren können bestimmte geforderte Eigenschaften abdecken, jedoch nicht alle Anforderungen erfüllen.

In diesem Beitrag wird ein neuartiges Konzept der physikalischen Regensimulation vorgestellt. Durch die Kombination von zwei Phasen (Wasser und Luft) kann die Niederschlagsintensität nahezu unabhängig von der Tropfengrößenverteilung variiert werden und damit eine Vielzahl an unterschiedlichen Niederschlagsszenarien modelliert werden. Dies eröffnet neue Möglichkeiten zur Untersuchung der Auswirkungen der klimawandelbedingten Änderungen von Niederschlagsereignissen auf unterschiedliche Geländeoberflächen und das Ausmaß pluvialer Überflutungen. Diese Untersuchungen können zukünftig einen wesentlichen Beitrag zur Parameterwerteauswahl bei der numerischen Modellierung von Oberflächenabflüssen leisten.

#### 1 Einleitung

In den letzten drei Jahrzehnten wurde in Österreich eine durchschnittliche Zunahme der jährlichen Evapotranspiration und des Niederschlags um 80 mm festgestellt (Blöschl et al. 2018). Schwere Regenfälle werden voraussichtlich auf täglicher und stündlicher Skala in Zukunft häufiger und um bis zu 6-7 % pro Grad Erwärmung der Lufttemperatur intensiver werden (Ban et al. 2015). Veränderungen in der Intensität oder Häufigkeit von Niederschlagsereignissen aufgrund des Klimawandels beeinflussen auch das Risiko von Überflutungen. Überflutungen werden als fluvial (Überflutungen aus den Gewässern) und pluvial (durch starke Regenfälle ausgelöst, manchmal weit von Gewässern entfernt) kategorisiert. Die Entstehung von Überflutungen ist ein räumlicher Prozess, der auftritt, wenn die aufgetretene Niederschlagsmenge die Infiltrationskapazität der Oberfläche und/oder der oberen Bodenschicht signifikant übersteigt. Daher trägt die Landnutzung, in Abhängigkeit von der Einzugsgebietsgröße, teils wesentlich zum Ausmaß und Schadenspotential von Überflutungen bei (Viglione et al. 2016). Der Klimawandel kann über Änderungen der Niederschlagsereignisse weitere Randbedingungen beeinflussen, die zum Ausmaß von Überflutungen wesentlich beitragen: eine langfristig erhöhte Wasseraufnahme des Bodens beeinflusst die hydraulischen Bodeneigenschaften und kann zu einer signifikanten Verringerung der Bodeninfiltrationsrate führen (Caplan et al. 2019).

Neben dem Klimawandel wird das Katastrophenpotential von Starkregenereignissen auch maßgebend durch menschliche Einflüsse erhöht (Raju et al. 2022, Pearce 2022). Hier ist vor allem eine nicht risikobasierte Landnutzungsplanung als Faktor zu nennen (Pearce 2022). Oberflächlicher Abfluss aufgrund von Starkregenereignissen kann zu Überflutungen führen, aber auch zur Mobilisierung von Bodenmaterial und damit zu Bodenerosion. Dies führt beispielsweise auf landwirtschaftlichen Flächen zum Verlust von wertvollem humushaltigen Oberboden und damit zum Verlust von Nährstoffen, die für die Pflanzenproduktion benötigt werden (LfL 2019). Weiters führen Ablagerung des Bodenmaterials im öffentlichen Raum wie zum Beispiel auf Infrastrukturflächen zu Schäden und Kosten für die Allgemeinheit (LABO 2017).

Historisch gesehen werden technische Maßnahmen (z.B. Hochwasserrückhaltebecken, Dämme, Objektschutzmaßnahmen) eingesetzt, um Gebäude und Infrastruktur vor Hochwasserschäden zu schützen. Diese statischen Maßnahmen bieten jedoch nur lokalen Schutz, können negative Auswirkungen auf benachbarte Gebiete haben, natürliche Abflussmuster beeinträchtigen und sind oft kostenintensiv. Passive Schutzmaßnahmen (z.B. die Erhöhung der flächigen Retention von Niederschlagswasser durch Steigerung der Infiltrationsleistung des Bodens und des Muldenrückhalts) können eingesetzt werden, um Schäden durch pluviale Überflutungen zu verringern, auch in Kombination mit technischen Maßnahmen. Durch die Kombination von technischen Maßnahmen mit flächigen Maßnahmen können das erforderliche Retentionsvolumen und damit auch die Errichtungskosten reduziert werden. Neben dem Hochwasserschutz verbessern Maßnahmen zur Flächenwasserretention die Grundwasseranreicherung, die Abflusswassergualität und den Wasserhaushalt für Nutzpflanzen. Letzteres sollte ein explizites Ziel des Wasserressourcenmanagements sein, um den durch den Klimawandel verursachten Trockenstress der Pflanzen zu mildern (BMK 2021). Flächenretentionsmaßnahmen können vielfältig sein: im urbanen Bereich kann dies beispielsweise eine Änderung der Oberflächenbefestigung sein, im ländlichen Bereich die Umsetzung von landwirtschaftlichen Maßnahmen, die das Infiltrationsvermögen der Oberfläche erhöhen.

Zur Quantifizierung der potenziellen Verbesserung des Rückhaltevermögens ist eine Untersuchung der Flächen unter einheitlichen Randbedingungen erforderlich. Die potenziellen Auswirkungen und die Leistungsfähigkeit der möglichen Verbesserungsmaßnahmen werden in der Regel entweder durch Feld- oder Labortests bewertet. Die spezifische Gestaltung, Platzierung und Beurteilung der Leistung der Maßnahmen sind das Ergebnis numerischer Modellierungen, die auf mittels Labor- und Feldversuche ermittelten Parameterwerten basieren. In Labortests wird die hydraulische Leitfähigkeit des Bodens mit Hilfe von Bodenprobenzylindern ermittelt. Die derzeit empfohlenen Laboranalysen konzentrieren sich auf Punktmessungen (z. B. Bodenprobenzylinder mit 7 cm Durchmesser und 5 cm Höhe) (ÖNORM L 1065 2006). Diese Tests zeigen zunehmende Streuungen der ermittelten Parameterwerte in Abhängigkeit von der Anzahl der Proben aus denselben Gebieten, können die Heterogenität des Bodens damit nicht angemessen abbilden und berücksichtigen den Einfluss der obersten, bewachsenen Bodenschicht nicht (Monschein et al. 2022). Darüber hinaus können fehlender Oberflächenkontakt, Lufteinschlüsse, Störungen der Bodenprobe an den Wänden der Stechzylinder und Risse in der Bodenprobe zu Messfehlern führen (Schlüter et al. 2020). Im Feld kann durch Infiltrometerversuche die hydraulische Leitfähigkeit des Bodens bestimmt werden. Bei diesen Versuchen wird der Einfluss der Oberbodenschicht berücksichtigt, die Wasserzufuhr unterscheidet sich jedoch von einem Niederschlagsereignis. Alternativ können kleinflächige Bewässerungstests mit Regensimulatoren zur Bestimmung des Oberflächenabflusskoeffizienten durchgeführt werden (Mayerhofer et al. 2017). Diese Versuche ermöglichen die Bewertung von Oberflächenabfluss und Erosion mit hoher zeitlicher Auflösung für eine begrenzte Flächenausdehnung, Schlussfolgerungen auf einzelne Bodenparameter werden durch unterschiedliche Randbedingungen (z. B. Hangneigung, Vorbefeuchtung, Bewässerungsmethode, Abflussmessung), Interaktion der Parameter oder Dominanz bestimmter Parameter jedoch erschwert (Winter 2013).

Daraus folgt, dass eine genaue Bewertung geplanter Maßnahmen zur flächigen Retention von Niederschlagswasser hinsichtlich ihrer Wirksamkeit und Leistungsfähigkeit unter Berücksichtigung aller relevanten Einflüsse (z.B. Niederschlagsintensität, Vegetationsschicht, Ober- und Unterboden, Hangneigung) derzeit problematisch ist. Diese Informationen sind jedoch von entscheidender Bedeutung für die Planung und Auswahl von Flächenrückhaltemaßnahmen.

Eine weitere Möglichkeit zur Ermittlung der hydraulischen Eigenschaften von Oberflächen beziehungsweise Bodenmaterial ist die Untersuchung von ungestörten Proben mittels eines Regensimulators im Labor. Um die Heterogenität des Bodens nicht außer Acht zu lassen und belastbare Ergebnisse zu erhalten, ist jedoch eine wesentlich größere Bodenprobe (z.B. 1 x 1 m) als die üblichen Stechzylinderproben erforderlich. Die Randbedingungen der Untersuchung (Neigung der Oberfläche, Vorbefeuchtung, Bewässerungsmethode, Abflussmessung, Messung der Infiltration) können dabei im Unterschied zu Felduntersuchungen einheitlich sein.

Um Auswirkungen unterschiedlicher Landnutzungen auf das Ausmaß pluvialer Überflutungen und die Leistungsfähigkeit möglicher flächiger Retentionsmaßnahmen unter klar definierbaren, einheitlichen Randbedingungen quantifizieren zu können, wird ein neuartiges Konzept zur physikalischen Modellierung von Niederschlag im Labor entwickelt. Dieses Konzept ermöglicht, eine große Bandbreite an Niederschlagsintensitäten und Tropfengrößenverteilungen, auch unter Berücksichtigung zukünftiger, durch den Klimawandel induzierter Veränderungen, unter Erreichen der Endgeschwindigkeit der Tropfen zu modellieren. Wesentlich ist dabei, dass die einzelnen Szenarien exakt reproduzierbar sind, um die Vergleichbarkeit der Untersuchungen sicherzustellen. Die entscheidende Verbesserung gegenüber den herkömmlichen Typen an Regensimulatoren besteht darin, dass die Niederschlagsintensität und die Tropfengrößenverteilung unabhängig voneinander gesteuert werden können. Im vorliegenden Beitrag werden die Anforderung an die physikalische Modellierung von Niederschlägen sowie die Entwicklung einer neuartigen Methode zur Regensimulation im Labor beschrieben und Ergebnisse aus der Niederschlagsmodellierung mit einem Prototyp dargestellt. Die durchgeführten Arbeiten wurden aus Mitteln der "TU Graz Anschubfinanzierung" finanziert.

## 2 Anforderungen an die physikalische Modellierung von Niederschlägen

Während die Niederschlagsintensität und -dauer die Hauptvariablen in Bezug auf die Infiltrationskapazität und den Abfluss sind, beeinflusst die Regentropfengröße die für die Partikelmobilisierung und den Verschlämmungsprozess verfügbare kinetische Energie, mit der die einzelnen Niederschlagspartikel auf die Geländeoberfläche treffen (Serio et al. 2019). Die kinetische Energie eines Regentropfens wird durch die Masse (und damit die Größe des Tropfens) sowie die Fallgeschwindigkeit des Tropfens bestimmt. Die Fallgeschwindigkeit nimmt mit der gefallenen Höhe bis zu einem gewissen Schwellenwert zu, danach wird die Fallgeschwindigkeit konstant und als Endgeschwindigkeit bezeichnet. Erreicht wird die Endgeschwindigkeit zum Zeitpunkt des Gleichgewichts zwischen der Gravitationskraft und dem aerodynamischen Widerstand des Regentropfens (Serio et al. 2019). Zur Untersuchung der Auswirkungen von Niederschlagsereignissen auf unterschiedliche Geländeoberflächen mittels eines physikalischen Modellversuchs ist es daher nicht nur erforderlich die Niederschlagsmenge, sondern auch die Tropfengrößenverteilung exakt modellieren zu können.

Darüber hinaus sind auch die Eigenschaften des verwendeten Wassers zu berücksichtigen. Studien zeigen, dass die Ergebnisse bezüglich der erosiven Wirkung des Niederschlags bei der physikalischen Modellierung von Niederschlagsereignissen wesentlich von der Qualität beziehungsweise den Eigenschaften des Wassers abhängig sind (Flanagan et al. 1997). Regenwasser hat aufgrund des natürlichen Destillationsprozesses üblicherweise einen sehr niedrigen Elektrolytgehalt. Norton und Savabi (2010) empfehlen bei der physikalischen Regensimulation Wasser, das der Qualität von natürlichem Regenwasser möglichst ähnlich ist und verwendeten für ihre Untersuchungen de-ionisiertes Wasser.

Derzeit gibt es grundsätzlich drei Typen von Regensimulatoren: Schwerkraftsimulatoren, Drucksimulatoren und Hybridkonzepte (Gemlack und Ngasoh et al. 2021 und Yakubu und Yusop 2017). Um die Variabilität des Niederschlags physikalisch realistisch modellieren zu können, ist es erforderlich, die Intensität, die gleichmäßige räumliche und zeitliche Verteilung, die Tropfengrößenverteilung, die Endgeschwindigkeit der Tropfen und damit die kinetische Energie, mit der die Tropfen auf die zu untersuchende Oberfläche treffen, zu berücksichtigen. Die derzeit verwendeten Typen von Regensimulatoren können jeweils bestimmte geforderte Eigenschaften abdecken, jedoch nicht die Vorteile der unterschiedlichen Konzepte kombinieren (Naves et al. 2020, Živanović et al. 2022, Mhaske et al. 2019). Dadurch bestehen aktuell Einschränkungen: z. B. ist eine Änderung der Düsengröße erforderlich, um die Tropfengrößenverteilung anzupassen, die Endgeschwindigkeit ist nicht erreichbar, die Intensität ist nicht variabel und in der Regel sehr hoch.

## 3 Methodik

Das neuartige Konzept der physikalischen Regensimulation wurde als Zweiphasensystem am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Graz entwickelt und mit einem kleinmaßstäblichen Prototyp (20 x 20 cm) getestet (siehe Abb. 1). Besonderes Augenmerk wurde bei der

Entwicklung auf die Skalierbarkeit des prototypischen Konzepts gelegt, um eine geeignete Anwendung für den geplanten Regensimulator in Originalgröße (1,2 x 1,2 m) zu ermöglichen.

Der Regensimulator besteht aus zwei Kammern, wobei eine der Kammern mit Wasser, die andere mit Luft gefüllt ist. Der Druck in den jeweiligen Kammern kann unabhängig voneinander variiert werden. An die mit Wasser gefüllte Kammer sind Messinghülsen mit einem Außendurchmesser von 6 mm angeschlossen an denen Messingdüsen befestigt sind. Diese Düsen werden üblicherweise für den 3D Druck verwendet (MK 8 mit einem Auslassdurchmesser von 1 mm). Die mit Wasser gefüllten Messinghülsen werden von jeweils einer weiteren Hülse umschlossen, die einen Innendurchmesser von 10 mm aufweist. Die äußere Hülse ist an die mit Luftdruck befüllbare Kammer angeschlossen. Die Tropfen bilden sich an der Spitze der Messingdüse und lösen sich durch die wirkende Schwerkraft ab einer vom Außendurchmesser der Düse abhängigen Größe ab. Die Frequenz der Tropfen ist abhängig vom aufgebrachten Wasserdruck. Wird nun angestrebt, kleiner Tropfengrößen zu erzeugen, als die aufgrund der Schwerkraft sich automatisch in Abhängigkeit des Außendurchmessers einstellenden Tropfengröße, können die Tropfen durch den von außen in vertikaler Richtung entlang der Messingdüse wirkenden Luftflusses von der Düsenspitze frühzeitig abgelöst werden.



**Abb. 1** Kleinmaßstäblicher Prototyp des Regensimulators mit der Wasser- und Luftdruckkammer, den Messinghülsen sowie den Messingdüsen (MK 8 mit einem Auslassdurchmesser von 1 mm) und den Luftauslässen.

Die gewünschten Tropfengrößenverteilungen und Niederschlagsintensitäten können mit dem entwickelten Regensimulator über Wasser- und Luftdruck präzise eingestellt werden. Um die dem natürlichen Regen entsprechende Endgeschwindigkeit und damit kinetische Energie zu erreichen, ist es erforderlich, eine Distanz zwischen dem Regensimulator und der zu untersuchenden Oberfläche von mindestens 8 m sicherzustellen.

Zur Kalibrierung des Systems wurden Videos der erzeugten Tropfen mit einer Hochgeschwindigkeitskamera (FASTCAM SA1.1 von Photron, Bildfrequenz: 500 fps, Belichtungszeit 1/9100 sec, Auflösung: 1024x1024) aufgenommen und ausgewertet. Die Auswertung der Videos erfolgte hinsichtlich der erzeugten Tropfengrößenverteilungen, der Niederschlagsintensität und der Fallgeschwindigkeit der Tropfen mittles eines auf Basis der Programmbibliothek OpenCV entwickelten Bildverarbeitungsprogramms über optisches Tracking der einzelnen Tropfen.

## 4 Ergebnisse

Die im Folgenden dargestellten Ergebnisse wurden mit der in Abschnitt 4 beschrieben Methode des optischen Trackings aus mittels Hochgeschwindigkeitskamera aufgenommenen Videos ermittelt (siehe Abb. 2). Dabei ist zu berücksichtigen, dass für die Messung der Tropfengröße die Festlegung des Verhältnisses zwischen Pixel im Video und Zentimeter in der Natur erforderlich ist. Diese Festlegung erfolgte mit Hilfe eines Maßstabs, der in der Mitte der Grundrissfläche des Prototyps angebracht ist. Da die Tropfen aus den neun Düsen des Regensimulators jedoch in drei Ebenen zur Kamera fallen, muss davon ausgegangen werden, dass durch die Verzerrung der Aufnahme die Tropfen laut optischer Detektion größer beziehungsweise kleiner als in der Natur definiert werden. Dieser systematische Fehler wird in Bezug auf die Detektion der Tropfengrößenverteilung vernachlässigbar sein, nicht jedoch bei der Messung der Fallgeschwindigkeit der Tropfen im Verhältnis zu deren Größe.



**Abb. 2** Standbild eines mittels Hochgeschwindigkeitskamera aufgenommenen Videos der mit dem Prototyp des Regensimulators erzeugten Tropfen. Darstellung des optischen Trackings der Tropfen.

Die folgenden Abbildungen 3 und 4 zeigen beispielhaft die Tropfengrößenverteilungen in Abhängigkeit des Wasser- und Luftdrucks in den Kammern des neu entwickelten Regensimulator Prototyps. Durch die unterschiedlichen Druckeinstellungen kann die durchschnittliche Tropfengröße ohne Austausch der Düsengröße mehr als verdoppelt werden. Die mit den bisherigen Versuchen erreichte minimale durchschnittliche Tropfengröße liegt bei 1,8 mm, die maximale bei 4,5 mm. Durch geplante Weiterentwicklungen in der Regelung des Wasser- und Luftdrucks soll es möglich werden, durchschnittliche Tropfengrößen beliebig zwischen 1,0 und 6,0 mm zu erreichen.



**Abb. 3** Säulendiagramm der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Tropfengröße als Durchmesser der Tropfen in mm mit dem durchschnittlichen Tropfendurchmesser in Rot, dem Median in Blau, das 25 % Quantil in Grün-gestrichelt (links) und das 75 % Quantil in Gelb-gestrichelt (rechts) des Tropfendurchmessers, sowie die Kerndichteschätzung in Hellblau; bei 0.8 bar Wasserdruck und 1 bar Luftdruck mit dem kleinmaßstäblichen Prototyp.



**Abb. 4** Säulendiagramm der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Tropfengröße als Durchmesser der Tropfen in mm mit dem durchschnittlichen Tropfendurchmesser in Rot, dem Median in Blau, das 25 % Quantil in Grün-gestrichelt (links) und das 75 % Quantil in Gelb-gestrichelt (rechts) des Tropfendurchmessers, sowie die Kerndichteschätzung in Hellblau; bei 0.5 bar Wasserdruck und 0 bar Luftdruck mit dem kleinmaßstäblichen Prototyp.

Abb. 5 zeigt die bei einer Fallhöhe von 8 m detektierten Fallgeschwindigkeiten der Tropfen in Abhängigkeit von deren Tropfendurchmesser. Dabei kann davon ausgegangen werden, dass durch die eingangs des Kapitels erwähnte Problematik der Kalibrierung des optischen Trackings die berechneten Fallgeschwindigkeiten der Tropfen systematisch verfälscht werden. Bei der weiteren Entwicklung des Regensimulators werden Verbesserungen in der Bestimmung der Fallgeschwindigkeit große Bedeutung zugemessen. Die berechneten Fallgeschwindigkeiten befinden sich jedoch in einem vergleichbaren Bereich zu den Endgeschwindigkeiten der Regentropfen laut Literatur (Serio et al. 2019).



**Abb. 5** Boxplot der Fallgeschwindigkeiten der Tropfen in m/s bei einer Fallhöhe von 8 m in Abhängigkeit vom detektieren Tropfendurchmesser in mm

### 5 Diskussion und Ausblick

Die ermittelten Tropfengrößenverteilungen und Niederschlagsintensitäten unterschiedlicher mit dem kleinmaßstäblichen Prototyp des Regensimulators erzeugten Niederschlagsereignisse zeigen, dass mit dem neu entwickelten Zweiphasensystems die Niederschlagsintensität nahezu unabhängig von der Tropfengrößenverteilung verändert werden kann. Ermöglicht wird dies durch die unabhängige Steuerung von Wasser- und Luftdruck. Durch die geplanten weiteren Entwicklungen des Regensimulators wird die Basis geschaffen, um zukünftige Untersuchungen der Auswirkungen von unterschiedlichen Landnutzungen auf das Ausmaß von pluvialen Überflutungen unter einheitlichen Randbedingungen und unter Berücksichtigung unterschiedlicher Niederschlagsszenarien durchführen zu können. Damit können zukünftige Änderungen in den Niederschlagsszenarien und die damit verbundenen Auswirkungen auf unterschiedlichen Oberflächen (beispielsweise Oberflächenbefestigungen im urbanen Bereich, Sicherungen von Dammböschungen, oder auch landwirtschaftliche Flächen) quantifiziert werden und die Leistungsfähigkeit von Verbesserungsmaßnahmen zum flächigen Rückhalt von Niederschlagswasser beurteilt werden.

#### Literatur

- Ban, N.; Schmidli, J.; Schär, C. (2015). Heavy precipitation in a changing climate: Does shortterm summer precipitation increase faster? Geophys. Res. Lett. 42:1165–1172. doi:10.1002/2014GL062588
- Blöschl, G.; Blaschke, A.P.; Haslinger, K.; Hofstätter, M.; Parajka, J.; Salinas, J.; Schöner, W. (2018). Auswirkungen der Klimaänderung auf Österreichs Wasserwirtschaft – ein aktualisierter Statusbericht. Österr Wasser- und Abfallw 70:462–473. doi:10.1007/s00506-018-0498-0
- BMK Bundesministerium für Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie (Hrsg) (2021). Zweiter Fortschrittsbericht - Österr. Strategie zur Anpassung an den Klimawandel, Wien
- Caplan, J.S.; Giménez, D.; Hirmas, D.R.; Brunsell, N.A.; Blair, J.M.; Knapp, A.K. (2019). Decadalscale shifts in soil hydraulic properties as induced by altered precipitation. Science advances 5:eaau6635. doi:10.1126/sciadv.aau6635
- Flanagan, D.C.; Norton, L.D.; Shainberg, I. (1997). Effect of water chemistry and soil amendments on a silt loam soil Part 2: soil erosion. Transactions of the ASAE 40:1555–1561. doi:10.13031/2013.21419
- Gemlack Ngasoh, F.; Crown Mbajiorgu, C.; Boniface Kamai, M.; Onyekachi Okoro, G. (2021). A Revisit of Rainfall Simulator as a Potential Tool for Hydrological Research. In: Swaroop Meena R (Hrsg) Agrometeorology. IntechOpen
- LABO Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Bodenschutz (2017). Vorsorge gegen Bodenerosion durch Wasser vor dem Hintergrund des Klimawandels. Betroffenheit und Handlungsempfehlungen des Bodenschutzes.
- LfL Bayerische Landesanstalt für Landwirtschaft. (2019). Bodenerosion Die Allgemeine Bodenabtragsgleichung - ABAG - Hilfsmittel und Handlungsempfehlung, Freising-Weihenstephan
- Mayerhofer, C.; Meißl, G.; Klebinder, K.; Kohl, B.; Markart, G. (2017). Comparison of the results of a small-plot and a large-plot rainfall simulator – Effects of land use and land cover on surface runoff in Alpine catchments. CATENA 156:184–196. doi:10.1016/j.catena.2017.04.009
- Mhaske, S.N.; Pathak, K.; Basak, A. (2019). A comprehensive design of rainfall simulator for the assessment of soil erosion in the laboratory. CATENA 172:408–420. doi:10.1016/j.ca-tena.2018.08.039
- Monschein, M.; Schmaltz, E.; Krebs, G.; Zenz, G.; Harrer, C.; Gamerith, V. (2022). Reduktion der pluvialen Überflutungsgefahr durch standortangepasste landwirtschaftliche Nutzung. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 74(9-10), 357–365. https://doi.org/10.1007/s00506-022-00878-1
- Naves, J.; Anta, J.; Suárez, J.; Puertas, J. (2020). Development and Calibration of a New Dripper-Based Rainfall Simulator for Large-Scale Sediment Wash-Off Studies. Water 12:152. doi:10.3390/w12010152
- Norton, L.D.; Savabi, R. (2010). Evolution of a Linear Variable Intensity Rainfall Simulator for Surface Hydrology and Erosion Studies. Applied Engineering in Agriculture 26:239–245. doi:10.13031/2013.29548
- ÖNORM L 1065 (2006). Physikalische Bodenuntersuchungen
- Pearce, F. (2022). It's Not Just Climate: Are We Ignoring Other Causes of Disasters? Yale Environment 360
- Raju, E.; Boyd, E.; Otto, F. (2022). Stop blaming the climate for disasters. Commun Earth Environ 3. doi:10.1038/s43247-021-00332-2
- Schlüter, S.; Albrecht, L.; Schwärzel, K.; Kreiselmeier, J. (2020). Long-term effects of conventional tillage and no-tillage on saturated and near-saturated hydraulic conductivity – Can their prediction be improved by pore metrics obtained with X-ray CT? Geoderma 361:114082. doi:10.1016/j.geoderma.2019.114082

- Serio, M.A.; Carollo, F.G.; Ferro, V. (2019). Raindrop size distribution and terminal velocity for rainfall erosivity studies. A review. Journal of Hydrology 576:210–228. doi:10.1016/j.jhydrol.2019.06.040
- Viglione, A.; Merz, B.; Viet Dung, N.; Parajka, J.; Nester, T.; Blöschl, G. (2016). Attribution of regional flood changes based on scaling fingerprints. Water resources research 52:5322– 5340. doi:10.1002/2016WR019036
- Winter, F. (2013). Prozessorientierte Modellierung der Abflussbildung und -konzentration auf verschlämmungsgefährdeten landwirtschaftlichen Nutzflächen. Dissertation
- Yakubu, M.L.; Yusop, Z. (2017). Adaptability of rainfall simulators as a research tool on urban sealed surfaces – a review. Hydrological Sciences Journal 62:996–1012. doi:10.1080/02626667.2016.1267355
- Živanović, N.; Rončević, V.; Spasić, M.; Ćorluka, S.; Polovina, S. (2022). Construction and calibration of a portable rain simulator designed for the in situ research of soil resistance to erosion. Soil & Water Res. 17:158–169. doi:10.17221/148/2021-SWR

#### Anschrift der VerfasserInnen

Dipl.-Ing Dipl.-Ing. Miriam Monschein Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz, Stremayrgasse 10/II, A-8010 Graz miriam.monschein@tugraz.at

Dipl.-Ing. Dr. Gerald Krebs Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz, Stremayrgasse 10/II, A-8010 Graz gerald.krebs@tugraz.at

Assoc. Prof. Dipl.-Ing. Dr. nat. techn. Josef Schneider Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz, Stremayrgasse 10/II, A-8010 Graz schneider@tugraz.at

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerald Zenz Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz, Stremayrgasse 10/II, A-8010 Graz gerald.zenz@tugraz.at

# Unsicherheiten und Probleme bei numerischen Hochwassersimulationen im urbanen Raum

Leon Frederik De Vos, Dominik Kolesch und Nils Rüther

# Zusammenfassung

Die Problematik von häufiger auftretenden und intensiveren Starkregenereignissen erfordert die Konzipierung neuer Lösungsansätze. Innerhalb dieser Neuausrichtung ist die numerische Simulation eine wichtige Stütze für die Quantifizierung, Mitigation und Vorwarnung der resultierenden Hochwasserereignisse. Konzepte klassischer 2D-hydraulischer Modelle, die für fluviale Hochwassersimulation verwendet werden, können jedoch nicht direkt übernommen werden. Ein Grund hierfür ist, dass bei durch Starkregen im urbanen Raum verursachten Hochwasserereignissen andere Prozesse als bei fluvialem Hochwasser im Vordergrund stehen. So kann beispielsweise eine Trennung der Prozesse der Hydrologie, der Hydraulik an der Oberfläche und der Hydraulik im Kanalnetz nicht mehr strikt definiert werden. In diesem Beitrag werden jene maßgebenden Prozesse aufgezeigt und kritisch diskutiert. Anhand dessen werden die daraus resultierenden hohen Datenanforderungen für ein detailliertes numerisches Hochwassermodell im urbanen Raum erläutert. Abschließend wird die Kalibrierung und Validierung numerischer Hochwassermodelle im urbanen Raum diskutiert.

## 1 Motivation

Neben den klassischen fluvialen Hochwasserproblematiken kommt es in Mitteleuropa vermehrt zu pluvialen Hochwasserereignissen infolge von lokalen extremen Starkniederschlägen. Zum einen ist dies bedingt durch eine vom Klimawandel verursachte Zunahme der Niederschlagsmenge insgesamt (Seneviratne et al., 2021). Zum anderen gibt es Trendindizien aus Klimamodellen, dass die Anzahl der Tage pro Jahr mit einer hohen Niederschlagsintensität (z.B. >10 mm) in einigen Regionen wächst (DWD, 2020). Die höhere Konzentration des Jahresniederschlags auf weniger und stärkere Ereignisse verschärft die Gefahr von Starkregen zusätzlich, da trockener Boden Wasser initial schlechter aufnehmen kann und mehr Oberflächenabfluss entsteht.

Pluviale Hochwasserereignisse sind durch verschiedene Charakteristika von fluvialen Hochwasserereignissen abzugrenzen. Abgeleitet von dem lateinischen Wort für Regen "pluvia" ist somit die Niederschlagsmenge selbst ausschlaggebend für das Hochwasserereignis. Anders als beim fluvialen Hochwasserereignis an größeren Fließgewässern drückt sich dies in einer geringen Vorwarnzeit von wenigen Stunden bis wenigen Minuten aus, da das Hochwasser am Ort des Starkniederschlages selbst auftritt (Bronstert et al., 2017).

In topographisch steilem Gelände kann bei Starkregen eine Sturzflut entstehen, die mit ihren hohen Fließgeschwindigkeiten extreme Personen- und Sachschäden verursacht (BmIH, 2022). Jedoch haben pluviale Hochwasserereignisse auch in topographisch flachem urbanem Gelände ein ernstzunehmendes Schadenspotenzial, da die Niederschlagsmengen nicht abfließen können und alleine durch die urbane Entwässerungsinfrastruktur abgeleitet werden müssen (Kolesch et al., 2022).

Ein wichtiges Handwerk zur Beschreibung und Einschätzung der Auswirkung von Starkniederschlägen ist die hydraulische Modellierung. Experimentelle, physikalische Modellierung ist prinzipiell möglich, die Abbildung eines großflächigen urbanen Modellgebietes wird jedoch aufgrund von Skalierungseffekten und der komplexen Interaktion einzelner Teilprozesse zusätzlich erschwert (Rubinato et al., 2020). Deswegen wird verstärkt die numerische hydraulische Modellierung angewendet, wobei auch hier weiterhin offene Fragestellungen bleiben und für aussagekräftige Ergebnisse zu pragmatischen Ansätzen gegriffen werden muss (Achleitner et al. 2020, LUBW, 2020).

In diesem Beitrag sollen anhand der Entwicklung eines numerischen hydraulischen Hochwassermodells in einem Teilgebiet der Stadt Berlin die kritischen Prozesse der Hochwasserdynamik erklärt und die daraus entstehenden Anforderungen an die Eingangsdaten diskutiert werden. Hierfür wird zunächst kurz die Hydrologie und das Kanalnetz in der Stadt beleuchtet und anschließend die Hydraulik detailliert betrachtet.

Das untersuchte Modellgebiet befindet sich zum Großteil im Berliner Stadtbezirk Friedrichshain-Kreuzberg und umfasst eine Fläche von ca. 4,2 km². Im Nordosten ist das Gebiet von der Spree begrenzt, im Süden vom Landwehrkanal. Im Südosten werden die Spree und der Landwehrkanal von einer Schleuse getrennt. Im Nordwesten läuft die Modellgrenze durch ein Siedlungsgebiet (siehe Abb. 1). Das Modellgebiet hat eine sehr flache Topographie mit einer Ausprägung von ca. 30-45 müNN. Das Gelände fällt von der Modellmitte zu den Modellrändern hin ab, was durch die dargestellten Fließpfade verdeutlicht wird.



Abb. 1 Berliner Modellgebiet mit Darstellung des DGMs und der abgeleiteten Fließpfade

# 2 Modellaufbau und Eingangsdaten

#### 2.1 Stadtentwässerung und Kanalnetz

Die anfallenden Niederschlagsmengen sollen in urbanen Gebieten prinzipiell von Entwässerungssystemen aufgenommen und somit Überschwemmungen vermieden werden. Die Entwässerungssysteme sind abhängig von der Flächennutzung auf verschiedene Jährlichkeiten zu dimensionieren, wobei für Neuplanungen von Entwässerungssystemen in Stadtzentren oder Industrie- und Gewerbegebiete empfohlen wird, dass ein Niederschlagsereignis mit einer Jährlichkeit von 30 Jahren nicht zu einer Überflutung des Gebiets führt (DWA, 2016). Folglich sollte die Stadtentwässerung aufgrund der großen Aufnahmekapazität auch bei der hydraulischen Modellerstellung berücksichtigt werden. Detaillierte Ansätze gehen hier einer direkten Kopplung des Kanalnetzmodells mit dem hydraulischen Oberflächenmodell nach. Dies erfordert jedoch einen sehr hohen Zeitaufwand in der Modellerstellung für die Kopplung selbst und wird nur durch wenige kommerzielle Software ermöglicht (z.B. MIKE FLOOD, InfoWorks ICM). Ein vereinfachter Ansatz ist eine sequentielle Kopplung, in der zunächst das Oberflächenmodell und das Kanalnetzmodell separat simuliert werden und als jeweilige Eingangsdaten des anderen Modells für einen zweiten Simulationslauf dienen (Monschein & Gamerith, 2021).

Ein pragmatischer Ansatz zur Einbeziehung der Stadtentwässerung ist die Repräsentation als Volumenabschlag. Hierfür wird zunächst das Gesamtvolumen des Kanalnetzes berechnet. Nun wird angenommen, dass zu Beginn des Niederschlagsereignisses das Regenwasser direkt in das Kanalnetz aufgenommen wird, bis die Kapazität erreicht ist. Abb. 2 zeigt den resultierenden Hyetographen für ein Referenzereignis in Berlin. Für dieses Ereignis kann das Kanalnetz das Niederschlagsvolumen der ersten 30 Minuten aufnehmen, sodass der an der Oberfläche verbleibende gefallene Niederschlag nach Volumenabschlag in dieser Zeitspanne 0mm ist. Bis ca. 40 Minuten kann das Kanalnetz noch einen Anteil des gefallenen Niederschlags aufnehmen, danach ist das Kanalnetz vollständig gefüllt und somit wird kein weiterer Niederschlag mehr aufgenommen.

Dieser Ansatz verliert jedoch an Genauigkeit, je langsamer das Niederschlagsereignis an Intensität gewinnt, da dann das Regenwasser aus einem Entwässerungssystem auf andere Vorfluter oder Fließgewässer innerhalb der Stadtentwässerung umverteilt werden kann. Zudem wird ein Teil des Regenwassers dieses Einzugsgebiets mit Pumpen zu Klärwerken außerhalb der Stadt transportiert. Auch der lokale Überstau des Kanalnetzes kann mit diesem Ansatz nicht repräsentiert werden.

### 2.2 Hydrologie

Die Hydrologie kann in einem topographisch flachen Modellgebiet nur schwer von der Hydraulik getrennt betrachtet werden, da der Niederschlag sich in einem pluvialen Hochwasser nicht zwingend im Fließgewässer sammelt, sondern auch fernab von Gewässerkörpern in Straßen oder topographischen Senken akkumuliert. Ein separates hydrologisches Modell müsste folglich an sehr vielen punktuellen Schnittstellen zum hydraulischen Modell gekoppelt werden. Deswegen bietet es sich an, den hydrologischen Prozess direkt in das hydraulische Modell mitaufzunehmen.

Aufgrund der einfachen Implementierung ist das sogenannte Soil Conservation Service Curve Number (SCS-CN) Verfahren bereits in verschiedenen hydraulischen Programmen enthalten (z.B. HEC-RAS, TELEMAC, HydroAS), um den Niederschlags-Abfluss-Prozess der Hydrologie zu repräsentieren. Das SCS-CN-Verfahren hat den großen Vorteil, dass sich aus der Landnutzung und der Bodenart die maßgebenden CN-Werte ableiten lassen (USDA, 1972, Broich, 2019). Hierbei beschreibt ein CN-Wert von 1 eine sehr große Infiltrationskapazität mit geringem resultierendem Oberflächenabfluss und ein CN-Wert von 100 eine vollständig versiegelte Oberfläche oder ein Gewässer selbst, sodass der gesamte Niederschlag zu effektivem Abfluss wird. Somit haben die CN-Werte einen maßgeblichen Einfluss auf den effektiven Niederschlag und die Modellergebnisse reagieren stark sensitiv auf die gewählten CN-Werte. Der zweite entscheidende Parameter für das SCS-CN-Verfahren ist die Bodenvorfeuchte, die aus der Niederschlagsintensität im Zeitraum vor dem zu modellierenden Starkregenereignis abgeleitet wird (Broich, 2022). In Abb.2 ist neben dem gefallenen Niederschlag und dem Niederschlag nach Volumenabschlag für das Referenzereignis in Berlin beispielhaft der effektive Niederschlag an einer Position mit dem CN-Wert von 81 dargestellt. Zu Beginn wird der Niederschlag vollständig in der Kanalisation bzw. im Boden gespeichert. Wenn der Boden "vorgesättigt" ist, wird ein Teil des gefallenen Niederschlags zu Oberflächenabfluss.



🔳 Gefallener Niederschlag 📕 Gefallener Niederschlag nach Volumenabschlag 📱 Effektiver Niederschlag nach Volumenabschlag

**Abb. 2** Vergleich des gefallenen Niederschlags (blau) und mit dem gefallenen Niederschlag mit Volumenabschlag (rot) und dem effektiven Niederschlag inklusive Volumenabschlag nach dem SCS-CN-Verfahren (grau) für ein Referenzereignis.

#### 2.3 Hydraulik

Sobald der Niederschlag nach dem Abschlag durch die Stadtentwässerung und dem hydrologischen Modell in einen effektiven Oberflächenabfluss konvertiert wurde, beginnen die Prozesse des hydraulischen Modells selbst.

Fließgewässer stellen eine stabile und zugleich leicht zu definierende Randbedingung für die Modellierung. Die Definition von Randbedingungen durch besiedeltes Gebiet ist dagegen mit höheren Unsicherheiten verbunden, da hier keine Messwerte vorliegen.

Auch die Infrastruktur des Stadtgebietes muss im Modell angemessen repräsentiert werden. Generell werden Gebäude wie bei fluvialen Hochwassersimulationen als undurchströmbar angenommen und somit als Löcher im Berechnungsnetz modelliert (LfU, 2018). Andere Ansätze wie z.B. das Modellieren der Gebäude als tatsächliche Erhebungen, poröse Körper oder Senken verursachen einen drastischen Mehraufwand in der Modellerstellung und -handhabung (Vojinovic et al., 2012).

Eine besondere Schwierigkeit stellen Zufahrten und Zugänge zu Innenhöfen dar. Diese sind meist weder auf Geodatensätzen zu Gebäudeumrissen gekennzeichnet, noch auf Satellitenbildern erkennbar. Oftmals können diese also nur durch eine Ortsbesichtigung identifiziert werden und müssen dann in das Modell eingearbeitet werden. Hierbei muss beachtet werden, dass Zugänge zu Innenhöfen sehr klein sein können und deshalb kleine Elemente im numerischen Modell für eine präzise Repräsentation notwendig sind. Diese Zugänge können jedoch auch entscheidend dafür sein, ob ein Innenhof im Modell korrekt überflutet wird oder keine Verbindung zu den Straßen besteht. Hierdurch können sich Fließpfade maßgeblich verändern.

Abschließend sind die Rauheitsbereiche zu definieren. Auch diese lassen sich aus der Landnutzung aus Leitfäden ableiten (LfU, 2018; LUBW, 2020). Jedoch geben verschiedene Quellen eine große Bandbreite an Rauheitswerten für die gleiche Landnutzungsklasse (Huber, 2021). Die Landnutzungsdaten können zudem für eine korrekte Abbildung der inhomogenen Oberflächenbeschaffenheit einer Stadt zu grob aufgelöst sein. Gerade bei großen Straßen mit Mittelstreifen, Grünstreifen und Bürgersteigen kann es zu einer ungenauen Klassifizierung der Landnutzung kommen.

Zusätzlich gilt zu beachten, dass das klassische Strickler-Rauheitsmodell bei geringen Wassertiefen die Rauheit unterschätzt und dadurch das Verhalten eines Dünnfilm-Abflusses (sheet flow) nicht korrekt wiedergibt. Hierfür kann das Rauheitsmodell für geringe Wassertiefen angepasst werden (LUBW, 2020; Broich 2019).

Insgesamt sollte die Modellauflösung relativ fein sein. Da viele Datensätze bis zu einer Auflösung von 1 x 1 m verfügbar sind, kann dies als Grenzwert für die Auflösung des hydraulischen Modells verwendet werden. Hierbei können die entstehenden Modelle jedoch sehr rechenintensiv werden, sodass es sich bewährt, die Modelle so detailliert wie nötig, aber auch so grob möglich zu erstellen. Auf freien Flächen kann die Elementgröße beispielsweise vergrößert werden (Achleitner, 2020).

# 3 Kalibrierung und Plausibilisierung

Eine Kalibrierung des Modells kann auf verschiedene Arten erfolgen, sofern Daten abgelaufener Ereignisse vorhanden und von ausreichender Qualität sind. Falls das Modellgebiet einen eindeutig festgesetzten Auslauf hat, so kann an diesem, wie bei der fluvialen Hochwassermodellierung, die simulierte mit der gemessenen Abflussganglinie verglichen werden. Die Volumenfülle der Abflussganglinie kann vor allem durch den CN-Wert oder das Einstellen anderer Parameter des hydrologischen Modells angepasst werden. Die Scheitelspitze sowie das zeitliche Verschieben der Abflussganglinie kann neben dem CN-Wert auch durch die Rauheitswerte angeglichen werden. Dabei ist zu berücksichtigen, dass eine Abweichung von den physikalisch begründbaren Parameterkorridoren auf Fehler an anderer Stelle im Modell hinweisen kann.

Des Weiteren ist eine Kalibrierung anhand von zeitabhängigen Wasserspiegelverläufen an ausgewählten Punkten im Modellgebiet möglich (Neumann et al., 2021). Auch der Vergleich der Überflutungsfläche mithilfe von Satellitendaten (Di Baldassarre et al., 2009) oder das kollektive Auswerten von Erfahrungsberichten Betroffener kann zur Kalibrierung herangezogen werden (Rohmat et al., 2022).

In vielen Modellgebieten ist jedoch entweder keine ausreichend genaue Datenerhebung zu einem abgelaufenen Ereignis vorhanden oder es sind noch keine relevanten pluvialen Hochwasser aufgetreten. In diesem Fall können die pluvialen Hochwassermodelle nur plausibilisiert werden.

Bei einer Plausibilisierung kann zunächst überprüft werden, ob die simulierten Ergebnisse stabil und schlüssig sind. Dies bedeutet, dass z.B. keine großen Sprünge im zeitlichen und räumlichen

Verlauf von Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten in der numerischen Lösung auftreten. Des Weiteren können die simulierten Überflutungsflächen an lokale Experten oder Anwohner übergeben werden, die die Ergebnisse bewerten können (Achleitner, 2020).

## 4 Anwendung und Ergebnisse

Das resultierende Berechnungsnetz des pluvialen Hochwassermodells für das Berliner Beispiel hat ca. 1,5 Millionen Dreiecks-Elemente mit einer Elementkantenlänge von 60 cm bis 3,7 m. Die numerische Simulation erfolgt mit dem open-source Programm TELEMAC, welches eine hohe Parallelisierung ermöglicht und dadurch die Rechenzeit stark verringert (EDF, 2022).

Das Modellgebiet in Berlin ist zu einem großen Teil von der Spree und dem Landwehrkanal umgeben (siehe Abb. 1). Da diese auch bei extremen Starkniederschlägen keinen Rückstau ins besiedelte Gebiet verursachen oder selbst die Ufer überfluten, können sie als Randbedingungen mit konstantem Wasserstand angenommen werden. Die Randbedingung durch das besiedelte Gebiet ist durch eine geschlossene Wand modelliert. Dies verursacht in der Nähe dieser Randbedingung erhöhte Wassertiefen, da das Wasser nicht über diesen Rand abfließen kann. Hier sollen noch verschiedene Randbedingungen untersucht und getestet werden. Die Gebäudeumrisse wurden als Löcher in das Berechnungsnetz integriert, die Zufahrten und Zugänge zu Innenhöfen werden jedoch noch nicht berücksichtigt.

Die Rauheitswerte wurden aus den öffentlich zugänglichen Landnutzungsdaten aus dem Geoportal Berlin mithilfe des Leitfadens des LUBW hergeleitet (LUBW, 2020). Die Landnutzungsdaten sind nicht präzise genug, um hoch aufgelöste Rauheitsbereiche abzubilden. Aufgrund der flachen Topographie haben jedoch Sensitivitätsuntersuchungen gezeigt, dass die Rauheit im Vergleich zu den hydrologischen Parametern deutlich weniger sensitiv ist. Deswegen wurde vorerst darauf verzichtet, die Rauheitsbereiche manuell zu verfeinern. Das Strickler-Rauheitsmodell wurde eigenständig für geringe Wassertiefen (<10 cm) in TELEMAC angepasst (LUBW, 2020).

Abb. 3 zeigt exemplarisch die maximale Wassertiefe des pluvialen Hochwassermodells für das Referenzereignis aus Abb. 2 an einer Kreuzung im Modellgebiet. Das Referenzereignis hat eine Niederschlagshöhe von 39 mm in 150 Minuten und entspricht einem abgelaufenen Ereignis aus einem anderen Stadtbezirk Berlins aus dem Jahr 2019. Das Kanalnetz wird per Volumenabschlag berücksichtigt, was ca. 7 mm Niederschlagshöhe entspricht. Mit dem SCS-CN-Verfahren ergibt sich beispielsweise an einer Position mit dem CN-Wert von 81 eine effektive Niederschlagshöhe von 14 mm (siehe Abb. 2) Dies verursacht nur geringe Wassertiefen im Modell, sodass nicht die gesamte Straße überflutet wird und das Wasser sich teilweise nur in kleinen Senken oder Pfützen sammelt (siehe Abb. 3). Für eine präzisere Darstellung von geringen Wassertiefen müsste das Modell weiter verfeinert und detaillierte Infrastruktur wie beispielsweise Bordsteinkanten aufgenommen werden.



Abb. 3 Maximale Wassertiefe an einer Kreuzung im Modellgebiet für das Referenzereignis.

Zusätzlich wird ein 100-jährliches Niederschlagsereignis (HN100) mit einer Niederschlagshöhe von 56 mm in 60 Minuten simuliert. Das Niederschlagsereignis basiert auf dem KOSTRA-Datensatz und wird als Blockregen angenommen. Das Kanalnetz wird wie beim Referenzereignis mit einem Volumenabschlag von entsprechend 7 mm berücksichtigt. An einer Position mit dem CN-Wert 81 ist der effektive Niederschlag 30 mm. Abb. 4 zeigt die modellierte maximale Wassertiefe an der gleichen Kreuzung im Modellgebiet. Im Vergleich zum Referenzereignis sind Fließwege entlang der Straßen zu erkennen und einzelne Bereiche des Bürgersteigs bereits vollständig überflutet.

Das vorgestellte Modell läuft numerisch stabil und ist gemessen an den berücksichtigten Prozessen plausibel. Es kann deswegen dafür verwendet werden, verschiedene Einflussfaktoren auf den Ablauf von Starkregenereignissen zu bewerten. Für eine genauere Darstellung der Starkregenproblematik im Modellgebiet sollen im nächsten Schritt die Zugänge und Zufahrten zu den Innenhöfen im Modell abgebildet werden. Anschließend soll eine detailliertere Repräsentation des Kanalnetzes erfolgen.

### 5 Fazit

Die Modellierung von pluvialen Hochwasserereignissen ist sehr komplex, da sie viele verschiedene Prozesse der Stadtentwässerung, Hydrologie und Hydraulik vereinen muss. Ein robustes Modell kann nur mit großer Sorgfalt erstellt werden und ist stark abhängig von der räumlichen Auflösung und Qualität der Eingangsdaten. Auch mit sehr guten Eingangsdaten verbleibt eine Unsicherheit bei der korrekten Einstellung der hydrologischen Parameter. Bei topographisch steilen Einzugsgebieten ist weiterhin die Rauheit ein wichtiger Parameter. Dies verlangt eine genaue Überprüfung der Modellergebnisse auf Plausibilität sofern eine Kalibrierung nicht möglich ist.





#### Danksagung

Das vorgestellte Hochwassermodell wird als Teil des Forschungsprojektes "Inno\_MAUS" der vom Bundesministerium für Bildung und Forschung finanzierten Fördermaßnahme "WaX – Wasser-Extremereignisse" erstellt und verwendet (BmBF, 2020).

### Literatur

- Achleitner, S., Huber, A., Lumassegger, S., Kohl, B., Spira, Y., Weingraber, F. (2020). Pilotstudie Oberösterreich. Modellierung von Starkregen-Oberflächenabfluss/Hangwasser. Leitfaden.
- Bundesministerium des Innern und für Heimat (2022). Bericht zur Hochwasserkatastrophe 2021: Katastrophenhilfe, Wiederaufbau und Evaluierungsprozesse.
- Bundesministerium für Bildung und Forschung (BmBF). (2020). Bekanntmachung der Richtlinie zur Förderung von Forschungs- und Entwicklungsvorhaben zum Thema "Wasser-Extremereignisse" im Bundesprogramm "Wasser-Forschung und Wasser-Innovationen für Nachhaltigkeit – Wasser:N". Bundesanzeiger, 29.01.2020 B5.
- Broich, K., Pflugbeil, T., Disse, M., Nguyen, H. (2019). Using TELEMAC-2D for Hydrodynamic Modeling of Rainfall-Runoff. In: XXVIIIth TELEMAC-MASCARET User Conference, 18th to 19th October 2022, Paris-Saclay.
- Broich, K., Obermaier, T., Alcamo, L., Disse, M. (2022). TELEMAC as a hydrodynamic rainfallrunoff model: New extension using the Green-Ampt-infiltration. In: XXVth TELEMAC-MAS-CARET User Conference, 15th to 17th October 2019, Toulouse

- Bronstert, A., Bormann, H., Bürger, G., Haberlandt, U., Hattermann, F., Heistermann, M., Huang, S., Koloktronis, V., Kunzewic, Z., Menzel, L., Meon, G., Merz, B., Meuser, A., Paton, E.N., Petrow, T. (2017). Hochwasser und Sturzfluten an Flüssen in Deutschland. In: Klimawandel in Deutschland.
- DWA (2016). DWA-Regelwerk. Merkblatt DWA-M 119. Risikomanagement in der kommunalen Überflutungsvorsorge für Entwässerungssysteme bei Starkregen.
- DWD (2020). Nationaler Klimareport. 4. Korrigierte Auflage, Deutscher Wetterdienst.
- EDF (2022). TELEMAC-2D. User Manual. Version v8p4.
- Huber, A., Lumassegger, S., Kohl, B., Spira, Y., Weingraber, F., Achleitner, S. (2021). Modellierung pluvialer Sturzfluten – Anforderungen und Sensitivitäten der 2D-hydraulischen Modellierung. Österr Wasser- und Abfallw 2021. 73:116-133.
- Kolesch, D., Neumann, J., Scheid, C., Engel, T., Rentschler, C., Langer, M., Führ, A., Reinhardt, M., Radomski, S., Sauter, D. (2022). SENSARE Sensorbasierte Stadtgebietsanalyse für Starkregengefährdungen zur Warnung und Resilienzverbesserung der Verkehrsinfrastruktur.
- LUBW (2020). Anhänge 1 a,b,c: zum Leitfaden Kommunales Starkregenrisikomanagement in Baden-Württemberg.
- Landesamt für Umwelt Bayern (2018). Handbuch hydraulische Modellierung. Vorgehensweise und Standards für die 2-D-hydraulische Modellierung von Fließgewässern in Bayern.
- Monschein, M., Gamerith, V. (2021). Gekoppelte 1D-2D hydraulische Modellierung urbaner Sturzfluten – RAINMAN-Pilotstudie Graz Eggenberg. Österr Wasser- und Abfallw 2021. 73:104-115.
- Neuman, J., Scheid, C., Dittmer, U., Kolesch, D. (2021). Validierung eines Starkregenüberflutungsmodells anhand von Beobachtungsdaten. Aqua Urbanica 2021, Innsbruck.
- Rohmat, F., Sa'adi, Z., Stamataki, I., Kuntoro, A., Farid, M., Suwarman, R. (2022). Flood modeling and baseline study in urban and high population environment: A case study of Majalaya, Indonesia. Urban Climate. 46.
- Seneviratne, S.I., X. Zhang, M. Adnan, W. Badi, C. Dereczynski, A. Di Luca, S. Ghosh, I. Iskandar, J. Kossin, S. Lewis, F. Otto, I. Pinto, M. Satoh, S.M. Vicente-Serrano, M. Wehner, and B. Zhou (2021). Weather and Climate Extreme Events in a Changing Climate. In Climate Change 2021: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change.
- Rubinato, M., Lashford, C., Goerke, M. (2020). Advances in experimental modelling of urban flooding. In: Water-Wise Cities and Sustainable Water Systems: Concepts, Technologies, and Applications.
- U.S. Department of Agriculture (1972). National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology, Chapter 10: Estimation of direct runoff from storm rainfall.
- Vojinovic, Z., Seyoum, S., Salum, M., Price, R., Fikri, A., Abebe, Y. (2012). Modelling floods in urban areas and representation of buildings with a method based on adjusted conveyance and storage characteristics. Journal of Hydroinformatics. 15.4.

# Anschrift der Verfasser

M.Sc. Leon Frederik De Vos Lehrstuhl für Hydraulic Engineering, TU München Arcisstraße 21, D-80333 München frederik.de-vos@tum.de

M.Sc. Dominik Kolesch Berliner Wasserbetriebe, AöR Neue Jüdenstraße 1, 10179 Berlin dominik.kolesch@bwb.de

Prof. Dr. Nils Rüther Lehrstuhl für Hydraulic Engineering, TU München Arcisstraße 21, D-80333 München nils.ruether@tum.de

# Innovative Methoden zur Modellierung von Vorlandrauheiten

Frederik Folke und Martin Hämmerle

# Zusammenfassung

Bei Hochwasserereignissen kann Vegetation auf den Vorländern das Strömungsgeschehen maßgeblich beeinflussen. Dieser Einfluss reicht von kleinräumigen Wirbelstrukturen im Nachlaufbereich einzelner Vegetationselemente über Veränderungen der Abflussverteilung über den gesamten Fließquerschnitt bis hin zu einem sich nach oberstrom auswirkenden Erhöhung der Wassersspiegellagen. Lokal verändert sich das vertikale Geschwindigkeitsprofil und es resultieren verringerte tiefen-gemittelte Geschwindigkeiten im Bereich der Vegetation.

In den vergangenen Jahrzehnten wurden eine Vielzahl neuer Ansätze zur Beschreibung des Widerstandsverhaltens von durch- und überströmter Vegetation entwickelt. Im Vergleich zu klassischen Rauheitsparametern berücksichtigen diese Ansätze grundlegende physikalische Mechanismen des hydraulischen Widerstandsverhaltens von Vegetation. Trotz ihrer Vorteile werden die bestehenden Vegetationsansätze bisher nur wenig in ingenieurtechnischen Untersuchungen eingesetzt. Eine der größten Herausforderungen ist dabei die großräumige Erfassung bzw. Ableitung der benötigten Vegetationsparameter als Eingangsdaten für diese Ansätze. Ein großes Potenzial zur Ableitung von Vegetationsparametern bieten Laserscandaten. Diese Daten werden bisher hauptsächlich zur Erstellung von digitalen Geländemodellen (DGM) verwendet. Sie enthalten jedoch auch Daten zur Vegetation und sind für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland nahezu flächendeckend verfügbar.

Anhand eines Praxisbeispiels wird gezeigt, dass Vegetationsparameter in ausreichender Qualität für die Verwendung in zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen (2D-HN) Modellen effizient aus Airborne-Laserscanning (ALS)-Daten für große Gebiete abgeleitet werden können. Grundlage stellt hierbei ein ALS-Datensatz dar, der originär zur Erstellung eines DGMs erzeugt wurde. Durch die Kombination mehrerer Verfahren wird eine Klassifizierung der Vegetation durchgeführt, und es werden die Vegetationsparameter Vegetationshöhe, hydrodynamische Dichte und Blattflächenindex (*leaf area index*, *LAI*) abgeleitet. Diese Parameter ermöglichen die Verwendung verschiedener Vegetationsansätze zur Modellierung der Rauheitswirkung.

Das entwickelte Verfahren stellt einen deutlichen Mehrwert bei der Abbildung von Vorlandrauheiten in 2D-HN-Modellen unter Verwendung innovativer Methoden dar. Die Verwendung von Vegetationsansätzen und die Ableitung von Vegetationsparametern aus ALS-Daten ermöglichen eine detaillierte, objektive und reproduzierbare Abschätzung des Einflusses der Vegetation auf die hydrodynamischen Verhältnisse bei überströmten Vorländern.

# 1 Einleitung

Natürliche Flussläufe sind meist von strukturreicher Vegetation begleitet. Die Ufer- und Vorlandvegetation stellt einen wichtigen Lebensraum für weitere Organismen dar und erbringt eine Vielzahl von Ökosystemdienstleistungen. Im Falle von Durch- und Überströmung führt die Vegetation insbesondere bei Hochwasserereignissen aber auch zu einer Erhöhung des hydraulischen Widerstandes, was zu einer signifikanten Beeinflussung der Strömung auf den Vorländern und im Hauptstrom führen kann. Der hydraulische Einfluss der Vegetation wird in 2D-HN-Modellen derzeit überwiegend unter Verwendung empirischer Widerstandsbeiwerte abgebildet, die über Tabellenwerke aus der einschlägigen Literatur ermittelt werden können (u.a. Chow, 1959; LfU, 2003). Diese Vorgehensweise ist jedoch von einer gewissen Subjektivität geprägt und berücksichtigt zudem grundlegende physikalische Mechanismen des hydraulischen Widerstandsverhaltens von Vegetation nicht. Da der Fließwiderstand stark von den Eigenschaften der Vegetation, wie z.B. Dichte und Höhe, aber auch von der mittleren Fließgeschwindigkeit und dem Wasserstand abhängt, wird in DWA (2020) die Verwendung von Vegetationsansätzen zur Modellierung der Rauheitswirkung von durch- und überströmter Vegetation empfohlen.

Als Eingangsdaten für die Vegetationsansätze ist die Erfassung relevanter Vegetationsparameter erforderlich. Für großräumige Anwendungen sind daher einfache und effiziente Methoden zur Erfassung von Vegetationsparametern unerlässlich. Ein sehr großes Potential bieten hier flächendeckende ALS-Daten, die zur Erstellung von DGMs erhoben werden und bereits für viele Gebiete vorliegen.

#### 2 Methoden / Vegetationsansätze und deren Parameter

In der Literatur sind zahlreiche Vegetationsansätze zu finden. Baptist et al. (2007) haben einen 2-Schicht-Ansatz formuliert, bei dem die Strömung anhand der Bewuchshöhe in eine Vegetationsschicht und eine darüberliegende freie Oberflächenschicht aufgeteilt wird. Innerhalb der Vegetationsschicht wird ein konstantes Geschwindigkeitsprofil angenommen, und der Widerstandskoeffizient nach Darcy-Weißbach ergibt sich im durchströmten Fall zu

$$\lambda'' = 4 \cdot C_W \cdot mD \cdot h \quad , \tag{1}$$

mit dem Widerstandsbeiwert  $C_W$ , der hydrodynamischen Vegetationsdichte mD und der Fließtiefe h. Die hydrodynamische Vegetationsdichte ist definiert als die angeströmte Fläche pro durchströmtem Volumen. In der freien Oberflächenschicht nehmen Baptist et al. (2007) an, dass sich ein logarithmisches Geschwindigkeitsprofil ausbildet.

Järvelä (2004) argumentiert, dass bei belaubter Vegetation der Widerstand maßgeblich von der Blattfläche abhängt. Zur Beschreibung der Vegetationsdichte wird der Blattflächenindex *LAI* verwendet, der definiert ist als das Verhältnis der einseitigen Blattfläche zur bedeckten Bodenfläche. Unter Annahme einer linearen Verteilung des Blattflächenindex über die Höhe gibt Järvelä (2004) folgende Beziehung für den Widerstandskoeffizienten an

$$\lambda^{\prime\prime} = 4 \cdot C_{W\chi} \cdot LAI \cdot \left(\frac{u_m}{u_\chi}\right)^{\chi} \cdot \frac{h}{h_p} \quad ,$$
<sup>[2]</sup>

mit dem artspezifischen Formwiderstandsbeiwert  $C_{W\chi}$ , dem artspezifischen Vogel-Parameter  $\chi$ , der Referenzgeschwindigkeit  $u_{\chi}$  sowie der mittleren Anströmgeschwindigkeit  $u_m$  und der Bewuchshöhe  $h_p$ . Der Ansatz von Järvelä (2004) ist allerdings nur für durch- und gerade überströmte Vegetation gültig. Folke et al. (2021) haben den Ansatz für überströme Vegetation erweitert, wobei sie analog zu Baptist et al. (2007) von einer Ausbildung eines logarithmischen Geschwindigkeitsprofils in der freien Oberschicht ausgehen. Für den überströmten Fall ergibt sich der Gesamtwiderstand  $\lambda$  zu

$$\lambda = \left[ \left( \lambda' + 4 \cdot C_{W\chi} \cdot LAI \cdot \left( \frac{u_m}{u_\chi} \right)^{\chi} \cdot \frac{h}{h_p} \right)^{-0.5} + \frac{4}{\sqrt{2\kappa}} \ln \frac{h}{h_p} \right]^{-2} , \qquad [3]$$

mit der Sohlrauheit  $\lambda'$ .

# 3 Ableitung von Vegetationsparametern aus ALS-Daten

In HN-Modellen ist neben den Rauheiten die Topographie adäquat abzubilden. Zur Erstellung der hierfür erforderlichen DGMs werden die Daten für die Ufer- und Vorlandbereiche häufig mittels ALS erhoben. ALS ist ein aktives Messverfahren, bei dem gepulste Laserstrahlen ausgesendet werden, die von der Geländeoberfläche und den darauf befindlichen Objekten zurückgestreut werden. Aus der Laufzeitdifferenz wird die Entfernung zwischen dem Sensor und dem erfassten Punkt ermittelt. Über die Position und Lage des Flugzeugs, die Fluggeschwindigkeit sowie Richtung und Winkel des Laserstrahls kann die Position von Punkten entlang des Laserstrahl-Laufwegs lokalisiert werden (Buddenbaum, 2010). Das Ergebnis einer ALS-Messung ist eine 3D-Punktwolke aus xyz-Koordinaten und weiteren, z. B. radiometrischen Messgrößen, aus denen neben der räumlichen Verortung der Bodenpunkte auch Informationen über Vegetation und andere Objekte abgeleitet werden können. Man spricht hierbei auch von einem inklusiven Messverfahren, da jedes von einer beliebigen Oberfläche ausreichend stark rückgestreute Messsignal erfasst wird.

In den letzten Jahren hat sich die Qualität und Auflösung der ALS-Daten deutlich verbessert. Auflösungen von mehr als 10 Punkten pro m<sup>2</sup> sind bei aktuellen Kampagnen keine Seltenheit, so dass qualitativ hochwertige dreidimensionale Datensätze zur Verfügung stehen (Mewis, 2021). Moderne ALS-Daten bieten ein bisher weitgehend ungenutztes Potenzial der Gewinnung von Informationen über Vegetation, um sie in der HN-Modellierung einzusetzen. Im Folgenden werden ausgewählte Ansätze zur Klassifizierung von Vegetation und Ableitung von Vegetationsparametern aus ALS-Daten als Grundlage für die 2D-HN-Modellierung vorgestellt. Aus den rein geometrischen Informationen der ALS-Punktwolken können allerdings nicht alle relevanten Vegetationsparameter abgeleitet werden. Hinsichtlich der Vegetationsansätze von Baptist et al. (2007) und Järvelä (2004) sind dies der Widerstandsbeiwert und die artspezifischen Vegetationsparameter. Hier kann auf entsprechende Tabellenwerke in der Literatur zurückgegriffen werden (u.a. DWA, 2020; Folke, 2023).

#### 3.1 Klassifizierung der Vegetation

Ein Verfahren zur regelbasierten Vegetationsklassifikation auf Basis von ALS-Daten wurde von Vetter et al. (2011) vorgestellt. Anhand der abgeleiteten Vegetationshöhe und der vertikalen Struktur der ALS-Punktwolken werden insgesamt 6 Klassen gebildet – Gras niedrig, Gras hoch, Busch niedrig, Busch hoch, Baum niedrig und Baum hoch. Die gesamte ALS-Punktwolke wird auf einem Raster in Volumeneinheiten mit einer Grundfläche von 1x1 m<sup>2</sup> unterteilt, wobei die vertikale Ausdehnung des Volumens über einer Rasterzelle der jeweiligen Vegetationshöhe entspricht, die aus dem DGM und dem höchsten ALS-Punkt innerhalb des zugehörigen Volumens ermittelt wird. Die Volumeneinheiten (Cells) werden in vertikaler Richtung in sogenannte Voxel mit konstanter Höhe unterteilt. Benachbarte Voxel, die mindestens einen ALS-Punkt enthalten, werden zu connections zusammengefasst. Vetter et al. (2011) verwenden eine Voxel-Höhe von 0,5 m und als Kriterium für benachbarte Voxel einen vertikalen Abstand von 1,1 m. Zur Klassifizierung werden anschließend die abgeleitete Vegetationshöhe und die gebildeten connections auf jeder Raster-Zelle betrachtet. Bei Büschen wird davon ausgegangen, dass über die gesamte Vegetationshöhe eine Vegetationsstruktur vorhanden ist, sich dementsprechend auch die ALS-Punkte über das gesamte Volumen kontinuierlich verteilen und somit maximal eine connection pro Rasterzelle abgeleitet wird. Bei Bäumen wird angenommen, dass sich im Bereich zwischen der Unterseite der Baumkrone und der Geländeoberkante keine ALS-Punkte befinden und daher mindestens zwei connections gebildet werden. In Abb. 1 sind schematisch für zwei betrachtete Rasterzellen die resultierenden connections jeweils für einen klassifizierten Busch und einen klassifizierten Baum dargestellt.

Die Klassifizierung nach Busch und Baum mit jeweils unterschiedlichen Bewuchshöhen ermöglicht die Abbildung der Vegetation im Modell anhand der in DWA (2020) vorgeschlagenen hydraulischen Charakterisierung, bei der zwischen durch- und überströmt sowie starrer und flexibler Vegetation unterschieden wird.



**Abb. 1** Prinzipskizze zur regelbasierten Vegetationsklassifikation (links Busch, rechts Baum) von ALS-Daten nach Vetter et al. (2011). Die durchgezogenen roten Linien skizzieren die zur Klassifikation verwendeten *connections* zusammenhängender ALS-Punkte.

### 3.2 Bewuchshöhe

Meist wird die Bewuchshöhe direkt aus der Differenz zwischen digitalem Oberflächenmodell (DOM) und DGM abgeleitet (Buddenbaum, 2010). In dieser Studie wird die Bewuchshöhe analog zu Vetter et al. (2011) auf einem 1x1 m<sup>2</sup> Raster über die Differenzbildung aus dem jeweils höchsten und niedrigsten ALS-Punkt innerhalb jeder Rasterzelle ermittelt. Als Eingangsdaten für das 2D-HN-Modell werden die Informationen zur Bewuchshöhe im Hinblick auf die Auflösung des Berechnungsgitters mittels des Medians der 1x1 m<sup>2</sup> Rasterzellen auf ein 5x5 m<sup>2</sup> Raster vergröbert. Diese Auflösung wurde basierend auf dem im Folgenden vorgestellten Verfahren von Straatsma (2007) gewählt.

### 3.3 Hydrodynamische Vegetationsdichte

Straatsma (2007) hat ein Verfahren zur Ableitung der hydrodynamischen Dichte aus ALS-Daten entwickelt, das auf dem angenommenen Zusammenhang zwischen dem Percentage Index und der hydrodynamischen Dichte basiert. Der Percentage Index ist ein Maß der Transmissivität der Vegetation und wird über das Verhältnis der Anzahl von ALS-Messpunkten innerhalb der Vegetation in einem definierten Volumen zur Gesamtanzahl der Messpunkte einschließlich der Bodenpunkte in der jeweiligen Rasterzelle ermittelt. Für den Zusammenhang zwischen dem Percentage Index und der hydrodynamischen Vegetationsdichte geben Straatsma (2007) empirisch abgeleitete Gleichungen an. Bei dem gesamten Verfahren ist zwischen busch- und baumartiger Vegetation zu unterscheiden.

Die Ermittlung der hydrodynamischen Vegetationsdichte erfolgte auf einem 5x5 m<sup>2</sup> Raster. Als Grundlage diente die Klassifikation nach Vetter et al. (2011), wobei die Vegetationsklassen Busch niedrig und Busch hoch zu Busch, sowie Baum niedrig und Baum hoch zu Baum zusammengefasst wurden. Die Vergröberung des vorliegenden 1x1 m<sup>2</sup> Rasters erfolgte mittels eines Mehrheitsverfahrens.

#### 3.4 Blattflächenindex

Einen generellen Überblick über unterschiedliche Methoden zur Ableitung des Blattflächenindex geben Wang und Fang (2020). Die gängigste Methode ist die Ermittlung des *LAI* auf der Grundlage der Korrelation des durchgelassenen Lichts unter Verwendung des Lambert-Beer'schen Gesetzes (Solberg et al., 2006; Wang und Fang, 2020)

$$LAI = -\frac{1}{k} \cdot \ln\left(\frac{I_L}{I_{L,0}}\right)$$
[4]

mit der Lichtintensität unterhalb der Baumkronen  $I_L$ , der Lichtintensität oberhalb der Baumkronen  $I_{L,0}$  und dem Extinktionskoeffizienten k. Das Verhältnis  $I_L/I_{L,0}$  entspricht dem Anteil des durch die Baumkronen durchgelassenen Lichts und wird als Lückenanteil (*gap fraction*) bezeichnet. Dieser Parameter kann, vergleichbar mit der o.g. hydrodynamischen Vegetationsdichte, aus dem Verhältnis der Anzahl der Bodenpunkte zur Gesamtanzahl der Punkte abgeschätzt werden (Solberg et al., 2006; Wang und Fang, 2020).

# 4 Praxisbeispiel – Wieblinger Altarm, Unterer Neckar

### 4.1 Modellgebiet

Bei der Modellstrecke handelt es sich um einen staugeregelten Abschnitt des Unteren Neckars bei Heidelberg von Neckar-km 26,0 bis 17,1. Der Abschnitt umfasst die gesamte Stauhaltung Wieblingen, sowie einen Abschnitt der Stauhaltung Ladenburg bis kurz unterstrom der Schleuse Schwabenheim (Abb. 2). Die Strecke beinhaltet die Wehre Wieblingen und Helmreich, die Schleuse Schwabenheim sowie die Kraftwerke Wieblingen, Helmreich und Schwabenheim. Der Wehrarm Wieblingen verläuft im Flussbett des Altneckars und erstreckt sich von Neckar-km 22,4 bis 17,5. Bei Hochwasser wird das Wehr Wieblingen (Neckar-km 22,4) vollständig gezogen und wird ohne Überfall frei unterströmt. Die gesamten Ufer- und Vorlandbereiche des Altneckars sind stark von Vegetation geprägt. Die Vegetation setzt sich aus Auwaldbeständen (v.a. aus Weiden, Pappeln und Ahorn), Büschen (v.a. Brombeere, Staudenknöterich, Holunder, Uferweiden) und unterhaltenen Grünlandbereichen zusammen.



**Abb. 2** Ausschnitt des Modellgebiets (links: gesamter Altneckar, recht: Detailansicht), Hintergrund Luftbild DOP20 © BKG/2023

### 4.2 ALS-Daten

Zur Erfassung der Geländehöhen im Ufer- und Vorlandbereich wurde im Februar 2017 eine Befliegung des Modellgebietes von Neckar-km 17 bis 23 mit einem Airborne Laserscanner des Typs RIEGL LMS-Q680i durchgeführt. Die resultierende ALS-Punktwolke wurde in Boden- und Nichtbodenpunkte klassifiziert. Die flächendeckende Auflösung beträgt mindestens 16 Punkte pro m<sup>2</sup>. Bei den Daten konnte eine maximale Abweichung der Lage von 0,18 m und der Höhe deutlich unter 0,05 m nachgewiesen werden (Milan Geoservice GmbH, 2017). Im Auftrag der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) wurde unter Verwendung der ALS-Daten ein DGM mit einer Auflösung von 1x1 m<sup>2</sup> erstellt, welches die Grundlage für das hier verwendete 2D-HN-Modell darstellt. Bei der Modellierung des DGMs mussten in Bereichen mit flächigem Brombeerbewuchs die als Boden klassifizierten Punkte teilweise korrigiert werden. Hintergrund ist, dass Brombeeren meist ganzjährig belaubt sind und in der Regel eine sehr hohe Vegetationsoberflächen erfasst werden und die Signale nicht bis auf die tatsächlichen Bodenoberfläche vordringen können. Dies deckt sich mit den Erfahrungen von Mewis (2021).

#### 4.3 2D-HN-Modell

Die numerische Simulation wurde mit der Open Source Simulationssoftware TELEMAC-MASCA-RET durchgeführt. Grundlage des 2D-HN-Modells bildet ein unstrukturiertes Dreiecksgitter mit einer mittleren Kantenlänge von 5,4 m. Das Rechengitter besteht aus insgesamt 91.489 Knoten und 177.152 Dreieckselementen. Das 2D-HN Modell ist für die Simulation von Hochwasserabflüssen ausgelegt. Dementsprechend wird die Geometrie des Wehres Wieblingen mit gezogenen Wehrklappen im Rechengitter abgebildet. Das Wehr Helmreich wird ebenfalls rein geometrisch abgebildet.

Die Rauheitsmodellierung der Sohlrauheit erfolgte nach Nikuradse mit Hilfe zonaler äquivalenter Sandrauheiten. Zur Abbildung der Rauheitswirkung busch- und baumartiger Vegetation wurden Vegetationsansätze (siehe Kapitel 2) verwendet. Die Gesamtrauheit  $\lambda$  wird über das Prinzip der Superposition der Sohlrauheit  $\lambda'$  und des vegetationsinduzierten Widerstands  $\lambda''$  ermittelt.

Die Definition der Rauheitszonen der Vegetation erfolgt anhand der aus den ALS-Daten abgeleiteten Informationen (siehe Kapitel 3). Dabei werden zwei unterschiedliche räumliche Aggregierungen gewählt – eine im 5x5 m<sup>2</sup> Raster hochaufgelöste Variante mit individuellen Vegetationsparametern und eine klassenbasierte Zonierung. Bei der klassenbasierten Variante werden Zonen gleicher Vegetationsklasse zusammengefasst und diesen Klassen entsprechende Vegetationsparameter zugewiesen. Hierzu werden für jede Klasse repräsentative statistische Werte (Mittelwert und Median) der hochaufgelösten Vegetationsparameter verwendet.

### 4.4 Ergebnisse

In Abb. 3 sind exemplarisch die aus den ALS-Daten abgeleiteten Rauheitszonen zur Abbildung der Vegetation im 2D-HN-Modell dargestellt. Für die hochauflösende Variante ergaben sich insgesamt 17.531 Zonen, für welche die Vegetationsparameter Höhe, hydrodynamische Vegetationsdichte und Blattflächenindex individuell ermittelt wurden.

Für busch- und baumartige Vegetation sind in Tab. 1 die Verteilungen der abgeleiteten Vegetationsparameter unter Angabe von Mittelwert  $\mu$ , Standardabweichung  $\sigma$  und Median zusammengefasst. Die buschartige Vegetation weist eine höhere Dichte als baumartige Vegetation auf. Für die klassenbasierte Rauheitszonierung werden sowohl die jeweiligen Mittelwerte als auch die Mediane verwendet.



**Abb. 3** Rauheitszonen individuell (links) und klassenbasiert (rechts), Hintergrund Luftbild DOP20 © BKG/2023

**Tab. 1** Statistische Verteilung der aus ALS-Daten abgeleiteten Vegetationsparameter für den klassenbasierten Ansatz unter Angabe von Mittelwert  $\mu$ , Standardabweichung  $\sigma$  und Median

		Busch	Busch	Baum	Baum
		niedrig	hoch	niedrig	hoch
<i>h<sub>p</sub></i> [m]	μ (σ)	0,91 ( <i>0,50</i> )	2,95 (0,79)	6,30 (2,21)	14,16 (3,29)
-	Median	0,81	2,72	6,40	13,59
<i>mD</i> [m <sup>-1</sup> ]	μ (σ)	0,359 (0,301)	0,217 (0,112)	0,069 (0,058)	0,051 (0,049)
	Median	0,254	0,199	0,047	0,032
LAI [-]	μ (σ)	1,882 ( <i>1,456</i> )	2,390 (1,433)	1,019 ( <i>1,143</i> )	1,143 ( <i>1,156</i> )
	Median	1,395	2,142	0,568	0,695

Die unterschiedlichen Auflösungen der Vegetation im numerischen Modell und die unterschiedlichen Vegetationsansätze werden anhand der Hochwasserszenarien HQ10, HQ50 und HQ200 miteinander verglichen. Bei den betrachteten Ereignissen tritt der Neckar über die Ufer und die Vorländer werden überströmt. In Abb. 4 sind die resultierenden Wasserspiegellagen für die individuell aufgelöste Vegetation (5x5 m<sup>2</sup> Raster) und für die klassenbasierte Rauheitszonierung (Mittelwert und Median) unter Verwendung des Ansatzes von Baptist et al. (2007) dargestellt. Zusätzlich zeigen die Boxplot-Diagramme die statistische Verteilung der Differenzen der Wasserspiegellagen zwischen den klassenbasierten Modellen und dem Modell mit den individuellen Vegetationsparametern. Die jeweiligen Wasserspiegellagen wurden entlang der Flussachse des Altneckars bzw. des Neckars (in den unterstromigen und oberstromigen Abschnitten) zwischen Neckar-km 17,1 und 25,0 extrahiert. Insgesamt zeigen die Ergebnisse der drei Rauheitsmodelle (individuell, klassenbasiert Mittelwert und klassenbasiert Median) ein sehr ähnliches Verhalten, wobei das Modell mit klassenbasierter Zonierung tendenziell die höchsten Wasserstände mit dem Mittelwert und die niedrigsten Wasserstände mit dem Median der Vegetationsparameter mD und  $h_p$  prognostiziert. Die Wasserspiegellagen des Modells mit individuell-aufgelösten Vegetationsparametern liegen nahezu über den gesamten Bereich innerhalb der Werte der beiden klassenbasierten Modelle. In Bezug zum Modell mit individuell aufgelösten Vegetationsparametern führt die Verwendung des Medians zu geringeren Abweichungen im Vergleich zum arithmetischen Mittelwert. Dies könnte auf die größere Robustheit des Medians gegenüber Ausreißern zurückzuführen sein. Bei beiden klassenbasierten Modellen nehmen mit zunehmendem Abfluss die mittleren Abweichungen zum Modell mit aufgelöster Vegetation zu. Insgesamt liegen die Abweichungen innerhalb einer Toleranz von ca. 0,20 m, bzw. ca. 0,10 m bei Betrachtung der Mediane.



**Abb. 4** Wasserspiegellagen bei HQ10 (durchgezogen), HQ50 (gestrichelt) und HQ200 (gepunktet) verschiedener räumlicher Aggregierungen (links) und die statistische Verteilung der Differenzen der klassenbasierten zur aufgelösten Zonierung unter Verwendung des Ansatzes von Baptist et al. (2007)

In Abb. 5 sind die Wasserspiegellagen für die Ansätze von Baptist et al. (2007), Järvelä (2004) und Folke (2021) sowie die statistische Auswertung der Differenzen der beiden Ansätze für flexible Vegetation zu den Ergebnissen von Baptist et al. (2007) dargestellt. In allen drei Modellen wird die Vegetation über die klassenbasierte Zonierung mit dem jeweiligen Median der Vegetationsparameter abgebildet. Bei Järvelä (2004) und Folke (2021) werden die Vegetationsklassen Gras, Busch niedrig und Busch hoch als flexibel angenommen und artspezifische Vegetationsparameter von  $C_{W,\chi} = 0.45$ ,  $u_{\chi} = 0.10 \text{ m/s}$  und  $\chi = -0.75$  verwendet. Die drei Modelle liefern sehr ähnliche Ergebnisse. Der 2-Schicht Ansatz für starre Vegetation von Baptist et al. (2007) und der 1-Schicht-Ansatz für flexible Vegetation von Järvelä (2004) zeigen über den gesamten Bereich eine sehr große Übereinstimmung. Im Mittel betragen die Differenzen hier deutlich weniger als 0.05 m und die maximalen Abweichungen sind kleiner als 0.10 m.



**Abb. 5** Wasserspiegellagen bei HQ10 (durchgezogen), HQ50 (gestrichelt) und HQ200 (gepunktet) verschiedener Vegetationsansätze (links) und die statistische Verteilung der Differenzen der flexiblen Ansätze zum starren Ansatz von Baptist et al. (2007)

Die niedrigsten Wasserspiegellagen ergeben sich beim hybriden 2-Schicht-Ansatz von Folke et al. (2021). Dieser Ansatz berücksichtigt sowohl die widerstandsmindernde Wirkung der Flexibilität als auch die der Überströmung. Der Vergleich mit dem starren 2-Schicht-Ansatz von Baptist et al. (2007) und dem flexiblen 1-Schicht-Ansatz von Järvelä (2004), die ähnliche Wasserspiegellagen prognostizieren, weist darauf hin, dass im vorliegenden Fall beide Phänomene einen ähnlichen Einfluss auf die Rauheitswirkung der Vegetation haben.

# 5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die Modellierung der hydraulischen Wirkung von Vegetation stellt eine große Herausforderung dar. In DWA (2020) wird die Verwendung von Vegetationsansätzen empfohlen, da diese die physikalischen Mechanismen deutlich besser abbilden als empirische Rauheitsparameter. Voraussetzung für die Anwendung dieser Vegetationsansätze ist die Bereitstellung entsprechender Vegetationsparameter, die als Eingangsdaten benötigt werden.

In dieser Studie konnte das Potential von ALS-Daten, die ursprünglich zur Erstellung von DGMs aufgenommen wurden, für die großflächige Ableitung relevanter Vegetationsparameter anhand eines Praxisbeispiels demonstriert werden. Durch den kombinierten Einsatz bestehender Verfahren wurde eine Klassifizierung der Vegetation durchgeführt sowie die Vegetationsparameter Höhe, hydrodynamische Vegetationsdichte und Blattflächenindex flächig aus den ALS-Daten abgeleitet.

Um den Einfluss der räumlichen Aggregierung von Vegetationsparametern zu untersuchen, wurden ein Modell mit flächig aufgelöster Vegetation und zwei Modelle mit klassenbasierter Zonierung unter Verwendung repräsentativer Vegetationsparameter miteinander verglichen. Es zeigt sich, dass beide Verfahren prinzipiell ähnliche Ergebnisse liefern und somit unterschiedliche Methoden zur Auflösung und räumlichen Repräsentation der Vegetation zielführend sein können. Insbesondere bei der Wahl der Vegetationsklassen ist darauf zu achten, dass diese die unterschiedlichen Mechanismen (z. B. Durch- und Überströmung) im Modell adäquat abbilden. Für die klassenbasierte Zonierung erscheint die Verwendung des Medians als repräsentativer Vegetationsparameter besser geeignet zu sein als der arithmetische Mittelwert. Der Median ist im Gegensatz zum Mittelwert robuster gegenüber Ausreißern. Beide Methoden zur Integration der Vegetationsparameter in das 2D-HN-Modell sind für großflächige Anwendungen gut geeignet.

Die Qualität und Auflösung von ALS-Daten hat in den letzten Jahren stark zugenommen, so dass hier ein großes Potenzial zur Ableitung von Vegetationsparametern – ohne zusätzlichen Erhebungsaufwand – besteht. Die vorgestellten Methoden bieten die Möglichkeit, Vegetationsparameter für großflächige Gebiete effizient und ressourcenschonend abzuleiten. Mit Hilfe der Vegetationsparameter kann eine detaillierte, objektive und reproduzierbare Abschätzung des Einflusses von Vegetation auf die hydrodynamischen Verhältnisse auf überströmten Vorländern erfolgen.

#### Literatur

- Baptist, M. J., Babovic, V., Rodríguez Uthurburu, J., Keijzer, M., Uittenbogaard, R. E., Mynett, A. und Verwey, A. (2007). On inducing equations for vegetation resistance. In: Journal of Hydraulic Research 45.4, S. 435–450. doi: 10.1080/00221686.2007.9521778.
- Buddenbaum, H. (2010). Charakterisierung von Forstbeständen mit Hilfe von Laserscanning und Reflexionsmodellierung. Dissertation. Trier: Universität Trier.
- Chow, V. T. (1959). Open-channel hydraulics. McGraw-Hill classic textbook reissue series. Caldwell, NJ: McGraw-Hill und McGraw-Hill Publ. Company. ISBN: 07-010776-9.
- DWA (2020). Merkblatt DWA-M 524: Hydraulische Berechnung von Fließgewässern mit Vegetation. 1. Auflage. DWA-Regelwerk. M, Merkblatt. DWA. ISBN: 3887219783.
- Folke, F. (2023). Abbildung der Rauheitswirkung von Vorlandvegetation in der ingenieurtechnischen Anwendung, Dissertation, TU Braunschweig. (eingereicht)
- Folke, F., Niewerth, S. und Aberle, J. (2021). Modelling of just-submerged and submerged flexible vegetation. In: Abstract Book, S. 263–264. ISBN: 978-83-66847-01-9.
- Järvelä, J. (2004). Determination of flow resistance caused by non–submerged woody vegetation. In: International Journal of River Basin Management 2.1, S. 61–70. doi: 10.1080/15715124.2004.9635222.
- LfU (2003). Hydraulik naturnaher Fließgewässer: Teil 3 Rauheits- und Widerstandsbeiwerte für Fließgewässer in Baden-Württemberg. Hrsg. von Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg. Karlsruhe
- Mewis, P. (2021). Estimation of Vegetation-Induced Flow Resistance for Hydraulic Computations Using Airborne Laser Scanning Data. In: Water 13.13, S. 1864. doi: 10.3390/w13131864.
- Milan Geoservice GmbH (2017). DGM-W Wehranlage Wieblingen 2017: Abschlussbericht ALS Datenerfassung.
- Solberg, S., Næsset, E., Hanssen, K. H. und Christiansen, E. (2006). Mapping defoliation during a severe insect attack on Scots pine using airborne laser scanning. In: Remote Sensing of Environment 102.3-4, S. 364–376. doi: 10.1016/j.rse.2006.03.001.
- Vetter, M., Höfle, B., Hollaus, M., Gschöpf, C., Mandlburger, G., Pfeifer, N. und Wagner, W. (2011). Vertical vegetation structure analysis and hydraulic roughness determination using dense ALS point cloud data - A voxel based approach. In: ISPRS, XXXVIII-5/W12, S. 265– 270. doi: 10.5194/isprsarchives-XXXVIII-5-W12-265-2011.
- Wang, Y. und Fang, H. (2020). Estimation of LAI with the LiDAR Technology: A Review. In: Remote Sensing 12.20, S. 3457. doi: 10.3390/rs12203457.

#### Anschrift der Verfasser

Dipl.-Ing. Frederik Folke Bundesanstalt für Wasserbau Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe frederik.folke@baw.de Dr. rer. nat. Martin Hämmerle Bundesanstalt für Wasserbau Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe martin.haemmerle@baw.de

# Licca liber – Der Lech ruft nach Freiheit Renaturierung des Lech im Stadtgebiet von Augsburg

Simone Winter, Michael Spannring und Christian Ragger

# Zusammenfassung

Der regulierte Lech soll im Bereich des Augsburger Stadtwalds auf einer Länge von etwa 10 km renaturiert werden. In einem aufwändigen Dialogverfahren wurden zunächst gemeinsam mit Stakeholdern und Betroffenen die Entwicklungsziele formuliert. Das Ergebnis des iterativen Prozesses ist eine Planung, in der flussbauliche, gewässerökologische sowie naturschutz- und forstfachliche Anforderungen bestmöglich berücksichtigt wurden.

# 1 Eingesperrt: Regulierung des Lech und Staustufenausbau

Der bayerische Lech war ein furkierendes Flusssystem. Geprägt durch eine große Menge an transportiertem und zwischengelagertem Geschiebe in einem bis zu 2 km breiten Flussbett mit regelmäßig wechselnden Flussarmen. Ein Paradies für Flora und Fauna. Gleichzeitig aber damals ein Feind für die Menschen: zu wild, zu unberechenbar war der Lech und zu viel Platz nahm er in Anspruch. Das Urteil war hart: Flussregulierung! Und so wurde der bayerische Lech in den Jahren 1863 bis 1937 in einer ingenieur- und bautechnischen Herkulesaufgabe auf bis zu 65 m Breite eingeschnürt und auf unbestimmte Zeit weggesperrt.

Die Auswirkungen waren gravierend: eine massive Eintiefung der Flusssohle. Die technische Antwort darauf war ein weiterer Entzug seines Freiheitsdrangs. Zur Stabilisierung der Flusssohle wurden in den Jahren 1919 bis 1940 Wehre und Abstürze errichtet. Darauf folgte in den Jahren 1940 bis 1984 der Ausbau des Lech zu einer Staustufenkette mit dem Forggensee als Kopfspeicher.

In dem etwa 10 km langen Teilstück zwischen der letzten Staustufe (Stufe 23 – Mandichosee) und dem Hochablass in Augsburg reichen die vorhandenen Querbauwerke (6 Abstürze) nicht aus, um die Lechsohle zu stabilisieren. Die Eintiefung in die quartären Kiese schreitet voran, bereichsweise erreicht die Lechsohle das Tertiär (Flinz). Es besteht die Gefahr eines nicht prognostizierbaren Sohldurchschlags in die feinen, erosionsempfindlichen tertiären Sande. Die Eintiefung geht mit einem Absinken des Wasserspiegels sowie des Grundwassers einher.

Die Folgen: Auwälder trocknen aus, die Trinkwassergewinnung von Augsburg und Kissing ist gefährdet. Für Fische und andere Fluss- und Auenbewohner ist die Flussregulierung mit seinen Folgen ein Desaster. Es besteht dringender Handlungsbedarf!

# 2 Wiederaufnahme des Verfahrens: Flussdialog

Die Eintiefung des Lech konnte nicht abschließend gelöst werden, so dass der Prozess der Eintiefung immer noch andauert. Die Ziele der europäischen Wasserrahmenrichtlinie werden infolge der mäßigen Einstufung des ökologischen Zustands verfehlt. Aufgrund des monotonen Gewässerlaufs, der Kontinuumsunterbrechungen sowie der teilweise fehlenden Kiesauflage sind die Lebensräume für Fische und wirbellose Wasserlebewesen verarmt oder nicht mehr vorhanden, denn es fehlen Laichhabitate und Jungfischhabitate sowie Rückzugsräume bei Hochwasser. Aus den oben genannten Gründen wurde das Projekt Licca liber vom Wasserwirtschaftsamt Donauwörth gestartet. Es stellt eine große Herausforderung dar, dem Lech in diesem Abschnitt wieder mehr Platz zu geben. Schließlich befinden sich am aktuellen Gewässerlauf des Lech zahlreiche Nutzungen und Restriktionen unterschiedlicher Art. Ein groß angelegtes Dialogverfahren gemeinsam mit verschiedenen Interessensvertretern wurde initiiert (siehe Abb. 1). Der sogenannte Flussdialog dauerte ein Jahr und gliederte sich in vier aufeinander folgende Phasen.



Zunächst wurden mit über 70 InteressenvertreterInnen die unterschiedlichen Nutzungen und Randbedingungen im Rahmen von Workshops besprochen und Möglichkeiten für die Lechentwicklung diskutiert (Phase 1). Im Anschluss wurde die "stille Mehrheit", d.h. die Bürgerinnen und Bürger der Stadt Augsburg sowie der Gemeinden Kissing, Königsbrunn und Mering über eine Online-Befragung konsultiert. Dabei wurden die Bürgerinnen und Bürger insbesondere befragt, wie Sie den Lech wahrnehmen und wofür Haushaltsmittel eingesetzt werden sollen. Die Mehrheit wünschte sich die Wiederherstellung des naturnahen Flusslaufes sowie den Erhalt und die Entwicklung von Lebensräumen und Arten (Phase 2). Die Ergebnisse wurden der Öffentlichkeit vorgestellt. Sie sind in die Entwicklungsziele für den Lech eingeflossen (Phase 3):

- Keine Verschlechterung des Trinkwassers und der Grundwasserverhältnisse in bebauten Bereichen
- Dynamische Entwicklung und Verhinderung der fortschreitenden Eintiefung des Lechs
- Durchgängigkeit für Fische und Kies herstellen
- Schaffung neuer Auen und Lebensräume
- Hochwasserschutz erhalten und verbessern
- Zugänglichkeit und Naherholung verbessern



**Abb. 1** Bei der Abschlussveranstaltung zum Flussdialog hatte jeder Teilnehmende einen Gegenstand dabei, den er oder sie mit dem Lech in Verbindung bringt

Gemeinsam mit den Interessensvertretern wurden die Ziele für den Lech abgestimmt und das Ergebnis der Öffentlichkeit vorgestellt (Phase 4). Diese Ziele wurden als hydromorphologische Maßnahmen in einem Umsetzungskonzept nach WRRL niedergeschrieben und sind Grundlage für die Planung.

## 3 Rehabilitierung des Lech: Maßnahmen zur Renaturierung des Lech

#### 3.1 Leitbild

Ein guter Weg, um sich dem Leitbild eines Gewässersystems anzunähern, ist ein Blick in die Vergangenheit. Vor rund 100 Jahren zeigte sich der Lech noch von einer gänzlich anderen Seite: Als furkierendes Flusssystem war der Lech von eigendynamischen Prozessen und Veränderungen im Flussbett geprägt. Neben dem Hauptfluss gab es mehrere Nebenarme, einseitig angebundene Altarme, abgetrennte Altarme und Totarme (siehe Abb. 2). Die ständigen Kiesumlagerungen hatten strukturell vielfältige Uferzonen (flache Kiesbänke, Totholz, flache Buchten, Anbruchufer) zur Folge und ausgedehnte Kiesflächen prägten das Landschaftsbild. Auenwälder waren in unterschiedlichsten Ausprägungen und Altersstufen vorhanden. Ein Paradies für viele heute aus dem Gebiet verschwundene Pflanzen- und Tierarten. Für Fische und andere aquatische Lebewesen war der Lech durchgängig passierbar.



Abb. 2 Luftbild - Ausschnitt Projektgebiet aus dem Jahr 1911, WWA Donauwörth)



**Abb. 3** Durch die Entfernung der Uferverbauung entstehen die sog. "Weichen Ufer" mit vielfältigen Uferstrukturen (Salzachufer im Tittmoninger Becken).

Das oben beschriebene "visionäre Leitbild" kann natürlich nur Hinweise auf die gewässerökologischen und naturschutzfachlichen Zielsetzungen geben. Es gibt eine Reihe von weiteren essentiellen Randbedingungen die bei der Festlegung des "operationalen Leitbilds" zu berücksichtigen sind. Beim konkreten Vorhaben sind es unter anderem die in den Weiterführenden Untersuchungen (2020) festgelegten Ziele betreffend die Stabilisierung der Flusssohle des Lech sowie die Einhaltung des vorhandenen Hochwasserschutzes für Siedlungen und Infrastruktureinrichtungen. Bei der Planung sind die Interessen infolge der Vielzahl der Nutzungsansprüche zu berücksichtigen. Insbesondere spielen die Grundwasserverhältnisse eine wesentliche Rolle. Einerseits hinsichtlich der Gewährleistung der Trinkwasserversorgung für Augsburg und Kissing und andererseits betreffend die bestehende Bebauung. Da der gesamte Projektabschnitt in dem Natura 2000-Gebiet "Lechauen zwischen Königsbrunn und Augsburg" liegt, sind auch die Erhaltungsziele des Schutzgebietes zu berücksichtigen. Die gebietsbezogenen Konkretisierungen der Erhaltungsziele wurden im Zug der Managementplanerstellung für das Schutzgebiet mit der Landwirtschafts-, Forst- und Wasserwirtschaftsbehörde abgestimmt. Ebenso fliesen die Vorgaben der Wasserrahmenrichtlinie in die Zielsetzungen des Vorhabens ein.

### 3.2 Projektgebiet und Randbedingungen

Das Projektgebiet befindet sich im Augsburger Stadtwald (siehe **Abb.**). Darin befinden sich sechs weitgehend baugleiche Abstürze. Beispielhaft ist ein Absturz in **Fehler! Verweisquelle konnte n icht gefunden werden.** dargestellt. Die unmittelbare Nähe zur Stadt Augsburg sowie zu den Nachbargemeinden Kissing, Mering und Königsbrunn bedingt wesentliche Randbedingungen für die Planung. Die wichtigsten Randbedingungen werden nachfolgend erläutert:







### Grundwasser

Änderungen im Grundwasserspiegel sind limitiert durch die anstehende Bebauung sowie die vorhandenen Trinkwasserbrunnen.

### Hochwasserschutz

Der vorhandene Hochwasserschutz darf durch die Maßnahme nicht verschlechtert werden.

# FFH – Lebensräume / Arten und Naturschutzgebiete

Im Projektgebiet liegen gleich mehrere naturschutzrechtlich relevante Schutzgebiete, wobei im Zusammenhang mit dem Vorhaben insbesondere das Natura 2000-Gebiet Lechauen zwischen

Königsbrunn und Augsburg sowie das Naturschutzgebiet Stadtwald Augsburg und das Landschaftsschutzgebiet Kuhseegebiet beim Hochablasswehr von besonderer Bedeutung sind.

#### Forstrecht – Bannwald

Die Waldflächen entlang des Lech sind als Bannwald ausgewiesen und haben demnach eine besonders hohe Bedeutung. Die Waldflächen erfüllen im Projektgebiet u.a. die Funktion als Erholungswald, Immissionsschutzwald und Lebensraumschutzwald.

#### Lechstaustufen

Der Ausbau des Lech oberstrom bewirkt, dass kein natürliches Geschiebe im Projektgebiet ankommt.

### 3.3 Planungsphilosophie

Im Zuge der Planungen sollte das Leitbild bestmöglich in die flussbauliche Planung und das technische Projekt integriert werden. Die Planung war damit ein iterativer Prozess aller Beteiligten und wurde dahingehend optimiert, dass flussbauliche, gewässerökologische sowie naturschutz- und forstfachliche Anforderungen bestmöglich berücksichtigt und umgesetzt wurden.

### 3.4 Geplante Maßnahmen

## 3.4.1 Eingesetzte Werkzeuge und Vorüberlegungen

Die Planung der Maßnahmen zur Renaturierung des Lech erfolgte zum einen auf Basis der Erfahrungen der Beteiligten aus Flussrenaturierungen in Österreich und Bayern aus den letzten Jahren. Zum anderen wurden numerische Modelle erstellt und eingesetzt, die einen sehr wertvollen und unverzichtbaren Beitrag zum Konzept und zur Optimierung der Planung beitragen. Neben einem zweidimensionalen hydraulischen Modell wurde ein Geschiebe-transport- sowie ein Grundwassermodell eingesetzt.

In einem ersten Schritt wurde geprüft, wie sich eine Aufweitung des Lech sowie eine Entlastung der Lechsohle durch die Anlage von Nebengewässern und Sekundärauen sowie einer Zugabe von Geschiebe auf das Ausgleichsgefälle auswirkt. Das zu erwartende Ausgleichsgefälle erlaubt den Rückbau von vier der vorhandenen sechs Abstürze. Die verbleibenden zwei Abstürze werden in biologisch durchgängige Sohlrampen umgebaut.

### 3.4.2 Bausteine der Planung

Nachfolgend werden die wesentlichen Bausteine der Planung kurz beschrieben. Im dem Lageplanauszug in Abb. 6 sind die einige der Bausteine eingetragen.



Abb. 4 Auszug aus der Planung

#### Aufweitung des Lech

In den Pralluferbereichen werden die vorhandenen Ufersicherungen ausgebaut, so dass sich Lech eigendynamisch aufweiten kann (siehe Abb. 3). Im Istzustand ist der Lech etwa 65 m breit. Er kann sich bis beinahe zu den vorhandenen Hochwasserschutzdeichen bis auf eine Breite von etwa 130 m aufweiten. Der Deichfuß des Deiches wird durch eine Spundwand geschützt, falls der aufgeweitete Lech eine definierte Interventionslinie erreicht. Um Verklausungen an den unterstromigen Querbauwerken zu vermeiden, werden die vorhandenen Bäume auf einem Streifen von 15 m gefällt. Einzelne, besonders wertvolle Bäume können stehen bleiben. Wurzelstöcke werden nicht entfernt und tragen zu einer Strukturierung der Uferzonen bei. Nach einsetzender Seitenerosion und Unterschreitung einer Breite des Streifens von 10 m auf einer größeren Länge ist eine erneute Verbreiterung auf 15 m erforderlich.

#### Sekundärauen

Auf Grund der Randbedingungen darf der Wasserspiegel bei Hochwasser ebenso wie der Grundwasserspiegel infolge der geplanten Maßnahmen nicht wesentlich ansteigen. Zur Verbesserung der Standortbedingungen für den Auwald werden großflächig Sekundärauen angelegt. Dazu werden die vorhandenen Hochwasserschutzdeiche zurückverlegt und die Aue um bis zu etwa 2 m abgesenkt. Ziel ist eine Überflutung der Aue an durchschnittlich etwa 20 Tagen im Jahr sowie eine Anbindung der Aue an das Grundwasser. Insgesamt werden 95 ha Sekundäraue hergestellt. Eine Aufforstung ist nicht vorgesehen, die abgesenkten Flächen werden der natürlichen Sukzession überlassen – es werden neue an die Grundwasser- und Hochwasserdynamik angebundene Auwälder unterschiedlicher Ausprägung entstehen. Kleinflächig werden seltene Baumarten wie z.B. die Schwarzpappel gepflanzt.

#### Nebengewässersystem

Im Bereich der Sekundärauen werden Nebengewässer angelegt. Diese bestehen aus jeweils einem Hauptstrang sowie daran angebundene Nebenstränge. Insgesamt addieren sich diese zu

einer Gesamtlänge von 8,5 km. Die Einläufe in die Nebengewässer werden jeweils im Pralluferbereich angeordnet. Das Risiko des Verlegens der Einläufe mit Geschiebe ist somit reduziert. Zudem werden jeweils mehrere Einläufe vorgesehen. Falls ein Einlauf z. B. durch eine Kiesbank verlegt sein sollte, dann wird das Nebengewässer über die weiteren Einläufe dotiert. Je nach Abfluss im Lech beträgt der Abflussanteil in den Nebengewässern zwischen 5 und 20% des Gesamtabflusses.

In den unmittelbaren Einlaufbereichen werden die Nebengewässer gesichert, um infolge einer Aufweitung des Einlaufs eine zu große Beaufschlagung und eine unkontrollierbare Entwicklung zu vermeiden. Ansonsten sind in den Nebengewässern keine Sicherungen vorgesehen. Bei Bedarf können zu einem späteren Zeitpunkt einzelne Lauffixierungen nachgerüstet werden. Eine dynamische Entwicklung der Nebengewässer ist ausdrücklich erwünscht. Die initiale Strukturierung der Gewässer erfolgt durch Instream-Maßnahmen, wie z.B. dem Einbau von Totholz, Wurzelstöcke, etc.

#### Sohlrampen und Rückbau Abstürze

Zwei der vorhandenen sechs Abstürze werden rückgebaut und durch biologisch durchgängige Sohlrampen ersetzt. Dabei handelt es sich um imposante Bauwerke mit einer Höhe von 3,8 m bzw. 7 m. Die Rampen werden als Riegelrampen mit einem Sohlgefälle von 1:50 ausgeführt.

Vier der sechs vorhandenen Abstürze werden zurückgebaut. Neben den bautechnischen Herausforderungen ist insbesondere der Zeitpunkt entscheidend, ab wann der Rückbau erfolgen kann. Im Bezugszustand leisten die Abstürze einen wesentlichen Beitrag zur Stabilisierung der Flusssohle. Ein Rückbau ist erst möglich, wenn die Maßnahmen zur Entlastung der Lechsohle (Aufweitung, Sekundäraue) in Verbindung mit der morphologischen Entwicklung der Sohle soweit fortgeschritten sind, dass auf die Abstürze verzichtet werden kann.

Durch den Umbau zu Sohlrampen bzw. den Rückbau der Abstürze kann ein wesentliches Projektziel erreicht werden, nämlich den Lech wieder durchgehend für Fische wie Huchen oder Groppe und andere aquatische Arten wieder durchgehend passierbar zu machen und ein wesentliches gewässerökologisches Defizit zu beseitigen.

#### Geschiebezugabe

Die regelmäßige Zugabe von Geschiebe ist ein wesentlicher Bestandteil der Planung. Da durch den Staustufenausbau des Lech das gesamte Geschiebe zurückgehalten wird, gelangt kein natürliches Geschiebe in den Lech im Projektgebiet. Nur durch die Zugabe von Geschiebe ist eine aus gewässerökologischer Sicht unbedingt erwünschte dynamische sohlmorphologische Entwicklung möglich. Zudem ist die Zugabe von Kies ein Baustein zum Erreichen eines dynamischen Sohlgleichgewichts. Die durchschnittliche jährliche Geschiebezugabe wurde mit etwa 4.000 m<sup>3</sup> prognostiziert. Das der dazu erforderliche Kies kann aus der Lechaue entnommen werden.

#### Monitoring

Die Beobachtung der flussmorphologischen Entwicklung ist ein wesentlicher Bestandteil der Maßnahmen. Durch Initialmaßnahmen in einem ersten Bauabschnitt wird eine eigendynamische Entwicklung des Lech angestoßen. Wenn die Entwicklung des Lech – die Seitenerosion, die Anpassung der Sohle, die Sohlschubspannungen und die Wasserspiegel bei Hochwasser – fort-

geschritten ist, dann können sukzessive die weiteren Maßnahmen umgesetzt werden: der Rückbau der Abstürze, die Rückverlegung der Deiche sowie anschließend die Sekundärauen mit den Nebengewässern.

Ebenso wichtig ist das Monitoring hinsichtlich des Zeitpunkts und des Umfangs für erforderlichen Sicherungsmaßnahmen. Z. B. müssen die vorhandenen Deiche durch Spundwände entlang des wasserseitigen Böschungsfußes gesichert werden, sobald der aufgeweitete Lech eine vorgegebene Interventionslinie überschreitet.

Parallel dazu wird auch ein gewässerökologisches, naturschutz- und forstfachliches Monitoring durchgeführt, um laufend die Zielerreichung zu evaluieren und bei Bedarf entsprechend steuernd eingreifen zu können.

Das Monitoring basiert auf folgenden Bestandteilen:

- Laserbathymetrische Fließgewässervermessung
- Auswertung der Fließgewässervermessung
- Zweidimensionale Hydraulische Berechnungen
- Begehungen

#### 4 Ausblick und Schlussplädoyer

Die Genehmigungsunterlagen sind weitgehend abgeschlossen, so dass in Kürze das Planfeststellungsverfahren beginnen kann. Für die Umsetzung der Maßnahmen sind etwa 20 Jahre vorgesehen. Dies liegt insbesondere an der erforderlichen Zeit für die eigendynamischen Entwicklungen. Diese ist natürlich auch vom zukünftigen Abflussgeschehen abhängig. Aber bereits mit Beginn der Umsetzung werden sich erhebliche Verbesserungen in der terrestrischen und aquatischen Ökologie einstellen. Abb. 7 zeigt den Ist- und den geplanten Endzustand des Lechs in einem Ausschnitt des Projektgebiets.

Ein Schlüsselfaktor zum Projekterfolg ist das Zusammenwirken der Forstverwaltung, der Naturschutzbehörden sowie der Wasserwirtschaft. Auf dem Weg hin zu einem renaturierten, ökologische hochwertigen Lech ist die teilweise Umwandlung von Wald- in Wasserflächen zu tolerieren. Vorhandene und vom Lech getrennte Auwälder werden gerodet, um neuen naturschutzfachlich höherwertigen und wieder an den Lech angebundenen Auwäldern Platz zu machen. Hier ist großes gegenseitiges Verständnis und Vertrauen erforderlich. Dies entsteht durch eine offene, transparente Planung und viele Gespräche.





**Abb. 5** Istzustand (oben) und geplanter Endzustand (unten, Fotomontage) in einem Ausschnitt des Projektgebiets

Zuletzt möchten wir betonen, dass die zum Teil überspitzten und auch sehr verkürzten Schilderungen zur Entwicklung des Lech in keiner Weise Anschuldigungen der damals handelnden Personen beinhalten. Dies ist nicht unsere Aufgabe. Unsere Aufgabe sehen wir darin, die Chancen der enormen Entwicklungen im Flussbau in den letzten etwa 20 Jahren zu nutzen und Möglichkeiten zur Sanierung und Renaturierung von Flüssen aufzuzeigen. Wo es möglich ist, sollten alle Anstrengungen unternommen werden, um Flüsse wieder in einen soweit wie möglich naturnahen Zustand zu bringen.

# Anschrift der Verfasser

Dipl.-Ing. Simone Winter Wasserwirtschaftsamt Donauwörth Förgstraße 23, D-86609 Donauwörth simone.winter@wwa-don.bayern.de

Dr.-Ing. Michael Spannring SKI GmbH + Co. KG Lessingstraße 9, D-80336 München spannring@ski-ing.de

Dipl.-Ing. Christian Ragger REVITAL Integrative Naturraumplanung GmbH Nussdorf 71, A-9990 Nussdorf-Debant c.ragger@revital-ib.at

# Der Wasserbau der Zukunft in Bayern als holistische Weiterentwicklung aufgrund sich rasch wandelnder Randbedingungen

Martin Grambow, Bernhard Simon und Andreas Rimböck

## Zusammenfassung

Der Wasserbau ist seit jeher eine äußerst anspruchsvolle und weitreichende Disziplin. In den zunehmend zur Gänze überformten Landschaften mit mannigfaltigen Ansprüchen verschiedener Gesellschaftsbereiche an die Wassernutzung und den Schutz vor Wassergefahren steigen die Anforderungen aktuell nochmals erheblich an. Es gewinnen mit dem Klimawandel auch die ökologischen und sozialen Funktionen bzw. Leistungen unser Gewässer stark an Bedeutung, während die "klassischen" Themen, wie Hochwasserschutz, aber auch Trockenheit überdies wesentlich verstärkt werden. Dies stellt neue und noch weitergehende Anforderungen an nachhaltige und zukunftsorientierte Planungen. Dem kann nur mit einem holistischen Ansatz und einem systems engineering wirkungsvoll begegnet werden.

Beispielhaftes neues Planungsziel ist der Resilienzgedanke – hinsichtlich der Schutzfunktionen und der ökologischen Gewässerfunktionen. Die Zusammenschau der sowohl neuen als auch weiterentwickelten Schwerpunkte wurde in der aktuell aufgelegten und für den Freistaat Bayern richtungsweisenden Gesamtstrategie "Wasserzukunft Bayern 2050" fixiert.

### 1 Grundsätzliche Herausforderungen im Wasserbau

Der Wasserbau ist eine der ältesten Kulturtechniken. Gewässer, Ufer, Auwälder und sogar ganze Landschaften wurden über die Jahrhunderte aus allen möglichen Gründen von der Gefahrenabwehr über Energie und Transport bis zur Landgewinnung weitestgehend umgestaltet. Heute ordnen wir diese weitgehenden Überformungen natürlicher Systeme als einen wesentlichen Faktor im aktuellen Zeitalter des Anthropozäns (vgl. P. Crutzen (2002)) ein.

Es liegt in der Natur des Umgangs mit dem Wasser, dass hier besonders viele Aspekte zu berücksichtigen sind, verbinden sich doch an und in den Gewässern unsere wichtigste Lebensgrundlage Wasser mit seinem fundamentalen Nutzen, aber auch manchmal Schaden. Unser Interesse am Wasser bewegt sich zwischen einer unverzichtbaren Wasserspende für Mensch und Natur sowie einer möglichen Bedrohung durch Hochwasser und Trockenheit.

Neben gut begründeten unmittelbar nützlichen, materiellen Nutzen als Teil der unseren Wohlstand begründenden Infrastruktur gewinnen immaterielle und nicht unmittelbar wirtschaftliche Interessen gerade der Oberflächengewässer an Bedeutung. Der intrinsische ökologische Wert eines Gewässerabschnittes wird durch die Funktion der Biotopvernetzung wesentlich erweitert, bis hin zu Wirkungen, die auch weit über die Gewässerlandschaft hinaus eine hohe Bedeutung für die Erhaltung der systemischen Biodiversität haben. Mehr noch: Erst in jüngerer Zeit erkennt der Mensch die Bedeutung als Erholungsraum. Mehr und mehr ist ein kühles resilientes Mikroklima nicht nur für die Ökosysteme, sondern auch für den Menschen und dessen Gesundheit wichtig. Das reicht bis tief in unser Empfinden und die Lebensqualität hinein: Wir sprechen heute von gesundheitsfördernden Landschaften (Grambow et al. (2020a)). Während die Anforderungen an unsere Disziplin kaum umfassender sein können, ist die Umsetzung nie Routine. Alle Maßnahmen, die Wasserbauer ergreifen, sind Prototypen, die auf die individuelle Situation und die speziellen Funktionsanforderungen dezidiert entworfen werden. Anders als bei vielen anderen Bauwerken der Infrastruktur gibt es kaum Standard-Lastfälle oder standardisierte Bauteile und nur eine begrenzte Anzahl vergleichbarer Bauwerke.

Auf all diese Anforderungen setzt sich nun die Erkenntnis, dass wir uns in einem sich rasant ändernden System bewegen. Der Wissenschaft sind diese Anforderungen schon länger unter dem Stichwort der "Post modernen Wissenschaft" (Beck (1986)) bekannt, jüngst noch verstärkt durch die im Kontext der Untersuchungen zum Anthropozän beschriebenen systembestimmenden Veränderungen (u.a. Grambow et al. (2020b)).

Kurzum, der Wasserbau gehört zu den anspruchsvollen Disziplinen, in deren Lastenheft neben ganz besonderen technischen auch umfänglich ökologische und breite Ansprüche der "human science" umfasst (Human science ist der seltene Fall, dass die angloamerikanische Bezeichnung den Sachverhalt besser trifft als alle den Verfassern bekannten deutschen Übersetzungen).

# 2 Neuere Herausforderungen

#### 2.1 Bemessung

Bereits bei der Bemessung der Bauwerke im Wasserbau gibt es einige Besonderheiten: Die Eingangsgrößen sind immer schon mit gewissen Unsicherheiten behaftet, mit denen die Planenden adäquat umgehen müssen. Durch den Klimawandel treten nun nicht nur extremere Hochwasserereignisse auf, sondern auch extremere Niedrigwasserzustände. Zeitreihen verlieren an Aussagekraft, da die zukünftigen hydrologischen Veränderungen nur zum Teil über einen Blick in die faktorisierte Vergangenheit abgedeckt werden können. Maßnahmen, die den Zustand eines Gewässers für Dekaden neu fixieren, müssen daher zumindest die wesentlichen Abflusszustände berücksichtigen, die im Zweifel durch eine Experteneinschätzung anzupassen sind. Bei (Hochwasser-)Schutzbauwerken kommt hinzu, dass diese innerhalb ihrer Lebensdauer nur verhältnismäßig selten stark oder gar voll belastet sind und gerade dann sicherheitsrelevant sind (vgl. Abb. 1).



**Abb. 1** Schematische Darstellung unterschiedlicher Belastungskurven für Schutzbauwerke (Murbrecher) und klassische Gebäude (Bibliothek) (eigene Grafik)

#### 2.2 Verdichtete und komplexere Randbedingungen

Heutige Wasserbauplanungen haben es mit bereits stark beeinflussten Gewässern zu tun und müssen daher die Wechselwirkungen mit bereits bestehenden Bauwerken und Maßnahmen berücksichtigen. Erschwerend kommt hinzu, dass diese vorhandenen Verbauungen häufig unter anderen Randbedingungen entstanden sind und vielleicht nicht mehr aktuelle Ziele verfolgen. Darüber hinaus schränken die notwendige Überwachung, Unterhaltung und Sanierung der vorhandenen Bauwerke und Maßnahmen die Spielräume für neue Maßnahmen enorm ein.

Auch die Landnutzungen haben sich stark verändert und wurden oft gerade entlang der Gewässer ausgeweitet (vgl. Abb. 2). So ist häufig nur noch wenig Raum am Fluss oder Bach verfügbar, was die Lösungsmöglichkeiten für aktuelle Fragestellungen stark einschränkt. Veränderte Nutzung land- und forstwirtschaftlicher Flächen wirkt auch auf das Gewässer selbst, indem der Wasserhaushalt insgesamt beeinflusst wird und z.B. Schweb- und Nährstoffe eingetragen werden.

Für Planende stehen heute deutlich mehr Daten zur Verfügung als früher: längere Abflussreihen, differenziertere Niederschlagsmessungen, ökologische Evaluationen, u.v.m. Gleichzeitig steigen mit dem Klimawandel aber auch die Unsicherheiten bei der Projektion der Messwerte aus der Vergangenheit in die Zukunft. Mit diesem Widerspruch umzugehen ist nicht einfach und muss zudem noch gut und transparent begründet werden.



**Abb. 2** Veränderte Siedlungen und Landschaften als unterschiedliche Randbedingungen für frühere und heutige Wasserbau-Maßnahmen

Neuerdings rücken die Interaktionen zwischen Oberflächenabfluss in der Fläche und den Hochwasserereignissen an den Gewässern noch stärker in den Fokus. Gleichzeitig machen die ausgeprägteren Trockenperioden eine umfassende Betrachtung aller Wirkungen von Eingriffen auf den Wasserhaushalt notwendig. So gilt es generell die Speicherfähigkeit sowohl in der Landschaft, als auch in den Siedlungen zu stärken. Hier besteht auch noch Forschungsbedarf hinsichtlich der Interaktion Starkregen, Hochwasser, Trockenheit und Maßnahmen des flächenhaften Rückhalts oder der Renaturierung bzw. deren Abbildung in hydrologischen und hydraulischen Modellen.

Nicht zuletzt sind die rechtlichen Rahmenbedingungen in den letzten Jahrzehnten deutlich komplexer geworden, z.B. durch die EU-Vorgaben (Wasserrahmenrichtlinie, Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie), aber auch durch neue nationale Verordnungen und Vorgaben. Daneben nehmen auch naturschutzrechtliche oder vergaberechtliche Vorgaben immer mehr Einfluss auf die Planungen und Umsetzungen von Maßnahmen.

### 2.3 Höhere Ansprüche an Maßnahmen

Gleichzeitig sind die Anforderungen und Erwartungen an Maßnahmen in vielerlei Hinsicht deutlich gestiegen:

- Forderung von Gesamtkonzepten statt Einzelmaßnahmen (vgl. Rimböck, Frietsch (2021)),
- Höhere Ansprüche an die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Bauwerken,
- Enorm hohe Erwartungen an städtebauliche, ökologische und soziale Verträglichkeit,
- Belastungen auf die Maßnahmen durch den Klimawandel nehmen deutlich zu: extremere Hochwasser- aber auch stärker ausgeprägte Niedrigwassersituationen,
- Erreichung der Klimaneutralität zur Schonung der Ressourcen u.a. mittels minimiertem Materialeinsatz.

Vor diesem Hintergrund stellt sich natürlich die Frage, wie unter diesen extrem verschärften Randbedingungen in Zukunft noch wasserbauliche Anlagen geplant und errichtet werden können. Hierbei ist auch zu berücksichtigen, dass die Planungs- und Bauzeit in der Regel mindestens 10 Jahre plus X beträgt. Die Zukunft wird durch die Anforderungen jetzt fixiert, muss aber auf Basis der jetzigen Kenntnisse für die Zukunft geplant werden.

### 3 Ansätze der Weiterentwicklung

#### 3.1 Systems engineering – holistic approach

Die Planenden müssen daher den Betrachtungsrahmen in folgenden Bereichen erweitern:

- Räumlich: Berücksichtigung des gesamten Flusssystems, inkl. Ober- und Unterlieger, Fluss, Aue, Vorland, Sedimenthaushalt, Biotopverbund, u.v.m.
- Zeitlich: Über längere Zeiträume müssen alle wesentlichen "Beanspruchungen" (u.a. Trockenphasen, extreme Hochwasserereignisse) und auch unterschiedliche Ereignisarten (u.a. Hochwasser, Sturzfluten, Starkregen) bedacht werden.
- Thematisch: Naturschutz, Öffentlichkeitsarbeit, Eigentumsrecht, Denkmalschutz, Stadtentwicklung, Landschaftsplanung und Freiflächenplanung bis hin zu politischen Prozessen sind in die Betrachtungen aufzunehmen, um Projekte zu einem adäquaten Ergebnis zu führen.

100
- Ganzheitliches Wassermanagement: (Einzel-)Maßnahmen können nicht die volle Wirkung übernehmen – beim Hochwasserschutz mit begrenztem Schutzgrad, ebenso wie bei ökologischen Verbesserungen. Vorteilen stehen gegenüber, dass nicht abgedeckte Bereiche bewertet und betrachtet sowie negative Primär- und Sekundärfolgen ebenso benannt und bewertet werden müssen.
- Planbare Vorhabensfolgen: Planungen fokussieren sich meist die gewünschten Primär- und Sekundärfolgen in näherer Umgebung (Ökologie, Stadt- und Landschaft). Es müssen in Zukunft auch Tertiärfolgen z.B. auf Gesellschaft, Sozialfunktion, überregionale Vernetzung und Rückkopplungen soweit möglich in die Planungen einfließen. Diese sind jedoch meist schwer bzw. nur bedingt abschätzbar und bewertbar.

Vieles davon wurde durch die EU-Wasserrahmenrichtlinie mit ihrer Einführung der Einzugsgebietsbetrachtung oder durch die Hochwasserrisikomanagementrichtlinie mit der Implementierung eines integralen Risikomanagements auf Basis eines breit aufgestellten Dialogs und der Kombination von Einzelmaßnahmen schon deutlich angestoßen. Im Hinblick auf die Ressourcen und langfristigen Wirkungen ist heute zudem eine Lebenszyklusbetrachtung essentiell. Über die Betrachtung und Einbeziehung verschiedener Entwicklungsszenarien sollten die Unsicherheiten in den Bemessungsgrundlagen und künftig veränderten Randbedingungen reduziert werden. Ein Ansatz zur Implementierung ist der Ansatz des "systems engineering" (vgl. auch Rimböck (2016)). Damit sind neue Herausforderungen an die Planenden verbunden. Sie sollten daher verstärkt:

- in Systemen denken und auch die Wechselwirkungen von Eingriffen in einem System auf die anderen Systeme einbeziehen (Umweltsystem, Gesellschaftssystem, (Hochwasser-) Schutzsystem))
- systemisch denken, d.h. z.B. dynamische und langfristige Betrachtungen vornehmen, Szenarien untersuchen, Adaptionsmöglichkeiten vorsehen, ...
- systemisch arbeiten, d.h. kooperativ, interdisziplinär und im Dialog arbeiten, wobei mit dem Dialog aber kein "Wunschkonzert" verbunden sein kann, sondern hier klar Bereiche mit reiner Information von Bereichen mit Beteiligung/Einbeziehung zu unterscheiden sind.

Insgesamt müssen durch das systems engineering Ziele formuliert und umgesetzt werden, die über den eigentlichen Zweck hinausgehen. Hochwasserschutz wird dabei zum multifunktionalen Ansatz, der Hochwasserschutzsysteme ebenso wie den Schutz der Ökosysteme, insbesondere im Hinblick auf den Klimawandel, und die Nutzung durch den Menschen in den Fokus stellt. Bei allen Beteiligungen von Stakeholdern und Partizipationsformen ist jedoch der ursächliche Zweck als Projektbegründung nicht verhandelbar. Jede lokale Fallkonstellation verlangt nach maßgeschneiderten Lösungen, die unter Einbeziehung der Beteiligten erarbeitet und realisiert werden müssen. Insofern ist es folgerichtig, dass ein breiter Risikodialog als Basis für das Risikomanagement inklusive des Katastrophenschutzes intensiviert wird. Dabei kommt der Diskussion über den Schutzgrad, die Bauwerksbewirtschaftung, das verbleibende Risiko und die Auswirkungen im Überlastfall wachsende Bedeutung zu.

#### 3.2 Vom Hochwasserschutz zum Gesamtprogramm Wasserzukunft Bayern 2050

Die Umsetzung des holistischen Ansatzes im Wasserbau erfolgte von Seiten der Bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung als Weiterentwicklung von (Bau-)Programmen. Basis dafür bilden

gesetzlich weiterentwickelte Randbedingungen insbesondere durch die Europäische Wasserrahmenrichtlinie und die EU-Hochwasserrisikomanagementrichtlinie. So wurden die Hochwasserschutzprogramme, wie das Aktionsprogramm 2020 aus dem Jahr 1999, stetig angepasst und erweitert. Dabei wurden die strategischen Programme mit den Ansätzen der Resilienz, des Risikomanagements, der Nachhaltigkeit mit der Ausweitung auf die Ökologie (EU-Wasserrahmenrichtlinie mit dem Aktionsprogramm 2020plus) und der Erweiterung neben der Hochwasserthematik an Gewässern auf Sturzfluten sukzessive weiterentwickelt. Schließlich münden diese Fortentwicklungen in das Programm "Wasserzukunft Bayern 2050" (Abb. 3), welches alle Aspekte des Wasserhaushaltes vor allem im Hinblick auf künftige Entwicklungen betrachtet. Wichtiger Bestandteil ist das Programm "PROGewässer 2030", welches als Fortführung des Hochwasserschutz-Aktionsprogramms 2020plus den holistischen Ansatz im Wasserbau konsequent umsetzt und so auf Basis des Nachhaltigkeitsprinzips den Menschen und damit die Sozialfunktion von Hochwasserschutzvorhaben in den Fokus stellt.



**Abb. 3** Grafik zum Programm "Wasserzukunft Bayern 2050" des Bayerischen Staatsministeriums für Umwelt und Verbraucherschutz (STMUV (2023))

Elementarer Teil bei den Vorhaben nach dem Programm "PROGewässer 2030" ist, dass Maßnahmenanforderungen aufgrund aller wesentlichen Gewässerabflüsse (Hochwasser- und Niedrigwasserabflüsse) gestellt werden. Die sich einstellenden Extrema aufgrund des Klimawandels sind neue Randbedingungen. Maßnahmen gegen den Hochwasserschutz müssen damit nicht nur ökologische Aufwertungen enthalten, sondern weiter auch die Auswirkungen bei Niedrigwasser berücksichtigen, mit dem Ziel, die Resilienz der Ökosysteme zu erhöhen.

#### 3.3 Vom Bemessungshochwasser über den Überlastfall zur Resilienz

Galt früher mit der Auslegung von (Hochwasser-)Schutzmaßnahmen auf ein in der Regel 100jährliches Ereignis der Planungsauftrag als erfüllt, rückte mit mehr und mehr konkret abgelaufenen, extremen Ereignissen auch die Frage in den Mittelpunkt: was passiert, wenn dieses Bemessungsereignis überschritten wird (Überlastfall)? Antworten auf die Herausforderungen von Überlastfällen werden aktuell unter dem Resilienzkonzept zusammengefasst. Dabei wird unterschieden zwischen der Resilienz (= Widerstandsfähigkeit) auf Ebene einzelner Bauwerke bzw. Konstruktionen (konstruktive Resilienz), aber auch ganzer Schutzsysteme (systemische Resilienz). Im Grundsatz geht es hierbei immer darum, im Falle einer Überlastung der Schutzanlagen zwar eine Einschränkung der Funktionsfähigkeit (Hochwasserschutz) oder Schäden an der Konstruktion in Kauf zu nehmen (vgl. Abb. 4). Demgegenüber sollen besonders negative Folgen aber möglichst begrenzt werden. Dies kann bedeuten, "gutmütige bzw. schrittweise Überlastungen" anzustreben, bei denen zumindest die Folgen nicht schlimmer als ohne Anlagen werden oder auch Zeit z.B. für Evakuierungen zu gewinnen. Konkret gilt es, z.B. einen plötzlichen Deichbruch mit anschließender dynamischer Flutwelle zu vermeiden und stattdessen eine langsame Flutung durch Überströmung überströmungssicherer Bauteile anzustreben.

In der konkreten Ausgestaltung der konstruktiven und systemischen Resilienz bestehen aber weiterhin zahlreiche Detailfragen, auch hinsichtlich der Fragestellung "was ist resilient genug?" Hierbei spielen auch häufig Akzeptanzfragen (z.B. zur Situierung von Überlaufstrecken/Entlastungskorridoren) oder Fragen der Wirtschaftlichkeit (z.B. durchgehendes Dichtungselement mit (begrenzter) Überlastbarkeit versus einzelne Überlaufstrecken) eine große Rolle. Da diese Betrachtungen auch noch relativ neu sind, haben sich noch keine Standard-Antworten oder –lösungen herauskristallisiert und die Betrachtung ist immer individuell.





#### 4 Innovative Beispiele für zukunftsorientierte Lösungen

Das **erweiterte Rückhaltekonzept** (vgl. Rimböck et al. (2016)) beinhaltet schon Ansätze des systems engineering, in dem es einerseits die Maßnahmenpalette erweitert und andererseits die Auswirkungen der Maßnahmen auf eine breitere Beurteilungsbasis gestellt wird, insbesondere durch:

 Kombination von natürlichem und technischem Rückhalt → für unterschiedliche Abflussereignisse wirksam, Fokus sowohl auf unterschiedliche Hochwasserhäufigkeiten als auch auf Niedrigwasser,

- Nutzung erweiterter Steuerungsmöglichkeiten (Flutpolder für Extremereignisse),
- Schaffung von Resilienz durch Kombination von Einzelelementen, Wirkungen.

Den oben eingeführten Gedanken der erweiterten Szenarienbetrachtung nimmt die immer häufiger angewandte **Hybride Modellierung** auf, indem mit der Kombination aus physikalischem Modell und numerischer Modellierung deutlich mehr und auch unterschiedlichere Szenarien betrachtet werden und damit die Auswirkungen für unterschiedliche Randbedingungen besser beurteilt werden können. Als Beispiel sei hier die Retentionspotentialstudie für den Inn genannt, die einerseits komplexe Wirkungskombinationen zahlreicher Einzelmaßnahmen betrachtet, andererseits auch einen großen Schwerpunkt auf den bisher zu wenig betrachteten Sedimenthaushalt legt (vgl. Giehl, Rutschmann (2019)).

Im Sinne o.g. Resilienzbetrachtungen werden heutzutage vermehrt eigenständige Deich - Dichtungssysteme in Form von Bodenvermörtelungen bzw. Stahlspundwänden in die Erdbauwerke eingebaut, wo früher häufig nur homogene Erdschüttungen verwendet wurden.

Zum **Schwemmholzrückhalt** entstand durch die verstärkte Betrachtung des Überlastfalls eine komplett neue Bauform: der Parallelrechen (vgl. Kanton Zürich (2023)). Klassische Konstruktionen zum Holzrückhalt sammeln das Schwemmholz direkt im Fließgewässer. Damit besteht bei Extremereignissen die Gefahr des Versagens durch die hohen Belastungen des Bauwerks und der Folge einer plötzlichen Freisetzung des gesammelten Holzes. Mit der neuen Konstruktion wird das Schwemmgut in einen Raum neben dem eigentlichen Flussbett ausgeleitet – der Abfluss im Flussbett bleibt auch nach dem Holzrückhalt komplett unbeeinträchtigt.

In Bayern im Oberallgäu konnten seit 2013 bereits **resiliente Schutzsysteme in Kombination mit Überlastfallbetrachtungen** umgesetzt werden. Beim Murschutz in Oberstdorf am Roßbichlbach wurde nach einem Murereignis im Jahr 2015 ein überlastfähiges Schutzsystem mit zweiter Sicherungslinie hergestellt. In extrem beengten Verhältnissen in Immenstadt wurden die Deiche mit zusätzlicher Höhe ausgestattet, um über Mauern gezielte überlastfähige Überflutungsbereiche beidseitig zu situieren. Ein Deichbruch soll damit vermieden werden. Die Brücken am Wildbach Weiler Ach wurden mit oberstrom angeordneten Überlaufstrecken geschützt, um im Überlastfall einem Versagen vorzubeugen bzw. auch bei Verklausung den Bemessungsabfluss sicherzustellen. Die einseitige Anordnung einer Flutmulde als "Backup" leitet den Abfluss im Überlastfall schadlos in einen bestehenden Polderbereich (vgl. WWA Kempten (2023)).

Durch die zunehmenden Anforderungen im Bereich Naturschutz und Ökologie sind zur Nutzung der Wasserkraft in den letzten Jahren einige komplett **neue Kraftwerks- bzw. Turbinentypen** entstanden, welche die negativen ökologischen Auswirkungen vor allem auf die Fische und den Sedimenthaushalt deutlich reduzieren sollen. Einige davon stellen die Bayerischen Landeskraftwerke auf ihrer Internetseite vor (vgl. Landeskraftwerke (2023)).

International Beachtung findende Projekte wie "Wertach vital" in Augsburg oder der "Isar-Plan" in München sind realisierter Beleg für die wirksame Symbiose aus den Themenbereichen der "Wasserzukunft Bayern 2050" und zeigen insbesondere die alltäglich erlebbare gesellschaftliche Bedeutung der **Sozialfunktion von Maßnahmen an Gewässern**. Dabei sind es nicht immer nur die großen Projekte, sondern v.a. auch die vielen ortsnahen Erholungs- und Freizeitbereiche, die der Bevölkerung landesweit Lebensqualität, gesundheitsfördernde Umwelt und den unmittelbaren Zugang zur Natur ermöglichen.

#### Literatur

- Beck, U. (1986). Risikogesellschaft. Auf dem Weg in eine andere Moderne. Suhrkamp: Frankfurt a. M. (ISBN 3-518-13326-8)
- Crutzen, P. J. (2002). Geology of mankind. Nature, 415(6867): 23. https://doi.org/10.1038/415023a
- Giehl, S.; Rutschmann, P. (2019). Optimierung der Wirkung gesteuerter Flutpolder am bayerischen Inn mithilfe ZD-HN-Modellierung; Bundesanstalt für Wasserbau 21. Treffen der ]uWi 14.-16.08.2019; 11\_Giehl\_Optimierung der Wirkung\_.pdf (baw.de)
- Grambow. M.; Mauser, W; Fleming, H-C.; Arzet, K.; Disse, M.; Völkel, J.; Wilderer, J. (2020a). Die Schlüsselressourcen Wasser, Boden und unversehrte Ökosysteme – in welcher Welt wollen wir in Zukunft leben?; Conference: "Violated Earth – Violent Earth. Causes and effects of human's misdemeanor and nature's power"; https://mediatum.ub.tum.de/1551903
- Grambow, M.; Feustel, M.; Manz, E.; Arzet, K.; Hafner, T.; Korck, J. (2020b). Die Wasserpolitik im Anthropozän; Korrespondenz Wasserwirtschaft; Nr 7 2020; Deutsche Vereinigung für Wasser- und Abfallwirtschaft, Hennef; Verbandszeitschrift
- Kanton Zürich (2023). Sihl-Schwemmholzrechen; Internet Information; https://www.zh.ch/de/planen-bauen/wasserbau/wasserbauprojekte/sihl-schwemmholzrechen.html; download am 16.02.2023
- Bayerische Landeskraftwerke (2023). Ökologische Wasserkraft; Infoseiten im Internet; https://www.landeskraftwerke.bayern/; download am 16.02.2023
- Rimböck, A. (2016). Schutz vor Wildbachgefahren = Systemingenieurwesen?"; 18. Wasserbau-Symposium 2016 in Wallgau; full paper; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft; Nr. 134; Eigenverlag
- Rimböck, A.; Schmid, M.; Kreim, Ch. (2016). erweitertes Rückhaltekonzept = erweiterter Hochwasserschutz?; 18. Wasserbau – Symposium 2016 in Wallgau; full paper
- Rimböck, A.; Frietsch, V. (2021). Integraler Hochwasserschutz Zusammenführung von Einzelmaßnahmen zu Gesamtkonzept als Erfolgsmodell?; Tagungsband Wasserbausymposium 2021 ETH Zürich; Band 1; Seiten 233-238; https://ethz.ch/content/dam/ethz/special-interest/baug/vaw/vaw-dam/documents/das-institut/mitteilungen/2020-2029/262.pdf
- Schneiderbauer, S.; Aufleger, M.; Hartmann, S.; Rimböck, A.; Berger, H. (2020). Über das Erwartete hinaus – der Umgang mit Überlastfällen; Buchbeitrag in ExtremA 2019; Vienna University Press; S. 323-341; ISBN E-Lib: 9783737010924; https://www.vandenhoeck-ruprecht-verlage.com/themen-entdecken/sozial-rechts-und-wirtschaftswissenschaften/naturlandschaft/55101/extrema-2019
- STMUV (2023). Programm Wasserzukunft Bayern des Bayerischen Staatsministeriums für Umwelt und Verbraucherschutz https://www.stmuv.bayern.de/themen/wasserwirtschaft/wasserzukunft\_bayern\_2050/index.htm; zuletzt abgerufen am 27.02.2023
- Wasserwirtschaftsamt Kempten (2023). Hochwasserschutzprojekte https://www.wwa-ke.bayern.de/hochwasser/hochwasserschutzprojekte/index.htm; zuletzt abgerufen am 27.02.2023

# Anschrift der Verfasser

Prof. Dr.-Ing. Martin Grambow, Dipl.-Ing. Bernhard Simon Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz Rosenkavalierplatz 2, 81925 München Martin.grambow@stmuv.bayern.de; bernhard.simon@stmuv.bayern.de

Dr.-Ing. Andreas Rimböck Bayerisches Landesamt für Umwelt Bürgermeister-Ulrich-Straße 160, 86179 Augsburg Andreas.rimboeck@lfu.bayern.de

# Pumpspeicherkraftwerke als wirtschaftliche Assets für Regelleistung und Speicher in erneuerbaren Energiesystemen

Wolfgang Richter, Gerald Zenz, Elena Pummer, Kaspar Vereide, Leif Lia und Franz Georg Pikl

## Zusammenfassung

Pumpspeicherkraftwerke (PSKW) beweisen seit vielen Jahrzehnten, dass hochflexible Speicherkraftwerke eine Vielzahl von Leistungen für die Energiesicherheit bereitstellen. Durch die notwendige Umstellung des gesamten Energiesystems auf vorwiegend erneuerbare Erzeugung und weitgehende Elektrifizierung aller technischen Systeme und Prozesse erfahren die PSKWs einerseits eine Bestätigung ihrer Notwendigkeit und andererseits eine Renaissance des Ausbaus. Gerade in Österreich sind derzeit PSKWs mit etwa 850 MW in Bau und viele große Projekte in Vorbereitung. Mit dem genehmigten Untertage-PSKW Forbach steht auch in Deutschland seit langer Zeit wieder ein PSKW vor dem Bau.

Die kontinuierliche Weiterentwicklung dieser Technologie über bereits mehr als 100 Jahre bietet eine wettbewerbsfähige Möglichkeit, Stromerzeugung zeitlich umzulagern und das Netz zu stabilisieren. PSKWs sind der Enabler der Energiewende. Durch die hohen installierten Leistungen und die rotierenden Massen bieten PSKWs einen unverzichtbaren und hoch flexiblen Schutz der Funktionsfähigkeit des elektrischen Systems.

Für die Energiewende hin zu 100% aus erneuerbaren Quellen aus Wind-, Wasser-, Sonnenkraft und Geothermie sind PSKWs eine Schlüsseltechnologie um die Umlagerung von Sonnenkraft in der warmen und hellen Jahreszeit sowie die Windkraftumlagerung in der kalten und dunkleren Jahreszeit zu gewährleisten. Aufgrund der Saisonalität von Sonnenkraft und Windkraft wird keine saisonale Speicherung von Strom benötigt, sondern Speicherzeiten von wenigen Wochen. Allerdings führen unstete und großräumig variierende Windzonen zu komplexen Stromflüssen, was einen leistungsstarken Ausbau des Europäischen Übertragungsnetzes erfordert. Aufgrund des Fehlens von Offshore Gebieten zur großskaligen Windkrafterzeugung in alpinen Ländern und Regionen ergibt sich mit dem Ausbau der Pumpspeicherkraftwerke die Möglichkeit der wirtschaftlichen Bereitstellung von Ausgleichsleistung und Speichervermögen als bedeutendes Handelsgut im europäischen Energiemarkt.

Dieser Beitrag zeigt, wie exemplarisch eine 100% erneuerbare Stromerzeugung für Deutschland 2030 aus der Extrapolation von Jahresdaten von 2012-2020 funktionieren kann, untersucht die notwendigen Speicher und Leistungsmengen für den PSKW Park und vergleicht dies mit kombinierter PSKW Speicherung und großen indirekten Jahresspeichern wie in Norwegen sowie mit Speicherung und Wiederverstromung über Wasserstoff. Es wird gezeigt, dass der Ausbau der Pumpspeicherkraftwerke und Jahresspeicher aus der Errechnung des Bedarfs der Energiewende die wirtschaftlichste Variante darstellt.

## 1 Pilotstudie 100% erneuerbare Stromerzeugung in Deutschland 2030

Als Pilotstudie für diese Untersuchung wurde die Extrapolation des deutschen Stromnetzes gewählt. Ziel ist es, den Strombedarf und Speicherbedarf 2030 von prognostizierten 726 TWh (Agora, 2023) zu ermitteln. Im Jahr 2022 stammten bereits über 48,3% des Stroms aus fluktuierenden erneuerbaren Quellen, wobei die Onshore-Windproduktion den größten Anteil ausmachte (Bundesnetzagentur, 2023). Deutschland eignet sich als ideales Untersuchungsgebiet, da die Entwicklung über einen längeren Zeitraum untersucht werden kann. Besonders bei hohen Anteilen erneuerbarer Energien und der Umstellung auf erneuerbare Energien sind Speicherkraftwerke unverzichtbar, um den Bedarf an Stromkapazität auch bei hoher Nachfrage und geringer Sonnen- und Windproduktion zu decken und Netzregelungsdienstleistungen bereitzustellen. Die Frage ist allerdings, wieviele Speicher benötigt werden und welche Rückkopplung ineffiziente Speicher wiederum auf die Stromproduktion haben.

## 2 Methodik

Die Stromerzeugungsdaten der Jahre 2012 bis 2020 wurden stundenweise ausgewertet (Agora Energiewende, 2020), um die erneuerbare Produktion von onshore- und offshore-Windkraft sowie PV-Sonnenkraft zu extrapolieren. Dabei wurde ein Extrapolationsmodell auf Grundlage einer Datentabelle verwendet (Hambaumer, 2017), welches die Kapazitäten und Energien (MW / MWh) äquivalent darstellt. Die erneuerbaren Stromquellen wurden durch Multiplikationsfaktoren für jedes Jahr getrennt für Windkraft und Sonnenkraft extrapoliert, um eine 100%-ige erneuerbare Erzeugung zu erreichen. Der Speicherbedarf ergibt sich aus der Notwendigkeit eines Gleichgewichts zwischen Über- und Unterproduktion in Bezug auf den Bedarf. Die erneuerbaren Quellen wie Wasserkraft und Biomasse wurden nicht erhöht. Die Extrapolationen wurden unter idealen Netz- und Verfügbarkeitsbedingungen durchgeführt. Separat wird die Extrapolation mit verschiedenen Speichertechnologien verknüpft, um den Speicherbedarf sowie die Rückkopplung auf den erhöhten Bedarf durch spezifische Verluste der Speichertechnologien abzubilden, da Produktion erneuerbarer Energien bekanntlich über Jahreszeiten, Wochen, Tage und Stunden schwankt.

Abb. 1 zeigt den Ansatz zur Berechnung des Speicherausgleichs auf Stundenbasis, wobei das Speichersystem jede Stunde geladen (Pumpbetrieb) oder entladen (Turbinenbetrieb) wird, um einen bilanziellen Ausgleich zu schaffen. Durch die Bereitstellung von Leistung über Speicherkraftwerke und Übertragungsleitungen wird ein Ausgleich erzielt. Um die Herausforderungen bei Spitzenbedarf und Speicherkapazität im extrapolierten Zeitraum von 2012 bis 2020 zu untersuchen, wurde erst ein ideales Speichersystem ohne Netzverluste und Kapazitätsgrenzen angenommen (Abb. 3). Der Vergleich verschiedener Speichertechnologien für das Basisjahr 2019 beinhaltet auch die Verluste des Speichersystems. Es wurde eine Extrapolation durchgeführt, bei der zwischen Pumpspeicherkraftwerken (PSKW) und Power-to-Gas-to-Power (PtGtP) mit synthetischer Methanproduktion (CH4) und Re-Elektrifizierung über eine Gas- und Dampfturbine (Combined Cycle Gas Turbine CCGT) unterschieden wurde. Das synthetische Methan wird durch Elektrolyse und Methanisierung von Wasserstoff (H2) hergestellt und wird marketingwirksam als "grünes Gas" bezeichnet, wenn es rein erneuerbar erzeugt wird. Beide Technologien wurden untersucht, um den Elektrizitätssektor vollständig zu versorgen. Der Wirkungsgrad von PSKW beträgt 80%, während der Wirkungsgrad von PtGtP bei 28% liegt. Der PtGtP-Kreislauf besteht aus Wasserstoffproduktion durch Elektrolyse und Methanisierung mit einem kombinierten Wirkungsgrad von 56%, und die Re-Elektrifizierung erreicht einen Wirkungsgrad von 55% in einem Gas- und Dampfkraftwerk. Zusätzlich wurde ein asymmetrisches PSKW-System mit einer virtuellen Pumpenkapazität im Vergleich zur Turbinenkapazität betrachtet, die auf passiver Speicherung von großen norwegischen Wasserspeichern beruht, um das Pumpen zu Zeiten starker Auslastung von Wind- und Sonnenkraft zu ersetzen. Der passive Speicher hat keinen Pumpverlust und kann einen Zyklenwirkungsgrad von bis zu 90% (nur Turbinenbetriebsverlust) erreichen. Die Effizienz der Speichertechnologie hat einen wesentlichen Rückkopplungseffekt auf die Erzeugung, da Verluste durch mehr Erzeugung kompensiert werden müssen, was auch wiederum einer Verstärkung der Erzeugungsfluktuation mit sich bringt und das Gesamtsystem stärker belastet und ebenfalls den Bedarf von höheren Ein- und Ausspeicherleistungen mit sich bringt.



Abb. 1 Methodik der Speicherbilanz auf stündlicher Erzeugungsbasis

#### 3 Ergebnisse

#### 3.1 Speicher- und Leistungsbedarf für den Zeitraum 2012 – 2020 mit extrapolierter Erzeugung für 100% erneuerbaren Strom in Deutschland für das Jahr 2030

In Abb. 2 sind die extrapolierten Erzeugungen von 2013-2020 dargestellt, um jeweils eine erneuerbare Produktion von 726 TWh zu erhalten. Es zeigt sich, dass sich durch den Bau der offshore Windanlagen ein theoretischer Bedarf der Solar PV bzw. onshore Windbedarf signifikant reduzieren lässt. Abb. 3 zeigt den Ausschnitt der idealen Speicherbilanz von 2014 - 2020. Insbesondere die Starkwindzeiten im Winterhalbjahr sind durch die hohen Amplituden der Speicherfluktuationen ersichtlich. Durch die Differenz von minimalem und maximalem Speicherinhalt je Jahr lässt sich ein idealer Speicherbedarf ermitteln. Die Extrapolationsfaktoren wurden jedes Jahr separat definiert, um einen Indikator für den Zubau von erneuerbaren Energien zu liefern. In den Jahren 2012 und 2013 gab es noch keine offshore-Windkraftanlagen. Jedes Jahr zeigen sich insbesondere in den Wintermonaten hohe Speichergradienten mit hohen Lade- und Entladeraten. Von April bis September ist ein ausgeglichenerer Speicherbetrieb mit gleichmäßigem Laden und Entladen zu beobachten.



**Abb. 2** Extrapolierter erneuerbaren Installation je Basisjahr um den Bedarf 2030 von 726 TWh zu decken (z.B. hätten im Basisjahr 2013 350 GW Sonnenkraft und 240 GW Windkraft installiert sein müssen um 726 TWh zu erzeugen)

Um den Schwankungsausgleich bei erneuerbaren Primärquellen zu gewährleisten, wird in Zeiten der Überproduktion Energie zum Laden von Speichern (Pumpen oder Methanproduktion) genutzt, während in Zeiten der Unterproduktion Energie aus den Speichern entladen wird (Turbinieren oder Gaskraftwerksbetrieb). Beides trägt zur Stabilisierung des Netzes bei. Die Energie, die für den Ladevorgang des Speichers oder für die Stromerzeugung aus dem Speicher bis zum Erreichen des Gleichgewichts benötigt wird, wird auf der linken Achse dargestellt. Der ideale Speicherbedarf schwankt zwischen 4,13% und etwa 8,12% des Jahresbedarfs, und wird durchsteigenden Ausbauwerten tendenziell geringer. Diese Werte können durch eine europäische Betrachtung noch wesentlich günstiger beeinflusst werden.



**Abb.3** Speicherbilanz für 726 TWh Erzeugung 2030, ideale Extrapolation der Basisjahre 2014 - 2020

Der ideale Speicher wird durch einen künstlichen Startpunkt am Anfang der Zeitreihe gesetzt, um eine ausgewogene jährliche Speicherversorgung in den extrapolierten Jahren zu ermöglichen. Die Ergebnisse belegen, dass der Bruttospeicherbedarf durch die zunehmende Installation erneuerbarer Energien und anderer netzdienlicher Maßnahmen in den untersuchten Jahren auf eine Größe ansteigt, die durch die vorhandene Speicherkapazität der Wasserkraft- und Pumpspeicherkraftwerke in den Alpen und Skandinavien, insbesondere in Norwegen, mit 85 TWh ausgeglichen werden könnte (Charmasson, et al., 2017). Allerdings fehlt in dieser Größenordnung sowohl die zusätzliche Leistung als auch die Übertragungskapazität. Daraus ergibt sich ein eindeutiger Bedarf an neuen Speichern mit hoher installierter Leistung und leistungsfähigen Übertragungskapazitäten, um das Ziel einer erneuerbaren Stromerzeugung zu erreichen.

#### 3.2 Vergleich von Pumpspeicher mit Power to Gas to Power für 100% erneuerbaren Strom

Auf Basis des Jahres 2019 wurde eine detaillierte Extrapolation zur Ermittlung des spezifischen Speicherbedarfs untersucht. Dabei wurde die Erzeugung für für die drei Varianten; (i) symmetrische Pumpspeicherkraftwerke, (ii) Pumpspeicherkraftwerke kombiniert mit großen Wasserspeichern und (iii) Power to Gas to Power in TWh berechnet. Der Symmetrie-Aspekt ist insbesondere für PSKW-Systeme von Interesse, da Pumpturbineneinheiten für eine wirtschaftliche Auslegung im Allgemeinen in beide Richtungen nahezu dieselbe installierte Leistung aufweisen. Die Untersuchung zeigt einen asymmetrischen Leistungsbedarf hinsichtlich des Ladens (Pumpen bzw. Methanisierung) aufgrund der Starkwindzeiten. Dies bedeutet, dass asymmetrische Systeme Vorteile haben. Ein solches asymmetrisches PSKW-Speichersystem kann erreicht werden, indem der passive elektrische Speicher in großen Wasserspeichern, wie jenen in Norwegen (bis zu 85 TWh) berücksichtigt wird, um den Pumpenbetrieb zu ersetzen. In dieser Studie werden 20 TWh passiver Speicher berücksichtigt, um das Gleichgewicht effizient zu erreichen. Der passive Speicher hat einen hohen Wert und kann über Interkonnektoren mit Kontinentaleuropa verbunden werden. Der passive Energiespeicher in Wasserkraftspeichern hat einen Umlaufwirkungsgrad von ca. 90% (nur für den Turbinenmodus). Verluste von Hochspannungs-Gleichstromverbindern (HGÜ) müssen berücksichtigt werden (ca. 3% pro 1000 km) (Vaillancourt, 2014).

Abb. 4 zeigt grafisch die Ergebnisse der Berechnungen. Es ist ersichtlich, dass das asymmetrische Speichersystem mit hocheffizienten Pumpspeicherkraftwerken in Kombination mit großen Wasserspeichern die fluktuierende Erzeugung mit 100% erneuerbarem Strom mit nur 3% Überproduktion am effizientesten ausgleichen kann. Die symmetrische PSKW-Option zeigt mit mehr als 4800 Volllaststunden im Jahr einen sehr hohen Auslastungsgrad der Pumpturbinen, wobei wiederum die asymmetrische Speichervariante heraussticht mit über 5000 Volllaststunden im Jahr. Die PtGtP Alternative zeigt aufgrund der hohen Energieverluste durch Umwandlung von Elektrizität in Methan und zurück in Elektrizität eine hohe erforderliche nötige Überproduktion von 148%, was für das Beispiel Deutschland etwa 350 TWh Verlust entspricht. Die Anlagen zur Herstellung von H<sub>2</sub> und CH<sub>4</sub>, sowie die separaten Gasturbinen weisen im Vergleich zu PSKW Optionen sehr geringe Volllaststunden pro Jahr auf. Dieses Ergebnis impliziert, dass effiziente Speicher sowohl wirtschaftlicher als auch wesentlich klima- und umweltschonender sind, da die Rückkopplungseffekte einer ineffizienten Speicherung zu einem signifikant größeren Ausbau erfordern.



**Abb. 4** Speichervergleich, Basisjahr 2019, extrapoliert für 100% erneuerbaren Strom in Deutschland für 2030, PSKW symmetrisch (Pumpleistung = Turbinenleistung), PSKW asymmetrisch (mit passiver Speicherung in großen Speicherseen), Speicherung über Wasserstoff und Rückverstromung über Gaskraftwerke, sekundäre y-Achse Jahresvollaststunden

#### 3.3 Spezifische Kosten von Speicherkraftwerkstechnologien

5 zeigt die spezifischen Investitionskosten für Speichertechnologien: Pumpspeicherprojekte und den Bereich für verschiedene Pumpspeicher-Ausbaukonzepte, Li-Ionen Batteriesysteme nach jüngsten Projekten in Australien und in Österreich sowie die Kosten für die Speichersysteme für PtGtP mit Strom zu Wasserstoff (H<sub>2</sub>) mittels Elektrolyseure, daraus Umwandlung zu Methan (CH<sub>4</sub>) und Rückverstromung durch Gas und Dampfkraftwerke (CCGT). Die Batterien können relativ niedrige spezifische Kosten in Bezug auf die installierte Leistung (€/kW) aufweisen, was diese für die kurzfristige Netzunterstützung lukrativ macht, allerdings nicht für die großtechnische Stromspeicherung, aufgrund der hohen spezifischen Speicherinvestitionskosten (€/kWh). Zudem weisen diese elektrochemischen Anlagen im Vergleich zu PSKWs geringe Lebensdauern auf, was immer wieder Reinvestitionen erforderlich macht. PtGtP-Systeme werden zunehmend propagiert, allerdings existieren derzeit nur Demonstrationsanlagen. Die spezifischen Kosten für die Speicherung von Strom variieren für verschiedene Technologien und auch dafür, ob H<sub>2</sub> oder CH<sub>4</sub> gespeichert wird. Die angegebenen hohen Kapazitätskosten ergeben sich durch die Betrachtung des Gesamtsystems (van Leeuwen & Zauner, 2018) (Theodoropoulos, Daly, & Dinan) (Gorre, van Leeuwen, & Ortloff, 2018). Investitionen in Übertragungsleitungen sind getrennt unter den Netzkostenaspekten zu berücksichtigen. Für den 1400 MW Nordlink-Interkonnektor zwischen Deutschland (Wilster) und Norwegen (Tonstad) werden spezifische Projektkosten von rund 1070 €/kW bis 1400 €/kW angegeben (EIB, 2017). Für bestehende norwegische Pumpspeichersysteme mit 9 von 10 Systemen unter 2 €/kWh sind äußerst niedrige spezifische Speicherinvestitionskosten angegeben (Pitorac, Vereide, & Lia, 2020). Es lässt sich feststellen, dass Pumpspeicherkraftwerke auch für viele andere Nutzenwerte, die zum Großteil mitgetragen oder inkludiert sind. Dazu gehören beispielsweise Hochwasserschutz, Bewässerung, Wasserversorgung, Erholung und Tourismus. Ein Beispiel hierfür ist das Pumpspeicher- und Wasserkraftwerk Baixo Sabor in Portugal, welches eine niedrige Fallhöhe aufweist, aber ein großes Wasserreservoir besitzt. Aus diesem Grund sind diese spezifischen Kosten relativ hoch, insbesondere aufgrund der Wasserretention.



Abb. 5 Spezifischer Kostenbereich für Kapazität €/kW und Energie €/kWh für Speichersysteme, verschiedene PSKW-Projekte, Technologiebereich von PSKW und U-PSKW, Li-Ionen-Batterieprojekte (Richter, 2020) (Pikl, Richter, & Zenz, 2019) (Saha, 2020) (Pitorac, Vereide, & Lia, 2020) mit Kostenbereich, Kostenbereich von Leistung zu H2 bis CH4 zu Leistung (PtGtP) Anlagen (van Leeuwen & Zauner, 2018) (Theodoropoulos, Daly, & Dinan) (James, Houchins, Huya-Kouadio, & DeSantis, 2016), (initiale Grafikdaten und Layout basierend auf (Pikl, Richter, & Zenz, 2019))

Auch der Kostenbereich von Untertage-PSKW-Systemen (U-PSKW) wird dargestellt, welche in Gebieten ohne entsprechende Topografie gebaut werden können, sofern die Gesteinseigenschaften ausreichend gut sind (Pikl, Richter, & Zenz, 2019), (Pummer, 2016). Diese können auch in unmittelbarer Nähe von Ballungsräumen errichtet werden. Bei großen Systemen mit hohen Fallhöhen sind niedrige spezifische Kosten für Speicher und installierte Leistung realistisch. Es sollte jedoch beachtet werden, dass die spezifischen Investitionskosten nicht die unterschiedlichen Lebensdauern der Speichertechnologien widerspiegeln. Im Vergleich zu chemischen Energiespeichern haben Pumpspeicher die längste nachgewiesene Lebensdauer. Pumpspeicher-kraftwerke können damit mit signifikanter Speicher- und Regelleistung neben dem Ausbau der Erneuerbaren Erzeugung und dem Leitungsausbau einen wesentlichen wirtschaftlichen Beitrag des erneuerbaren Energiesystems beitragen.

#### Literatur

Agora Energiewende. (2020). Agorameter.

- Agora, E. (2023). Agora Energiewende, Prognos, Consentec (2022): Klimaneutrales Stromsystem 2035. Wie der deutsche Stromsektor bis zum Jahr 2035 klimaneutral werden kann.
- Bundesnetzagentur. (2023). *Bundesnetzagentur*. Abgerufen am 31. 08 2020 von https://www.bundesnetzagentur.de/SharedDocs/Pressemitteilungen/DE/2023/20230104 \_smard.html
- Charmasson, J., Belsnes, M., Andersen, O., Eloranta, A., Graabak, I., Korpås, M., . . . Wolfgang, O. (2017). *Roadmap for large-scale balancing and energy storage from Norwegian hydropower. Opportunities, challenges and needs until 2050.* CEDREN.
- EIB. (2017). https://www.eib.org/de/press/all/2017-139-eib-completes-financing-for-nordlinkwith-statnett.
- Gorre, J., van Leeuwen, C., & Ortloff, F. (2018). *Innovative large-scale energy storage technologies and Power-to-Gas concepts after optimisation; Report D8.6.* Ares(2019)1031526 - 19/02/2019.
- Hambaumer, K. (2017). Shifting and storing renewable energy by pumped-storage hydropower plants for the power system in Germany (in German). Master Thesis, Graz University of Technology.
- James, B., Houchins, C., Huya-Kouadio, J., & DeSantis, D. (2016). *Final Report: Hydrogen Storage System Cost Analysis.* Strategic Analysis.
- Pikl, F. G., Richter, W., & Zenz, G. (2019). Großtechnische, wirtschaftliche und effiziente untertägige Energiespeicher; Large-scale, economic and efficient underground energy storage. *Geomechanics and Tunneling, DOI: 10.1002/geot.201900007, 12*(3), 251-269.
- Pitorac, L., Vereide, K., & Lia, L. (13 (18) 2020). Technical Review of Existing Norwegian Pumped Storage Plants. *Energies*, S. https://doi.org/10.3390/en13184918.
- Pummer, E. (2016). *Hybride Modellierung der hydrodynamischen Prozesse in unterirdischen Pumpspeicherreservoirs*. Dissertation, RWTH Aachen: DOI: 10.13140/RG.2.2.30898.45766.

- Richter, W. (2020). *Surge Tank Design for Flexible Hydropower.* Dissertation: Graz University of Technology.
- Saha, S. (2020). *Tunnel System Design for the Kuli Pumped Hydro Storage Project.* Master Thesis, NTNU, Trondheim Norway.
- Theodoropoulos, K., Daly, S., & Dinan, M. (kein Datum). Cost of ne w entrant peaking plant and combined cycle plant in I-SEM; A report to the Utility Regulator and the Commission for Regulation of Utilities. 2018: Pöyry.
- Vaillancourt, K. (2014). *Electricity Transmission and Distribution*. IEA ETSAP Technology Brief E12.
- van Leeuwen, C., & Zauner, A. (2018). Innovative large-scale energy storage technologies and Power-to-Gas concepts after optimisation; Report on the costs involved with PtG technologies and their potentials across the EU. University of Groningen.

## Anschrift der Verfasser

DI Dr.techn. Wolfgang Richter Technische Universität Graz Stremayrgasse 10, 8010 Graz wolfgang.richter@tugraz.at

Univ. Prof. DI Dr.techn. Gerald Zenz Technische Universität Graz Stremayrgasse 10, 8010 Graz gerald.zenz@tugraz.at

Adj. Prof. Kaspar Vereide, PhD Technisch-Naturwissenschaftliche Universität Norwegens S. P. Andersens veg 5, 7031 Trondheim kaspar.vereide@ntnu.no

Assoc. Prof. Dr.-Ing. Elena Pummer Technisch-Naturwissenschaftliche Universität Norwegens S. P. Andersens veg 5, 7031 Trondheim elena.pummer@ntnu.no

Prof. Leif Lia, PhD Technisch-Naturwissenschaftliche Universität Norwegens S. P. Andersens veg 5, 7031 Trondheim leif.lia@ntnu.no

DI Franz Georg Pikl, BSc KELAG-Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft Arnulfplatz 2, 9020 Klagenfurt am Wörthersee franzgeorg.pikl@kelag.at

# Wasserhaushaltsregelungen – vielfältige Möglichkeiten bei komplexen Anforderungen an den automatisierten Betrieb von Stauanlagen

Swantje Dettmann, Ute Theobald und Stephan Theobald

# Zusammenfassung

Der sichere Betrieb von Stauanlagen unter Einhaltung zahlreicher, teils konträrer Anforderungen hinsichtlich Stromerzeugung, Schifffahrt, Hochwasserschutz und ökologischer Aspekte stellt für die Betreiber eine komplexe Aufgabe dar, bei der das Wartenpersonal zunehmend durch automatisierte Wasserhaushaltsregelungen unterstützt wird. Für die Erstellung von Wasserhaushaltsregelungen in Struktur und Parametern wurde von den Autoren über die Jahre ein umfassendes Simulationstool entwickelt, welches Wasserbau und Regelungstechnik verbindet. Dieses, an einer Vielzahl von Flusssystemen erprobte Werkzeug, verknüpft 1D-HN-Modelle der Stauräume mit regelungstechnischen Bausteinen und ermöglicht so die Anpassung von lokalen Wasserhaushaltsregelungen an die jeweiligen spezifischen Gegebenheiten und Anforderungen sowie die Erstellung von übergeordneten Steuerungsstrukturen für Stauhaltungsketten mit unterschiedlichsten Zielsetzungen. Während lokale automatisierte Wasserhaushaltsregelungen bereits heute einen wesentlichen Beitrag zum sicheren Betrieb von Stauanlagen leisten, ist ein koordinierter Betrieb einer Stauhaltungskette durch eine übergreifende Steuerung noch eher unüblich, obwohl allein dieser es ermöglicht, komplexe Betriebsziele wie beispielsweise die Vergleichmäßigung eines unruhigen Abflussgeschehens oder unterschiedliche Strategien zur Stromerzeugung weitestgehend umzusetzen.

Als konkrete Beispiele werden in dieser Publikation die Aspekte Regelleistung, Abflussvergleichmäßigung sowie ein Trainingssimulator herausgegriffen. Am unteren Lech sind die lokalen Wasserhaushaltsregelungen für den Abruf von Regelleistung ausgelegt, wie anhand von Betriebsdaten vorgestellt wird. Für den oberen Inn haben die Autoren ein übergeordnetes System zur Abflussvergleichmäßigung entwickelt, welches basierend auf Abflüssen an weit oberstrom gelegenen Pegeln eine Prognose zur Abflussentwicklung durchführt und durch gezielte Ausnutzung von Bewirtschaftungsräumen in zwei Inn-Stauhaltungen den nach unterstrom abgegebenen Abfluss gegenüber dem Zufluss wesentlich glättet. Des Weiteren wurde für die Donau ein Trainingssimulator aufgebaut, welcher durch die Kopplung des Simulationssystems aus HN-Modell und Regelungsstrukturen (ggf. auch der realen speicherprogrammierbaren Steuerung SPS) mit einer zur Warte identischen Oberfläche ein mächtiges Werkzeug darstellt, um das Prozessverständnis für das Gesamtsystem der Stauhaltungskette zu verbessern, die Auswirkung von Interaktionen zu analysieren und die eigene Fahrweise zu überprüfen.

Automatische Wasserhaushaltsregelungen stellen demnach nicht nur ein Werkzeug dar, das Wartenpersonal im Alltag und in komplexen Situationen zu entlasten, sondern bieten darüber hinaus auch neue Möglichkeiten für effektive Betriebsweisen.

## 1 Einführung

An zahlreichen Flüssen in Deutschland, Europa und weltweit wurden hauptsächlich zur regenerativen Stromerzeugung durch Wasserkraft und zur Schiffbarmachung Staustufen resp. Staustufenketten errichtet. Der sichere Betrieb dieser Stauanlagen mit Einhaltung zahlreicher, teils konträrer Anforderungen hinsichtlich Stromerzeugung, Schifffahrt, Hochwasserschutz und ökologischer Aspekte stellt für die Betreiber eine komplexe Aufgabe dar, bei der eine Unterstützung des Bedienpersonals durch automatisierte, lokale Wasserhaushaltsregelungen heutzutage üblich ist. Darüber hinaus gehende Möglichkeiten wie ein koordinierter Betrieb einer Stauhaltungskette durch eine übergreifende Steuerung werden jedoch eher selten eingesetzt, obwohl Betriebsziele wie beispielsweise die Beruhigung eines stark variierenden Abflussgeschehens mit lokalen Reglungen allein in der Regel nicht umzusetzen sind.

Für die Erstellung von Wasserhaushaltsregelungen in Struktur und Parametern wird von den Autoren seit Jahren an einer Vielzahl von Flusssystemen ein umfassendes Simulationstool eingesetzt und stets weiterentwickelt, welches Wasserbau und Regelungstechnik verbindet.

## 2 Methoden und Werkzeuge: Kopplung von Fließgewässermodellierung und Wasserhaushaltsregelungen

Zur Berechnung der Strömungsverhältnisse in Fließgewässern wird für vielfältige Fragestellungen ein eindimensionales, instationäres hydrodynamisch-numerisches (HN-) Verfahren verwendet, das eine vielfach erprobte Eigenentwicklung ist und die Modellierung auch von verzweigten und vermaschten Flusssystemen sowie Poldern, Wehren, Kraftwerken etc. ermöglicht.

Über viele Jahre wurden von den Autoren bei der Bearbeitung zahlreicher Stauanlagen unterschiedliche Arten von lokalen Wasserhaushaltsregelungen mit den erforderlichen Strukturen und Komponenten entwickelt, die in Matlab/Simulink in Form einer Toolbox gepflegt werden. Neben Standardfunktionen wie Totzeitgliedern und PT1-Gliedern etc. sind darin auch komplexe Industrieregler sowie zahlreiche Eigenentwicklungen enthalten, zudem können bei Bedarf individuelle Regelungsmodule für einzelne Stauhaltungen erstellt werden. Das 1-D-HN-Modell der zu untersuchenden Einzelstauhaltung oder Stauhaltungskette wird in Matlab/Simulink eingebunden und mit den erforderlichen Regelungsbausteinen gekoppelt, so dass Wechselwirkungen zwischen



Abb. 1 Stauhaltungskette mit übergeordneter Steuerung

den hydraulischen Zuständen (Wasserstände, Zu- und Abfluss) und dem Agieren der Wasserhaushaltsregelung analysiert werden können.

Bei Aufgabenstellungen, die über die Möglichkeiten von lokalen Wasserhaushaltsregelungen hinausgehen, können individuell angepasste, übergeordnete Steuerungskonzepte konzipiert und simulationstechnisch erprobt werden. Diese basieren i.d.R. auf einem zweistufigen Konzept, bei dem die lokale Regelung durchgängig aktiv und stets als Rückfallebene verfügbar ist. Durch ein übergeordnetes Modul werden die Vorgaben der lokalen Regelung (Sollabfluss bzw. Sollleistung) mittels Änderungen des Sollabflusses  $\Delta Q$  und Sollwasserstands  $\Delta h$  bzw. durch Vorgabe einer Leistungsänderung  $\Delta P$  beeinflusst. Zur Umsetzung dieser Änderungen sind in den betreffenden Stauhaltungen Bewirtschaftungsräume erforderlich, innerhalb derer der Wasserstand variieren darf. Abb. 1 zeigt schematisch eine Stauhaltungskette mit übergeordneter Steuerung und lokalen Regelungen sowie deren Kommunikationswegen.

## 3 Lokale Wasserhaushaltsregelungen

## 3.1 Anforderungen und Lösungen

Als lokale Wasserhaushaltsregelung bezeichnet man ein Regelungsmodul, das unter Berücksichtigung der Wasserstände im Stauraum und des Zuflusses (Oberliegeraufschaltung) den erforderlichen Abfluss an der Stauanlage errechnet, um den Wasserstand nahe am Sollwert zu halten. Mancherorts kommt auch eine Ober-Oberliegeraufschaltung zum Einsatz, Zufluss-informationen von weiter oberstrom werden für lokale Regelungen jedoch nicht verwendet.

Entsprechend der Anforderungen und Konzessionsbedingungen für den jeweiligen Stauraum werden eine geeignete Regelungsstruktur gewählt und Regelungsparameter für diese ermittelt. Häufig bietet es sich an, eine Regelungsstruktur zu wählen, welche die reine Pegelregelung (Stauzielregelung) um eine Oberliegeraufschaltung erweitert, wobei zwischen einer Aufschaltung der Störgröße auf die Stellgröße (OW/Q-Regelung) oder auf die Führungsgröße (Antizipationsregelung) sowie einer Kombination der beiden (A/Q-Regelung) unterschieden werden kann. Auch sonstige Regelungsstrukturen z.B. unter Verwendung von Wendepegeln sind möglich.

Die Regelungsstrukturen werden vor Ort an den Stauanlagen i.d.R. mittels einer SPS umgesetzt, für die vor Aufnahme des realen Betriebs eine Überprüfung der Funktionsweise durch eine Abnahmesimulation empfehlenswert ist. Bei dieser wird die SPS über einen Server an das HN-Modell in Matlab/Simulink gekoppelt, was einen Test der Reaktion der SPS und deren Auswirkungen auf das Abflussgeschehen im Stauraum ermöglicht. Da die Überprüfung im Modell und somit vor einer Installation der SPS auf der Anlage erfolgt, ist selbst bei extremen Testszenarien oder Fehlfunktionen eine Gefährdung von Mensch, Natur und Anlage ausgeschlossen.

Die Autoren haben für zahlreiche Stauanlagen u.a. an Donau, Isar, Lech, Iller, Main und Ruhr Wasserhaushaltsregelungen in Struktur und Parametern entwickelt und somit umfangreiche Erfahrungen und Rückmeldungen aus dem praktischen Betrieb. Je nach Stauraum können die hydraulischen Charakteristika und typischen Abflussgeschehnisse stark variieren, auch die äußeren Randbedingungen und sonstigen Anforderungen müssen bei der Erstellung von Wasserhaushaltsregelungen stets berücksichtigt werden. An schiffbaren Flüssen erzeugen Schleusungen kurzzeitige Wasserstandsschwankungen an den für die Wasserhaushalts-regelung maßgeblichen Pegeln, welche durch entsprechende Bausteine gedämpft und durch geeignete Wahl der Parameter berücksichtigt werden müssen, um dennoch einen ruhigen Abflussverlauf zu erreichen.

Ökologisch sensible Bereiche im Unterwasser von Stauanlagen erfordern einen möglichst gleichmäßigen Abflussverlauf, um Wasserstandsschwankungen in den Flachwasserzonen gering zu halten. Grundsätzlich ist eine Weitergabe von Abflussänderungen, ohne diese zu verstärken, eine häufige Anforderung an die Regelung, was durch den zeitlichen Horizont (Laufzeit der Stauhaltung), der sich aus den Zuflussinformationen ergibt, mit einer lokalen Regelung umsetzbar ist. Für eine gezielte Vergleichmäßigung von Abflüssen ist eine übergeordnete Steuerung mit Berücksichtigung weiterer Informationen erforderlich.

Auch die baulichen Eigenheiten der Stauanlagen stellen Anforderungen an die Wasserhaushaltsregelung, sei es hinsichtlich der zulässigen Wasserstandsabweichungen oder bezüglich der Abflusskapazitäten einzelner Abflussorgane, welche sogar dazu führen kann, dass einzelne Abflussbereiche nicht ansteuerbar sind. Zusätzlich reduzieren häufige Umlagerungen zwischen einzelnen Abflussorganen (Turbinen, Wehre) durch die meist ungenaue Abflussermittlung die Qualität des Regelungsergebnisses.

Auch Sonderfälle wie z.B. Turbinenschnellschlüsse können durch Simulationen analysiert und geeignete Reaktionen der Wasserhaushaltsregelung ermittelt werden.

#### 3.2 Beispiel: Abruf von Regelleistung

Im Folgenden wird als ein Sonderfall im Betrieb von lokalen Wasserhaushaltsregelungen die Erzeugung von elektrischer Regelleistung zur Gewährleistung der Netzstabilität vorgestellt. Für einen stabilen und zuverlässigen Betrieb des Stromnetzes ist ein ständiges Gleichgewicht zwischen Stromerzeugung und -verbrauch wichtig. Abweichungen müssen durch den Einsatz von Regelleistung ausgeglichen werden, um einerseits die Frequenz nahe der Sollfrequenz von 50 Hz zu halten und andererseits mögliche regionale Abweichungen der Leistungsbilanz von ihrem Sollwert zu beseitigen. Negative Regelleistung, d.h. eine Verringerung der Stromerzeugung, kann bei Laufwasserkraftwerken durch Reduzierung des Turbinen- und Erhöhung des Wehrabflusses erzielt werden. Alternativ kann das nicht zur Stromerzeugung verwendete Wasser durch Erhöhung des Wasserstandes für eine spätere Verarbeitung in der Stauhaltung eingelagert werden, sofern dafür Kapazität vorhanden ist. Positive Regelleistung, d.h. eine Erhöhung der Stromerzeugung, kann durch temporäre Erhöhung des Abflusses erbracht werden, führt jedoch zu einem Absinken des Wasserstandes in der betreffenden Stauhaltung und ist daher zeitlich limitiert. Positive Regelleistung führt immer zu einer (temporären) Beeinflussung des Wasserstenkes serhaushalts beim Unterlieger.

Am Lechkanal unterstrom von Augsburg sowie am unteren Lech betreibt die LEW Wasserkraft GmbH eine Kette von insgesamt 7 Stauanlagen, für die von den Autoren lokale Wasserhaushaltsregelungen erstellt und parametriert wurden. An einigen dieser Anlagen wurden zusätzliche Module durch die KIMA Automatisierung GmbH implementiert, die eine Bereitstellung von elektrischer Regelleistung ermöglichen. Am 8. Januar 2021 kam es zu einem massiven Abfall der Frequenz in Teilen des europäischen Stromnetzes, weswegen an den regelungstechnisch voneinander unabhängigen, hintereinanderliegenden Stauanlagen Oberpeiching und Rain am unteren Lech positive Regelleistung abgerufen, d.h. die Stromerzeugung erhöht, wurde.

Für diesen Tag zeigt Abb. 2 über einen Zeitraum von 6 Stunden in der mittleren und unteren Grafik Messwerte des Abfluss- und Wasserstandsverlaufs an den Stauanlagen Rain und Feldheim sowie in der oberen Grafik Messwerte der erzeugten Regelleistung an den Stauanlagen Oberpeiching und Rain.

Der zeitgleich um 14:05 Uhr beginnende Abruf von Regelleistung dauert bei Oberpeiching (schwarz) knapp 5 Minuten, bei Rain (rot) etwa 7 Minuten, wobei an beiden Anlagen jeweils ca. 1 MW Regelleistung erzeugt wird. Im Verhältnis zu der vor und nach dem Regelleistungsabruf aufgrund des geringen Wasserdargebots erzeugten Gesamtleistung von nur 3,3 MW (Oberpeiching) bzw. 3,6 MW (Rain) liegt damit eine erhebliche prozentuale Leistungssteigerung vor. Zur Erzeugung dieser Regelleistung wird der Abfluss Oberpeiching von Q = 46 m<sup>3</sup>/s auf ca. Q = 61 m<sup>3</sup>/s, der Abfluss Rain von Q = 48 m<sup>3</sup>/s auf ca. Q = 66 m<sup>3</sup>/s angehoben. Der Leistungsabruf mit diesen massiven Abflusserhöhungen hat entsprechende Auswirkungen auf den Wasserhaushalt, weswegen diese Betriebsart als Sonderfall in die Regelungen integriert wurde, um nach Ende des Abrufs rasch wieder relativ ruhige Abflussverhältnisse zu erzielen.



Messwerte - 8. Januar 2021

Abb. 2 Regelleistung Oberpeiching und Rain sowie Abfluss- und Wasserstandsverlauf Rain und Feldheim (Messwerte)

Der Oberwasserstand Rain (mittlere Grafik, blau) reagiert auf die Abflusserhöhung direkt mit einem Sunk von ca. 3 cm, wenige Minuten später erreicht die Schwallwelle durch die Abflusserhöhung beim Oberlieger die Stauanlage Rain und hebt den Oberwasserstand um ca. 4 cm an. Sunk- und Schwallwelle laufen mehrfach durch die Stauhaltung und werden dabei jeweils an den Stauanlagen reflektiert, wobei eine allmähliche Dämpfung erfolgt, so dass der Oberwasserstand nach ca. 3 Stunden wieder ruhig ist und dem Stauziel entspricht. Die Regelung reagiert während des Manövers kaum auf die Wasserstandsänderung, so dass der Abfluss nach Ende des Abrufs trotz des zuvor erfolgten massiven Eingriffs in den Wasserhaushalt einen gleichmäßigen Verlauf zeigt. In der unteren Grafik wird der Abbau der Abflussänderung in der Folgestauhaltung Feldheim betrachtet. Die bei Rain aufgrund des Abrufs von Regelleistung aufgetretene Abflussspitze von  $\Delta Q = 16 - 18 \text{ m}^3$ /s erzeugt Wasserstandsänderungen um bis zu 3 cm und wird durch die lokale Wasserhaushaltsregelung Feldheim auf  $\Delta Q = 7 \text{ m}^3$ /s reduziert.

## 4 Übergeordnete Steuerungen für komplexe Anforderungen

### 4.1 Abflussvergleichmäßigung

Gut eingestellte lokale Regelungen an Stauanlagen ermöglichen eine weitgehend unveränderte Weitergabe des Zuflusses nach unterstrom. Möglichkeiten zur aktiven Dämpfung von Zuflussschwankungen durch die lokalen Regelungen bestehen aufgrund der verhältnismäßig kurzen Laufzeiten zwischen Zufluss und Stauanlage i.d.R. nicht, weshalb Schwankungen im Zufluss einer Kette häufig durch die gesamte Kette weitergegeben werden. Ein gleichmäßiger Abflussverlauf ist jedoch in vielerlei Hinsicht erstrebenswert, da hierdurch u. a. die Stellorgane geschont werden, die Stromerzeugung gleichmäßiger erfolgen kann und Wasserstandsschwankungen im Unterwasser reduziert werden. An manchen Anlagen wird durch manuelle Vorgabe eines über längere Zeit konstanten Abflusses auf Kosten erhöhter Wasserstandsabweichungen vom Stauziel ein gleichmäßigerer Abflussverlauf erreicht. Dies erfordert jedoch viel Erfahrung sowie eine erhöhte Aufmerksamkeit des Bedienpersonals, führt nicht immer zum gewünschten Erfolg und widerspricht der durch eine Automatisierung angestrebten Entlastung des Personals. Stattdessen kann diese Aufgabe effektiv durch eine übergeordnete Steuerung übernommen werden, wie im Folgenden gezeigt wird.

Am bayerischen resp. bayerisch-österreichischen Inn betreibt die Verbund Hydro Power AG eine Kette von 17 Kraftwerken, deren Zufluss in die oberste Stauhaltung, Oberaudorf/Ebbs, häufig sehr unruhig ist. Mittels gezielter Bewirtschaftung resp. durch Ein- und Auslagerungen von Volumen in die Stauhaltungen Oberaudorf/Ebbs und Nußdorf kann eine erhebliche Vergleichmäßigung des Inn-Abflusses erzielt werden, wie im hier vorgestellten, im Auftrag von Verbund durchgeführten Projekt gezeigt wird. Das Untersuchungsgebiet gliedert sich in die Vorhersagestrecke von den Pegeln Innsbruck/Inn und Mayrhofen/Ziller, 75 Fluss-km resp. 63 Fluss-km oberhalb der Stauanlage Langkampfen (Zufluss in die Stauhaltung Oberaudorf/Ebbs) sowie die beiden bewirtschafteten Stauhaltungen.

Für die komplexe Aufgabe der automatisierten Vergleichmäßigung des Abflussverlaufs wurde ein Lösungsansatz aus zwei Elementen entwickelt. Die Wellenlängen der auftretenden Schwankungen und die Verfügbarkeit geeigneter oberstromiger Pegel bestimmen die Möglichkeiten der Vergleichmäßigung, weshalb zunächst eine genaue Analyse der auftretenden Abflüsse und der Eignung der für eine Vorhersage zur Verfügung stehenden Abfluss-Pegel erforderlich ist. Die Abflussvorhersage wird für einen definierten Zeitraum erstellt und diese Ganglinie mittels eines spezifischen Algorithmus vergleichmäßigt. Anschließend wird der so ermittelte vergleichmäßigte Abfluss, soweit möglich, an den beteiligten Anlagen umgesetzt. Die Umsetzbarkeit wird vom verfügbaren Bewirtschaftungsbereich und der aktuellen Lage des Wasserstandes innerhalb des Bewirtschaftungsbereiches bestimmt.

Der Zufluss in die Stauhaltung Oberaudorf/Ebbs wird für die nächsten 5 Stunden auf Grundlage der o.g. Pegel sowie einer speziellen Offset-Korrektur vorhergesagt. Letztere ermöglicht eine gute Vorhersage trotz vernachlässigter seitlicher Zuflüsse und Ungenauigkeiten in der Abflusser-

mittlung. Ein am Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft der Universität Kassel entwickelter, spezifischer Algorithmus berechnet aus dieser Vorhersage alle 15 min einen vergleichmäßigten Abfluss, wie in Abb. 3 für einen beispielhaft gewählten Zeitpunkt dargestellt ist.



Abb. 3 Aufgezeichneter Abfluss, Vorhersage und vergleichmäßigte Vorhersage

Die Grafik zeigt in Blau die Ganglinie des an der Stauanlage Langkampfen bis 17:15 Uhr aufgezeichneten Abflusses sowie die zu diesem Zeitpunkt vorliegenden Vorhersagewerte für die kommenden fünf Stunden. Aus diesen Vorhersagewerten wird der vergleichmäßigte Vorhersageabfluss für 17:30 Uhr ermittelt (großer roter Punkt). Die vor 17:15 Uhr ermittelten Vorhersagewerte für den vergleichmäßigten Abfluss (klein rot gepunktet) zeigen im Vergleich mit dem aufgezeichneten Abfluss eine Reduzierung der Abflussschwankungen von bis zu  $\Delta Q = 60 \text{ m}^3$ /s. Mit "+" bzw. "-" gekennzeichnete Volumendifferenzen sind bei der Umsetzung einzulagern bzw. abzugeben, was einen Bewirtschaftungsbereich erfordert, in dem sich der Wasserstand bewegen darf.

Die Umsetzung über das zweistufige Konzept (vgl. Abb. 1) sieht vor, dass die lokale Regelung durchgängig aktiv ist. Die für die Volumenein- bzw. -auslagerung vorzunehmende Abflussänderung  $\Delta Q$  und Stauzieländerung  $\Delta h$  werden von der übergeordneten Steuerung ermittelt und auf Umsetzbarkeit hin geprüft, d.h. je nach aktueller Lage des Oberwasserstandes innerhalb des Bewirtschaftungsbereichs ggf. reduziert und anschließend an die Stauanlage übermittelt. Nicht umsetzbare Stauziel- und damit Abflussänderungen werden an die Unterliegerstauanlage weitergegeben, um dort realisiert zu werden.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass für den oberen Inn unter Ausnutzung einer Bewirtschaftungslamelle von  $\Delta z = \pm 30$  cm in den Stauhaltungen Oberaudorf/Ebbs und Nußdorf in der Regel eine vollständige Umsetzung der vergleichmäßigten Abflussganglinie möglich ist, wie in Abb. 4 dargestellt. Der zur Vergleichmäßigung genutzte Bereich wurde hierbei bereits um einige Zentimeter Sicherheitsabstand zu den Bewirtschaftungsgrenzen reduziert, um Überschreitungen zu vermeiden.



Abb. 4 Umsetzung der Abflussvergleichmäßigung

Die Grafik zeigt Abflussganglinien mit Bezug auf die linke Achse und Wasserstandsganglinien für den Wendepegel resp. Oberwasserstand mit Bezug auf die rechte Achse. In den ersten 32 Stunden des dargestellten Zeitraums wird die Vergleichmäßigung vollständig innerhalb der Stauhaltung Oberaudorf/Ebbs (rote Linien) umgesetzt; nur dort variiert der Wasserstand deutlich. Die Stauanlage Nußdorf (blaue Linien) gibt den Abfluss Oberaudorf/Ebbs nahezu unverändert weiter, der Wasserstand dort ist annähernd konstant. Im weiteren Verlauf nähert sich der Wasserstand Oberaudorf/Ebbs temporär soweit der Grenze der Bewirtschaftungslamelle (Stunde 33-37 sowie Stunde 43-47), dass dort keine weitere Vergleichmäßigung stattfinden kann. Der Abfluss Oberaudorf/Ebbs entspricht in diesen Zeiträumen demjenigen, der von der jeweiligen lokalen Regelung vorgegeben wird und erfüllt damit die Qualitätskriterien der bisherigen lokalen Regelung ohne Abflussvergleichmäßigung (unveränderte Weitergabe des Zuflusses). Die Stauhaltung Nussdorf übernimmt in diesen Situationen die Vergleichmäßigung und führt den Abfluss annähernd entsprechend der vergleichmäßigten Vorhersage (grüne Punkte) ab, was in der Stauhaltung Nussdorf zu Wasserstandsänderungen führt. Insgesamt ist durch den gleichmäßigeren Abfluss auch der Verlauf des Unterwasserstandes an den Stauanlagen - hier nicht dargestellt deutlich ruhiger, was ökologisch von Vorteil ist.

Das Projekt hat eindrucksvoll gezeigt, dass eine Vergleichmäßigung von unruhigem Abflussverhalten durch gezielte Ein- und Auslagerungen in die Stauräume sehr gute Ergebnisse liefern kann. Die Methodik ist auf andere Flusssysteme übertragbar, sofern eine Abflussvorhersage möglich ist und Bewirtschaftungsvolumina verfügbar sind.

#### 4.2 Trainingssimulator

#### Ausgangssituation

Die fortschreitende Automatisierung von Stauanlagen entlastet das Bedienpersonal im Alltag erheblich und händische Eingriffe in die Steuerung der Anlagen sind immer seltener notwendig. Die Aufgabe des Bedienpersonals verschiebt sich dadurch von der direkten Einflussnahme hin zum Beobachten der Abfluss- und Wasserstandsentwicklung. Besondere Situationen, beispielsweise technische Störungen oder Revisionen, erfordern zum Teil jedoch nach wie vor ein händisches Steuern der Anlagen, wozu Erfahrung und Routine des Bedieners unabdingbar sind. Insbesondere außergewöhnliche Ereignisse, wie z.B. Hochwasser, können an der realen Anlage aber nicht im Vorfeld geübt werden, woraus die Idee entstand, ein Simulationsmodell für die Anlagenbetreiber zu erstellen, mit dem gefahrlos geübt, analysiert, neues Personal geschult und das Systemverhalten veranschaulicht werden kann.

#### Schulungs- und Trainingssimulator für die Obere Donau

Die LEW Wasserkraft GmbH ist mit der Betriebsführung der 6 Kraftwerke der Obere Donau Kraftwerke AG (ODK) auf dem 36 km langen Abschnitt der bayerischen Donau zwischen den Kraftwerken Oberelchingen und Faimingen beauftragt. Diese Anlagen sind mit automatisierten Regelungen ausgestattet und werden von der Zentralwarte der LEW Wasserkraft GmbH aus überwacht und gesteuert.

In Zusammenarbeit des Fachgebiets Wasserbau und Wasserwirtschaft der Universität Kassel und der Firma Kima Automatisierung GmbH wurde für diese Kraftwerkskette ein Schulungs- und Trainingssimulator entwickelt und auf einer robusten, industriellen Plattform umgesetzt. Er gibt dem Bediener die Möglichkeit, Abflussganglinien auszuwählen und wiederholt – bei Bedarf auch im Zeitraffer – ablaufen zu lassen um dabei das hydraulische Verhalten der Staustufenkette sowie die Reaktionen der Regelungen oder, im Handbetrieb, die Auswirkungen der eigenen Fahrweise zu überprüfen und zu vergleichen. Hierdurch wird es dem Wartenpersonal ermöglicht, ein fundiertes Prozessverständnis zu erlangen, wie es sonst nur durch jahrelange Erfahrung erreicht werden kann.

Der Trainingssimulator besteht aus einem hydrodynamisch-numerischen Modell der Stauhaltungskette, den Original-Regelungsstrukturen auf Soft-SPS sowie unterschiedlichen Bedienoberflächen und benötigt nur einen einzelnen Rechner oder Laptop. Die Bedien- und Konfigurationsmöglichkeiten entsprechen weitestgehend denen der Warte, um den Nutzern ein "look-andfeel" wie an der realen Anlage zu bieten. Die Umsetzung wurde u.a. im Rahmen des Projekts WANDEL aus der GROW-Initiative vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) gefördert. Methodik und System sind auf andere Flusssysteme übertragbar.

#### Hochwasser- und Trainingssimulator für die Donau von Donauwörth bis Passau

Im Auftrag der Uniper Kraftwerke GmbH wird derzeit ein umfangreicher Hochwasser- und Trainingssimulator erstellt, der in einer ersten Phase den 285 km langen Flussabschnitt der Donau oberstrom von Passau sowie einen 21 km langen Abschnitt der Isar bis zur Mündung in die Donau abbildet. Die Strecken umfassen insgesamt 11 Stauhaltungen mit Kraftwerken und Schleusenanlagen sowie den frei fließenden Abschnitt zwischen Straubing und Vilshofen.

Der Hochwasser- und Trainingssimulator ist modular aufgebaut, wodurch die existierenden Wasserhaushaltsregelungen der einzelnen Stauanlagen direkt im Programmsystem abgebildet oder als Hard- bzw. Software-SPS angebunden werden können. Zur Visualisierung steht dem Auftraggeber eine vom Leitsystem unabhängige, zweite Warte zur Verfügung, an die das Programmsystem angebunden wird. Die Auswahl von Szenarien, der jeweils aktiven Regelung sowie der allgemeinen Simulationseinstellungen erfolgt über einen separaten Trainerarbeitsplatz. Reales Leitsystem und Simulation bleiben zur Gewährleistung der IT-Sicherheit streng getrennt. Fragestellungen bezüglich des Wasserhaushalts, auch bei Extremereignissen und manuellen Eingriffen, können mit großer Ähnlichkeit zur realen Stauhaltungskette simuliert werden und erhöhen so das Prozessverständnis.

## 5 Fazit

Eine Unterstützung des Bedienpersonals an Wasserkraftanlagen durch automatisierte, lokale Wasserhaushaltsregelungen ist heutzutage weit verbreitet. Die Erstellung von Wasserhaushaltsregelungen in Struktur und Parametern ist eine komplexe Aufgabe, zu deren Bewältigung die simulationsgestützte Analyse mit Kopplung von hydrodynamisch-numerischen und regelungstechnischen Modulen verbunden mit entsprechender Erfahrung effektiv beiträgt.

Übergeordnete Steuerungskonzepte sind noch eher selten, können jedoch das Erreichen anspruchsvoller Betriebs- bzw. Bewirtschaftungsziele ermöglichen, wie z.B. die vorgestellte Reduzierung von Abflussschwankungen am oberen Inn. Eine Weiterentwicklung des bei der Erstellung von Wasserhaushaltsregelungen genutzten Simulationssystems zu einem bedienerfreundlichen Simulations- und Trainingssystem für das Bedienpersonal der Warte ermöglicht diesem eine Erweiterung und Vertiefung des Prozessverständnisses für das Gesamtsystem.

## Literatur

- Dettmann, S.; Theobald, U.; Theobald, S.: Einsatzmöglichkeiten einer übergeordneten Steuerung beim automatisierten Betrieb von Staustufenketten. In: WasserWirtschaft 112 (2022), Heft 4, S. 42-49.
- DWA (Hrsg.): Automatisierter Betrieb von Staustufen. In: DWA-Themen, 2006.
- Theobald, S.: Numerische Simulation von Staustufenketten mit automatisiertem Betrieb. In: Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe, 1999, Nr. 201.
- Theobald, S.: Simulationswerkzeuge zum automatisierten Betrieb von Staustufen. In: Wasser-Wirtschaft 108 (2008), Heft 6, S. 10-13.
- Theobald, U.; Dettmann, S. und Theobald, S.: Automatisierter Staustufenbetrieb auf Basis lokaler Wasserhaushaltsregelungen. In: WasserWirtschaft 112 (2022), Heft 4, S. 33-41.
- Theobald, U.; Theobald, S.: Central Water Resources Management in a cascade of hydropower plants. In: IEEE International Conference on Networking, Sensing and Control, Delft, Niederlande, 2011.

# Anschrift der Verfasser

Dipl.-Ing. Swantje Dettmann Dipl.-Ing. Ute Theobald Dettmann & Theobald Bauingenieure Partnerschaft Am Hilgenberg 23 B, D - 34128 Kassel s.dettmann@dettmann-theobald.de u.theobald@dettmann-theobald.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stephan Theobald Fachgebiet für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Universität Kassel Kurt-Wolters-Straße 3, D - 34125 Kassel s.theobald@uni-kassel.de

# Projekt HYDRAULOGIE - übergreifende Weiterentwicklung der Methoden aus Hydrologie und Hydraulik für den nachhaltigen Einsatz in der Wasserwirtschaftsverwaltung

Frank Michel, Simon P. Seibert, Oliver Chmiel, Michael Weber, Alexander Neumann und Andreas Rimböck

# Zusammenfassung

Im Projekt HYDRAULOGIE werden die Fachbereiche **Hydrau**lik und Hydro**logie** des Bayerischen Landesamts für Umwelt eng verknüpft. Vorgesehen sind gemeinsame Pilotprojekte mit den Wasserwirtschaftsämtern zunächst im Bereich kleiner Einzugsgebiete und vor dem Hintergrund wiederkehrender Starkregenserien.

Dazu wird u. a. auf vorausgegangene Forschungsergebnisse wie dem TUM-Projekt HiOS sowie dem VieWBay-Vorhaben, Erfahrungen anderer Bundesländer und Erkenntnissen aus der Ingenieurpraxis mit dem Sonderförderprogramm "Integrale Konzepte zum kommunalen Sturzflut-Risikomanagement" aufgebaut. Im Fokus steht die Frage, wie die Ergebnisse und Erkenntnisse der bislang untersuchten hydrologisch-hydrodynamisch-gekoppelten Modellierungen operationell für die Wasserwirtschaftsverwaltung nutzbar gemacht werden können. Für die Überführung in die Anwendungspraxis sollen Modellierungskonzepte und Anwendungsleitlinien (weiter-)entwickelt und etabliert werden.

Motivation und Ziele des Vorhabens:

- Fachliche Vorgaben f
  ür hydrologische und hydrodynamische Modelle m
  üssen dem Stand der Technik entsprechen. Ein Ziel ist daher die Evaluierung, Weiterentwicklung und Abstimmung bestehender und neuer Methoden. Dadurch sollen Planungsgrundlagen im Bereich der Gew
  ässer 3. Ordnung und kleiner Einzugsgebiete, Grundlagen f
  ür die Erstellung gerichtsfester Gutachten, sowie Standards f
  ür die Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie weiterentwickelt oder aktualisiert werden.
- In den letzten Jahren sind viele neue Datengrundlagen entstanden, die es nun in einer gemeinsamen, fachübergreifenden Art und Weise effektiv zu berücksichtigen und zu integrieren gilt (Chancen und Erfordernisse der Digitalisierung). Dadurch kann auch den steigenden Anforderungen bzgl. der Komplexität der verwendeten Verfahren z. B. durch Berücksichtigung zusätzlicher Prozesse oder einer Erhöhung der Auflösung Rechnung getragen werden.
- Durch den Klimawandel verschwimmen die Grenzen zwischen pluvialem und fluvialem Hochwasser. Methoden und Verfahren sollten konsistent und gleichermaßen für den Einsatz im Wasserbau, die Bemessungspraxis und die Hochwasservorhersage geeignet sein. Das Vorhaben versucht diesbezüglich, einheitliche Standards zu schaffen.

In dem Beitrag werden die Ausgangshypothesen, Hauptarbeitsbereiche und anvisierten Meilensteine zur Diskussion gestellt. Auch auf Kooperationen und Möglichkeiten für eine stärkere Verankerung wissenschaftlicher Erkenntnisse in der wasserwirtschaftlichen Praxis soll eingegangen werden.

# 1 Einführung

Hochwasserereignisse wurden in der Vergangenheit fast ausschließlich als Flusshochwasser aufgefasst, bei dem sich eine Hochwasserwelle in Form einer zeitlich ansteigenden Abflussganglinie im Fließgewässer fortpflanzt. Je nach Geometrie von Fließgewässer und Aue, der seitlichen Zuflüsse und der Steuerung von Bauwerken und Speicheranlagen kann die Hochwasserwelle entlang des Fließgewässers ausufern und Überflutungen verursachen.

Zur Abbildung und Modellierung des Niederschlag-Abfluss-Prozesses (vgl. Abb. 1) existieren in Bayern am Landesamt für Umwelt (LfU) wie auch an den Wasserwirtschaftsämtern (WWA) die üblicherweise getrennten Fachbereiche »Hydrologie« und »Hydrodynamik« (vereinfacht Hydraulik). Am LfU ist in ersterem beispielsweise die ingenieurhydrologische Bemessungspraxis, aber auch der Hochwassernachrichtendienst angesiedelt. Dort werden u. a. auf Basis von Niederschlag-, Boden- und Landnutzungsdaten hydrologische Planungsgrundlagen oder bei konkreten Ereignissen, Echtzeitabfluss- und Wasserstandprognosen für Vorhersagepegel mithilfe von Niederschlag-Abfluss-Modellen generiert. Hierbei stehen die Abflussbildungs- und Abflusskonzentrationsprozesse innerhalb der Einzugsgebiete im Vordergrund, da die Fließprozesse in den Gerinnen vereinfacht abgebildet werden. Lediglich an einigen wenigen, bedeutsamen Gewässerabschnitten kommen (1D-) hydrodynamische Verfahren zum Einsatz.

Hochwasserganglinien für Planung, Prüfung oder Bau von Hochwasserschutzmaßnahmen werden nach ihrer ingenieurhydrologischen Erstellung z. B. zur (in-)stationären Ermittlung von Überschwemmungsgebieten an den Fachbereich Hydraulik übergeben. Dieser ist für die möglichst genaue Berechnung der Wellenfortpflanzung im Fließgewässer zuständig. Zur Modellierung des Wellenablaufs werden dort üblicherweise hochaufgelöste 2D-Modelle verwendet, deren Modellierungen auf den 2D-Flachwassergleichungen basieren. In diesen Modellen werden das Gewässerbett, das Vorland sowie Bauwerke und Gebäude sehr detailreich modelliert, sodass genaue Aussagen über Überflutungsflächen und -tiefen sowie über die Fließgeschwindigkeiten möglich sind. Der Fachbereich Hydrologie liefert demnach Eingangsdaten für den Fachbereich Hydraulik und beide Bereiche agieren bisher weitgehend unabhängig voneinander.



Abb. 1 Schema zur Verdeutlichung der räumlich und zeitlich gleichzeitig ablaufenden Prozesse

Diese Gliederung der Aufgabenbereiche hat sich für Fragestellungen im Zusammenhang mit fluvialen Ereignissen (Flusshochwasser) gut eingespielt und etabliert, wie u. a. aus der flächendeckenden Erstellung der Hochwassergefahrenkarten im Rahmen des Hochwasserrisikomanagements hervorgeht. Jedoch zeigte sich bereits in der Vergangenheit immer wieder Optimierungspotential, da beispielsweise die 2D-hydrodynamischen Modelle zur Ermittlung von Überschwemmungsgebieten den in den hydrologischen Modellen zum Einsatz kommenden Routingverfahren deutlich überlegen sind, die Möglichkeiten dieser Modelle bisher aber weder in der Bemessungspraxis noch im Vorhersagebetrieb genutzt werden können.

Weiterer Bedarf für eine stärker integrierte Betrachtung von hydrologischen und hydrodynamischen Verfahren hat sich zuletzt aus dem Starkregenrisikomanagement ergeben. Erzeugt Starkregen Oberflächenabfluss (auch als wild abfließendes Wasser oder pluviales Hochwasser bezeichnet), der abseits dauerhaft wasserführender Gerinne Schäden durch Überflutungen verursacht, kann dies mit hydrologischen Modellen i. d. R. nicht abgebildet werden. Hierzu ist eine Simulation des Oberflächenabflusses mit hydraulischen Verfahren erforderlich, welche wiederum keine Abflussbildungsprozesse simulieren können. Bei der Abbildung pluvialer Ereignisse treffen Hydrologie und Hydraulik daher unmittelbar aufeinander. Während die Bestimmung der Abflussbildung als Überschuss der Bodeninfiltration eine typisch hydrologische Fragestellung ist, ist die Berechnung des Strömungsgeschehens (Fließtiefe und Strömungsgeschwindigkeit) eine typisch hydrodynamische Aufgabenstellung.

Eine derartig überlappende Schnittstelle zwischen den Fachbereichen führt sinnvollerweise zur Anwendung der hydrologisch-hydrodynamisch gekoppelten Modellierung. Hierbei sind allerdings noch etliche Herausforderungen zu bewältigen, z. B. bzgl. der Definition und Platzierung von Bemessungsniederschlagszellen zur Ermittlung pluvialer Gefahren, der Darstellung pluvialer und fluvialer Überflutungsbereiche oder der Festlegung von Datenübergabe- oder Modellkopplungspunkten für Ereignisse mit pluvialer wie fluvialer Komponente (Abb. 2).



**Abb. 2** Schematische Darstellung unterschiedlicher Herausforderungen in hydrologisch-hydraulisch gekoppelten Simulation pluvialen und fluvialer Szenarien [1]

#### 2 Vorbereitung

Lokale Starkregenereignisse und das damit einhergehende erhöhte Schadenspotential führten in den letzten Jahren zu einer Häufung der Forschungsarbeiten in diesem Bereich. Hinzu kommen die insgesamt steigenden Rechenleistungen der Hardware, zunehmende Parallelisierungsmöglichkeiten von Software sowie die Nutzung des High-Performance-Computing (HPC) auf Superrechnern oder Clustern. Eine Übersicht der zu Projektbeginn gesichteten Literatur und Projekte ist in Tab. 1 dargestellt. Ausgewählt wurden hydrologisch-hydraulisch gekoppelte Vorhaben mit Schwerpunkten auf:

- 1) der modelltechnischen Beschreibung des Simulationsgebiets für die hydrologischen sowie die hydrodynamischen Berechnungen.
- 2) der Art und Weise der Kopplung und des Informationsaustausches.

**Tab. 1** Überblick ausgewählter Forschungsprojekte [4-20] zur hydrologisch-hydraulisch gekoppelten Modellierung. Zur Beschreibung des Simulationsgebiets wird zwischen den Kategorien 'Catchment Area' (CA, das gesamte Einzugsgebiet), 'Sub-Catchments' (SC, Teileinzugsgebieten) und 'Hydraulic Zones' (HZ, Teilbereiche, die hydraulisch gerechnet wurden) unterschieden. Bei der Kopplung wird zwischen einer externen (EK) ohne und einer internen Kopplung (IK) mit Rückkopplungsmöglichkeiten und für die Art des Informationsaustauschs zwischen punktuellen Übergaben von Ganglinie (HY) oder Wasserstand (WL) bzw. einer flächigen Übergabe von Effektivniederschlag (NE) differenziert.

Name	Jahr	Simulations- gebiet Hydrologie	Simulations- gebiet Hydraulik	Art der Kopplung	Informations- austausch via
Hyd <sup>3</sup> Flow	2009 - 2011	SC	HZ	EK	HY
Bonnifait et al.	2009	CA + SC	(HZ)	8	8
Kim et al.	2012	CA	CA	EK	HY
SYNOPSE (I/II)	2013 - 2019	CA + SC	8	8	8
ProNaHo	2015 - 2020	CA	HZ	EK	HY
Nguyen et al.	2015	CA + SC	CA	ĒK	(HY)
Clilverd et al.	2016	CA	HZ	IK	WL
Rainman	2017 - 2020	8	CA	EK	NE
HiOS	2017 - 2021	CA	(HZ)	EK + IK	(HY) + (NE)
Pontes et al.	2017	CA + SC	8	8	8
Schneider	2018	CA	HZ	EK	NE
ViewBay - TP1	2018 - 2022	CA	HZ	EK	ĤŶ
LF BaWü	2019	CA	HZ	EK	NE
Liu et al.	2019	CA + SC	(HZ)	(EK)	(HY)
Wang et al.	2020	CA	ĆĂ	ĒK	NE
Hofmann et al.	2020	ŚĆ	SC	<u></u>	NE
Yang et al.	2020	CA	CA	EK	NE + HY
KLIMPRAX	2016 - 2019	8	HZ	EK	NE?

In Tab. 1 ist zu erkennen, dass die Modelle, die beide Fachbereiche koppeln, meistens nicht auf einem gemeinsamen Rechengitter arbeiten, sondern in hydrologische und hydraulische Simulationsgebiete unterteilen. Dabei werden die hydrologischen Berechnungen oft für das gesamte Einzugsgebiet (CA) gerechnet oder es erfolgt eine Unterteilung in Teileinzugsgebiete (SC). Die hydraulischen Berechnungen werden dann in den meisten Fällen in eigens definierten hydraulischen Bereichen (Risikobereiche, o.Ä.) durchgeführt. Es werden jedoch auch Modelle beschrieben, die die hydraulische Modellierung auf Einzugsgebiets-Skala durchführen. Hydraulische Berechnungen für das gesamte Einzugsgebiet werden meist aufgrund des hohen Berechnungsaufwands nicht oder auf Basis vereinfachter 2D-Flachwassergleichungen durchgeführt, jedoch ist hier mit dem Fortschritt des HPC in Zukunft ein Wandel zu erwarten. Bei der Kopplung der hydrologischen und hydraulischen Modelle ist zwischen der externen und der internen Kopplung zu unterscheiden. Bei der externen Kopplung werden jeweils verschiedene Modelle für die hydrologischen und die hydraulischen Berechnungen verwendet. Die Ergebnisse der hydrologischen Modellierung werden daraufhin in Form eines Übergabeparameters (Ganglinie, Effektivniederschlag, Wasserstand) an bestimmten Positionen an das hydraulische Modell übergeben. Eine Rückkopplung des hydraulischen Modells auf die Ergebnisse des hydrologischen Modells ist dabei bisher in der Regel nicht möglich. Man spricht somit auch von einer »unidirektionalen Kopplung«. Eine echte »bidirektionale Kopplung«, bei der Wasser, das aus einem Gewässer in die Aue ausufert oder Oberflächenabfluss, der entlang des topographischen Fließweges in den Untergrund infiltriert, berücksichtigt wird, kann gegenwärtig nur in wenigen Forschungsmodellen, z. B. RoGeR [2], umgesetzt werden.

# 3 Überblick Arbeitsbereiche und Inhalte

Kernaufgaben des Projektes HYDRAULOGIE sind die Koordination, fachliche Erarbeitung, Begleitung und Umsetzung, sowie die Betreuung von Vergaben für die Erstellung bayernweiter Datensätze, Modellierungen und Werkzeuge. Insgesamt gliedert sich das Vorhaben in 3 Arbeitsbereiche (Abb. 3).



Abb. 3 Übersicht der Arbeitsbereiche und fachlichen Inhalte im Projekt HYDRAULOGIE

**Der Arbeitsbereich 1**, die gemeinsame Modell- und Methodenentwicklung, soll das gegenseitige Verständnis für die fachlichen Zusammenhänge verbessern und die Basis bilden, um integrale Ansätze zwischen Hydrologie und Hydraulik zu entwickeln. Die methodischen Entwicklungen, die sich u. a. durch eine höhere räumliche und zeitliche Auflösung und die Kopplung hydrologischer und hydraulischer Modelle ergeben, bieten Verbesserungspotential für viele Aufgabenbereiche, z. B. für die Bemessungspraxis in kleinen (Wildbach-)Einzugsgebieten, in der Hochwasservorhersage oder für das Hochwasserrisikomanagement. Dabei sollen Ergebnisse aus Vorgängerprojekten wie HiOS, PraWe oder VieWBay sowie Erfahrungen aus Nachbarländern oder dem Pilotförderprogramm für das kommunale Sturzflut-Risikomanagement berücksichtigt und für die Verwaltung nutzbar gemacht werden. Aufgrund ihres Querschnittscharakters und mit dem Ziel, möglichst viele Synergien zu erzielen, wurden alle methodischen Entwicklungen in diesem breit angelegten Grundlagenaufgabenbereich zusammengefasst, der verschiedene Arbeits- (APs) und Unterarbeitspakete (UAPs) beinhaltet.

Der **Arbeitsbereich 2** des Vorhabens widmet sich den Anforderungen der Digitalisierung. Dabei geht es um die Verbesserung der verfügbaren Datengrundlagen, die Umsetzung eines integrierten Datenmanagements zwischen Hydrologie und Hydraulik (inkl. der Archivierung von Berechnungsergebnissen) sowie um die Digitalisierung der Arbeitsprozesse. So lässt sich die Arbeit in der Wasserwirtschaft effektiver gestalten und eine einheitliche Qualität sichern. Ebenso Teil dieses Arbeitsbereiches ist die Darstellung der Daten für die Öffentlichkeit in Webinformationsangeboten, z.B. vom Hochwassernachrichtendienst.

Der **Arbeitsbereich 3** des Projektes dient der Vernetzung und dem Austausch mit anderen Bundesländern, Institutionen und Forschungsprojekten, um einen abgestimmten Stand der Technik sicherzustellen. Insbesondere beim Sturzflut-Risikomanagement gibt es derzeit viele Aktivitäten, um Methoden (weiter-) zu entwickeln und zu etablieren. Gleichzeitig sollen (die knappen) Ressourcen gebündelt werden, z.B. durch gemeinsame Softwareentwicklungen.

# 4 Durchführung des Vorhabens

Aufbauend auf eigenen Überlegungen, Erfordernissen der Praxis und Erkenntnissen aus den oben genannten Vorarbeiten werden zunächst Workflows für die unterschiedlichen Kopplungsmöglichkeiten bzw. hydrologischen Verfahren in der Anwendungspraxis der Wasserwirtschaftsverwaltung erarbeitet. Darin enthalten sind zum einen die jeweils benötigten Eingangsdaten zur Topographie inkl. Vermessung, Hydrologie sowie Land- und Bodennutzung. Zum anderen werden der Modellaufbau zwischen der hydrologischen und der hydraulischen Komponente bzw. die Infiltrationsvarianten und Ansätze zur Visualisierung (Abb. 4) beschrieben.



**Abb. 4** Visualisierungsbeispiel für eine Kopplung von 2D-Abflussmodellen mit Infiltrationsansätzen [3] Abb. 5 zeigt beispielhaft das Vorgehen und die Abhängigkeiten bei der Konzeptionierung der Varianten für die unidirektionale Kopplung. Ausgehend von der Bearbeitung mit Bordmitteln (Variante 1), also anhand bereits jetzt verfügbarer Modellsoftware und den vorhandenen Eingangsdaten, wird zunächst eine externe Kopplung von Hydrologie und Hydraulik umgesetzt. In einem zweiten Schritt erfolgt eine interne Kopplung durch Implementierung des konzeptionellen SCS-CN-Abflussbildungsverfahrens im hydrodynamischen Modell (Variante 2).



**Abb. 5** Beispiel für die Konzeptionierung von Arbeitsabläufen innerhalb des Projektes anhand des Themas *unidirektionale Kopplung* 

Neben den etablierten Verfahren werden hierbei verschiedene Kopplungsvarianten getestet und ggf. weiterentwickelt. Ziel ist es, eine erste, möglichst belastbare Standardmethode sowie Ein-

gangsdaten für den (pluvialen) Standardfall herauszuarbeiten. Hierzu wird auf geeignete Pilotgebiete, für die schon Untersuchungen - und möglichst ein abgelaufenes Hochwasserereignis vorliegen, zurückgegriffen. Nach Etablierung entsprechender Workflows und dem verwaltungsinternen Aufbau eines effektiven, gemeinsamen Datenmanagements soll in weiteren Varianten und mit externen hydrologischen Modellen Schritt für Schritt die Komplexität der Abflussbildungskomponente z. B. durch die Green&Ampt- oder Richardsgleichung erhöht werden. Dadurch kann das Potential stärker physikalisch basierter, hydrologischer Prozessabbildungen hinsichtlich einer Verbesserung der Simulationsgüte beurteilt werden. Falls diese signifikant ist, werden die hydrologischen Werkzeuge zum Ende der Projektlaufzeit fortgeschrieben, so dass die Vorteile nicht nur in der pluvialen Modellierung, sondern auch in der Bemessungspraxis und Hochwasservorhersage genutzt werden können. Parallel zu den pluvialen Betrachtungen in kleinen Einzugsgebieten sind in Pilotgebieten und durch Kooperationen mit externen Partnern auch großflächige hydrologisch-hydrodynamische Modellierungen für pluviale wie fluviale Hochwasser (in Echtzeit für Vorhersagezwecke) in Planung. Dazu sollen sowohl Berechnungen auf unstrukturierten Modellnetzen als auch rasterbasierte Modellierungen durchgeführt werden.

Im Zuge der Modellierung von Starkregenereignissen tritt ein weiteres Problem auf: Die Abbildung von Dünnschichtabfluss in hydrodynamischen Modellsystemen. Eine adäquate Modellierung dessen ist von großer Bedeutung, weil dieser ganz am Anfang der Abflusskonzentration, unmittelbar nach der Abflussbildung, steht und weil bei einem Starkregenereignis nahezu der gesamte, in den Vorfluter gelangende Abfluss, wild abfließendes Wasser ist, das seinen Ursprung im Dünnschichtabfluss hat oder selbst Dünnschichtabfluss ist. Eine fehlerhafte Modellierung des Dünnschichtabflusses in Volumen und Fließgeschwindigkeit kann sich somit über das Gebiet zu erheblichen Fehlern aufsummieren und sich auf den Zeitpunkt und die Höhe des Hochwasserscheitels im Gewässer auswirken. Daher werden in diesem Projekt die in bisherigen Forschungsvorhaben veröffentlichten Rauheitsbeiwerte auf ihre Praxistauglichkeit und ihre Anwendungsgrenzen hin untersucht.



Abb. 5 Beispiel für Dünnschichtabfluss im Randbereich einer bayerischen Gemeinde

## 5 Ausblick

Durch die verstärkte Zusammenarbeit zwischen Hydrologie und Hydraulik am Bayerischen Landesamt für Umwelt sowie der Kooperation mit anderen Bundesländern und Forschungseinrichtungen lassen sich viele und hohe Synergieeffekte erzielen und die bestehende, historisch gewachsene Trennung der Fachbereiche überwinden. Darüber hinaus werden aktuelle Ergebnisse aus zahlreichen Projekten und Forschungsvorhaben zur Aktualisierung bestehender Verfahren berücksichtigt sowie hinsichtlich ihrer Praxistauglichkeit geprüft und, sofern sinnvoll und möglich, in das Methodenrepertoire der Wasserwirtschaftsverwaltung übernommen. Alle im Rahmen des Vorhabens weiterentwickelten Daten und Verfahren sind dadurch aufeinander abgestimmt und bilden so gemeinsam einen neuen, aktualisierten Stand der Technik. Durch die fachliche Abstimmung und Verbesserung der Datenverfügbarkeit soll wasserwirtschaftliche Planung effizienter und durch einheitliche Standards qualitätsgesichert abgewickelt werden können. Speziell die Wasserwirtschaftsämter sollen durch Vorgaben zur Methodik, durch zentral bereitgestellte Datensätze, Produkte und Werkzeuge entlastet werden, insbesondere auch bei der fachlichen Betreuung von Kommunen und Ingenieurbüros.

## Literatur

- [1] Projekt HiOS (2022). T. Bericht, Fachbereich Hydrodynamik (2022), unveröffentlicht.
- [2] Steinbrich, A.; Leistert, H.; Weiler, M. (2021): RoGeR ein bodenhydrologisches Modell für die Beantwortung einer Vielzahl hydrologischer Fragen. In: Korrespondenz Wasserwirtschaft 14 (2), S. 94–101. DOI: 10.3243/kwe2021.02.004.
- [3] Projekt HORA 3, vrvis (abgerufen am 16.02.2023). Visualisierung von Starkregen und Flusshochwasser. https://www.vrvis.at/forschung/forschungsprojekte/hora-3
- [4] Massmann, S. et al. (2010). Hyd<sup>3</sup>Flow Integrierte hydrologische und hydro-numerische Modellsysteme für eine verbesserte Hochwasservorhersage. ISBN: 978-3-941897-49-6
- [5] Bonnifait, L. et al. (2009): Distributed hydrologic and hydraulic modelling with radar rainfall input. Reconstruction of 2002 catastrophic flood event in the Gard region, France. In: Advances in Water Resources 32 (7), S. 1077–1089. DOI: 10.1016/j.advwatres.2009.03.007.
- [6] Kim, J. et al (2012): Coupled modeling of hydrologic and hydrodynamic processes including overland and channel flow. In: Advances in Water Resources 37, S. 104–126. DOI: 10.1016/j.advwatres.2011.11.009.
- [7] Bardossy, A. et al (2020): SYNOPSE Deutschlandweite regionalisierte synthetische Niederschläge für die Stadtentwässerung. Proc. Aqua Urbanica 2020, 28.-29. September 2020, Innsbruck, Österreich
- [8] Teschemacher, S., Haas, S., Rieger, W. (2015). ProNaHo Prozessbasierte Modellierung Natürlicher sowie Dezentraler Hochwasserrückhaltemaßnahmen zur Analyse der ereignisund gebietsabhängigen Wirksamkeit. DOI:10.13140/RG.2.2.26986.21444.
- [9] Nguyen, P. et al. (2016): A high resolution coupled hydrologic-hydraulic model (HiResFlood-UCI) for flash flood modeling. In: Journal of Hydrology 541, S. 401–420. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2015.10.047.
- [10] Clilverd, H. et al. (2016): Coupled Hydrological/Hydraulic Modelling of River Restoration Impacts and Floodplain Hydrodynamics. In: River Res. Applic. 32 (9), S. 1927–1948. DOI: 10.1002/rra.3036.

- [11] Achleitner, S.; Huber, A.; Lumassegger, S.; Kohl, B.; Spira, Y.; Weingraber, F. (2020): RAINMAN Pilotstudie Oberösterreich. Modellierung von Starkregenoberflächenabfluss/Hangwasser. https://programme2014-20.interreg-central.eu/Content.Node/Home/ Projects/RAINMAN/Main-Project-outputs-/RAINMAN-LeitfadenEN-V1.0-20200623-(1).pdf
- [12] Pontes, P. et al. (2017): MGB-IPH model for hydrological and hydraulic simulation of large floodplain river systems coupled with open source GIS. In: Environmental Modelling & Software 94, S. 1–20. DOI: 10.1016/j.envsoft.2017.03.029.
- [13] Schneider, J. (2018): Modellierung eines Sturzflutereignisses durch Kombination unterschiedlicher hydrologischer Abflussbildungsansätze mit einer flächenhaften hydraulischen 2D-Berechnung. Masterarbeit. Kath. Universität Eichstätt-Ingolstadt, unveröffentlicht.
- [14] Projekt VieWBay (2022). Virtueller Wasser-Raum Bayern ein Ansatz für ganz Bayern. https://viewbay.geographie-muenchen.de/projektinformation/.Endbericht, unveröffentlicht.
- [15] LUBW Baden-Württemberg (2016) Karlsruhe. Leitfaden Kommunales Starkregenrisikomanagement in Baden-Württemberg. ISBN 978-3-88251-391-2.
- [16] Liu, Z., Zhang, H., Liang, Q. (2019): A coupled hydrological and hydrodynamic model for flood simulation. In: Hydrology Research 50 (2), S. 589–606. DOI: 10.2166/nh.2018.090.
- [17] Wang, Y., Yang, X. (2020): A Coupled Hydrologic–Hydraulic Model (XAJ–HiPIMS) for Flood Simulation. In: Water 12 (5), S. 1288. DOI: 10.3390/w12051288.
- [18] Hofmann, Julian, Schüttrumpf, Holger (2020): Risk-Based and Hydrodynamic Pluvial Flood Forecasts in Real Time. In: Water 12 (7), S. 1895. DOI: 10.3390/w12071895.
- [19] Yang, Y. et al (2020): Linking a Storm Water Management Model to a Novel Two-Dimensional Model for Urban Pluvial Flood Modeling. In: Int J Disaster Risk Sci 11 (4), S. 508– 518. DOI: 10.1007/s13753-020-00278-7.
- [20] Kuhnt, G. et al. (2019): Ausweisung von Starkregengefährdeten Gebieten in Hessen für Planungen zur Gefahrenabwehr auf Landes- und kommunaler Ebene. Abschlussbericht an HLNUG. Klimawandel in der Praxis – KLIMPRAX.

#### Anschrift der Verfasser

Frank Michel, Dr. Simon P. Seibert, Dr. Oliver Chmiel, Dr. Michael Weber, Alexander Neumann, Dr. Andreas Rimböck Bayerisches Landesamt für Umwelt Bürgermeister-Ulrich-Straße 160 86179 Augsburg

frank.michel@lfu.bayern.de simon.seibert@lfu.bayern.de oliver.chmiel@wwa-don.bayern.de michael.weber@wwa-wm.bayern.de alexander.neumann@lfu.bayern.de andreas.rimboeck@lfu.bayern.de
# Physikalische und numerische Optimierung des Einlaufbereiches beim neuen Krafthaus Töging

Gabriele Harb, Josef Schneider und Bernhard Gerauer

## Zusammenfassung

Die VERBUND Innkraftwerke GmbH hat im Rahmen des Projektes "Erneuerung Kraftwerk Töging" u.a. ein neues Krafthaus errichtet. Da das alte Krafthaus unter Denkmalschutz steht, wurde daneben ein neues Krafthaus errichtet. Dazu wurde die Anströmung im Einlaufbereich untersucht und optimiert, um die Verluste und Strömungsablösungen zu minimieren.

Der Einlaufbereich wurde in unterschiedlichen Lastfällen (1-3 Maschinenbetrieb) in einem numerischen Modell optimiert (2D, 3D) und dann im physikalischen Modellversuch an der TU Graz validiert.

In der Ausführungsphase wurde aufgrund von Umplanungen eine Anpassung der im Zuge der Einreichungsplanung vom Wasserbauinstitut der TU Graz durchgeführten physikalischen und numerischen Untersuchungen für den Projektzustand notwendig.

Der vorliegende Beitrag zeigt die Variantenentwicklung in der numerischen Modellierung und im physikalischen Modellversuch sowie die umgesetzte Einlaufgeometrie.

## 1 Einleitung

Die VERBUND Innkraftwerke GmbH hat im Rahmen des Projektes der "Erneuerung Kraftwerk Töging" den Neubau des Wehres Jettenbach und des Krafthauses Töging am Inn umgesetzt und die Anlage bereits im Jahr 2021 in Betrieb genommen.

Von der VERBUND Innkraftwerke GmbH wurden im Rahmen der Planungsphase u.a. ein hydraulisches Vollmodell für den Bereich des neuen Krafthauses Töging am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Graz beauftragt. In dem hydraulischen Vollmodell, in Kombination mit zwei- und dreidimensionalen numerischen Untersuchungen, wurden die Zuströmung zum Krafthaus und die Einlaufgeometrie sowie die Bauzustände untersucht und optimiert. Dieser Beitrag behandelt die Optimierung der Einlaufgeometrie des neuen Krafthauses.

#### 2 Projektgebiet und Hintergrund

Das Kraftwerk Töging mit der zugehörigen Wehranlage Jettenbach befindet sich am unteren Inn in Bayern. Eine Übersichtskarte sowie Darstellungen der alten, inzwischen abgebrochenen Wehranlage und des alten, inzwischen außer Betrieb genommenen Kraftwerkes sind in Abb. 1 dargestellt.

Die Wehranlage Jettenbach mit dem Kraftwerk Töging ist seit 1924 in Betrieb. Die Wehranlage ist über einen ca. 25 km langen Triebwasserkanal mit dem Kraftwerk verbunden. Das alte Kraftwerk Töging hatte eine Engpassleistung (EPL) von 85,3 MW bei einem Ausbaudurchfluss von 340 m<sup>3</sup>/s und einer Ausbaufallhöhe von 30,5 m. Die Regelabgabe betrug hier 557,2 GWh (Gerauer, 2015).

Durch die Steigerung der Leistungsfähigkeit des Ausleitungskanales im Rahmen einer Sanierung im Jahre 2003 wurden Überlegungen angestellt, die Effizienz zu steigern, indem das Stauziel erhöht sowie die Krafthausanlage erneuert wird. Das Alter und der schlechte technische Zustand der Wehranlage machten den Ersatz durch eine neue Wehranlage notwendig. Das Stauziel der alten Wehranlage betrug 403,35 mVS. Im Rahmen der Neukonzeptionierung wurden die hydraulischen Randbedingungen mit einem 0,70 m höheren Stauziel auf Kote 404,05 mVS optimiert und somit der bestehende Kanal hydraulisch bestmöglich ausgenutzt.

Das alte Krafthaus steht unter Denkmalschutz und wird daher nicht abgetragen, sondern als Bürogebäude weiterverwendet. Aus diesem Grunde musste das neue Krafthaus neben dem alten Gebäude rechtsufrig errichtet werden. Dabei handelt es sich um drei Kraftabstiege zu Kaplanturbinensätzen.

Durch die neue Anordnung der Turbineneinläufe an den bestehenden Triebwasserkanal ändert sich die Zuströmung zum Kraftwerk. Der entstandene Rechtsbogen lässt eine Spiralströmung erwarten.



**Abb. 1** Übersicht Kraftwerk Töging mit Wehranlage Jettenbach – Bilder jeweils im Bauzustand Sommer 2020

Die technischen Daten (Bestand sowie Änderungen) sind in Tabelle 1 zusammengefasst dargestellt.

Bestand	Nach Umbau	$\Delta$
340 m³/s	410 m³/s	+ 70 m³/s
30,6 m	31,1 m	+0,5 m
85,3 MW	110 MW	+ 24,7 MW
557,2 GWh	677,2 GWh	+ 120 GWh
	Rd. 270 Mio €	
	Bestand 340 m³/s 30,6 m 85,3 MW 557,2 GWh	Bestand         Nach Umbau           340 m³/s         410 m³/s           30,6 m         31,1 m           85,3 MW         110 MW           557,2 GWh         677,2 GWh           Rd. 270 Mio €

Tab. 1 Technische Daten hinsichtlich Neubau Jettenbach und Töging (Gerauer, 2015)

#### 3 Methodik und Untersuchungsablauf

Für die Untersuchungen und Optimierungen beim Krafthaus Töging haben sich folgende zwei Phasen ergeben:

- In Phase 1 in den Jahren 2015 bis 2016 wurden die grundlegenden Untersuchungen der Funktionalität des Einlaufes und der Bauphasen durchgeführt. In den Bauphasen sollte der Betrieb des alten Krafthauses so lange wie möglich aufrechterhalten werden.
- In Phase 2 in den Jahren 2017 bis 2018 wurde die Einlaufgeometrie weiter optimiert, um Rückströmbereiche zu reduzieren und damit die Verluste zu verringern.

Beide Phasen wurden jeweils numerisch sowie im physikalischen Modellversuch untersucht.

#### 3.1 Physikalischer Modellversuch

Das Modell stellt den Zulaufbereich zur neuen Kraftwerksanlage dar und wurde im Maßstab 1:40 erstellt. Es entspricht einer Naturlänge von knapp 780 m mit einer Zulauflänge von 380 m und einer Unterwasserlänge von 200 m. Der Bereich vom Einlauf bis zum Saugrohrende ist in der Natur ca. 86 m lang. Im Labor hat das Modell eine Zulauflänge im Oberwasser von 9,8 m, der Unterwasserbereich ist etwa 5 m lang, dazwischen liegt der Bereich vom Einlauf bis zum Saugrohrende mit einer Länge von 2,15 m. Das Modell weist eine mittlere Breite von 2,25 m und eine Höhe im Oberwasser von 1,70 m und im Unterwasser von 0,80 m auf. Eine fotografische Darstellung ist in Abb. 2 ersichtlich. Das Modell wurde nach dem Froude'schen Modellgesetz betrieben. Dieses Modellgesetz beschreibt, dass das Verhältnis der Trägheits- und Schwerekräfte in der Natur und im Modell gleich groß ist, wodurch eine geometrisch ähnliche Nachbildung der Strömung ermöglicht wird.



**Abb. 2** Modell Kraftwerk Töging, Ausgangszustand Trockenfoto –Oberwasser, Blickrichtung flussauf

#### 3.2 Numerische Modellierung

In Phase 1 wurde für die Optimierung des Zulaufes des neuen Kraftwerkes Töging die Software CFX (Ansys) eingesetzt. Die Geometrie im Oberwasser wurde aus den Plandaten entnommen. Das Berechnungsnetz wurde mit ANSYS ICEM erstellt. Es wurden 2,7 Mill. hexahedrale Elemente und 2,8 Mill. Berechnungsknoten verwendet. In Phase 1 wurde die numerische Modellierung an der TU Graz durchgeführt.

Der zweite Teil der numerischen Berechnungen in Phase 2 wurden mit dem Programm TELE-MAC-3D durchgeführt. Das Programm wurde von der Électricité de France (EDF) als Teilmodule des TELEMAC-MASCARET Systems entwickelt und ist seit 2010 als Open-Source-Software verfügbar. In Phase 2 wurde die numerische Modellierung durch die VERBUND Hydro Power intern ausgeführt. Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen wurden schlussendlich im physikalischen Modell wiederum validiert.

Die mathematische Beschreibung von TELEMAC-3D ist in Hervouet (2007) bzw. auf http://www.opentelemac.org zu finden.

#### 4 Variantenuntersuchung und Ergebnisse

Im Rahmen dieses Kapitels werden beispielhaft Ergebnisse aus der Vielzahl an Untersuchungen dargestellt. Ziel der Variantenuntersuchung war die Optimierung des Zulaufs des neuen Krafthauses.

#### 4.1 Ausgangszustand - Phase 1

In Phase 1 fand aufgrund des knappen Zeitbudgets nur die Überprüfung der Funktionalität statt. Dem Auftraggeber wurden Vorschläge zur weiteren Optimierung übermittelt, welche in Phase 2 überprüft wurden. Der Ausgangszustand Phase 1 zeigt deutlich die Rückströmbereiche am linken und rechten Ufer im Bereich der Kanalaufweitung vor dem Kraftabstieg (Abb. 3). Diese Rückströmbereiche sollten zur Minimierung von Verlusten als auch zur Vermeidung von Verlandungen verringert werden.



**Abb. 3** Ausgangszustand - Numerische Untersuchung der Zuströmung zum neuen Kraftwerk, CFX (links) und Zuströmung Oberwasser, Modell (rechts)

#### 4.2 Variante 1 - Phase 1

Bei Variante 1 wurde der linksufrige Aufweitungsbereich (Zulaufbereich altes Krafthaus) aufgefüllt, um die Anströmung zum Einlauf zu verbessern und die im Aufweitungsbereich stattfindende Rückströmungszone zu eliminieren (Abb. 4). Diese Variante stellte den Ausführungsvorschlag in den Versuchen an der TU Graz dar, der in weiterer Folge in Phase 2 neuerlich überarbeitet wurde. Der Messquerschnitt bzw. der Auswertungsquerschnitt in Abb.4 (links) befindet sich in der Rechenebene.



**Abb. 4** Variante 1 - Numerische Untersuchung der Zuströmung zum neuen Kraftwerk, Messungen im Modellversuch (oben links) im Vergleich zur CFX Modellierung (unten links) und Zuströmung Oberwasser, Modell (rechts)

#### 4.3 Phase 2

Im Zuge der Ausführungsplanung wurde der Zulaufbereich sowie der Einlaufbereich um ca. 10% verschmälert und die Pfeilerlänge im Bereich des Einlaufs gekürzt, da eine durchgehende Rechenebene gewünscht war. Die folgenden numerischen Berechnungen zeigten jedoch, dass damit die Anströmung im Einlaufbereich, vor allem auf die rechte Maschine im Innenbogen, verschlechtert wurde.

Außerdem wurde aus statischen Gründen in den Druckabstiegen eine Mittelmauer eingezogen, um die vorhandene Überschüttung in Revisionsfällen (ohne Innendruck) besser abtragen zu können. Der Planungszustand als Ausgangsbasis der Optimierungen in Phase 2 ist in Abb. 5 dargestellt.



Abb. 5 Übersichtsskizze – Planungszustand als Ausgangsbasis der Optimierungen in Phase 2

Um die Anströmung im Einlauf und zu den Maschinen wieder zu verbessern wurden folgende Punkte in überschneidenden Varianten im numerischen 3D-Modell weiter optimiert:

- Anpassung Böschungsanschlüsse zum Einlauf: eine lange senkrechte Ufermauer zeigte keine Vorteile in der Anströmung, daher wurde die Böschung mit der Berme weiter Richtung Einlauf gezogen, da dies wesentliche Vorteile im Bau hatte (kürzere Bauzeit, daher kürzere Stillstandsphase).
- Sohlneigung zum Einlauf: die Sohlneigung zum Einlauf wurde optimiert, der Sohlknick im Abb. 5 zeigte eine Verschlechterung der Sekundärströmungen und führte gemeinsam mit der Zulaufgeometrie zu hohen vertikalen Geschwindigkeiten am Rechen.
- Erhöhung der Sohlneigung in der Kurve: die Erhöhung der Querneigung der Sohle in der Kurve von ca. 5 % zeigte keinen wesentlichen Einfluss auf die Geschwindigkeitsverteilung im Zulaufbereich.
- Einengung Zulauf: durch die Einengung des Zulaufes konnte die Rückströmzone im Innenbogen eliminiert werden, ohne den Wasserspiegel zusätzlich zu heben.

- Verlängerung der Pfeiler: f
  ür eine Verbesserung der Anströmung war die Verlängerung der Pfeiler erforderlich und eine durchgehende Rechenebene daher nicht möglich, ohne das gesamte Rechenpodium zu versetzten (im Modellversuch weiter optimiert).
- Druckabstieg: die Einschnürung nach dem Einlaufbereich It. Planungsvorschlag wurde wieder entfernt, da die Strömung an der Kante teilweise abriss (im Modellversuch optimiert)

Die optimierte Variante aus der 3D-Numerik wurde an der TU Graz im hydraulischen Vollmodell eingebaut und weiter untersucht (siehe folgende Abbildung).



**Abb. 6** Phase 2 Ausgangszustand im Vollmodell an der TU Graz; gelbe Markierung – Druckabstieg It. Planungsvorschlag, hellblau – Kontur Druckabstieg aufgrund Optimierung im Modellversuch

Die Ergebnisse in Abb. 7 zeigen, dass keine optimale Anströmung der rechten Maschine aufgrund der vorhandenen Spiralströmung stattfindet und hier nach dem Pfeilerkopf noch eine leichte Ablösung der Strömung vorhanden ist. Daher wurden weitere Optimierung hinsichtlich der Pfeilerlängen durchgeführt.



**Abb. 7** Phase 2 Ausgangszustand: Überlagerung der Ergebnisse in der Numerik (3D, Ergebnisse tiefengemittelt, Darstellung Anströmung Zulauf) mit den Messungen im Vollmodell in der Rechenebene

#### 4.3.1 Optimierung Pfeiler

Um die Anströmung auf den rechten Maschinensatz zu verbessern, wurden 3 Pfeilervarianten entwickelt (siehe Abb. 8).

- Variante "kurzer Pfeiler": Ausgangsvariante, in Rot dargestellt
- Variante "langer Pfeiler": rechter Trennpfeiler ist um 8 m länger als die "kurze" Pfeilervariante, in Schwarz dargestellt
- Variante "gekrümmter Pfeiler": rechter Trennpfeiler ist um 8 m länger als die "kurze" Pfeilervariante und gekrümmt, in Grün dargestellt



**Abb. 8** Finale Zulaufgeometrie Phase 2 mit Pfeilervarianten: kurzer Pfeiler (rot), langer Pfeiler (schwarz), gekrümmter Pfeiler (grün)

Die folgenden Abbildungen vergleichen die im Modellversuch gemessenen Geschwindigkeitsprofile in der Rechenebene für die einzelnen Varianten. In Abb. 9 sind im Bereich des rechten Einlaufs hohe Anströmgeschwindigkeiten sehr nah neben dem Pfeiler ersichtlich. Diese führen auch aufgrund der Mittelmauer im Druckrohr zu einer ungleichmäßigen Anströmung des rechten Maschinensatzes. Die Geschwindigkeitsprofile für die Varianten "langer Pfeiler" und "gekrümmter Pfeiler" wurden in einer höheren Auflösung gemessen. Der "lange Pfeiler" zeigt eine Verbesserung der Geschwindigkeitsverteilung, führt aber zu einem Rückströmbereich in der linken unteren Ecke des rechten Einlaufs (rote Markierung, Abb. 10). Diese Rückströmzone ist in der finalen Variante "gekrümmter Pfeiler" nicht mehr ersichtlich (Abb. **11**).



**Abb. 9** Gemessenes Geschwindigkeitsprofil "kurzer Pfeiler" (Messquerschnitt in der Rechenebene; Darstellung in Fließrichtung)



**Abb. 10** Gemessenes Geschwindigkeitsprofil "langer Pfeiler" (Messquerschnitt in der Rechenebene; Darstellung in Fließrichtung)





Die gemessenen Geschwindigkeitsprofile am Ende des Druckabstieges zeigen eine relativ gleichmäßige Geschwindigkeitsverteilung mit dem Strömungsschatten der Mittelwand (Abb. 12).



**Abb. 12** Gemessenes Geschwindigkeitsprofil für den Ausführungsvorschlag "gekrümmter Pfeiler" am Ende des Druckabstiegs

Aufgrund der vorliegenden Ergebnisse und der vorliegenden Randbedingungen (neues Krafthaus schon in Bau) wurden der gekrümmte Pfeiler als Ausführungsvorschlag festgelegt und gebaut. Das neue Krafthaus ist seit 2022 in Betrieb.

#### 5 Fazit

Die Ergebnisse zeigen, dass durch die numerischen Modellierungen sowie den physikalischen Modellversuch die Anströmung zu den Maschinensätzen wesentlich optimiert werden konnte. Die Breite des Triebwasserkanals im Zulaufbereich sowie die Länge der Pfeiler beim Einlauf stellten sich als die wichtigsten Parameter heraus. Die numerische Modellierung zeigte sehr gute Übereinstimmung mit den Messungen im Modellversuch.

#### Literatur

Gerauer B. (2015). Erneuerung KW Töging, Projektinformation, interne Präsentation.

Hervouet, J.M. (2007). Hydrodynamics of free surface flows: Modelling with the finite element method. Chichester: Wiley.

#### Anschrift der Verfasser

DI Dr.Gabriele Harb VERBUND Hydro Power GmbH Europaplatz 2, A-1150 Wien gabriele.harb@verbund.com

DI Dr. Josef Schneider Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz Stremayrgasse 10/II, A-8010 Graz schneider@tugraz.at

Dipl.-Ing.(FH) Bernhard Gerauer Grenzkraftwerke GmbH Münchner Straße 48, D-84359 Simbach am Inn bernhard.gerauer@verbund.com

# Hydroabrasionsbeurteilung einer Ultra-Hochleistungs-Faserbetonsohle mittels Feldmessung und Abrasionsmodell

Nevin Cracknell, Ismail Albayrak, Adriano Lais, Robert Boes und Kerstin Wassmann

## Zusammenfassung

Hydraulische Komponenten wasserbaulicher Anlagen sind besonders dann von hydroabrasivem Verschleiss betroffen, wenn in der Strömung Sedimente aus hartkörnigem Material bei hohen Fließgeschwindigkeiten auf die Berandung einwirken. Die Sohle von Sedimentumleitstollen oder Wehren von Flussstauhaltungen ist daher speziell durch hydroabrasiven Verschleiß gefährdet, da sie hauptsächlich bei Hochwasser und dadurch bei generell hohem Geschiebetrieb und hohen Sohlenschubspannungen betrieben werden.

Im Auftrag der Holcim AG überwachte die Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich die Abrasion in einem Tiefauslass der Wehranlage Matteschwelle an der Aare in Bern, der nach Jahren massiver Hydroabrasionsschäden mit einem Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) der Leistungsklasse UB gemäss SIA-Merkblatt 2052 (2016) saniert worden war. Dieser UHFB weist die höchste einachsiale Zugfestigkeit bei gleichzeitig hohem Abrasionswiderstand innerhalb der UHFB-Betonsorten auf. Für das Abrasionsmonitoring wurde die Sohle des Tiefauslasses mittels 3D-Laserscan in einem Zeitabstand von fünf Jahren vermessen und der Abrasionsabtrag erfasst.

Der Beitrag stellt die Resultate und Erkenntnisse dieser Messkampagne dar und geht auf die in der vergangenen Dekade an der VAW mittels Labor- und Feldversuchen entwickelten mechanistischen Abrasionsmodelle ein.

Der am UHFB beobachtete moderate hydroabrasive Verschleiss im schräg angeströmten Tiefauslass ist auf einen Kurveneffekt zurückzuführen, der das von der Aare transportierte Geschiebe konzentriert auf der Kurveninnenseite und damit entlang des rechten Wehrpfeilers des Tiefauslasses abführt. Weder stellten sich Abrasionsschäden im zentralen Bereich des Tiefauslasses, noch eine Abrasionsrinne entlang des linken Wehrpeilers ein. Trotz dieses im Vergleich zu Sedimentumleitstollen (SBT) «atypischen» Abrasionsmusters konnte eine Analogie zur Bereich der wandnahen Abrasionsrinne in Anwendung des mechanistischen Abrasionsmodells von Auel et al. (2017) gefunden werden. Mit diesem angepassten Verfahren und den getroffenen Annahmen zum Wehrbetrieb und zur Geschiebefracht lässt sich die gemessene, wandnahe mittlere jährliche Abrasionsrate von 0.7 mm/a bestimmen. Mit dieser Arbeit wird den planenden Ingenieurinnen und Ingenieuren ein Instrument an die Hand gegeben, Abrasionsraten bei ähnlich konzipierten Anlagen abzuschätzen.

## 1 Einführung

Das Unternehmen Energie Wasser Bern (ewb) betreibt an der Aare das Kraftwerk Matte in der Stadt Bern. Zur Kraftwerksanlage gehört die Wehranlage Matteschwelle, der eine Schlüsselfunktion für die Hochwasserregulierung und den Sedimenthaushalt in der Aare zukommt. Die Anlage

der Matteschwelle und das Kraftwerk Matte am Ende des Kraftwerkkanals sind in Abb. 1 dargestellt. Die Matteschwelle ist ca. 350 m lang, ermöglicht die seitliche Entlastung des Wassers aus dem Kraftwerkskanal (Seitenentlastung) und besteht aus vier Schleusen, der Rüttischwelle und den drei Tiefauslässen Oberer, Zähringer und Inseli.

Bei Zuflüssen von über 300 - 350 m<sup>3</sup>/s wird der Kraftwerksbetrieb eingestellt und die Rüttischwelle sowie die Tiefauslässe Oberer, Zähringer und Inseli geöffnet. Bei höherem Abfluss müssen die 4 m breiten Tafelschützen der Schleusen manuell bedient werden. Vor den beiden Tiefauslässen Zähringer und Inseli sind Kiesabweiser quer über den Oberwasserkanal angeordnet. Diese sollen das von der Aare transportierte Geschiebe durch die Tiefauslässe ableiten und so eine Verlandung des Kraftwerkskanals verhindern. Die Drucksegmentschützen der beiden Auslässe 1 und 2 des Tiefauslasses Oberer werden für die automatische Feinregulierung des Oberwasserpegels genutzt, der auf 500.30 m ü.M. gehalten wird.



**Abb. 1** Matteschwelle Bern mit den verschiedenen Betriebsorganen und dem KW Matte. Der Tiefauslass Oberer 1 bei ④ steht im Fokus dieser Untersuchung

Ein grosser Teil des Schwellentischs besteht aus einer Holzabdeckung aus Lärchenplanken, aber auch Basaltpflästerungen (Abb. 2a) und verschiedene Betone sind zum Schutz gegen Hydroabrasion verbaut. Dennoch erfuhr die Matteschwelle über die Jahre immer wieder signifikante Schäden infolge hydroabrasiven Verschleisses. Besonders der Tiefauslass Oberer 1 wird durch hydroabrasiven Verschleiss stark beansprucht (Abb. 2a), da gemäss ewb mehr Geschiebe über jenen Tiefauslass abgeleitet wird als über die anderen. Im Jahr 2015 wurde daher die Sohle des Tiefauslasses Oberer 1 mit einem Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) instandgesetzt (Abb. 2b). Der Lieferant des Betons, die Holcim (Schweiz) AG, hatte daraufhin die VAW beauftragt, das Verhalten des UHFB zu überwachen und die Entwicklung der Abnutzung zu dokumentieren.



**Abb. 2** Tiefauslass Oberer 1 der Matteschwelle: a) Hydroabrasiver Verschleiss der Sohle im wandnahen Bereich des rechten Wehrpfeilers. Initial herausgeschlagene Schmelzbasaltplatten förderten die Ausdehnung des Schadens (Quelle: ewb); b) sanierte Sohle aus UHFB (Aufnahme während Referenzvermessung im März 2017)

## 2 Methodik und Abrasionsmodell

Die VAW setzte ein 3D-Laserscanning ein, um den Materialabtrag der Sohle des Tiefauslasses Oberer 1 auf der Basis einer Referenzmessung im März 2017 und einer Folgemessung 5 Jahre später im März 2022 zu erfassen. Die hochaufgelösten Sohlentopografien stellen das Abrasionsmuster räumlich dar. Zur Analyse wurde u.a. das mechanistische Abrasionsmodell von Auel et al. (2017) hinzugezogen, das an der VAW mittels Labor- und Feldmessungen entwickelt wurde.

### 2.1 Messtechnik und Registrierungsfehler

Für das Abrasionsmonitoring kam ein 3D-Laserscanner zum Einsatz (Modell: Leica ScanStation P15). Die räumliche Auflösung einer aufgenommenen 3D-Punktewolke beträgt 3 mm x 3 mm innerhalb eines radialen Abstands von 10 m. Die Genauigkeit der 3D-Position einer Einzelmessung ist gemäss Herstellerangabe 3 mm bei einer Messdistanz von 40 m. Damit 3D-Punktewolken aus verschiedenen Perspektiven zusammengefügt und georeferenziert werden konnten, waren schwarz-weisse Zielmarken (*Targets*) im Blickfeld des Laserscanners platziert. Diese Targets wurden mittels elektronischem Tachymeter (Modell: Leica FlexLine TS02) über bekannte Fixpunkte der amtlichen Vermessung ins Landeskoordinatensystem eingemessen. Die Genauigkeit der Streckenmessung beträgt 1.5 mm +2 mm/1000 m. Die Genauigkeit der aufgenommenen Sohlenlage des UHFB hängt also von mehreren Faktoren ab und wird hier als Registrierungsfehler der 3D-Punktewolken von ±2 mm angegeben.

Für die Bestimmung der lokalen Abrasionstiefen des UHFB wurden die Laserscan-Punktewolken aus den Jahren 2017 und 2022 auf einem 1 cm x 1 cm Raster gemittelt und deren Differenz gebildet (Abschn. 4.2). Die Änderung der gerasterten Höhendaten entspricht dem lokalen Abrasionsabtrag  $\Delta z$ . Die Fortpflanzung des Registrierungsfehlers eines Laserscans von ±2 mm führt infolge der Subtraktion der beiden Geländemodellen zu einem maximalen Fehler der ermittelten, lokalen Abrasionstiefen  $\Delta z$  von ±4 mm. Der Mittelwert über die gesamte Fläche ergibt den mittleren Abrasionsabtrag *A*, der in der Zeit zwischen den beiden Messungen entstand.

#### 2.2 Abrasionsmodell

Für Abrasionsabschätzungen in Sedimentumleitstollen (SBT) schlagen Auel et al. (2017) folgende Gleichung für die Bestimmung der vertikalen Abrasionsrate  $A_r$  in m/s vor:

$$A_{r} = \frac{Y_{M}}{k_{v} \cdot f_{st}^{2}} \frac{(s-1)g}{230} q_{s} \left(1 - \frac{q_{s}}{q_{s}^{*}}\right)$$
[1]

wobei  $Y_{M}$ : Elastizitätsmodul [N/m<sup>2</sup>],  $k_{v}$ : Abrasionskoeffizient [-],  $f_{st}$ : Spaltzugfestigkeit [N/m<sup>2</sup>], s: Dichteverhältnis Sediment zu Wasser (s = 2.65), g: Gravitationskonstante, 9.81 m/s<sup>2</sup>,  $q_{s}$ : spezifische Geschiebetransportrate [kg/(s·m)] und  $q_{s}^{*}$ : spez. Geschiebetransportkapazität [kg/(s·m)].

Nebst den materialspezifischen Faktoren Elastizitätsmodul  $Y_M$  und Spaltzugfestigkeit  $f_{st}$  fließen auch die spezifische Geschiebetransportrate  $q_s$  und -kapazität  $q_s^*$  als Eingangsparameter in die Abschätzung ein. Der Term  $(1-q_s/q_s^*)$  in Gl. [1] repräsentiert den "tool and cover effect" und gibt den Anteil der freiliegenden, der Abrasion ausgesetzten Oberfläche der Sohle an. Dabei kann der Term Werte innerhalb von 0 bis 1 annehmen: Bei hohen spezifischen Sedimenttransportraten  $q_s$  im Bereich der spezifischen Geschiebetransportkapazität  $q_s^*$  ist die Oberfläche durch eine Sedimentschicht vor hydroabrasiven Einwirkungen geschützt, während die Oberfläche bei tiefen spezifischen Sedimenttransportraten größtenteils freiliegt und somit der Hydroabrasion ausgesetzt ist. In der vorliegenden Studie wird davon ausgegangen, dass die spezifische Sedimenttransportkapazität  $q_s^*$  die spezifische Sedimenttransportrate  $q_s$  um Größenordnungen übersteigt, sodass der Term  $1-q_s/q_s^*$  gegen 1 strebt.

Ein weiterer wesentlicher Parameter für die Abrasionsabschätzung ist der Abrasionskoeffizient  $k_v$ . Auel *et al.* (2017) bestimmten  $k_v$  basierend auf Abrasionsdaten aus der Literatur sowie von Feldmessungen an SBT. Sie stellten fest, dass  $k_v$  mit steigender Materialzugfestigkeit  $f_t$  zunimmt und sich für Beton und Stein mit  $f_t > 1$  MPa zu stabilisieren scheint. Für Beton empfehlen die Autoren einen Abrasionskoeffizienten von  $k_v \approx 10^5$  für  $f_t > 1$  MPa. Für den SBT Asahi in Japan wurde ein  $k_v = (1.9\pm0.7)\cdot10^5$  ermittelt. Diese Werte stimmen gut mit den Ergebnissen von *in-situ* Versuchen in zwei Schweizer SBT, Pfaffensprung und Runcahez überein (Müller-Hagmann et al., 2020).

#### 3 Grundlagen

#### 3.1 Geschiebefracht und Abfluss

Unterhalb der Matteschwelle wird ein Großteil des Geschiebes abgelagert, das die Aare bei Hochwasser durch die Matteschwelle abführt. Diese Ablagerungen werden periodisch ausgebaggert. Zwischen der Referenz- und der Folgemessung 2022 wurde gemäss Betreiber ein loses Geschiebevolumen von rund 66'900 m<sup>3</sup> im Unterwasser der Matteschwelle entnommen, was unter Annahme einer Ablagerungsdichte von 1.85 t/m<sup>3</sup> einer gravimetrischen Geschiebefracht von  $M_s = 123'765$  t entspricht. Diese Fracht passt mit im Mittel rund 24'750 t/a gut ins langjährige Mittel von 29'150 t/a gemäss einer Geschiebehaushaltsstudie (Flussbau AG, 2016).

Die Geschiebetransportkörper passieren bei moderaten Hochwassern die Schleusen 65-55 und die Rüttischwelle unter der Schwellenkrone (Abb. 1) und werden hauptsächlich durch den ersten Tiefauslass, den Tiefauslass Oberer, ins Unterwasser der Matteschwelle abgeleitet. Es wird angenommen, dass dabei die Geschiebefracht hälftig auf die Tiefauslässe Oberer 1 und 2 aufgeteilt wird. D.h., eine Geschiebefracht  $M_s = 61'883$  t wurde in der Zeitperiode von 2017 – 2022 durch den Tiefauslass Oberer 1 transportiert. Die hydrometrische Messstation Bern Schönau des Schweizerischen Bundesamtes für Umwelt liegt ca. 2 km oberstrom der Matteschwelle und bietet eine geeignete Datengrundlage zur Abschätzung der Betriebszeit  $t_b$ , bei der Geschiebe durch den Tiefauslass Oberer abgeleitet wurde (Abb. 3). Demnach belastete Geschiebematerial die Sohle des Tiefauslasses Oberer während  $t_b = 12'888$  h in der Periode zwischen der Referenzund der Folgemessung (Geschiebetrieb ab Q > 150 m<sup>3</sup>/s). Die spezifische Geschiebetransportrate  $q_s = M_s/(b \cdot t_b)$  bestimmt sich damit zu  $q_s = 0.157$  kg/(s·m), wobei die Breite des Tiefauslasses Oberer 1 b = 8.5 m beträgt.



**Abb. 3** Abflussganglinie der Aare in stündlicher Auflösung bei der Messstelle Bern, Schönau des Schweizerischen Bundesamts für Umwelt zwischen der Referenz- und der Folgemessung, die im März der Jahre 2017 und 2022 stattfanden. Abflüsse oberhalb der rotgestrichelten Linie  $(Q > 150 \text{ m}^3/\text{s})$  sind geschieberelevant

#### 3.2 Materialeigenschaften Ultrahochleistungs-Faserbeton

Für die Verstärkung der Sohle des Tiefauslasses Oberer 1 wurde ein UHFB der Leistungsklasse UB gemäss SIA-Merkblatt 2052 (2016) ausgewählt. Er weist die höchste einachsiale Zugfestigkeit bei gleichzeitig hohem Abrasionswiderstand innerhalb der UHFB-Betonsorten auf. Damit unterscheidet er sich deutlich von herkömmlichen faserverstärkten und hochfesten Betonen. Beim Einbau wurde in Erwartung eines hydroabrasiven Verschleißes die Schichtstärke von 30 mm auf 60 mm erhöht, um eine möglichst lange interventionsfreie Liegezeit auf dem Wehrtisch zu gewährleisten. Die Spaltzugfestigkeit  $f_{st}$  und der Elastizitätsmodul  $Y_M$  sind Eingangsparameter für die Bestimmung der Abrasionsrate  $A_r$ , GI. [1]. Die Betoneigenschaften des UHFB sind dem Produktedatenblatt der Holcim (Schweiz) AG entnommen. Die Zugfestigkeit  $f_t$  ist mit 13.6 MPa angegeben, woraus sich die Spaltzugfestigkeit  $f_{st}$  nach Bamforth et al. (2008) zu  $f_{st}$  = 15.1 MPa abschätzen lässt. Der Elastizitätsmodul wurde mit  $Y_M$  = 47.9 GPa erfasst.

## 4 Abrasionsmonitoring

Die Referenz- und Folgemessung fanden beide bei trockener und schöner Witterung statt. Vorbereitend wurde die Sohle vor den Laseraufnahmen jeweils von ewb mittels Hochdruckreiniger von Ablagerungen befreit und gereinigt.

#### 4.1 Beobachtungen und Strömungsstrukturen

Entlang des rechten Wehrpfeilers ist eine Abrasionsrinne durchsetzt mit Schlaglöchern zu beobachten (Abb. 4a). Am Ende des rechten Wehrpfeilers im Bereich der Pfeilernase wurden Schmelzbasaltplatten untergraben und abgetragen. Außer dieser Rinne sind visuell keine Schäden an der Betonsohle feststellbar.

Der Tiefauslass Oberer zweigt seitlich ab und wird folglich schräg zur Hauptströmungsrichtung im Oberwasserkanal des KW Matte angeströmt. Diese Schräganströmung verursacht eine Strömungsablösung am Pfeilerkopf des bezogen auf den Tiefauslass Oberer 1 rechten Wehrpfeilers (Abb. 4b). Das Eindrehen der Strömung in den Tiefauslass Oberer 1 erfolgt auf einer Kurvenbahn. Die Strömung ist in der Abzweigung dreidimensional und weist ähnliche Eigenschaften wie die Strömung in einer Flussbiegung auf (Neary & Odgaard, 1993). Die an der Oberfläche eintretende Strömung hat einen erheblichen Impuls in Richtung der Hauptkanalströmung, sodass der Bereich der Ablösung resp. die Fliehkraft der Drehbewegung an der Oberfläche größer als an der Sohle ist, wo das Wasser langsamer abfließt. Diese Abweichung erzeugt eine sekundäre Zirkulationsströmung, eine sogenannte Sekundärströmung erster Art im Tiefauslass Oberer 1.



**Abb. 4** a) Abrasionsrinne im UHFB im wandnahen Bereich zum orographisch rechten Wehrpfeiler des Tiefauslasses Oberer 1, Jahr 2022; b) Strömungsablösung am Pfeilerkopf bei komplett geöffneter Drucksegmentschütze

#### 4.2 Hydroabrasiver Verschleiss der Sohle zwischen den Jahren 2017 und 2022

Die Änderungen der Höhenlagen  $\Delta z$  infolge des hydroabrasiven Verschleißes des UHFB sind dem Differenzplot in Abb. 5 zu entnehmen. Der gewählte kleinste Anzeigebereich auf der Farbskala in Abb. 5 beträgt  $\Delta z < 4$  mm und umfasst demnach sämtliche Werte innerhalb der Messgenauigkeit.

Deutlich ist Abrasionsabtrag rechtsseitig im Tiefauslass Oberer 1 erkennbar. Anfänglich ist der Abrasionsabtrag moderat und umfasst in der Querrichtung einen grösseren Bereich. Die von Verschleiß betroffene Fläche wird in Fließrichtung schmaler und geht gegen das Pfeilerende hin über in eine Abrasionsrinne entlang des rechten Pfeilers (s.a. Abb. 5a). Das Abrasionsmuster zeigt mehrere Schlaglöcher in der Rinne, die darauf hindeuten, dass sich die Abrasion ungleichmäßig ausbreitet (Demiral Yüzügüllü, 2021). Die lokalen Abrasionstiefen liegen größtenteils unter 4 mm (gelbe Fläche) und weisen somit keine signifikante Abrasion in Anbetracht des Fehlerbereichs auf.

Zusätzlich zum Differenzplot wurde die flächengemittelte Abrasionstiefe *A*, die maximale Abrasionstiefe *A<sub>max</sub>* und das Verhältnis von maximaler Abrasionstiefe zum Flächenmittelwert *A<sub>max</sub>*/*A* für die in Abb. 5 blau umrandete Fläche bestimmt (Tab. 1). Dafür wurde ein längsgemitteltes Querschnittsprofil erstellt (Abb. 7). Die flächengemittelte Abrasionstiefe liegt mit *A* = 1.0 mm innerhalb des Messfehlerbereichs. Die maximale Abrasionstiefe *A<sub>max</sub>* im längsgemittelten Querprofil beträgt *A<sub>max</sub>* = 12.6 mm. Verglichen mit *A<sub>max</sub>* weisen die erwähnten Schlaglöcher lokal höhere Abrasionstiefen von  $\Delta z_{max}$  = 30.4 mm auf (tiefster Punkt des 95%-Perzentilprofils über alle Querprofile in Abb. 6). Die blau umrandete Fläche grenzt den Bereich am Ende des rechten Wehrpfeilers aus, der durch Schmelzbasaltplatten geschützt war. Dieser Bereich ist demnach nicht repräsentativ für das Verhalten des UHFB gegen Abrasion und wurde nicht in die Datenauswertung miteinbezogen.



**Abb. 5** Abrasionsabtrag  $\Delta z$  im Tiefauslass Oberer 1 zwischen den Jahren 2017 und 2022. Die blau umrandete Fläche zeigt die «region of interest» über die gesamte Breite *b*, die rot umrandete bezieht sich auf die reduzierte Breite *b*' (Quelle Hintergrund: swisstopo)

A	A <sub>max</sub>	A <sub>max</sub> /A	A <sub>r</sub>	∆z <sub>max</sub>	∆z <sub>max</sub> /A
[mm]	[mm]	[-]	[10 <sup>-11</sup> m/s]	[mm]	[-]
1.0	12.6	12.6	2.2	30.4	30.4

**Tab. 1** Flächenmittelwert der Abrasionstiefe *A*, maximale längsgemittelte Abrasionstiefe  $A_{max}$ , Verhältnis  $A_{max}/A$ , Abrasionsrate *A*<sub>r</sub>, maximale lokale Abrasionstiefe  $\Delta z_{max}$  und Verhältnis  $\Delta z_{max}/A$ 



**Abb. 6** Querprofile und längsgemitteltes Querprofil des Abrasionsabtrags  $\Delta z$  im Tiefauslass Oberer 1 zwischen den Jahren 2017 und 2022 im Bereich der blau umrandeten Fläche (vgl. Abb. 5). Abrasionsraten *A* bezogen auf *b* (blau) und *A'* bezogen auf *b'* (rot) sind angegeben

#### 5 Analyse und angepasstes Verfahren

Zur Analyse der Abrasion wurde das mechanistische Modell nach Auel et al. (2017), sowie die neuesten Erkenntnisse von Demiral Yüzügüllü (2021) herangezogen. In Bezug auf SBTs sind die Sekundärströmungen der ersten und zweiten Art von besonderem Interesse. Die erste Art tritt in Kanalkrümmungen auf (Abschn. 4.1), wo eine durch Zentripetalkräfte induzierte Spiralströmung eine Konzentration des Sedimenttransports an der Innenseite der Krümmung bewirkt (Müller-Hagmann et al., 2020). In offenen geraden Kanälen mit Abflusstiefenverhältnissen b/h < 4...5 wird die Strömung als schmale offene Kanalströmung bezeichnet, und es treten Sekundärströmungen zweiter Art auf (Demiral Yüzügüllü, 2021). Aufgrund der Rauigkeit der Seitenwände resp. der Inhomogenität und Anisotropie der Turbulenz treten im Querprofil abwechselnd Aufund Abwärtsströmungen auf, die zu niedrigeren bzw. höheren Scherspannungszonen an der Sohle führen. Bei kleinen Abflusstiefenverhältnissen b/h < 2.3 werden mittige Abrasionsrinnen beobachtet, wohingegen zwei dominante Abrasionsrinnen in Wandnähe bei größeren Abflusstiefenverhältnissen auftreten (Auel, 2014; Demiral Yüzügüllü, 2021). Zu den typischen Abrasionsmustern gehören bei größeren Abflusstiefenverhältnissen zusätzlich zufällig über die Gerinnebreite verteilte Schlaglöcher, die aufgrund von Sprungbewegungen des transportierten Sediments in der turbulenten Strömung entstehen. Der Wandeffekt ist bei b/h > 4...5 nur noch gering und es entwickelt sich, speziell bei idealisierten Laborbedingungen, ein 2D-Strömungsfeld im zentralen Abflussbereich.

Desweitern sind in der Literatur verschiedene mittlere Verhältnisse von  $A_{max}/A$  zwischen 1.6...2.2 nach Müller-Hagmann et al. (2020) und  $A_{max}/A$  = 2.6 nach Demiral Yüzügüllü (2021) angegeben.  $A_{max}$  wird als charakteristisches Mass zur Abschätzung der Tiefe der Abrasionsrinnen herangezogen.

Die Beobachtungen an der Matteschwelle (Abschn. 4.2) weichen von den charakteristischen Abrasionsmustern in offenen geraden Kanälen ab, die im Wesentlichen an die Sekundärströmung der zweiten Art gekoppelt sind. Das Abflusstiefenverhältnis im Tiefauslass Oberer 1 ist  $b/h \approx 11$ mit  $h \approx 0.8$  m. Bei diesem Abflusstiefenverhältnis ist bei über die Breite *b* homogen verteiltem Geschiebeeintrag zu erwarten, dass sich wandnahe Abrasionsrinnen und über die Breite zufällig verteilte Schlaglöcher bilden (s.o.). Die Schlaglöcher im zentralen Bereich sowie die Abrasionsrinne entlang des linken Wehrpfeilers fehlen jedoch. Wendet man Gl. [1] an und setzt die Eingangsparameter ein (s. Kap. 2 und 3), so ergibt sich ein ähnlicher Flächenmittelwert A = 0.6...1.1 mm, hingegen wird  $A_{max}$  resp. das charakteristische Maß für die Tiefe der Abrasionsrinne mit dem Relativwert  $A_{max}/A = 2.6$  deutlich unterschätzt (vgl. Tab. 2 mit Tab. 1). Der Grund für diese markante Abweichung ist die starke Gewichtung der großen Fläche ohne signifikante Abrasionsschäden (Abb. 6 und Abb. 7).

**Tab. 2** Abrasionsrate  $A_r$  nach Auel et al (2017), Abrasionstiefe A sowie Verhältnis  $A_{max}/A$  nach Demiral (2020) und die daraus abgeleitete maximale Abrasionstiefe  $A_{max}$  für verschiedene Abrasionskoeffizienten  $k_v$ 

<i>k</i> <sub>v</sub> [10⁵]	<i>A<sub>r</sub></i> [10 <sup>-11</sup> m/s]	<i>A</i> [mm]	A <sub>max</sub> /A [-]	A <sub>max</sub> [mm]
1.9	1.2	0.6	2.6	1.6
1.0	2.3	1.1	2.6	2.8

Eine Erklärung für die Abweichung bieten das beobachtete Strömungsfeld und das Abrasionsmuster. Wie im Abschn. 4.2 dargestellt, löst die Strömung am Pfeilerkopf des rechten Wehrpfeilers ab und es bildet sich eine Sekundarströmung der ersten Art aus. Daher ist im Tiefauslass Oberer 1 eine verhältnismässig größere Konzentration des Sedimenttransports an der Innenseite der Kurve anzunehmen, wozu es jedoch eine gewisse Entwicklungslänge bedarf. Wie das Abrasionsmuster erkennen lässt (Abschn. 4.2), ist davon auszugehen, dass der Kurveneffekt das Geschiebe erst gegen Ende des Pfeilers auf die rechte Seite führt. Der Kurveneffekt bewirkt demnach vice versa, dass auf der Kurvenaußenseite kein Geschiebe transportiert wird, folglich das einwirkende Sediment für den hydroabrasiven Verschleiß fehlt. Der konzentrierte Geschiebedurchgang auf der Innenseite verursacht den konzentriert auf der rechten Seite beobachteten Abtrag der Sohle. Folgend wird ein angepasstes Verfahren vorgestellt, mit der sich die wandnahe Abrasionsrate  $A_r'$  und die maximale Abrasionstiefe  $A_{max}'$  mit den vorgestellten Modellen dennoch abschätzen lässt:

Im Allgemeinen sind bei Bemessungsabflüssen in SBTs die Verhältnisse meist b/h < 2 (Demiral Yüzügüllü, 2020) und somit viel kleiner als beim Grundablass Oberer 1. Die von Auel et al. (2017) entwickelte GI. [1] ist auch auf Kurvenströmungen anzuwenden, wie Müller-Hagmann et al. (2020) am SBT Pfaffensprung zeigen. Wird bei der Abschätzung der Abrasion am Tiefauslass Oberer 1 die gesamte Breite berücksichtig, obwohl sich der Geschiebetransport auf die rechte Innenseite konzentriert, so wird die wandnahe Abrasionsrate bei  $b/h \approx 11$  unterschätzt. Um das Abrasionsmodell zweckentsprechend anwenden zu können, wurde die Breite *b* in der Berechnung auf die hinsichtlich Geschiebebelastung betroffene Breite *b*' reduziert, über welche noch Abrasion stattgefunden hatte (b' = 2.5 m). Dadurch nimmt die spezifische Sedimenttransportrate  $q_s$  in GI. [1] um den Faktor b/b' und damit die Abrasionsrate  $A_r'$  im gleichen Verhältnis zu. Mit dem angepassten Modell konnte die wandnahe Abrasion sinnvoller berücksichtigt werden, wobei  $A_{max}$  weiterhin aufgrund des vorhandenen Verhältnisses  $A_{max}/A'$  von 3.7 im Vergleich zu 2.6 unterschätzt wurde (Tab. 3). Die Modellergebnisse passen für  $k_v = 1.1 \cdot 10^5$  bzgl.  $A_r$  und A mit den Messwerten überein.

**Tab. 3** Abrasionsrate  $A_r'$ , Abrasionstiefen A' und maximale längsgemittelte Abrasionstiefe  $A_{max}'$  für verschiedene Abrasionskoeffizienten  $k_v$  berechnet nach angepasstem Verfahren in Anwendung der Gl. [1] mit  $A_{max}/A = 2.6$  sowie abgeleitet aus dem Messdatensatz innerhalb des wandnahen Bereichs bis b'

	angepasstes Verfahren			Mess	sdaten ir	n wandr	ahen Ber	eich
<i>k</i> <sub>v</sub> [10⁵]	<i>A<sub>r</sub>'</i> [10 <sup>-11</sup> m/s]	A' [mm]	A <sub>max</sub> ' [mm]	A <sub>r</sub> [10 <sup>-12</sup> m/s]	A' [mm]	A <sub>max</sub> [mm]	A <sub>max</sub> /A' [-]	∆z <sub>max</sub> /A′ [-]
1.9	4.2	1.9	5.0	7.3	3.4	3.4 12.3	3.7	0 0
1.0	7.9	3.7	9.5					0.0

#### 6 Schlussfolgerungen

Im Rahmen dieser Fallstudie konnte die Abrasionsbelastung des Tiefauslasses Oberer 1 der Berner Matteschwelle basierend auf verschiedenen Annahmen mittels Abrasionsmodell grob abgeschätzt und mit den Resultaten der Vermessung verglichen werden. Aufgrund der abweichenden Bedingungen (Schräganströmung des Tiefauslasses), wurde das Abrasionsmodell mit Hilfe eines angepassten Verfahrens angewendet. Dieses angepasste Verfahren, das den Fokus einzig auf den wandnahen Bereich bei  $b'/h \approx 3$  (2.5 m / 0.8 m = 3.1) legt, wiederspiegelt die gemessene mittlere Abrasionstiefe A' und die maximale längsgemittelte Abrasionstiefe  $A_{max}$ ' der wandnahen Abrasionsrinne. Es stellt somit eine praxistaugliche Vorgehensweise für Abrasionsabschätzungen der lokal auf der Innenseite eines seitlich abzweigenden Tiefauslasses dar. Die reduzierte Breite kann mit  $b' \approx 3 \cdot h$  angesetzt werden. Die hier aufgezeigten Verhältnisse  $A_{max}/A'$ = 3.7 und  $\Delta z_{max}/A'$  = 8.8 können zudem zur Abschätzung der interventionsfreien Liegezeit der Sohle im wandnahen Bereich hinzugezogen werden.

Die wandnahe Hydroabrasion des hier untersuchten UHFB schreitet demnach entlang des rechten Wehrpfeilers im Tiefauslass Oberer 1 unter Annahme gleicher Belastungsgrössen künftig mit einer Rate von ca. 0.7 mm pro Jahr fort.

Idealerweise wäre das Abrasionsmonitoring für die Anwendung des Abrasionsmodells nach Auel et al. (2017) oder nach Demiral Yüzügüllü (2021) um folgende Messgrößen auszudehnen:

•	Geschiebedurchgang durch d	as Wehrfeld		Geophon-Messung
•	Korngrößenverteilung und Mc	hshärte des Geschi	ebes	Laboranalyse
•	Schützenöffnung		Schützen	steuerung, -regelung
•	Abfluss und Abflusstiefen	F	Pegel- u. Geschwi	ndigkeitsmessungen
•	Materialkennwerte, Standardt	estmethoden:		
	Spaltzugfestigkeit	sog. Brasilianertes	t, Probekörper D/	L = 150 mm/300 mm
	Elastizitätsmodul (Young's mo	odulus)		Norm: ASTM C848

Die Bestimmung der Materialeigenschaften nach Standardmessmethoden ist von entscheidender Bedeutung, da ansonsten der Abrasionskoeffizient  $k_v$  neu kalibriert werden müsste. Die Spaltzugfestigkeit  $f_{st}$  geht quadratisch in Gl. [1] ein und ist damit der sensitivste Parameter. Sie ist am Probekörper direkt zu bestimmen.

#### Literatur

- Auel, C. (2014). Flow characteristics, particle motion and invert abrasion in sediment bypass tunnels. VAW-Mitteilungen, 229 (R. Boes, Hrsg.). Versuchsanstalt f
  ür Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie VAW, ETH Z
  ürich.
- Auel, C., Albayrak, I., Sumi, T., & Boes, R. M. (2017). Sediment transport in high-speed flows over a fixed bed: 2. Particle impacts and abrasion prediction. *Earth Surface Processes and Landforms*, 42(9), 1384-1396.
- Bamforth, P. B., Chisholm, D., Gibbs, J., & Harrison, T. (2008). Properties of concrete for use in Eurocode 2: How to optimise the engineering properties of concrete in design to Eurocode 2. *The Concrete Center Report CCIP-029.*
- Demiral Yüzügüllü, D. (2021). Hydroabrasion at hydraulic structures and steep bedrock rivers. *VAW-Mitteilungen*, 261 (*R. Boes, Hrsg.*). Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie VAW, ETH Zürich.
- Flussbau AG (2016). Aare Wehr Engehalde Pegelabsenkung bei Hochwasser. Flussbau AG, 04.08.2016 (unveröffentlich)
- Müller-Hagmann, M., Albayrak, I., Auel, C., & Boes, R. M. (2020). Field investigation on hydroabrasion in high-speed sediment-laden flows at sediment bypass tunnels. *Water*, *12*(2), 469.
- Neary, V. S., & Odgaard, A. J. (1993). Three-dimensional flow structure at open-channel diversions. *Journal of Hydraulic Engineering*, *119*(11), 1223-1230.
- SIA 2052 (2016). Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) Baustoffe, Bemessung und Ausführung. Merkblatt Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein.

## Anschrift der Verfasser

Nevin Cracknell, Dr. Ismail Albayrak, Adriano Lais, Prof. Dr. Robert Boes ETH Zürich Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie VAW Hönggerbergstrasse 26, CH-8093 Zürich cracknell@vaw.baug.ethz.ch, albayrak@vaw.baug.ethz.ch, lais@vaw.baug.ethz.ch, boes@vaw.baug.ethz.ch

Dipl-Ing. Kerstin Wassmann Holcim (Schweiz) AG Customer Solutions & Technical Center, Zementweg 1, CH-5303 Würenlingen kerstin.wassmann@holcim.com

# Druckbeaufschlagte Toskammern – Übersicht, Dimensionierung und Forschungsfragen

Clemens Dorfmann und Dominik Mayr

## Zusammenfassung

Druckbeaufschlagte Toskammern sind kompakte und daher wirtschaftlich interessante Energiedissipationsbauwerke für die Transformation von mechanischer Energie in Wärme und Schall. Für diesen Typ Energieumwandlungsbauwerk und dessen Dimensionierung sind nur sehr wenige Literaturangaben zu finden. Schlüsselparameter für die bauliche Dimensionierung sind neben der zu dissipierenden Energie die Förderfähigkeit des Gesamtsystems sowie die resultierenden Wanddrücke, welche im Idealfall nur gering negative als auch nicht zu große Werte annehmen sollen. In einigen physikalischen Modellversuchen, durchgeführt an der Technischen Universität (TU) Wien in den 1960-iger Jahren, wurden druckbehaftete Toskammern für die Dissipation von großen Energiehöhen für die Anwendung bei Grundablässen von Talsperren untersucht. Aus Sicht der Autoren sind diese Ergebnisse wohl etwas in Vergessenheit geraten.

Für das im Jahr 2022 in Betrieb genommene Gemeinschaftskraftwerk Inn wurde mittels CFD-Modellierung eine druckbehaftete Toskammer für die Entleerung des Triebwasserstollens dimensioniert. Die physikalischen Modellversuchsergebnisse der TU Wien dienten dabei als Validierung für das numerische Modell und für die bauliche Vordimensionierung. Der Beitrag gibt eine Übersicht und zeigt die Effizienz von druckbehafteten Toskammern für die Energieumwandlung bei großen Fallhöhen. Des Weiteren werden neben Betriebserfahrungen relevante Forschungsfragen zu diesem interessanten Thema aufgezeigt.

#### 1 Einleitung

Energieumwandlungsbauwerke am Auslass von Druckrohrleitungen wasserbaulicher Anlagen wie z.B. Grundablässen wandeln die Lage- und Geschwindigkeitsenergie in Wärme und Schall in einem Ausmaß um, so dass das in den Vorfluter eingeleitete Wasser schadlos abgeführt wird. Zur Energieumwandlung auf engem Raum wurden unterschiedliche Systeme entwickelt. Eine Übersicht ist in Vischer (1984) dargestellt. Druckbeaufschlagte Toskammern als eine technische Sonderform (Abb. 1) können technisch, wirtschaftlich und betrieblich sinnvoll sein, wenn

- die Energieumwandlung auf engstem Raum erfolgen soll.
- ein natürlicher Unterwassereinstau der Vertosungseinrichtung nicht realisierbar ist.
- eine Belüftung der Toskammer nicht möglich oder nicht gewünscht ist.
- die Verlegung des Steuer- und Verschlussorganes durch Fest- und Schwimmstoffe ausgeschlossen werden muss.
- die Druckhöhe am Zutritt zur Toskammer bis ca. 130 m beträgt und/oder der Durchfluss einen Wert bis 100 m<sup>3</sup>/s erreicht.

Druckbehaftete Toskammern können eine technisch sinnvolle Alternative zu belüfteten Energieumwandlungsbauwerken sein.



Abb. 1 Druckbeaufschlagte Toskammer (Nr. 7), Längsschnitt, entnommen aus Widmann (1973)

Die Entwicklung von druckbeaufschlagten Toskammern für einige Grundablässe österreichischer Talsperren erfolgte an hydraulischen Modellversuchen in den 1960-iger Jahren an der Technischen Universität Wien.

Die Zuführung des Wassers zur Toskammer wird mit zwei Flachschiebern gesteuert (Betriebsund Revisionsschütz), die Einmündung in die eigentliche Kammer erfolgt zentrisch. Dies begünstigt die Energieumwandlung durch die Bildung von umlaufenden Randwirbeln. Eine Schwelle bzw. Prallwand mit aufgesetzter Nase bewirkt eine verbesserte Energiedissipation. Um eine durchgehende Druckbeaufschlagung sicher zu stellen, ist am Übergang zum Vorfluter ein den Abfluss rückstauendes Wehr angeordnet. In Abb. 2 sind die Angaben zu den ausgeführten Toskammern zusammengestellt.



Abb. 2 Ausgeführte Toskammern - Hauptdaten

## 2 Gemeinschaftskraftwerk Inn - GKI

Das Gemeinschaftskraftwerk Inn (GKI) ist ein von der TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG und der Engadiner Kraftwerke AG im Jahr 2022 in Betrieb genommenes Laufkraftwerk am Oberen Inn im schweizerisch-österreichischen Grenzgebiet. Im Wesentlichen besteht das Gemeinschaftskraftwerk Inn aus drei Elementen: Stauraum und Wehranlage, Triebwasserstollen sowie Krafthaus. Vom gestauten Wasser wird die Ausbauwassermenge von 75 m<sup>3</sup>/s in den 23,2 km langen Triebwasserstollen geleitet. Dieser mündet in den Druckschacht, der zu den Turbinen im Krafthaus in Prutz/Ried führt. Das abgearbeitete Wasser fließt anschließend durch einen unterirdischen Kanal wieder zurück in den Inn. Die Fallhöhe beträgt 132,5 m, das Regelarbeitsvermögen 438,5 GWh.

Die Entleerung des Druckstollens erfolgt über den Fensterstollen in den Inn bei Maria Stein. Der Einlauf zur Entleerung befindet sich am Tiefpunkt in der Mitte des Druckstollens bei Station km 12,30, von wo das Wasser mit einer ca. 80 m langen Stahlrohrleitung zu der im Fensterstollen (L = 600 m) befindlichen Toskammer in Stahlbetonbauweise zugeführt wird. Ein Revisions- und Betriebsverschluss sind oberwasserseitig der Toskammer angeordnet. Unterwasserseitig der Toskammer rinnt das Wasser als Freispiegelabfluss bis zu einem Portalbauwerk und weiter bis zum Auslaufbauwerk am Inn ab.

Die maximale Höhendifferenz zwischen Stauziel am Wehr und des Stollen - Tiefpunktes beträgt 85 m, die Auslegungswassermenge der Entleerung ist mit 2,5 m<sup>3</sup>/s festgelegt. Im Zuge der hydraulischen Dimensionierung wurden höhere Abflüsse bis 7,7 m<sup>3</sup>/s untersucht.

## 3 3D CFD-Modellierung

Die 3D numerischen CFD-Berechnungen hatten zum Ziel, die Toskammer hinsichtlich der Geometrie zu dimensionieren, um eine sichere Abfuhr des Wassers aus dem Triebwasserstollen zu gewährleisten. Es sollte möglichst viel kinetische Energie dissipiert werden, um die Stabilität des weiterführenden Stollens, insbesondere der Auskleidung (Spritzbeton), zu gewährleisten. Gleichzeitig sollte eine bestimme Förderfähigkeit für das Gesamtsystem (Zuleitung und Toskammer) sichergestellt sowie Unterdrücke in der Toskammer vermieden werden. Als Grundlage für die Dimensionierung dienten die Modellversuche der Toskammer Schlegeis der TU Wien. Zur Überprüfung der grundsätzlichen Eignungsfähigkeit des 3D numerischen Berechnungsmodells für die Dimensionierung der Toskammer wurde in einem ersten Validierungsschritt der Modellversuch zur Toskammer Schlegeis nachgerechnet.

#### 3.1 3D RANS Gleichungslöser

Für die zu untersuchende Druckströmung mit freier Wasserspiegeloberfläche am Auslass der Toskammer wurde der Solver InterFoam (OpenFoam v1806, www.openfoam.com) verwendet. Dieser ermöglicht die Simulation von reibungsbehafteten Flüssigkeiten auf Basis der Reynoldsgemittelten-Navier-Stokes-Gleichungen (RANS) für inkompressible, zweiphasige Strömungen. Sämtliche Berechnungen wurden aufgrund der sehr langen Rechenzeiten am High Performance Cluster (HPC) Cirrus der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik (ZAMG) durchgeführt.

Das Berechnungsnetz wurde mit der Software cfMesh (www.c-fields.com) erstellt. Die Software erlaubt die qualitativ hochwertige Generierung von Netzen bestehend vorwiegend aus Hexaeder-Zellen (hexa-dominant). In Bereichen mit starken Krümmungen werden vorwiegend Polyeder Zellen verwendet. Für die Netzauflösung nahe der Wand wird in der Software, neben anderen Algorithmen, das Kriterium des dimensionslosen Wandabstandes verwendet.

#### 3.2 Validierungsrechnungen Modellversuch Schlegeis

Aus den Unterlagen der Modellversuche wurde die hydraulische Kontur der Toskammer digitalisiert. Die Toskammer Schlegeis hat eine Länge von 30 m bis zur Prallwand, eine Breite von 8,8 m und eine Höhe von 11,5 m. Die Schieberkammer ist 2 m breit und 1,7 m hoch. Die Querschnittsfläche der Toskammer beträgt somit rund 100 m<sup>2</sup>, das Volumen ca. 3000 m<sup>3</sup>. Das Berechnungsnetz wurde unter Ausnützung der Symmetrie der Strömung als Halbmodell generiert. Das Netz, bestehend vorwiegend aus Hexaedern, hat rund 650.000 Zellen (Abb. 3).





Für die räumliche Diskretisierung aller Variablen wurde das begrenzte Upwind-Verfahren 2. Ordnung verwendet. Für die Zeitintegration wurde das implizite Euler Schema 1. Ordnung verwendet. Für die Turbulenzschließung wurden die zwei Turbulenzmodelle Standard k-epsilon Modell und SST (Shear Stress Transport) Modell getestet. Der Vergleich der beiden Turbulenzmodelle zeigte für die Berechnungen in der Toskammer, dass die Unterschiede in den berechneten Drücken gering sind. Tab. 1 listet die in den numerischen Simulationen verwendeten Randbedingungen auf.

Variable	Einlass	Wand	Auslass	Atmosphäre	Symmetrieebene
<b>alpha</b> (Indikator Was- ser-Luft)	0-gradient	0-gradient	0-gradient	0-gradient	Symmetrie
<b>U</b> (Geschwindigkeit)	fixiert	noSlip, Log-Gesetz glatt	0-gradient	0-gradient	Symmetrie
P (Druck)	0-gradient	0-gradient	0-gradient	fixiert	Symmetrie
<b>k</b> (Turbulente kinet- ische Energie)	fixiert	Wandfunktion	0-gradient	0-gradient	Symmetrie
<b>epsilon</b> (Turbulente Dissipationsrate)	fixiert	Wandfunktion	0-gradient	0-gradient	Symmetrie

Tab. 1 Verwendete Randbedingungen im numerischen Modell

Abb. 4 und Abb. 5 zeigen die Positionen der Druckmesspunkte im Modellversuch sowie den Vergleich der gemessenen mit den simulierten Drücken für die zwei betrachteten Validierungslastfälle Q = 108 m<sup>3</sup>/s und Q = 30 m<sup>3</sup>/s. Die mittlere Abweichung der simulierten zu den gemessenen Druckhöhen beträgt zwischen 1,5 und 2 m Wassersäule (WS). Die maximalen Differenzen mit Werten zwischen 4 und 5 m WS treten beim Lastfall Q = 108 m<sup>3</sup>/s an der Sohle der Toskammer auf. Wahrscheinlich wird in der Numerik die Ausbreitung des einschießenden Strahls in Richtung Sohle überschätzt. Mit Bedacht auf das komplexe Strömungsgeschehen in der Toskammer mit Fließgeschwindigkeiten bis zu 40 m/s kann festgehalten werden, dass in den 3D numerischen Berechnungen die gemessenen Druckverläufe sehr gut reproduziert werden können.





Abb. 4 Längsschnitt Toskammer Schlegeis mit Druckmesspunkten

Abb. 5 Gemessene (MV) und simulierte (Sim) Druckhöhen für die zwei Validierungslastfälle

## 3.3 Dimensionierung der Toskammer Maria Stein

Als Grundlage für den ersten geometrischen Entwurf der Toskammer diente das aus den Modellversuchsergebnissen entwickelte Diagramm in Abb. 2. Dabei wurden eine Bruttofallhöhe von rund 82 m und eine Förderfähigkeit von 2,5 m<sup>3</sup>/s angesetzt. Das erforderliche Volumen wurde aus der gewählten Länge von 15,5 m (bis zur Prallwand), Breite von 3,5 m und Höhe von 5,5 m mit rund 300 m<sup>3</sup> bestimmt.

Für die Ermittlung der Förderfähigkeiten des gesamten hydraulischen Systems bis zum Freispiegelabfluss im Zugangsstollen bei verschiedenen Druckhöhen und Schieberstellungen des Betriebsschiebers musste, neben der detailgetreuen Modellierung der Schieberkammer, die ca. 80,5 m lange Entleerleitung vom Tiefpunkt des Triebwasserstollens bis zur Toskammer mitmodelliert werden. Das Schema des numerisch berechneten hydraulischen Systems ist in Abb. 6 dargestellt.



Entleerleitung, L = 80.46 m (bis Konfusor), d = 594 mm

#### Abb. 6 Längsschnitt des numerisch berechneten hydraulischen Systems

Das numerische Setup wurde aus den validierten Schlegeis-Simulationen übernommen. Die numerischen Randbedingungen wurden, bis auf die Einlassrandbedingungen, ebenfalls aus den Schlegeis-Simulationen übernommen (Tab. 1). Der Geschwindigkeit am Einlass wurde eine Neumann-Randbedingung zugewiesen. Die Druckhöhe am Einlass wurde entsprechend den definierten Stauzielen vorgegeben. Das Berechnungsnetz wurde mit der vertikalen Symmetrieebene entlang der longitudinalen Mittelachse generiert. Das Netz, bestehend vorwiegend aus Hexaedern, hatte rund 1.030.000 Zellen. Der Zeitschritt wurde entsprechend einer maximal erlaubten Courant-Zahl von 1 variabel eingestellt und hatte die Größenordnung von 10e-4 s. Die durchschnittliche Rechenzeit für eine Simulationsdauer von 20 Sekunden bis zu einem stationären Ergebnis betrug ca. 25 Stunden, bei Verwendung von 32 Intel-Xeon Prozessoren am ZAMG Cluster.

Die 3D Simulationen der ersten Toskammerentwürfe zeigten, dass vor allem die auftretenden Drücke, im Vergleich zu den Modellversuchen Schlegeis, klein sind und damit Optimierungspotenzial hinsichtlich der Toskammerabmessungen gegeben war. In einem numerischen Variantenstudium wurde die Geometrie hinsichtlich der Abmessungen Toskammerlänge, Toskammerhöhe, Querschnittsfläche, Prallwandhöhe sowie Auslaufbereich mit Wehrhöcker optimiert.

Für den Ausführungsvorschlag konnten die Abmessungen der Toskammer im Variantenstudium maßgeblich reduziert werden. So hat der Ausführungsvorschlag ein deutlich reduziertes Volumen von rund 95 m<sup>3</sup>, eine Länge bis zur Prallwand von 8,5 m, eine Breite von 3,5 m und eine durchschnittliche Höhe von 3,4 m. Die durchschnittliche Querschnittsfläche in der Toskammer

beträgt 11,30 m<sup>2</sup>. Der entwickelte Ausführungsvorschlag ist mit den maßgebenden Abmessungen in Abb. 7 dargestellt. Im Gegensatz zur Toskammer Schlegeis wurde aus baulichen Gründen die Schieberkammer mit anschließendem Einlaufbereich in die Toskammer nach unten gesetzt. Im 5,3 m langen Auslaufbereich flussab der 2 m hohen Prallwand wurde die Sohle, im Vergleich zur Toskammer Schlegeis, abgesenkt. Einerseits kann zusätzliches Dissipationsvolumen bereitgestellt sowie mit Verringerung der Fließgeschwindigkeiten die Strömung am Übergang zum Freispiegelabfluss / Wehrüberfall beruhigt und andererseits Betonvolumen gespart werden.



Abb. 7 Längsschnitt und Querschnitt des Ausführungsvorschlags der Toskammer Maria Stein

Die 3D numerisch untersuchten Lastfälle wurden in Betriebslastfälle und einer Sicherheitsbetrachtung mit höheren Durchflüssen unterschieden. Die Lastfälle variieren in der Druckhöhe (Wasserspiegel Druckstollen) und in der Schieberöffnung des Betriebsschiebers.

Exemplarisch für einen maßgebenden Betriebslastfall (Q = 2,53 m<sup>3</sup>/s, Druckhöhe H<sub>D</sub> = 82,0 m) sind in Abb. 8 und Abb. 9 die berechneten Fließgeschwindigkeiten und Drücke dargestellt. Der Strahl wird aufgrund der Teilstellung des Schiebers konvektiv beschleunigt und schießt mit über 30 m/s in die Toskammer. An der Prallwand wird der höchste Druck mit ca. 1,2 bar erreicht. Entlang der Prallwand ist ein hoher Druckgradient zu verzeichnen, wobei am Übergang zur Prallwandoberkante ein maximaler Unterdruck von -0,07 bar berechnet wird. Die Auswertungen der turbulenten kinetischen Energie (Abb. 10) und der Dissipationsrate (Abb. 11) belegen eine gute Energiedissipation in der Toskammer und demonstrieren die Wirkungsweise der Prallwand als Störkörper.



Abb. 8 Berechnete Fließgeschwindigkeiten, Symmetrieebene, Ausführungsvorschlag







Abb. 10 Berechnete turbulente kinetische Energie, Symmetrieebene, Ausführungsvorschlag





#### 4 Diskussion

Umfangreiche Literaturrecherchen, durchgeführt von den Autoren, ergaben keine wesentlichen Hinweise zu Bemessungskriterien für die Dimensionierung von druckbeaufschlagten Toskammern. Das aus den Modellversuchen der TU Wien entwickelte Bemessungsdiagramm (Abb. 2) kann zur groben Vordimensionierung herangezogen werden, jedoch werden höchstwahrscheinlich in der Regel zu große Toskammerabmessungen daraus abgeleitet, wie auch die hier vorgestellte Studie zeigt. Die resultierenden Drücke im Ausführungsvorschlag sind vergleichsweise gering, was auf die Möglichkeit von noch kleineren Toskammerabmessungen hinweist. Anzumerken ist dabei, dass die Autoren aus Sicherheitsaspekten heraus den Ausführungsvorschlag nicht ausreizend optimiert haben.

Unter den Gesichtspunkten der zu dissipierenden Energie, der ausreichenden Förderfähigkeit des Gesamtsystems sowie der maximal und minimal zulässigen Drücke sehen die Autoren For-

schungsfragen hinsichtlich der Bemessungskriterien für die generellen Abmessungen der Toskammer (Länge, Querschnittsfläche, Volumen) aber auch hinsichtlich der maßgebenden Toskammerelemente: Einlaufbereich (Höhe über Boden, Zuströmwinkel), Prallwand (Position, Ausbildung, Höhe), Auslaufbereich (Gestaltung, Höhe), Wehrhöcker (Ausbildung, Höhe).

## 5 Zusammenfassung

Für das im Jahr 2022 in Betrieb genommene Gemeinschaftskraftwerk Inn wurde mittels CFD-Modellierung eine druckbehaftete Toskammer für die Entleerungseinrichtung des Triebwasserstollens dimensioniert. Die Ergebnisse von physikalischen Modellversuchen der TU Wien zu bereits ausgeführten Toskammern dienten dabei als Validierung für das numerische Modell. Die durchgeführte Validierung des 3D numerischen Programms zeigte eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse des Modellversuches und der CFD-Berechnung.

Als Grundlage für die ersten geometrischen Entwürfe der Toskammer diente ein aus den Modellversuchsergebnissen entwickelte Bemessungsdiagramm. In einem Variantenstudium für die Dimensionierung der Toskammer wurden die Hauptabmessungen sukzessive reduziert und zum Ausführungsvorschlag entwickelt. Anlagenversuche in der Inbetriebsetzungsphase der Anlage GKI zeigten, dass die Energieumwandlung in der Toskammer einwandfrei ist.

Das System der druckbeaufschlagten Toskammer kann bei Druckhöhen bis ca. 130 m und Durchflüssen bis 100 m<sup>3</sup>/s und darüber hinaus als das Mittel der Wahl zur Energieumwandlung bezeichnet werden, wenn die Energiedissipation auf engstem Raum erfolgen soll.

Die bisher ausgeführten druckbeaufschlagten Toskammern wurden auf Grundlage von aufwendigen Modellversuchen oder numerischen Berechnungen dimensioniert. Für eine allgemein gültige Anwendbarkeit des Systems wären Bemessungsangaben in Form eines Formelapparates bzw. Diagrammen wünschenswert, deren Ausarbeitung von den Autoren angeregt wird.

## Literatur

- Vischer, D. (1984). Energievernichter im Wasserbau, Schweizer Ingenieur und Architekt, 40/84, S. 769 776
- Widmann, R. (1973). Bottom outlets with stilling caverns at high dams, Conference Proceedings, ICOLD Congress, Madrid

## Anschrift der Verfasser

Dr. Clemens Dorfmann flow engineering Ingenieurbüro für Wasserbau 8010 Graz, Österreich clemens.dorfmann@flowengineering.at

Dr. Dominik Mayr 3d-Hydro Engineering GmbH Ingenieurbüro für konstruktiven Wasserbau und Hydraulik 8045 Graz, Österreich dominik.mayr@3dHE.at

## Nachhaltige Kleinwasserkraft-Entwicklung in Zentralasien – Hydro4U in der Planungsphase

Bertalan Alapfy, Tobias Siegfried, Bernhard Zeiringer, Daniel S. Hayes, Moritz Roth, Hannah Schwedhelm, Pieterjan Verhelst, Johan Coeck und Nils Rüther

## Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag befasst sich mit dem ganzheitlichen Planungsprozess für einen der Demostandorte innerhalb des Hydro4U Projekts, dem At-Bashy-Kleinwasserkraftwerk in Kirgisistan. Das Kleinwasserkraftwerk wird an einem bestehenden Wehr geplant, welches derzeit zur Bewässerungsausleitung genutzt wird. Hydrologische Modelle wurden verwendet um den Referenzzustand des Einzugsgebietes darzustellen, sowie um Aussagen über die klimatologische Entwicklung und die verfügbaren Wasserressourcen in der Zukunft treffen zu können. Zusätzlich wurden Befischungen durchgeführt, um Kenntnissen über die vorherrschende Fischfauna zu gewinnen und dies als Grundlage für die Planung der Fischaufstiegsanlage zu verwenden. Structure from Motion (SfM) wurde als Methodik angewandt, um detaillierte Gelände- und Bauwerksinformationen zu erhalten, die die Planung der Kraftwerkskomponenten in Verbindung mit dem bestehenden Bauwerk unterstützt. Basierend auf diesen Informationen wird an diesem Standort ein Kleinwasserkraftwerk bestehend aus zwei Modulen mit einer Nennleistung von 1,2 MW gebaut.

#### 1 Einleitung

Das von der EU finanzierte Projekt Hydro4U demonstriert innovative Technologien und Methoden durch die Umsetzung von zwei Kleinwasserkraftanlagen in Zentralasien (Jorde et al., 2022). Einer dieser Demostandorte befindet sich am Fluss At-Bashy südöstlich der Stadt Naryn in Kirgisistan und wurde als Demonstrationsanlage für die modulare "Hydroshaft Power Solution" (HSPS) ausgewählt, die im Rahmen des Hydro4U-Projekts entwickelt wurde. Das Design ist eine Optimierung des bereits bestehenden Schachtkraftwerk-Konzepts, das an der Technischen Universität München entwickelt wurde (Sepp & Rutschmann, 2014). Die Optimierungen zielen darauf ab, die technischen Komponenten zu standardisieren, sie auf einem modularen Rahmen zu platzieren und die konstruktive Komplexität zu reduzieren, so dass die Kosten erheblich gesenkt werden können und die Implementierung auch an abgelegenen Standorten bei schwierigen Rahmenbedingungen möglich ist.

Die Gegebenheiten des Projektstandorts sind gut geeignet, um diese Bauweise und Technologie zu demonstrieren. Ein bestehendes Wehr mit drei Drucksegmenten (Abb. 1) bietet Platz für bis zu drei Module mit je einer Turbine. Die Tatsache, dass das Wehr saniert werden muss, erhöht den Nutzen des Projekts. Da das Wehr für die Bewässerungsausleitung genutzt wird, ist der Wasser-Energie-Nahrungsmittel-Klima-Nexus Zusammenhang zu betonen.

Trotz des großen Potenzials wurde die Entwicklung von Kleinwasserkraft in Kirgisistan in den letzten Jahrzehnten nicht vorangetrieben. Aus diesem Grund gibt es nur wenige Erfahrungen in diesem Bereich und keine mit der EU-Wasserrahmenrichtlinie vergleichbaren Umweltschutzvorschriften. Das Hydro4U-Konsortium hat sich zum Ziel gesetzt, an diesem Standort ein Projekt zu entwickeln, das einen ganzheitlichen Planungsansatz mit innovativen Methoden verfolgt, der weit über den Rahmen üblicher Planungsstudien in vergleichbarer Größenordnung in dieser Region hinausgeht. Die gewonnenen Erfahrungen und der stattfindende Wissenstransfer sollen sicherstellen, dass ähnliche Projekte in Zukunft mit den entsprechenden Methoden und Technologien auf kommerzieller Basis durchgeführt werden können. Der vorliegende Beitrag beschreibt verschiedene Aspekte dieses ganzheitlichen Planungsprozesses.



Abb. 1 Wehr der Bewässerungsausleitung At-Bashy

#### 2 Hydrologie

Der Fluss At-Bashy ist ein linker Nebenfluss des Naryns in Zentralasien, dessen Einzugsgebiet im kirgisischen Oberlauf des größeren Syr-Darya-Einzugsgebiets liegt. Mit einem mittleren Abfluss von 16,6 m<sup>3</sup>/s für Aufzeichnungen aus den Jahren 1970 bis 1995 bietet der Gebirgsfluss gute Bedingungen für die Entwicklung der Wasserkraft (Datenquelle: Kyrgyzhydromet). Das Abflussregime ist nivo-glazial und damit stark saisonal geprägt, mit Niedrigabflüssen während der kalten Wintermonate (Normabfluss von 8,1 m<sup>3</sup>/s) und Spitzenabflüssen während der warmen Jahreszeit von April bis September (Normabfluss von 24,0 m<sup>3</sup>/s). Im Winter ist der Fluss mit beträchtlichen Eismengen (>30 cm dick) bedeckt.

Um die Planung des Kraftwerks zu unterstützen, wurde ein konzeptionelles hydrologisches Modell implementiert, kalibriert und validiert. Anschließend erfolgte die Berechnung von Abflussdauerlinien und die Quantifizierung der Klimaauswirkungen im Einzugsgebiet im Verlauf des 21. Jahrhunderts. Für alle Simulationen wurde das hydrologische Modell mit täglichen Zeitschritten ausgeführt. Für die Modellierung des Abflusses wurde das HBV-Modell verwendet, das in dem Modellierungsprogramm RS MINERVE (Seibert, 1997; Roquier et al., 2021) implementiert ist. Um die höhenabhängige Dynamik der jährlichen Schneeschmelze adäguat abzubilden, wurde das Flusseinzugsgebiet in Teileinzugsgebiete und Höhenbänder mit einem vertikalen Abstand von 200 m unterteilt. Die Abgrenzung des Einzugsgebiets und der Höhenbänder wurde in QGIS erstellt unter Verwendung des digitalen Höhenmodell SDRTM mit einer Auflösung von 30 Metern (QGIS-Entwicklungsteam 2022; NASA JPL 2013). Für jedes Höhenband und jedes Teileinzugsgebiet wurden separate numerische Niederschlags-Abfluss-Modelle mit Hilfe des hochaufgelösten CHELSA V21-Klimadatensatz implementiert (Karger, Wilson, et al. 2021; Karger et al. 2020; Karger, Conrad, et al. 2021; Karger et al. 2017). Höhenband-spezifische tägliche Temperaturund Niederschlagsdaten zwischen dem 01.01.1979 und dem 31.12.2011 wurden für die Modellkalibrierung, -validierung und die Simulation des Referenzzustandes verwendet, mit dem zukünftige Abflüsse unter Klimaszenarien verglichen werden.

Gletscherbeiträge wurden mit Python Glacier Evolution (PyGEM) berechnet und als Quellterme zu den Niederschlags-Abfluss-Simulationen hinzugefügt (Rounce, Hock, und Shean, 2020; Rounce et al., 2023). Für die Modellkalibrierung und -validierung wurden monatliche Abflussbeobachtungen am Pegel Atschakamandy aus den Jahren 1979 bis 1995 verwendet, die von der

kirgisischen Agentur Hydromet bereitgestellt wurden. Drei CMIP6-Klimamodelle und vier Kombinationen globaler sozioökonomischer Szenarien (SSP126, SSP245, SSP370 und SSP585) wurden im Hinblick auf ihre Auswirkungen auf das hydrologische System des At-Bashy-Flusses bewertet. Die mittleren zukünftigen Überschreitungsdauerlinien, die über drei globale Klimamodelle (GCM) und zehn Jahre für jedes Szenario zusammengefasst wurden, sind im Betriebsbereich des geplanten Wasserkraftwerks ähnlich. Bei allen Szenarien wird für die Zukunft allgemein ein Rückgang der Wasserverfügbarkeit um ca. 25 % im Vergleich zum Referenzzustand erwartet (Bereich: 20-50 m<sup>3</sup>/s). Dieser Rückgang wird für die kalte Jahreszeit im Vergleich zur Ausgangssituation in der gleichen Größenordnung prognostiziert. Diese projizierten Entwicklungen stehen im Einklang mit den erwarteten Veränderungen der Hydrologie des zentralasiatischen Hochgebirges.

## 3 Umweltverträglichkeit

#### 3.1 Hydromorphologie

Das bestehende Wehr befindet sich in einem verzweigten Flussbett (siehe Abschnitt 4.1, Abb. 3), das durch hydromorphologische Prozesse wie Erosion, Transport und Ablagerung von Sedimenten gekennzeichnet ist. Diese Prozesse müssen verstanden und bewertet werden, um das Wasserkraftwerk nachhaltig zu planen und zu betreiben. Im Hinblick auf die ökologische Nachhaltigkeit ist es von entscheidender Bedeutung, die negativen Auswirkungen künstlicher Bauwerke auf natürliche morphologische Prozesse und damit verbundene Ökosystemleistungen zu minimieren. Im Hinblick auf die technisch-ökonomische Nachhaltigkeit muss jedoch auch das Risiko der Sedimentation im Ober- und Unterwasser minimiert werden. Verfügbare historische Luftbilder werden genutzt, um Flusslaufveränderungen in der Vergangenheit in Übereinstimmung mit hydrologischen Informationen zu identifizieren. Zusätzlich bilden hochaufgelöste Drohnenbilder und digitale Höhenmodelle (siehe Abschnitt 4.1) die Grundlage für die Bestimmung der Sedimentkorngrößenverteilungen sowie für die Berechnungen und Simulationen der Strömungsverhältnisse und des Sedimenttransports. Fotos von Sedimenten werden mit der Software Basegrain (Detert und Weitbrecht, 2013) ausgewertet und dienen zur Definition von Eingabeparametern für hydrodynamische und hydromorphologische Simulationen. Diese Simulationen liefern weitere Erkenntnisse über die Geschwindigkeitsverteilungen und Sedimenttransportkapazitäten im Oberwasser des Wehrs. Außerdem erleichtern diese Daten die Identifizierung möglicher Maßnahmen zur Aufrechterhaltung der Sedimentkonnektivität.

#### 3.2 Bewertung der Fischfauna und Planung von Fischwanderhilfen

Um die Fischvielfalt und den Populationsstatus des At-Bashy-Flusses zu bewerten, wurde im Oktober 2022 eine semi-quantitative Fischbestandserhebung mit einem Rucksack-Elektrobefischungsgerät (Honda FEG 1500, 1,5 kW) durchgeführt. Dabei wurden vier Abschnitte beprobt: zwei der Abschnitte befanden sich flussaufwärts der Wehranlage [1: Schluchtabschnitt im Oberlauf, 13,7 km flussaufwärts des Wehrs, 41°14'52.4 "N 76°22'58.6 "E; 2: 2,8 km flussaufwärts des Wehrs, 41°13'46.9 "N 76°15'55.3 "E], und zwei Abschnitte flussabwärts der Anlage [1: direkt flussabwärts des Wehrs, 41°13'40.4 "N 76°13'35.9 "E; 2: flussabwärts der Stadt At-Bashy, 41°12'00.3 "N 75°44'15.2 "E]. In jedem Abschnitt wurden alle verfügbaren Lebensraumtypen (z.B. Furten, Kolke, Buchten, Uferbereiche) beprobt. Die Erhebung konnten das Vorkommen von drei Fischtaxa bestätigen (siehe Tab. 1).

Fischtaxa	Gefangene Exemplare	Mittlere Länge ± SD [mm]	Mittleres Gewicht ± SD [g]
Steinschmerle ( <i>Triplophysa</i> sp.)	373	79.5 ± 19.1	3.4 ± 2.1
Osman ( <i>Diptychus</i> sp.)	208	97.1 ± 25.3	6.5 ± 4.9
Schneeforelle (Schizothorax sp.)	138	104.9 ± 35.5	15.1 ± 13.2

 
 Tab. 1 Nachgewiesene Fischtaxa im At-Bashy Fluss, einschließlich Längen- und Gewichtsangaben

Alle Fischtaxa waren sowohl stromaufwärts als auch stromabwärts des Wehrs zu finden, wobei mehr Individuen stromabwärts gefunden wurden (Abb. 2). Der stromabwärts gelegene Abschnitt bei der Stadt At-Bashy wies mit 360 Ind./100 m die höchsten Häufigkeiten für Schmerle, 98 Ind./100 m für Osman und 193 Ind./100 m für Schneeforelle auf. Der Abschnitt unmittelbar flussabwärts des Wehrs wies ähnliche Häufigkeiten von Schmerle (50 Ind./100 m) und Osman (73 Ind./100 m) auf wie der flussaufwärts gelegene Abschnitt in der Schlucht (Schmerle: 40 Ind./100 m; Osmane: 74 Ind./100 m). Schneeforellen konnten in diesen beiden Abschnitten nicht nachgewiesen werden. Dagegen war die Schneeforelle in dem Abschnitt stromauf des Wehres häufiger anzutreffen (11 Ind./100 m); Osmane fehlten an diesem Standort völlig (Abb. 2).



**Abb. 2** Populationsstatus der drei Fischtaxa, die im Fluss At-Bashy an zwei Abschnitten flussaufwärts und zwei Abschnitten flussabwärts des Umleitungswehrs gefangen wurden, normiert auf Fische pro 100 m Flusslänge.

Die Analyse der Fischpopulation ergab einen akzeptablen Zustand. Der Anteil der Jungfische deutet darauf hin, dass sich die Fische im At-Bashy-Fluss-System auf natürliche Weise fortpflanzen. Die Längen-Frequenz-Diagramme der vier beprobten Abschnitte zeigen jedoch auch, dass

das Wehr die Laichwanderung erwachsener Fische behindert, wodurch die Bestandsgröße stromaufwärts des Wehrs verringert wird. Die große Anzahl subadulter und adulter Fische, insbesondere der Schneeforellen, in den unteren Abschnitten deutet darauf hin, dass diese Flussbereiche als Winterhabitate genutzt werden, was ebenfalls die Bedeutung der Flussverbindung für auf- und abwärts wandernde Fische unterstreicht.

Basierend auf diesen Erkenntnissen ist die Vernetzung in Längsrichtung der wichtigste Aspekt der ökologischen Sanierung an diesem Standort. Daher wird mit dem Bau des Wasserkraftwerks der Bau einer Fischaufstiegsanlage verknüpft, die Wanderfischen Korridore bieten soll, um die künstlich geschaffene Barriere zu überwinden. Durch diese Maßnahmen wird das einzige Wanderhindernis in einem ansonsten weitgehend unberührten Flussabschnitt umgangen; entsprechend positive Entwicklungen der natürlich vorkommenden Fischfauna sind daher zu erwarten. Die allgemeinen Anforderungen an voll funktionsfähige Fischaufstiegsanlagen basieren auf der Auffindbarkeit und Durchgängigkeit für alle Arten, was bei der Gestaltung des Fischpasses berücksichtigt wird. Abhängig von der Flussgröße und den jahreszeitlichen Abflussverhältnissen am Planungsstandort wurde zunächst ein geeigneter Fischaufstiegstyp ermittelt, der in der Nähe des Wehrs liegen sollte, um Fische zum Einstieg zu locken. Aufgrund der topografischen Gegebenheiten und der steilen Böschungen in der Nähe des Kraftwerks scheint eine Kombination aus einem naturnahen Umgehungsgerinne und einem vertikalen Schlitzpass am Ein- und Ausstieg am besten geeignet. Zusätzlich zu den möglichen flussabwärts gerichteten Wanderkorridoren über die bestehenden Hochwasserentlastungsanlagen und die Fischaufstiegsanlage bietet die modulare Hydroshaft-Lösung einen funktionalen Korridor für flussabwärts wandernde Fische (Geiger et al., 2016).

Nach dem Bau des Wasserkraftwerks und des Fischpasses am Demostandort At-Bashy ist es wichtig, die Effizienz des Fischpasses durch eine geeignete Bewertungsmethode wie die Telemetrie zu bewerten. Obwohl an vielen Orten der Welt Studien zur Fischwanderung durchgeführt worden sind, wurden solche Studien unseres Wissens nach bisher nicht in Kirgisistan durchgeführt; auch die Techniken für solche Studien sind im kirgisischen Kontext neu. Die passiven integrierten Transponder (PIT) und die Radiotelemetrie sind die am besten geeigneten Telemetrie-Techniken für den Standort. PIT- und Radiotelemetrie sind im Gegensatz z. B. zur akustischen Telemetrie unempfindlich gegenüber Turbulenzen. PIT-Tags senden ein Signal mit einer eindeutigen ID aus, wenn sie sich über eine Antenne bewegen, denn dadurch wird der Tag aufgeladen. Daher sind PIT-Tags nicht auf Batterien angewiesen und können mehrere Jahre lang halten. Außerdem sind sie sehr klein (z.T. so groß wie ein Reiskorn). Der Erfassungsbereich einer solchen Antenne ist jedoch je nach Art des Antennensystems und der verwendeten PIT-Tags auf maximal 10-50 cm begrenzt. Daher eignet sich diese Technik nur für den Einsatz innerhalb des Fischpasses. Die Strömung des At-Bashy Flusses ist zu dynamisch und zu tief, um Antennen im Flusskanal anzubringen. Trotz des begrenzten, aber wichtigen Wissens über die Fischwanderung durch den Fischpass mit Hilfe der PIT-Telemetrie kann diese Technik durch die Radiotelemetrie ergänzt werden, um das Bewegungsverhalten der markierten Fische in größerem Maßstab zu kartieren, z. B. um den Zeitpunkt der Ankunft am Hindernis oder am Fischpass und das Aufenthaltsverhalten, aber auch potenzielle Laichplätze flussaufwärts nach der Passage zu ermitteln.

## 4 Technische Planung

#### 4.1 Von der Drohnenvermessung zum 3D-Modell

Structure from Motion (SfM) hat sich zu einer integralen Methode zur Erstellung von 3D-Modellen der natürlichen und bebauten Umwelt entwickelt. Mit der Fotogrammmetrie-Software Agisoft Metashape Professional Edition wurde ein Arbeitsablauf implementiert, der Luftbilder verarbeitet, um digitale Höhenmodelle (DEM) und 3D-Modelle bestehender Strukturen für die nachfolgenden Planungsaufgaben zu erstellen. Im Fall des At-Bashy-Projekts stellt es einen großen Vorteil dar, in der Planungsphase mit realen Daten zu arbeiten anstelle der oft unzureichenden Bestandsplänen. Da hier die neuen Komponenten des Kraftwerks an die bestehenden Strukturen des Wehrs angeschlossen werden, ist hier die Genauigkeit von entscheidender Bedeutung.

Für einen effizienten Vermessungsflug wurde das Kartierungsgebiet im Vorfeld mit QGIS definiert und in die Software DJI Pilot 2 importiert. Je nach Hardware (Kamera, Drohne) werden relevante Informationen für den autonomen Flug hinzugefügt, wie Flughöhe und Geschwindigkeit. Mit den gegebenen Einstellungen betrug das Kartierungsgebiet 1,25 km<sup>2</sup> und bestand aus 3.398 Fotos. Die geschätzte Flugzeit betrug 1:33 h, abhängig von den Windverhältnissen. Die Fotos wurden mit der Vollformatkamera DJI Zenmuse P1 mit einer Festbrennweite von 35 mm aus 120 m Höhe aufgenommen, die von einer DJI Matrice M300RTK Drohne getragen wurde. Um auf schwankende Lichtverhältnisse zu reagieren und hohe Iso-Werte (Iso-Rauschen) bei Bewölkung zu vermeiden, wurde dieser Wert in den Kameraeinstellungen festgelegt. Die Blende und die Verschlusszeit des Objektivs wurden auf Automatik eingestellt. 32 Bodenkontrollpunkte (Ground Control Points, GCPs) wurden im Kartierungsgebiet ausgelegt und mit einer GNSS-Basis-Rover-Einrichtung genau vermessen. Zu diesem Zweck wird die Basis an einem festen Punkt kalibriert. Der Rover ist mit der Basis verbunden und wird zur Vermessung der GCPs eingesetzt. Bei der Nachbearbeitung wurden die Bilder zunächst in Metashape importiert und Fotos schlechter Qualität aussortiert. Um die Fotos korrekt auszurichten, wurde ein Referenzkoordinatensystem (WGS84 UTM Zone 43N) definiert. Die Koordinaten der GCPs wurden in Metashape importiert und den jeweiligen Bildern zugewiesen, auf denen sich die GCPs befinden. Auf diese Weise konnte der Fehler bei der Ost- und Nordrichtung sowie der Höhe reduziert werden (unter 3 cm zwischen Modell und Referenzkoordinatensystem).



Abb. 3 Erstelltes Orthofoto (links) und Punktwolke (rechts)

Schließlich kann das Orthofoto erstellt werden, wie in Abb. 3 zu sehen ist. Mit der Software cloud compare kann störende Vegetation retuschiert werden, um ein digitales Höhenmodell (DEM) und eine Punktwolke zu erstellen, die als Planungsgrundlage für das Projekt dienen. Aus der dichten Wolke des Bauwerks werden insbesondere die relevanten Maße derjenigen Bauteile abgeleitet,
an die das neue Bauwerk angeschlossen werden soll. Die Daten werden in ein Gebäudeinformationsmodell integriert, das die Geometrie des Bestandsbauwerks enthält.

## 4.2 Entwurf des neuen Bauwerks

Im Gegensatz zu den bisher realisierten Schachtkraftwerk-Projekten, bei denen das System individuell für einen bestimmten Standort entworfen und gebaut werden musste, wurden bei dem von der TUM, Global Hydro und Muhr entwickelten HSPS-System alle technischen Komponenten in einer standardisierten Produktlinie mit vordefinierten Schnittstellen und Montagepunkten zusammengefasst, was den Aufwand für Konstruktion, Fertigung und Montage reduziert. Die Hauptkomponenten eines HSPS-Moduls (Abb. 4) werden an einem Stahlgerüst mit vordefinierten Montagepunkten für eine einfache bauliche Umsetzung befestigt: Turbinen-Generator-Einheit mit Hebesystem, Absperrschieber inkl. Antriebssystem und Rechen mit Reinigungsmechanismus. Die Anpassung an spezifische Standortbedingungen erfolgt durch Verstellmöglichkeiten innerhalb des Baukastensystems, so dass Breite, Länge und Höhe der Bauteile des Moduls entsprechend variiert werden können. Weitere Flexibilität wird durch die Möglichkeit geschaffen, mehrere Module nebeneinander zu platzieren.



Abb. 4 3D-Modell einer HSPS-Einheit.

Auf der Grundlage der gesammelten und in den vorangegangenen Abschnitten beschriebenen Informationen wurde ein ganzheitlicher Planungsansatz gewählt, um alle relevanten Aspekte in den Entwurf des neuen Kraftwerks zu integrieren. Im ersten Schritt mussten die wichtigsten Planungsparameter - Fallhöhe und Ausbauabfluss - festgelegt werden. Am gegebenen Standort wurden die folgenden Randbedingungen für die Bestimmung des Bemessungsabflusses berücksichtigt: (i) Wasserverfügbarkeit unter Berücksichtigung künftiger hydrologischer Veränderungen aufgrund des Klimawandels, (ii) Nexus-Beschränkungen aufgrund des bestehenden und potenziell wachsenden Bedarfs an Wasserumleitung, (iii) technische Beschränkungen aufgrund der Geometrie des bestehenden Bauwerks (das Wehr bietet Platz für maximal drei identische Module) und (iv) wirtschaftliche Beschränkungen zur Bestimmung der Rentabilität zusätzlicher Investitionen zur Erhöhung des Ausbaugrades. Unter Berücksichtigung dieser Randbedingungen wurde beschlossen, zwei Module mit einem Turbinenabfluss von je 9 m<sup>3</sup>/s zu installieren. Die Gesamtkapazität von 18 m<sup>3</sup>/s wird im Durchschnitt an 50 d/a verfügbar sein, wenn man das trockenste Jahr aller Klimawandel-Szenarien berücksichtigt, und an 140 d/a, wenn man das feuchteste Jahr berücksichtigt. Das bestehende Bauwerk gibt die Fallhöhe weitgehend vor, zusätzlich wurde eine Stauzielerhöhung und Unterwasser-Eintiefung angestrebt. Bei der Ermittlung wurden folgende Aspekte berücksichtigt: (i) Abflusskapazität der bestehenden Hochwasserentlastungsanlage (3 Drucksegmente und ein fester seitlicher Überfall), (ii) flussaufwärts und flussabwärts gelegene Sohlgefälle und Fließgeschwindigkeiten, um Sedimentablagerungen zu vermeiden, und (iii) Geometrie des Unterwasserkanals. Aufgrund schlechter Datenlage wurde für die Dimensionierung der Hochwasserabfuhr ein Reverse-Engineering-Ansatz auf folgende Weise umgesetzt. Zunächst wurde angenommen, dass der BHQ-Pegel 1 m unterhalb der Dammkrone des stromaufwärts gelegenen Deiches liegt. Dann wurde ein numerisches hydrodynamisches 3D-Modell erstellt, um die Abflusskapazität mit dem angenommenen BHQ-Niveau zu berechnen. Anschließend wurden die neuen Bauwerkskomponenten in das Modell eingefügt und die Simulationen mit demselben BHQ-Niveau durchgeführt. Schließlich wurde die Anordnung der Komponenten optimiert, um die gleiche Abflusskapazität wie bei der bestehenden Geometrie zu erreichen.

Um die Fallhöhe weiter zu erhöhen, wurde die Geometrie des Unterwasserkanals umgestaltet. Da die flussabwärts gelegenen Böschungen teilweise eingestürzt sind - wahrscheinlich aufgrund zu steiler Hänge und anhaltender Erosion - muss dieser Bereich ohnehin saniert werden. Bei diesen Bauarbeiten soll die linke Böschung rückverlegt werden, um das Flussbett zu verbreitern. Außerdem soll das Längsprofil des Flussbetts auf einer Länge von rund 300 m um durchschnittlich 0,5 m eingetieft werden, so dass ein einheitliches Gefälle von etwa 0,15 % erreicht wird. Bei der Planung wurde berücksichtigt, dass der Sedimenttransport auch innerhalb dieser neuen Geometrie stattfinden wird. Mit dieser Kombination von technischen Maßnahmen kann die Bruttofallhöhe beim Bemessungsabfluss um 1,1 m auf eine Bemessungshöhe von 7,9 m erhöht werden. Unter Berücksichtigung des Bemessungsabflusses wird das Kraftwerk eine Nennleistung von ca. 1,2 MW haben und - je nach dem hydrologischen Szenario - voraussichtlich 7-8 GWh/Jahr Energie erzeugen.

Die neuen Betonstrukturen des Kraftwerks werden so einfach wie möglich gehalten. Jedes Modul wird aus einem Fundament und zwei Seitenwänden bestehen. Das modulare Trägersystem, welches alle Montagepunkte für die Stahlwasserbaukomponenten und die elektromechanische Ausrüstung beinhaltet, wird anschließend zwischen den Wänden aufgebaut und mit Zweitbeton vergossen. Auf diese Weise gibt es nur zwei Betonierphasen, was einen einfachen, kosten- und zeiteffizienten Bauprozess ermöglicht. Da die neuen Betonbauwerke stromabwärts von einem bestehenden Bauwerk (Abb. 5) errichtet werden, dessen Qualität nicht zuverlässig beurteilt werden kann, müssen die neuen Bauteile als statisch unabhängiges System konzipiert werden. Dennoch muss das bestehende Wehrfundament unterfangen werden, da die neuen Bauteile tiefer liegen müssen als das Fundament des bestehenden Bauwerks. Obwohl es sich um ein strukturell unabhängiges System handeln muss, müssen die neuen Seitenwände an den bestehenden Wehrpfeilern wasserdicht angeschlossen sein, um einen Zulaufkanal zu den HSPS-Einheiten zu schaffen.

## 5 Ausblick

Dieser Bericht bietet einen Überblick der hydrologischen, ökologischen und technischen Planungsarbeiten für den Bau eines Wasserkraftwerks am At-Bashy-Fluss. Die endgültige Machbarkeitsstudie und der Entwurf für die behördliche Genehmigung auf der Grundlage der in diesem Artikel vorgestellten Informationen werden dem lokalen Projektentwickler Ende April 2023 vorgelegt. In Erwartung eines kurzen Genehmigungsverfahrens ist ein Baubeginn im August 2023 geplant. Sofern der Bau und die Installation der technischen Ausrüstung planmäßig verlaufen, wird die Inbetriebnahme für den Frühsommer 2024 erwartet. Dann wird eine detaillierte Bewertung der durchgeführten Maßnahmen beginnen und den Betrieb des KKW bis zum Ende des Hydro4U-Projekts im Mai 2026 begleiten (siehe www.hydro4u.eu für Aktualisierungen).



Abb. 5 Lageplan des Wasserkraftwerks am Wehr von At-Bashy.

# Literatur

- Deinet S., Scott-Gatty K., Rotton H., Twardek W., Marconi V., McRae L., Baumgartner L., Brink K., Claussen J., Cooke S.T., Darwall W., Eriksson B., Garcia de Leaniz C., Hogan Z., Royte J., Silva L., Thieme M., Tickner D., Waldman J., Wanningen H., Weyl O., Berkhuysen A., "The living planet index (LPI) for migratory freshwater fish: technical Report." World Fish Migration Foundation, The Netherlands, 2020
- Detert, M., Weitbrecht, V. "User Guide to Gravelometric Image Analysis by BASEGRAIN." In Advances in River Sediment Research, edited by S. Fukuoka. Hoboken: CRC Press, 2013
- Geiger F., Cuchet M., Rutschmann P., "Experimental investigation of fish downstream passage and turbine related fish mortality at an innovative hydro power setup", La Houille Blanche, Number 6, 2016
- Jorde K., Alapfy B., Schwedhelm H., Siegried T., Habersack H., De Keyser J., Hayes D., Purushottam A., Schneider M., Anarbekov O., "EU supports small hydropower in Central Asia", Hydropower & Dams, Issue 5, 2022
- Karger D.N., Conrad O., Böhner J., Kawohl T., Kreft H., Soria-Auza R.W., Zimmermann N.E., Linder, H.P., Kessler M., "Climatologies at High Resolution for the Earth's Land Surface Areas." Scientific Data 4 (1): 170122., 2017
- Karger D.N., Conrad O., Böhner J., Kawohl T., Kreft H., Soria-Auza R.W., Zimmermann N.E., Linder, H.P., Kessler M., "Climatologies at High Resolution for the Earth's Land Surface Areas." EnviDat., 2021
- Karger D.N., Schmatz D.R., Dettling G., Zimmermann N.E., "High-Resolution Monthly Precipitation and Temperature Time Series from 2006 to 2100." Scientific Data 7 (1): 248. 2020

- Karger D.N., Wilson A.M., Mahony C., Zimmermann N.E., Jetz W., "Global Daily 1 Km Land Surface Precipitation Based on Cloud Cover-Informed Downscaling." Scientific Data 8 (1): 307. 2021.
- NASA JPL, "NASA Shuttle Radar Topography Mission Global 1 Arc Second [Data Set]." NASA EOSDIS Land Processes DAAC. 2013
- QGIS Development Team, "QGIS Geographic Information System." Open Source Geospatial Foundation Project., 2022 http://qgis.osgeo.org.
- Roquier B., Fluxia Sanmartin J., Brauchli T., Baracchini T., Garcia Hernandez J., Foehn A., Paredes Arquiola J., De Cesare G., "RS Minerve." Windows. Sion. 2021
- Seibert J., "Estimation of Parameter Uncertainty in the HBV Model." Hydrology Research 28 (4– 5): 247–62., 1997. DOI: 10.2166/nh.1998.15.
- Sepp A., Rutschmann P., "Ecological hydroelectric concept shaft power plant", International Seminar on Hydro Power Plants, Vienna 11, 2014
- Silva A.T., Lucas M.C., Castro-Santos T., et al" The future of fish passage science, engineering, and practice.", in Fish 19: 340–62, 2018
- Rounce, D.R., Hock R., Maussion F., Hugonnet R., Kochtitzky W., Huss M., Berthier E., et al., "Global Glacier Change in the 21st Century: Every Increase in Temperature Matters." Science 379 (6627): 78–83. 2023
- Rounce, D.R., Hock R., Shean D.E., "High Mountain Asia PyGEM Glacier Projections with RCP Scenarios." NASA National Snow and Ice Data Center Distributed Active Archive Center. 2020
- Verhelst, P., Brys, R., Cooke, S. J., Pauwels, I., Rohtla, M., & Reubens, J. "Enhancing our understanding of fish movement ecology through interdisciplinary and cross-boundary research." Reviews in Fish Biology and Fisheries, 1-25., 2022

#### Anschrift der Verfasser

Dipl.-Ing. (TUM) Bertalan Alapfy, M. Sc. Hannah Schwedhelm, M. Sc. Moritz Roth, M. Eng. Prof. Dr. Nils Rüther Lehrstuhl für Hydraulic Engineering, TU München Arcisstraße 21, D-80333 München bertalan.alapfy@tum.de

Dr. Tobias Siegfried hydrosolutions GmbH Venusstrasse 29, CH-8050 Zürich siegfried@hydrosolutions.com Dr. Dr.nat.techn. Daniel S. Hayes Dipl.-Ing. Bernhard Zeiringer Institut für Hydrobiologie und Gewässermanagement, Universität für Bodenkultur Wien Gregor-Mendel-Straße 33, AT-1180 Wien bernhard.zeiringer@boku.ac.at

Dr. Pieterjan Verhelst Johan Coeck Aquatic Management, Research Institute for Nature and Forest EV-INBO Havenlaan 88 bus 73, BE-1000 Brüssel pieterjan.verhelst@inbo.be

# Wasserkraftplanung Badam – ein Fallbeispiel für nachhaltige Wasserkraft an bestehender Bewässerungsinfrastruktur mit Potential zur Replikation

Hannah Schwedhelm, Aidar Zhumabaev, Tobias Siegfried, Tobias Hägele, Ianina Kopecki, Bertalan Alapfy, Daniel S. Hayes, Bernhard Zeiringer, Klaus Jorde und Nils Rüther

# Zusammenfassung

Innerhalb des von der EU geförderten Projekts "Hydro4U – Sustainable small-scale hydropower in Central Asia" sollen mögliche Standorte für nachhaltige Kleinwasserkraft identifiziert und Machbarkeitsstudien entwickelt werden. In der Region ist eine großausgebaute Bewässerungsinfrastruktur vorhanden, die bisher kaum energetisch genutzt wird. Mit Hilfe der Projektpartner, bestehend aus europäischen und lokalen Experten aus verschiedenen Fachrichtungen, kann durch Analyse der verfügbaren Wasserressourcen und deren aktueller Nutzung, der Entwicklung von innovativen Technologien sowie der Durchführung umfangreicher gewässerökologischer Untersuchungen das Energiepotenzial derartiger bestehender Bewässerungsinfrastruktur effizient und nachhaltig erschlossen werden. Der Standort Badam in Kasachstan wurde innerhalb des Projekts als ein geeigneter Standort identifiziert. Er befindet sich unterhalb eines Bewässerungsreservoirs, durch den eine für die Wasserkrafterzeugung nutzbare vergrößerte Fallhöhe vorhanden ist. Zur Ermittlung des Wasserdargebots wurden hydrologische Modelle erstellt und Simulationen von Klimaszenarien für zwei Einzugsgebiete erstellt, aus denen Wasser für die Bewässerung entnommen wird. Es wurden, wo möglich, vorhandene Abflussdaten zur Kalibrierung und Validierung der Modelle verwendet. Zusätzlich wurden gewässerökologische Studien durchgeführt und unter anderem Habitatmodelle erstellt, mit denen Mindestwasserfragen und Durchgängigkeitsaspekte in den Ausleitungsstrecken analysiert werden. Die Untersuchungen gewährleisten, dass die Wasserkraftnutzung umweltverträglich erfolgt und in den betroffenen Flussabschnitten eine Verbesserung der ökologischen Situation zu erwarten ist. Durch Besichtigungen der Anlagen und Auswertung der Bestandspläne wurden mögliche Standorte für das Krafthaus identifiziert. Im Rahmen einer Variantenstudie wurden ökonomisch sinnvolle Standorte und die zugehörige Technologie untersucht, sowie eine Strategie zur Speicherbewirtschaftung unter Einhaltung europäischer Nachhaltigkeitsstandards entwickelt. Planung und Umsetzung der Wasserkraftanlage sollen als Beispiel dafür dienen, wie eine bestehende Bewässerungsinfrastruktur unter Berücksichtigung von Ökologie sowie lokaler Wasserverfügbarkeit und -nachfrage nachhaltig energetisch genutzt werden kann.

# 1 Einleitung

## 1.1 Projektbeschreibung: Hydro4U

Das von der EU geförderte Projekt "Hydro4U – Sustainable small-scale hydropower in Central Asia" befasst sich mit der Etablierung von Kleinwasserkraft in Zentralasien basierend auf europäischen Standards, um eine nachhaltige dezentrale Energieversorgung voranzutreiben. Das Projekt-Konsortium besteht aus zehn europäischen und drei zentralasiatischen Partnern verschiedener Fachrichtungen. Innerhalb des Projekts werden dabei zwei Kleinwasserkraftwerke geplant und gebaut (demonstration sites) und so die Umsetzbarkeit zweier innovativer und nachhaltiger Technologien in der Region aufgezeigt (Jorde et al. 2022). Weitere Aufgaben innerhalb des Projekts sind die Weiterentwicklung und Modularisierung der beiden Kleinwasserkraft-Technologien, die Planung von weiteren Kleinwasserkraftwerken (planning sites) und die Entwicklung von GIS-basierten Werkzeugen und Handreichungen, die die Identifizierung weitere potentieller Kleinwasserkraftstandorte sowie die Replikation solcher Wasserkraftprojekte vereinfachen. Der Fokus von Hydro4U liegt dabei auf einem ganzheitlichen, nachhaltigen Ansatz, der detaillierte hydrologische und ökologische Untersuchungen an den Wasserkraftstandorten umfasst, Unsicherheiten bezüglich zukünftiger Klimaentwicklungen berücksichtigt sowie alle Aspekte des Water-Food-Energy-Climate Nexus (WFEC) in der Region beachtet, um die Wasserressourcen nachhaltig zu bewirtschaften. Weitere Informationen zum Projekt finden sich in Reisenbüchler et al. (2021) und Jorde et al. (2022).

#### 1.2 Projektgebiet: Badam Reservoir

Das Badam Reservoir wurde innerhalb von Hydro4U als ein geeigneter Planungsstandort (planning site) identifiziert. Das Reservoir befindet sich im Süden von Kasachstan, südöstlich der Stadt Schymkent und besitzt ein Stauvolumen von 60 Mio. m<sup>3</sup>. Es wurde als Teil des Sayram-Togus-Badam-Bewässerungsnetzes gebaut, welches jeweils ein Ausleitungswehr in den Flüssen Sayram und Badam sowie mehrere Bewässerungskanäle und das kleinere Togus Reservoir mit 5 Mio. m<sup>3</sup> umfasst (Abb. 1a). Weiterhin ist es Teil des großen Bewässerungssystems im Arys Einzugsgebiet. Die beiden Flüsse Sayram und Badam haben ihren Ursprung im Ugam Gebirge an der Grenze von Kasachstan zu Usbekistan. Sie besitzen ein stark saisonales Abflussregime, welches durch die Schneeschmelze im Frühjahr und Sommer geprägt ist. Der Sayram mündet südöstlich von Schymkent in den Badam, welcher nordwestlich von Schymkent in den Arys mündet. Im Sayram-Einzugsgebiet befindet sich eine Pegelstation ca. 20 km oberhalb des Ausleitungswehrs und zwei weitere Pegelstationen befinden sich unterhalb von Schymkent im Badam (Abb. 1a).

An dem Ausleitungswehr im Sayram wird rechts Wasser zur Bewässerung ausgeleitet und links Wasser zum Togus Reservoir geleitet. Teile des im Togus Reservoir gespeicherten Wassers werden in den Fluss Badam weitergeleitet und dort am Ausleitungswehr Badam ins Badam Reservoir geführt (blaue Pfeile in Abb. 1b). Unterhalb des Badam Reservoirs wird ein Teil des Wassers wieder zurück in das natürliche Flussbett des Badam geleitet, wo es weiter unterhalb im Arys Einzugsgebiet zur Bewässerung genutzt wird, während große Teile des Wassers zum Zweck der Bewässerung Richtung Schymkent geleitet werden. Durch die schnelle Entwicklung der Stadt Schymkent wurden in den letzten Jahrzehnten immer mehr zuvor landwirtschaftlich genutzte Flächen in Wohnflächen umgewandelt, wodurch die bewässerte Fläche und damit der Wasserbedarf zur Bewässerung in der Region zurückgegangen ist. Das zur Verfügung stehende Speichervolumen im Badam Reservoir wird nur noch zu kleinen Teilen benötigt und große Mengen des Wassers werden nur durch den Stauraum durchgeleitet und dann wieder dem Fluss Badam zugeführt. Einhergehend mit dem Rückgang der landwirtschaftlichen Flächen und dem Anstieg der Bevölkerungszahlen in Schymkent steigt der Energiebedarf der Region.

Der Standort am Badam Reservoir hat damit ein großes Potential zur lokalen Energieerzeugung aus Wasserkraft unter Nutzung der bestehenden Infrastruktur. An beiden Ausleitungswehren gibt es derzeit keine ökologischen Mindestwasserregelungen und auch keine Fischwanderhilfen. Als Planungsstandort in Hydro4U soll für diesen Standort die Nutzung der vorhandenen Wasserressourcen daher folgendermaßen optimiert werden (Abb. 1b):

• die zur Bewässerung benötigten Abflüsse müssen weiter gewährleistet werden,

- durch das vorhandene Stauvolumen im Badam Reservoir und die vorhandene Fallhöhe soll ganzjährlich Energie aus Wasserkraft produziert werden, und
- die ökologische Situation in den bestehenden Restwasserstrecken der Flüsse Sayram und Badam soll durch Dotationskonzepte und Fischaufstiegshilfen an den Ausleitungswehren verbessert werden.

Die Planung einer Wasserkraftanlage in einer solchen bestehenden Bewässerungsinfrastruktur unter Berücksichtigung der zur Verfügung stehenden Wasserressourcen, der Ökologie und des WFEC-Nexus besitzt einen Vorzeigecharakter für die Region, in der viele solcher Bewässerungsbauwerke existieren.



**Abb. 1** Übersicht über das Projektgebiet (a) und die bestehende Bewässerungsinfrastruktur (b) am Badam Reservoir: blaue Pfeile zeigen die Richtungen, aus denen Wasser zum Reservoir Badam geleitet wird (Hintergrund: Google Satellite Bilder überlagert mit digitalem Höhenmodel aus USDS/NASA STRM Daten Version3 (WGS84), Jarvis et al. 2006)

# 2 Methodik

## 2.1 Hydrologie

Die Simulation der hydrologischen Bedingungen sowie der zugehörigen Klimaszenarien wurde in der frei verfügbaren RSMinverve Umgebung erstellt (RS Minerve 2021). Zur exakten Darstellung der Schneeschmelze im Zusammenhang mit der Höhenlage wurde das Einzugsgebiet in Teileinzugsgebiete sowie in Höhenbänder mit 200 m vertikaler Distanz unterteilt, für die jeweils ein hydrologisches Modell erstellt wurde. Der Gletschereinfluss wurde extern mit Hilfe von PyGEM (PyGEM 2022) quantifiziert und zu den Niederschlag-Abfluss-Simulationen addiert. Das Modell wurde kalibriert und validiert anhand dreier Pegelstationen (Abb. 1a) mit monatlichen Aufzeichnungen im Zeitraum von 1979 bis 2011. Es ist zu betonen, dass aufgrund spärlicher Messungen große Modellunsicherheiten bestehen. Das kalibrierte Modell wurde dann verwendet, um die Einflüsse der verschiedenen CMIP6 Niederschlags- und Temperaturszenarien basierend auf drei globalen Zirkulationsmodellen (GCM) und vier sozioökonomischen Varianten (SSP) auf die hydrologischen Bedingungen zu bestimmen. Mit diesen Simulationen der derzeitigen (1979-2011) sowie der prognostizierten zukünftigen hydrologischen Bedingungen (2015-2099) können Aussagen über künftig zur Verfügung stehende Abflüsse getroffen werden. Dies ist relevant für die Planung der Bewässerung, der ökologischen Restwasserabflüsse sowie für die Wasserkraft.

# 2.2 Ökologie

Als Grundlage für die ökohydraulischen Untersuchungen wurden in zwei repräsentativen Restwasserabschnitten des Badams und Sayrams terrestrische Vermessungen, Drohnenbefliegungen, Abflussmessungen, Kartierungen und Befischungen durchgeführt. Bis zum aktuellen Zeitpunkt konnte auf Basis der aufgenommenen Sohlpunkte und der Aufnahmen aus der Drohnenbefliegung anhand der Structure from Motion Methode ein digitales Geländemodell für den Flussabschnitt Badam entwickelt werden (Abb. 2). Mit den Ergebnissen aus der hydrologischen Simulation wurden Abflüsse abgeleitet, für welche ein hydrodynamisch-numerisches 2D Modell erstellt wurde. Durch die Abflussmessungen und aufgezeichnete Wasserspiegellagen konnte das erstellte Modell kalibriert werden.

Für die hydraulischen Berechnungen wurde die Software SRH-2D (SRH-2D 2020) verwendet. Die Ergebnisse der hydraulischen Berechnungen und Befischungen dienen wiederum als Basis für die Habitatmodellierung mit CASiMiR Fish (CASiMiR 2023). Das Habitatmodell verknüpft die hydraulischen Parameter (Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen bei verschiedenen Abflüssen) und die am Gewässer erhobenen Daten (Substratkartierung) mit den Habitatanforderungen einzelner Fischarten und deren Entwicklungsstadien. Die gualitativen Ergebnisse liegen als Flächen verschiedener Habitateignungen vor. Anhand der berechneten Eignungen bei unterschiedlichen Abflüssen und den Anforderungen für eine Durchgängigkeit der typischen Fischfauna können Empfehlungen für jahreszeitspezifische ökologische Mindestabflüsse (environmental flows) erarbeitet werden, die zukünftig eine umweltverträgliche, fischfreundliche Wasserkraft ermöglichen. Fischökologische Untersuchungen Ende 2022 konnten zwölf Fischarten für das Untersuchungsgebiet belegen, der Großteil davon Kleinfischarten, u.a. der Gattung Gobius, Nemacheilus oder Cobitis. Als Zeigerart für die Restwassermodellierung wurde die Snowtrout (Schizothorax eurystomus), eine strömungsliebende Fischart der Familie Cyprinidae, identifiziert, für welche Habitatpräferenzdaten aus dem usbekischen Flusssystem Shakhimardan vorliegen (Hayes et al. 2023).



**Abb. 2** Orthofoto entwickelt aus der Drohnenbefliegung mit Umrandung (rot) des erstellten hydrodynamisch-numerischen 2D Modells und Wasseranschlagslinie (blau) für den Kalibrierungsabfluss in der Strecke Badam (links); Zeigerart für die Habitatmodellierung – Snowtrout (*Schizothorax eurystomus*) (rechts).

## 2.3 Variantenuntersuchung

Durch die Begehung der bestehenden Bauwerke zusammen mit den Betreibern der Anlage und dem Investor sowie durch die Auswertung der Bestandspläne konnten sowohl potentielle Standorte für das Kraftwerk identifiziert als auch Randbedingungen definiert werden, die bei der Planung der Wasserkraftanlage sowie der Fischaufstiegshilfen eingehalten werden müssen (Freihalten von Zufahrtswegen, Gewährleisten der Hochwasserabfuhr, Beibehalten der vollständigen Kapazität des vorhandenen Auslaufbauwerks am Badam Reservoir). Unterhalb des Badam Reservoirs wird das Wasser in einem offenen Kanal zurück in den Fluss beziehungsweise in den Bewässerungskanal geleitet. Dieser Kanal besitzt aufgrund der bestehenden Topographie ein starkes Gefälle. Unter Beachtung dieser zusätzlichen Möglichkeit, Fallhöhe zu gewinnen, wurden drei mögliche Standorte für die Wasserkraftanlage definiert, die sich unterschiedlich weit unterhalb des Staudamms befinden (Tab. 1). Für diese Standorte wurden dann in Absprache mit dem Projektpartner GlobalHydro passende Turbinentypen und deren Anzahl definiert, die hinsichtlich ihrer Leistung verglichen werden.

# 3 Ergebnisse

## 3.1 Hydrologie

Abb. 3 zeigt die aus den hydrologischen Simulationen erstellten Abflussganglinien für Sayram und Badam kurz vor der jeweiligen Ausleitung für die derzeitige Situation und die Zukunftsszenarien. Die prognostizierten zukünftigen Abflusswerte besitzen aufgrund der unterschiedlichen Annahmen für die Temperatur- und Niederschlagsentwicklung einen starken Schwankungsbereich. Allgemein ist jedoch festzustellen, dass die verfügbaren Abflüsse sich kaum ändern werden. Eine zeitliche Verschiebung der Abflussganglinie mit früherem Einsetzen der Schneeschmelze durch die Temperaturerhöhung ist zu erwarten sowie erhöhte Winterabflüsse aufgrund der fortschreitenden Erwärmung. Basierend auf den Abflusssimulationen wird deutlich, dass derzeitig und in Zukunft auch außerhalb der Bewässerungsperiode im Frühjahr und Sommer in beiden Flüssen mit einem Basisabfluss zwischen 5 bis 8 m<sup>3</sup>/s zu rechnen ist, der abzüglich der ökologischen Restwasserabflüsse ganzjährig für die Energieerzeugung aus Wasserkraft genutzt werden kann. Die Abflusssimulationen unterliegen allerdings Modellunsicherheiten, die sich aus den fehlenden Messdaten zur Kalibrierung und Validierung ergeben. Hinzukommt, dass derzeit an den Ausleitungswehren keine exakten Abflüsse gemessen werden, die zur Überprüfung der simulierten Abflüsse dienen könnten.



**Abb. 3** Simulierte Abflussganglinien für Sayram und Badam für die derzeitige Situation und die Zukunftsszenarien (basierend auf verschiedenen SSP) dargestellt für die Periode 2054-2064. Die durchgezogenen Linien zeigen die langjährigen Mittel. Die Sprünge der Hydrographen im Frühjahr und Herbst entstehen aufgrund von Wassertransfer zwischen den Einzugsgebieten.

#### 3.2 Ökologie

Für die ökohydraulische Bewertung des Ausleitungsabschnitts Badam wurden die hydraulischen Verhältnisse (Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen) bei elf verschiedenen Abflüssen zwischen 0,25 m<sup>3</sup>/s und 13,6 m<sup>3</sup>/s ermittelt. Auf Basis dieser hydraulischen Daten wurden Habitate für drei Altersstadien der Snowtrout (juvenil, subadult und adult) berechnet und analysiert. Die Habitateignungen (SI; engl.: suitability index) in Form von sogenannten SI-Flächendiagrammen sind in Abb. 4 dargestellt. Auf der Abszisse sind die berechneten Abflüsse und auf der Ordinate die Habitatflächen aufgetragen. Die Färbungen stehen für unterschiedliche Habitateignungen eingeteilt in Kategorien von "sehr gut" (blau) bis "schlecht" (grau).

Nach den Kriterien zur Durchwanderbarkeit für die adulte Snowtrout (Wassertiefe <10 cm nicht durchgängig, 10–15 cm teilweise durchgängig, >15 cm mit hoher Wahrscheinlichkeit durchgängig (Hayes et al. 2023)) sollte der Mindestabfluss für die Badam-Strecke 500 I/s betragen. Die noch ausstehende Empfehlung zur dynamischen saisonalen Abflussregelung wird neben den Durchgängigkeitsanforderungen auch die berechneten Habitatverteilungen für die drei verschiedenen Altersstadien der Snowtrout berücksichtigen. Mit dieser Empfehlung soll eine Lebensraumqualität in den Ausleitungsstrecken gewährleistet werden, welche die Besiedlung des Flusses durch die typische aquatische Fischfauna nicht einschränkt. Weitere notwendige ökologische Maßnahmen im Rahmen einer nachhaltigen Projektplanung sind die Ausarbeitung von Fischaufund -abstiegsbauwerken an den Ausleitungswehren sowie Fischschutzmaßnahmen, die das Einschwimmen von Fischen in das Kanalsystem der Wasserkraftanlage verhindern.



**Abb. 4** Habitatangebot in Abhängigkeit vom Abfluss im betrachteten Restwasserabschnitt im Fluss Badam für juvenile (links) und subadulte Snowtrout (rechts).

#### 3.3 Variantenuntersuchung

Durch die Ergebnisse der hydrologischen und ökologischen Untersuchungen sowie unter Beachtung der oben genannten Ziele (Abschnitt 1.2) konnte eine neues Wassermanagementkonzept entwickelt werden, welches die Grundlage der Variantenuntersuchung bildet. Die Ausleitungsmenge aus dem Sayram kann basierend auf den hydrologischen Simulationen erhöht werden. Nach dem hydrologischen Modell kann man von einem minimalen Abfluss im Sayram in Niedrigwasserzeiten außerhalb der Bewässerungsperiode von 5 m³/s ausgehen. Mit einer zusätzlichen konstanten Ausleitung von circa 3,5 m<sup>3</sup>/s in den linken Bewässerungskanal stehen immer noch mindestens 1,5 m<sup>3</sup>/s für eine ökologische Restwasserabgabe sowie einen Fischpass zur Verfügung. Dieser Abfluss muss mit den oben genannten Habitatmodellen für die Ausleitungstrecke im Sayram verifiziert werden. Diese erhöhte Ausleitungsmenge wird über den Kanal dem Togus Reservoir und dann dem Fluss Badam zugeführt und kann dort als Zufluss zum Badam Reservoir verwendet werden. Aufgrund der derzeitigen Zustände der Kanäle und der angenommenen Verdunstung muss hier mit einem Verlust von 40% gerechnet werden, sodass konstant mindestens 2 m<sup>3</sup>/s mehr im Badam Reservoir zur Verfügung stehen. Im Gegensatz zu den entnommenen Abflüssen aus dem Fluss Badam, die außerhalb der Bewässerungsperiode zur Füllung des Reservoirs benutzt werden, kann dieser erhöhte Zufluss durch das Reservoir geleitet und so konstant zur Energieerzeugung verwendet werden. In Zeiten, in denen die Auslaufmenge die Kapazität der Turbinen übersteigt, wie in Zeiten der Bewässerung, kann der zusätzliche Zufluss aus dem Sayram zur Füllung des Speichers verwendet werden. Das zusätzliche Volumen steht dann in den Herbstmonaten zur Wasserkraftproduktion zur Verfügung. Unter der Annahme, dass die zur Bewässerung benötigten Abflüsse unterhalb des Badam Reservoirs sich im Vergleich zu dem Ist-Zustand nicht verändern und somit weiter bereitgestellt werden müssen, ergeben sich die monatliche Zulaufganglinie, die Auslaufganglinie und das Volumen im Badam Reservoir wie in Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.a,b,c dargestellt.

Basierend auf der optimierten Auslaufganglinie (siehe Abb. 5b) wurde ein Ausbauabfluss für die Turbinen bis maximal 4 m<sup>3</sup>/s gewählt. Durch die Lage des Kraftwerks weiter unterhalb des Staudamms steigt die maximal vorhandene Fallhöhe an. Für Standort 3 steht allerdings nicht der gesamte Auslaufabfluss des Reservoirs zur Verfügung, da oberhalb das zur Bewässerung benötigte Wasser nach links abgeleitet wird.



**Abb. 5** (a) Zulaufganglinie, (b) Auslaufganglinie und (c) Wasservolumen im Reservoir für den Ist-Zustand und den Plan-Zustand sowie (d) die für die Wasserkraftproduktion zur Verfügung stehenden Abflüsse und Fallhöhen für die drei potentiellen Standorte basierend auf monatlichen Mittelwerten

Abb. 5d zeigt die für die drei Standorte monatlich zu Verfügung stehenden Abflüsse und Fallhöhen. Tab. 1 gibt zusätzliche charakteristische Zahlen zu den jeweiligen Standorten an. Dabei sind für den Standort 2 und 3 verschiedene Turbinenarten möglich, weshalb dort nochmal in drei Varianten unterschieden wird. Als Turbinenart kann am Standort 1 eine konventionelle Kaplan-Turbine eingesetzt werden, die sich hier durch ihren großen Abflussbereich auszeichnet. An den weiter unterhalb gelegenen Standorten können konventionelle Francis-Turbinen verwendet werden oder die innerhalb von Hydro4U von GlobalHydro weiterentwickelten Francis-Container-Turbinen (Jorde et. al. 2022). Aufgrund der gegebenen Fallhöhe besitzen diese Francis-Container einen maximalen Ausbauabfluss von 1,4 m<sup>3</sup>/s. Daher werden hier zwei bis drei Container in Kombination betrachtet. Eine Kombination solcher Container hat den Vorteil, dass Teillasten ebenfalls mit hohem Wirkungsgrad genutzt werden können.

Mit den unterschiedlichen Ausbauleistungen und Jahresarbeiten für die gegebene Auslaufganglinie können die unterschiedlichen Turbinenoptionen verglichen werden. Zusätzlich müssen allerdings die Bau- und Materialkosten betrachtet werden, die sich aufgrund der unterschiedlichen Lage und der Turbinenanzahl stark zwischen den Standorten unterscheiden. Weitere Kosten für die ökologischen Maßnahmen an den Restwasserstrecken (insbesondere Fischaufstiegshilfen) sowie die Verbindung der Wasserkraftanlage mit dem bestehendem Auslaufbauwerk sind unabhängig von dem Wasserkraftwerksstandort und beeinflussen daher nicht den Variantenvergleich.

Basierend auf Tab. 1 ergibt sich, dass Option 2.1 derzeit die ökonomisch sinnvollste Variante darstellt. Diese Option hat im Vergleich zu den Optionen 1, 2.2 und 3.2 eine deutlich höhere Jahresarbeit. Zum anderen ist sie im Vergleich zu den Optionen 2.3, 3.1 und 3.3 mit kleineren Investitionskosten verbunden, da eine kürzere Druckleitung gebaut werden muss (im Vergleich zu Standort 3) und nur eine Turbine beschafft werden muss (im Vergleich zu 2.3 und 3.3).

	Standort	Turbinen- art	Abfluss [m³/s]	max. Fall- höhe [m]	Ausbau- leistung [MW]	Jahresar- beit [MWh]
	1	Kaplan	0,4 - 4	31,2	1,15	6027
	2.1	Francis	1,6 - 4	41,2	1,51	7943
	2.2	2x Francis Container	0,6 – 2,8	41,2	1,05	6613
	2.3	3x Francis Container	0,6 – 4	41,2	1,50	8105
2	3.1	Francis	1,2 – 4	47,2	1,73	8900
	3.2	2x Francis Container	0,6 – 2,8	47,2	1,21	7563
ALCONT OF THE OWNER	3.3	3x Francis Container	0,6 – 4	47,2	1,72	8869

Tab. 1 Variantenvergleich Wasserkraftstandorte

# 4 Diskussion und Ausblick

Der Planungsstandort am Badam Reservoir als Teil des Hydro4U Projekts stellt eine für die Region typische Planungsaufgabe dar. Auf der einen Seite ist es ein Vorzeigebeispiel, wie die bestehende Bewässerungsinfrastruktur unter Berücksichtigung des WFEC-Nexus (Jorde et al. 2022) zur Wasserkraftgewinnung nachhaltig genutzt werden kann. Zum anderen zeigt der Standort die Probleme auf, mit der die Region zu kämpfen hat und die die Umsetzung effizienter und nachhaltiger Wasserkraftanlagen erschweren. Dies betrifft einmal die Unsicherheit in den zur Verfügung stehenden Abflüssen, die die Wirtschaftlichkeit der Wasserkraftanalagen deutlich beeinflussen kann. Es sind wenige Pegelmessungen vorhanden und die Abflussaufzeichnungen an den Ausleitungswehren basieren auf veralteten oder teilweise falsch kalibrierten Abflussbeziehungen. Zusätzlich finden an den Flüssen lokale, nicht dokumentierte Wasserentnahmen statt, die die ankommenden Abflüsse an den Ausleitungswehren stark reduzieren. Zugleich erschweren die fehlenden Messdaten zur Validierung und Kalibrierung besonders im Badam Einzugsgebiet die Erstellung detaillierter hydrologischer Simulationen. Zusätzlich sind in Kasachstan keine ökologischen Maßnahmen wie Fischaufstiegshilfen oder die Einhaltung bestimmter ökologischer Restwasserabflüsse gefordert. Dies erschwert die Umsetzung sowie auch die Akzeptanz für solche Maßnahmen von Seiten der betreibenden Firmen und der investierenden Personen. Innerhalb von Hydro4U werden daher die rechtlichen Rahmenbedingungen sowie mögliche Finanzierung- und Unterstützungsmöglichkeiten analysiert, die eine Umsetzung der ökologischen Maßnahmen erleichtern sollen. Die Schwierigkeiten und Lösungsmöglichkeiten, die an diesem Standort sowie an den zwei Demonstrationsstandorten in Kirgisistan und Usbekistan in Hydro4U identifizierten wurden, fließen in die Werkzeuge und Handreichungen ein, die innerhalb von Hydro4U entwickelt und zur Verfügung gestellt werden. Dies ermöglicht eine Umsetzung zukünftiger Wasserkraftprojekte gemäß internationaler Nachhaltigkeitskriterien in der Region.

# Literatur

CASiMiR (2023) [Software]. Verfügbar unter http://www.casimir-software.de/

- Hayes, D.S.; Karimov, E.; Karimov, B.; Coeck, J.; Schmutz, S.; Zeiringer, B. (2023). Habitat preferences of snow trout (*Schizothorax eurystomus*) in Uzbek rivers. 40th International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (IAHR) World Congress, Vienna, Austria (*in Review*).
- Jarvis A.; Reuter, H.I.; Nelson, A.; Guevara E. (2006). Hole-filled seamless SRTM data V3, International Centre for Tropical Agriculture (CIAT). http://srtm.csi.cgiar.org, Zugriff: 15.03.2023
- Jorde, K.; Alapfy, B.; Schwedhelm, H.; Siegfried, T.; Habersack, H.; De Keyser, J.; Hayes, D.S.; Purushottam, A.; Schneider M.; Anarbekov, O. (2022). EU supports small hydropower in Central Asia, The International Journal on Hydropower & Dams, 29(5), 52-59.
- PyGEM (2022) [Software]. Verfügbar unter https://github.com/drounce/PyGEM, Zugriff: 15.03.2023
- Reisenbüchler, M.; Alapfy, B.; Siegfried, T.; Rutschmann, R. (2021). Hydro4U Nachhaltige Kleinwasserkraft in Zentralasien, WasserWirtschaft 12/2021,10-15.

RS Minerve (2021) [Software]. Verfügbar unter https://crealp.ch/rs-minerve, Zugriff: 15.03.2023

SRH-2D (2020) [Software]. Verfügbar unter https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/computer%20software/models/srh2d/index.html, Zugriff: 15.03.2023

#### Anschrift der Verfasser

Hannah Schwedhelm, M. Sc. Bertalan Alapfy, M. Sc. Prof. Dr. Nils Rüther Lehrstuhl für Hydraulic Engineering, TU München Arcisstraße 21, D-80333 München hannah.schwedhelm@tum.de bertalan.alapfy@tum.de nils.ruether@tum.de

Aidar Zhumabaev Dr. Tobias Siegfried hydrosolutions GmbH Venusstraße 29, CH-8050 Zürich zhumabaev@hydrosolutions.ch siegfried@hydrosolutions.ch Tobias Hägele, M. Sc. Dr.-Ing. Ianina Kopecki sje - Ecohydraulic Engineering GmbH Viereichenweg 12, D-70569 Stuttgart haegele@sjeweb.de kopecki@sjeweb.de

Dr. Dr.nat.techn. Daniel S. Hayes Dipl.-Ing. Bernhard Zeiringer Institut für Hydrobiologie und Gewässermanagement, Universität für Bodenkultur Wien Gregor-Mendel-Straße 33, AT-1180 Wien daniel.hayes@boku.ac.at bernhard.zeiringer@boku.ac.at

Dr.-Ing. Klaus Jorde KJ Consult Ferdinand-Raunegger-Gasse 26, AT- 9020 Klagenfurt klaus.jorde@kjconsult.net

# Einbruchtrichter am luftseitigen Dammfuß

Tobias Liepert, Andreas Bauer und Theodor Strobl

## Zusammenfassung

Alles begann mit der Ereignismeldung - Loch am Dammfuß des Illerkanals oberhalb des Kraftwerks Au. Über Nacht bildete sich am luftseitigen Dammfuß des 8 m hohen Stauhaltungsdammes eine kraterähnliche Sackung, die im Morgengrauen von einem Bautrupp entdeckt wurde. Der Illerkanal ist in diesem Bereich wasserseitig mit einer natürlichen Erdstoffdichtung ausgekleidet. An der Schadstelle waren keine Wasseraustritte erkennbar. Das rund ein Meter tiefe und ein Meter im Durchmesser große Loch wurde umgehend verfüllt, der Kanalwasserstand auf das betriebliche Mindestmaß reduziert und eine Expertengruppe zur Ursachenerforschung eingesetzt. Im Bereich der Schadstelle liefen zu dieser Zeit Bauarbeiten zur Unterguerung des Kanals mit einer Erdgas-Leitung. Die Sackung lag direkt auf der Leitungsachse, so dass die Vermutung nahe lag, dass die Veränderungen im Untergrund eine Folge der Bauaktivitäten sein mussten. Zur Herstellung dieser Unterguerung wurde eine Kombination aus zwei Bohrverfahren angewandt, die der Geologie der jeweiligen Bodenschichten Rechnung tragen sollten. In die guartären (Roll-)Kiese wurde mit Hilfe einer Schneckenpressbohrung ein Schutzrohr eingebracht. In dessen Schutz erfolgte eine horizontale HDD-Spülbohrung mit der das Tertiär aufgefahren wurde. Nachdem für die HDD-Spülbohrung nachweislich keine Druckabfälle und Suspensionsverluste verzeichnet wurden, nahm die Expertengruppe die Schneckenpressbohrung in den Fokus. Es ist bekannt, dass durch Schneckenpressbohrungen bei instabilen Bodenverhältnissen und Arbeiten im Grundwasser an der Ortsbrust Hohlräume entstehen können. Beide Randbedingungen waren im vorliegenden Fall gegeben. Zur Erkundung des Schadenausmaßes erfolgte eine Vielzahl von Rammsondierungen. Die teils sehr niedrigen Schlagzahlen zeigten deutlich, dass entlang der Bauwerksachse vortriebsbedingte Auflockerungen entstanden sein mussten. Nachdem über das Schadensausmaß Konsens erzielt war, beriet die Expertengruppe mit einer Spezialtiefbaufirma über mögliche Injektionstechniken zur Sanierung, um die entstandenen Hohlräume zu verfüllen und die vortriebsbedingten Lockerungsbereiche wieder zu verfestigen. So sollten weitere Veränderungen im Stützkörper des Dammes ausgeschlossen werden, die in letzter Konsequenz ein Versagen der Dichtung zur Folge gehabt hätten. Die in diesem Bereich vorzufindende Geologie erwies sich bei den Injektionsarbeiten als äußerst anspruchsvoll, insbesondere die geogen bedingten Lockerzonen in Form von Rollkieslagen. Die Wiederherstellung des guten Zustandes konnte nach Abschluss der Injektionsarbeiten durch erneute Rammsondierungen und Erkundungsbohrungen bestätigt werden.

## 1 Einleitung

Die Ereignismeldung von Ende August 2021, *Loch am Dammfuß des Illerkanals oberhalb des Kraftwerks Au,* markiert den Beginn einer anspruchsvollen, lokalen Dammsanierung an einem setzungsempfindlichen Bauwerk bei regulärem Kraftwerksbetrieb. Über Nacht hatte sich am luftseitigen Dammfuß des 8 m hohen Stauhaltungsdammes ein Einbruchtrichter ausgebildet, der im Morgengrauen von einem Bautrupp entdeckt und sofort gemeldet wurde. Für diesen Bereich lagen keine Beobachtungen aus der laufenden Bauwerksüberwachung oder Erkenntnisse früherer Untersuchungen vor, die auf einen derartigen Schadensfall hingedeutet hätten. Am Einbruchtrichter waren weder Feuchtstellen noch Wasseraustritte erkennbar, selbst bei der sofortigen Reparatur der Schadstelle wurde kein Wasser angetroffen. Somit gab es keine Indizien, die auf

innere Erosion oder Piping hätten schließen lassen, weshalb eine Leckage in der natürlichen Erdstoffdichtung des Illerkanals als Ursache eher auszuschließen war. Dennoch bestand die Befürchtung, dass die offensichtlichen Veränderungen im Untergrund auch zu einem Schaden an der natürlichen Erdstoffdichtung des Kanals führen könnten.

Zur Minimierung des Risikos eines fortschreitenden Verbruches wurden der Einbruchtrichter umgehend verfüllt und verdichtet, ein Auflastfilter im Bereich des Dammfußes geschüttet sowie der Kanalwasserstand auf das betriebliche Mindestmaß reduziert. Um mögliche Veränderungen frühzeitig zu erkennen und entsprechend reagieren zu können, wurden Notfallpläne entworfen und die visuelle Kontrolle intensiviert, so dass der Damm rund um die Uhr in einem 3-Stunden-Rhythmus begangen wurde. Mit dem in diesem Fall notwendigen "Engineering Judgement" war kurzfristig eine Abwägung der Risiken und Kosten zu treffen; der Gutachter empfahl dem Betreiber, auf der Basis des Überwachungskonzeptes die Anlage weiter zu betreiben. Darüber hinaus wurde unverzüglich eine Expertengruppe eingesetzt, die die Ursache und deren Auswirkungen auf den Damm untersuchte.

#### 1.1 Der Illerkanal

Der knapp 14 km lange Illerkanal wurde zwischen 1928 und 1930 erbaut und besteht aus einer Folge von Einschnitt- und Stauhaltungsbereichen. Aus Gründen der Stromerzeugung wird am Altenstadter Wehr Wasser aus der Iller in den Illerkanal ausgeleitet und an den Kraftwerken Untereichen und Au verarbeitet, bevor das Wasser nördlich von Illertissen wieder in die Iller zurück bzw. teilweise in einen weiteren Kanal fließt (Abb. 1). Als Schüttmaterial für die Stauhaltungsdämme dienten die quartären Kiese, die in den Einschnitten gewonnen wurden. Vor Beginn der Dammschüttung wurde der Oberboden abgetragen, so dass die Dämme direkt auf den Quartärkiesen gegründet sind. Die Sohle und wasserseitigen Böschungen der Stauhaltungsbereiche sind mit einer 40 cm starken Lehmdichtung ausgekleidet (Abb. 2). Die Erdstoffdichtung wird von einer 40 cm starke Kiesauflage geschützt. Die Oberkante der Lehmdichtung ragt ca. 80 cm aus dem Wasser. (Hanke und Baumann 2006)



#### Abb. 1 Übersichtslageplan

Im Vorfeld der Erneuerung des Wasserrechts 2007 fanden umfangreiche Vermessungen, Tauchererkundungen, Gewässeranalysen und geotechnische Untersuchungen statt. Diese Untersuchungen dienten dazu den aktuellen Zustand der Anlage aufzunehmen und insbesondere im Hinblick auf die Standsicherheit bewerten zu können. Weder die Vermessungsdaten noch die Taucherbefunde ergaben Hinweise auf eine schadhafte Dichtung. In den Taucherberichten sind die Böschungen des gedichteten Bereichs als stark verfestigte Kiesschicht beschrieben, sodass von einem stabilen Zustand ausgegangen werden kann. Im Zuge der geotechnischen Untersuchungen konnten die Dichtungsfunktion des eingebauten Lehms und die Standsicherheit der Dämme für alle zu betrachtenden Lastfälle sowie die Filterstabilität der Lehmdichtung nachgewiesen werden. (Hanke und Baumann 2006)

Aufzeichnungen aus der Bauzeit zeigen, dass die Stauhaltungsdämme auf den anstehenden Kiesen gegründet sind. Dies konnte durch die Aufschlüsse im Rahmen der Neukonzessionierung bestätigt werden. Gemäß der geologischen Karte Bayern sind im Illertal quartäre Schotter (postglaziale Schotter) und darunter tertiäre Schichten (Sande, Tone, Schluffe) zu erwarten. Bei den quartären Schottern handelt es sich um mehr oder weniger sandige, schwach schluffige bis teils schluffige, schwach steinige Kiese. Sie weisen eine mittlere Tragfähigkeit und geringe bis mittlere Kompressibilität auf. Ferner ist die Geologie des Illertals dafür bekannt, dass in den Schmelzwasserkiesen unregelmäßig sogenannte Rollkieslagen eingelagert sein können (Hagemeister 2021). Die Standfestigkeit dieser rolligen Böden ist mittel bis teils relativ gering. Die Wasserdurchlässigkeit variiert je nach Sand- und Feinkornanteil zwischen  $k_f = 1x10^{-1}$  m/s und  $1,5x10^{-3}$  m/s. Die gesamte quartäre Schotterebne bildet zugleich den obersten Grundwasserleiter. Im Bereich der Schadstelle liegt das Grundwasser ca. fünf Meter unter der Geländeober-kante. (Wolf und Schneider 2005)



**Abb. 2** Dammquerschnitt an der Schadstelle. Dargestellt sind das Schutzrohr in Rot, das Tertiär in Grün, die geologischen Aufschlüsse, der Einbruchtrichter als oranges Dreieck und der schematische Aufbau des Illerkanals mit seiner Lehmdichtung in Braun.

## 2 Ursachenforschung

Im Bereich der Schadstelle liefen zum Zeitpunkt des Auftretens des Einbruchtrichters Bohrarbeiten zur Unterquerung des Kanals mit einer Erdgas-Leitung. Da die Schadstelle direkt auf der Leitungsachse lag, war ein Zusammenhang zwischen den Bauaktivitäten und dem Dammschaden naheliegend, was sich im Folgenden auch bestätigt hat.

Zur Herstellung der geplanten Unterquerung wurde eine Kombination aus zwei Bohrverfahren angewandt, die der Geologie der jeweiligen Bodenschichten Rechnung tragen sollten. Zunächst wurde in die quartären (Roll-)Kiese mit Hilfe einer Schneckenpressbohrung ein Schutzrohr DN 600 eingebracht. In dessen Schutz folgte eine horizontale HDD-Spülbohrung mit der das Tertiär durchfahren werden sollte. Nachdem in den Bohrprotokollen für die HDD-Spülbohrung nachweislich keine Druckabfälle und Suspensionsverluste aufgezeichnet waren, rückte die

Schneckenpressbohrung in den Fokus der Ursachenfindung. Das Schneckenbohren setzt stabile und trockene Bodenverhältnisse voraus. Finden die Bohrungen bei instabilen Bodenverhältnissen oder im Grundwasser statt, besteht die Gefahr des hydraulischen Grundbruchs und infolgedessen der Bildung von Hohlräumen im Untergrund (VÖBU-Bohrhandbuch 2004). Beide ungünstig wirkenden Randbedingungen waren bei der Unterquerung des Illerkanals gegeben.

Bei der nachträglichen Aufarbeitung des Schadensmechanismus konnte durch Auswertung der Fotodokumentationen festgestellt werden, dass bei der Ausführung der Schneckenpressbohrung deutlich mehr Bodenmaterial entnommen wurde, als vom Schutzrohr eigentlich verdrängt worden wäre. Eine quantitative Erfassung der Entnahmemengen während des Bohrvorgangs fand nicht statt. Die Schätzung auf Grundlage der vorliegenden Fotodokumentation lässt vermuten, dass mindestens das Doppelte des Rohrvolumens aus dem Bohrloch gefördert wurde. Auch die Bemerkungen in den Rohrvortriebsprotokollen stützen die Hypothese eines hydraulischen Grundbruchs an der Ortsbrust. Dort ist vermerkt, dass viel Wasser und stellenweise extrem viel Austrag aus dem Bohrloch befördert wurde. Das Schneckenbohrverfahren bedingte ein Abpumpen des Grundwassers; dadurch bildete sich an der Ortsbrust ein hydraulischer Gradient, der den instabilen Boden auch außerhalb des Schutzrohres mobilisierte (Abb. 3). So entstanden zunächst Hohlräume und in Folge dessen kam es zu Auflockerungen der darüberliegenden Bodenschichten und des Dammkörpers. Zur finalen Einbringung des Schutzrohres in das Tertiär wurde das Bohrverfahren zuletzt auf ein Hammerbohrverfahren umgestellt. Es ist nicht auszuschließen, dass die hierbei hervorgerufenen Erschütterungen die Entstehung des Einbruchtrichters auf der luftseitigen Dammböschung letztlich beschleunigt haben.



**Abb. 3** Hydraulischer Grundbruch an der Ortsbrust bei Durchfahren einer instabilen Bodenlage.

#### 3 Erkundung des Schadensausmaßes

Zur Evaluierung der Dammstandsicherheit sowie zur Festlegung des späteren Sanierungsbereichs Schadensausmaß musste zunächst das tatsächliche erkundet werden (Abb. 4). Dabei konzentrierten sich die Erkundungsarbeiten zunächst auf den Bereich des Einbruchtrichters. Entlang der Leitungsachse wurden mit unterschiedlichem Abstand zum Schutzrohr beidseits Rammsondierungen erstellt. Die Schlagzahlen der unmittelbar neben der Leitungsachse durchgeführten Rammsondierungen waren auch in tiefen Lagen teilweise auffällig gering, was deutlich auf vortriebsbedingte Auflockerungen hinwies (Abb. 5). In einer weiteren Erkundungskampagne konnte die Vermutung, dass es auf der gesamten Wegstrecke des Schutzrohres zu einem Mehraustrag gekommen sein muss, der Schadensbereich jedoch nur eine sehr begrenzte Querausdehnung besitzt, bestätigt werden.



**Abb. 4** Ausschnitt aus dem Lageplan der Rammsondierungen. Dargestellt sind die leichten Rammsondierungen (hellblaue Punkte), die schwere Rammsondierung (schwarze Punkte), die Leitungstrasse (rote Linie), die vortriebsbedingten Lockerzonen (rote Bereiche) und die Schnittachse A-A der Abb. 5.



**Abb. 5** Normierte Ergebnisse der Rammsondierungen entlang der Achse A-A (Abb. 4). Dargestellt sind die Schlagzahlen der leichten Rammsondierungen in Blau, die Schlagzahlen der schweren Rammsondierungen in Schwarz, der Verlauf des Schutzrohres (rot Linie), das angenommene Tertiär (grüner Bereich), die vortriebsbedingte Auflockerungszone (lila Bereich), der festgelegte Sanierungsumfang (gelber Bereich) und der Einbruchtrichter (oranges Dreieck).

In Summe waren zur Eingrenzung des Schadensbereichs dreißig Rammsondierungen notwendig (Abb. 4). Zu Beginn der Sondierarbeiten wurden leichte Rammsondierungen (DPL) eingesetzt. Die geplanten Sondiertiefen bis zur Unterkante des Schutzrohrs konnten jedoch nur in stark aufgelockerten Bereichen erreicht werden, so dass im weiteren Fortgang die Erkundungen auf das Verfahren der schweren Rammsondierung (DPH) umgestellt werden musste. So konnten die Lagerungsdichten auch in den ungestörten Bereichen und dem Bereich der Sofortreparatur bestimmt werden. Nachdem das Schadensausmaß eingegrenzt war, wurde mit Spezialtiefbaufirmen über mögliche Injektionstechniken beraten.

Ergänzend wurden zwei Referenzsondierungen gemacht, die die Verhältnisse im ungestörten Boden wiedergaben. Bei den Referenzsondierungen zeigten sich ebenfalls Lockerzonen. Im geologischen Gutachten sind sie als geogen bedingte Auflockerungen bezeichnet. Es wird vermutet, dass es sich hierbei um Rollkieslagen handelt, die ebenfalls sehr geringe Schlagzahlen hervorrufen.

## 4 Sanierung - Injektionen

Unter den Beteiligten bestand Einigkeit, dass die entstandenen Hohlräume und die vortriebsbedingten Lockerungsbereiche durch Injektionen wieder verfüllt und verfestigt werden sollten. Andernfalls bestand die Gefahr, dass sich die Auflockerungen im Stützkörper weiter ausbreiten und möglicherweise zu einem lokalen Versagen der Dichtung führen könnten.

Mit erfahrenen Spezialtiefbauunternehmen wurden mögliche Verfahren zur dauerhaften Stabilisierung des Dammgefüges beraten, u.a. Manschettenrohr- und Verdichtungsinjektionen (Compaction Grouting). Bei Manschettenrohrinjektionen sind der Injektionserfolg schichtweise kontrollierbar und somit die Injektionsarbeiten besser steuerbar, auch im Hinblick auf eventuell erforderliche Nachverpressungen. Allerdings schied diese Option aufgrund der langen Ausführungszeit von etwa drei Monaten und der bevorstehenden Frostperiode aus. Für die alternativ diskutierten Verdichtungsinjektionen hingegen, wurde eine Bauzeit von lediglich 5 Wochen veranschlagt. So bestand die Aussicht die Sanierungsarbeiten noch vor dem Wintereinbruch abschließen zu können.

Bei der Verdichtungsinjektion wird eine dickflüssige Bindemittelsuspension stufenweise von unten nach oben in den lockeren Boden eingepresst. Idealerweise entstehen kugelförmige Injektionskörper, die den umliegenden Boden verdrängen und dabei verdichten. Geplant war, die Injektionslanzen durch Spülbohrungen mit Suspension aus Wasser und Füllbinder möglichst erschütterungsarm in den zu sanierenden Bereich einzubohren und dann von unten nach oben stufenweise zu injizieren. Während der Spülbohrung muss kontinuierlich geringfügig Suspension aus dem Bohrloch austreten. Bei ausbleibendem Suspensionsaustritt ist der Bohrvortrieb bei gleichbleibender Suspensionszugabe so lange zu pausieren, bis die Suspension wieder zu Tage tritt. Hierdurch findet eine Vorvergütung angetroffener Lockerbereiche statt. Mit Erreichen der Endtiefe erfolgt die Umstellung von Bohren auf Injizieren, indem die Verpressrate auf 10 bis max. 20 I/min gedrosselt und der Wasserbindemittelwert auf 0,6 reduziert werden. Im Anschluss erfolgt die stufenweise Injektion in 75 cm Schritten. Als Abbruchkriterien wurden mehrere Parameter definiert: neben einer Mengenbegrenzung von 400 I Injektionsgut je Stufe und einem stufenabhängigen Maximaldruck von 5 bis 20 bar wurden auch Parameter wie Austritte von Suspension aus Ringraum und/oder Baugrund sowie Hebungen oder Setzungen im Baufeld festgelegt.

Um die Verfahrensparameter und -abläufe an die örtlichen Baugrundverhältnisse anzupassen, fanden die ersten Injektionen zunächst in einem Probefeld statt. Schnell zeigte sich, dass das Spülbohrverfahren aufgrund der vorherrschenden Geologie ungeeignet war, da beim Einbohren in die groben Kiese ein verhältnismäßig großer Ringraum entstand und so Umläufigkeiten entlang des Bohrrohres geschaffen wurden, sodass es unmittelbar nach Injektionsbeginn zu Suspensionsaustritten aus dem Ringraum kam. Erst durch die Umstellung auf das Rammverfahren konnten nennenswerte Mengen der Bindemittel-Suspension im Boden verpresst werden. Dabei zeigten sich im Probefeld deutlich die geologisch bedingten Herausforderungen. Entweder wurde noch vor Erreichen der Mengenbegrenzung der angestrebte Maximaldruck erreicht oder die Bindemittelsuspension konnte bis zum Erreichen der Mengenbegrenzung fast drucklos eingebracht werden, ohne die dabei angestrebte Bodenverdichtung zu erzielen. Der ursprüngliche Injektionsplan sah vor, dass durch nachfolgende Injektionen der Boden in unmittelbarer Nähe verdichtet werden sollte. Die Arbeiten im Probefeld zeigten jedoch, dass dieses Vorgehen nicht zielführend war. Bei den Nachinjektionen in unmittelbare Nähe kam es rasch zu Austritten aus dem Ringraum. Daraufhin wurde die grundsätzliche Mengenbegrenzung fallen gelassen und auf Nachinjektionen verzichtet. Im weiteren Fortgang konnte stets ein Druckaufbau erzielt werden, wobei die dafür notwendigen Verpressmengen zwischen 100 l bis 5000 l stark schwankten. Diese zum Teil großen Verpressmengen deuten darauf hin, dass die Reichweite der Injektion weit über die zunächst angenommene kugelförmige Ausdehnung hinausgeht, so dass hier von einer kombinierten Verfüll- und Verdichtungsinjektion gesprochen werden kann. Insgesamt wurden über 400 m<sup>3</sup> Injektionsgut in den Untergrund verbracht, wobei sich aus den Aufzeichnungen zu den reinen Verpressgutmengen pro Stufe aufgrund des ohnehin großporigen Untergrundes keine exakte Abgrenzung des Schadensbereichs ableiten ließ (Abb. 6). Die Verpressgutaufnahmen deuteten jedoch auf eine Ausdehnung der Auflockerungszone in Richtung Wasserseite hin.

Durch engmaschige Vermessungen im Injektionsfeld und auf der Dammkrone wurden die Injektionsarbeiten baubegleitend abgesichert. Dabei wurde die Dammkrone mittels fünf fest installierten Setzungsmesspunkten überwacht. Im Baufeld wurden provisorische Messnetze aufgespannt und vom Baustellenteam im laufenden Betrieb kontinuierlich gemessen. Erst kurz von dem geplanten Abschluss der Dammsanierung zeigten die Nivellements der Dammkrone Hebungen im Millimeter-Bereich. Dabei sind die Hebungen als Zeichen zu werten, dass sämtliche Hohlräume verfüllt und alle aufgelockerten Bereiche verdichtet werden konnten.



**Abb. 6** Querschnitt mit Schutzrohr (rote Linie) angenommener Auflockerungszone (gelber Umriss), Injektionsbohrungen und Verpressgutaufnahmen je Stufe.



**Abb. 7** Lageplan der Injektions- und Untersuchungsstellen. Dargestellt sind die Leitungsachse des Schutzrohrs (rote Linie), die Setzungsmesspunkte auf der Dammkrone (blaue Punkte), die Ansatzpunkte der Injektionen (grüne Punkte), die zusätzlichen schweren Rammsondierungen (schwarze Punkte), die zusätzlichen Aufschlussbohrungen als (magentafarbene Punkte) und der Erosionstrichter (oranger Kreis).

# 5 Erfolgskontrolle und Abschluss

Zur Überprüfung des Erfolgs der Injektionsmaßnahmen wurde ein Erkundungskonzept bestehend aus Rammsondierungen und Kernbohrungen erarbeitet (Abb. 7). Durch die geplanten Rammsondierungen sollte ein direkter Vergleich zum Zustand vor der Sanierung ermöglicht werden. Da bei den Rammsondierungen bereits die oberen injizerten Bereiche nicht mehr durchdrungen werden konnten, war eine Aussage zum Injektionserfolg in den tieferen Bereichen nicht möglich. Daher wurden während der ebenfalls vorgesehenen Erkundungsbohrungen ergänzend Bohrlochrammsondierungen vorgenommen. Die Kernbohrungen wurden an der Stelle des ursprünglichen Einbruchtrichters, über der vermuteten Einbindung des Schutzrohres in das Tertiär und im standsicherheitsrelevaten Bereich der Dammböschung abgeteuft. In allen drei Bohrungen konnte der Injektionserfolg durch gut sichtbares, an den Kieskörnern anhaftendes Verpressgut bestätigt werden. Ferner zeigten die Bohrlochrammsondierungen (Standard Penetration Tests) über die gesamte Erkundungstiefe eine sehr hohe Festigkeit.

Durch diese abschließenden Untersuchungen konnte belegt werden, dass alle relevanten Hohlund Porenräume durch die Injektionen verfüllt wurden, wodurch auch die Wiederherstellung des plangemäßen Zustandes bestätigt werden konnte.

# Literatur

Hanke, H; Baumann, B (2006). Unterer Iller Kanal – Standsicherheit Dämme, Einschnittböschungen und Dichtung, Bau + Plan Ingenieurgesellschaft mbH, München, unveröffentlicht.

Hagemeister, A (2021). Gutachtliche Stellungnahme Verlegung Gasleitung bei Illertissen/ Erkundung Schadensbereich Iller-Seitenkanal (UIAG), Kling Consult, Krumbach, unveröffentlicht.

Wolf, D., Schneider R (2005). Baugrunderkundung Gutachten Kanaldämme, Crystal Geotechnik, Utting, unveröffentlicht.

VÖBU-Bohrhandbuch (2004). VÖBU Vereinigung Österreichischer Bohr- und Spezialtiefbauunternehmungen, Wien, 2. Ausgabe, 2004.

# Anschrift der Verfasser

Dr.-Ing. Tobias Liepert Uniper Kraftwerke GmbH Johann-Schmidt-Str. 11, D-86966 Landsberg am Lech Tobias.Liepert@uniper.energy

Dr.-Ing. Andreas Bauer Uniper Kraftwerke GmbH Luitpoldstraße 27, D-84034 Landshut Andreas.Bauer@uniper.energy

Prof. Dr.-Ing. (EoE) Theodor Strobl Arcisstraße 21, D-80333 München theodor.strobl@tum.de

# Vertiefte Überprüfung der Ibratalsperre

Erwin Dittmar, Christoph Grass, Stephanie Vonhall, Steffen Wolff und Andreas Kunz

# Zusammenfassung

Die Ibratalsperre ist die einzig bekannte Talsperre in Deutschland, die in der Nachkriegszeit jemals gebrochen ist. Im August 1977 führte beim Probestau eine Umläufigkeit im Bereich der Hochwasserentlastung und des Grundablasses zu einem Abtrag des Dammmaterials und infolgedessen zum Bruch der Sperre, bei dem das gesamte Reservoir entleert wurde und sich eine Flutwelle in die unterliegenden Ortschaften ergoss.

Die Ibratalsperre wurde in den Jahren 1975 bis 1977 errichtet und staut den namensgebenden Bach Ibra auf. Seit ihrer Bauzeit dient sie der freizeitlichen Nutzung mit einer benachbarten Ferienanlage, einem Hotel am Seeufer, einer Wasserskianlage und dem Angelsport. Die Ibratalsperre, welche als Schüttdamm ausgeführt ist, wird durch die hessische Gemeinde Kirchheim betrieben.

Das ursprüngliche Sperrenbauwerk wurde durch eine Kunststofffolie abgedichtet, welche durch eine Verbundsteinpflasterung beschwert wurde. Eine Untergrundabdichtung war nicht vorgesehen. Nach dem Bruch 1977 während des Probestaus wurde das Dichtungskonzept komplett erneuert. Das heutige Konzept umfasst eine zweischichtige kontrollierte Asphaltbetondichtung, welche an eine Schlitzwand anbindet, die mit insgesamt 27 Lamellen bis zu 28 m in den geklüfteten Buntsandstein einbindet. Zur Überwachung wurden während der Sanierung 32 Pegel mit unterschiedlichen Tiefen errichtet. Am luftseitigen Dammfuß befinden sich zwölf Mess- und Kontrollschächte mit Dränageüberläufen und sechs Entspannungsbrunnen. Zur Hochwasserentlastung dient ein Überlaufturm mit Einlaufgitter im Stauraum der Talsperre. Der Stollen der Hochwasserentlastung wird unterhalb des Dammkörpers zusammen mit dem Grundablass in das Unterwasser geführt. Nach mehr als 40 Jahren des Dauerbetriebs seit der Erstbefüllung im Jahre 1980 wurde in den Jahren 2020 und 2021 durch Arcadis Germany GmbH eine vertiefte Überprüfung der Ibratalsperre durchgeführt, welche von einer detaillierten Erkundung des Bestands begleitet wurde. Dazu wurde im Zeitraum vom 19.10.2020 bis 09.12.2020 der Stau gelegt und dadurch die Bauwerke zugänglich gemacht. Zudem konnten durch die Staulegung die Einflüsse des Wasserstands auf die umgebende Hydrogeologie und die Dränageeinrichtungen erkundet werden.

In Ergänzung zur vertieften Überprüfung wurden eine geologische Untersuchung des Aufbaus des Dammes sowie des anstehenden Untergrundes mittels Bohrkernentnahme und Rammsondierung durchgeführt. Diese Baugrunderkundung erfolgte sowohl in der nach dem Dammbruch 1977 sanierten Bruchscharte als auch außerhalb derselben. Die im Zuge der geologischen Erkundung gewonnen Erkenntnisse dienten dazu, die Gebrauchstauglichkeit und die Tragsicherheit des Dammes an mehreren bodenmechanischen Modellquerschnitten nachzuweisen. Es wurde festgestellt, dass die Dammschüttstoffe sowie auch der Dammuntergrund suffosions- und erosionsempfindlich sind. Basierend auf dieser Erkenntnis wurden Maßnahmen zur Überwachung und Kontrolle der Durchsickerung entwickelt.

Im vorliegenden Beitrag sollen die Ergebnisse der vertieften Überprüfung sowie die daraus für die Überwachung resultierenden Maßnahmen präsentiert werden.

# 1 Beschreibung

Der Ibrastausee befindet sich ca. 5 km südwestlich der Gemeinde Kirchheim zwischen den Ortschaften Kemmerode und Reimboldshausen. Der Stausee wird von der von Westen kommenden Ibra gespeist und umfasst eine Fläche von ca. 70.000 m<sup>2</sup> mit einem Stauvolumen von 356.000 m<sup>3</sup> (Dauerstau) bzw. 500.000 m<sup>3</sup> (Höchststau) (Wasserwirtschaftsamt Fulda, 1982). Der auf der Ostseite des Stausees gelegene Schüttdamm bildet das Absperrbauwerk der Talsperre.

## 1.1 Vorgängerbauwerk

Der Bau des ursprünglich homogenen Erddamms erfolgte im Jahre 1975. Als Schüttgut wurde hauptsächlich aus der näheren Umgebung gewonnenes Buntsandsteinmaterial verwendet. Als Dammdichtung wurde zunächst eine Oberflächendichtung aus einer 2 mm starken Kunststofffolie ohne Untergrunddichtung gewählt. Im Zuge dreier Stufen eines Probestaus im Zeitraum von Dezember 1975 bis zum Dammbruch im August 1977 erfolgten mehrfache Abdichtungs- und Reparaturarbeiten an der Folie. Als Auslöser des Dammbruchs wurde fortschreitende Erosion ausgehend vom Einlaufbauwerk am wasserseitigen Dammfuß festgestellt. Die Abbildungen 1 und 2 zeigen die Schäden am Damm nach dem Bruch.



**Abb. 1** a) Hochwasserentlastungsturm mit Grundablass und Bruchscharte 1977 b) Oberflächenabdichtung aus Folie und Beschwerung mit Verbundpflaster; Ansicht von Oberwasser (Fotos: Gemeinde Kirchheim)



**Abb. 2** Bruchscharte und Auslaufbauwerk der Talsperre 1977; Ansicht von Unterwasser (Foto: Gemeinde Kirchheim)

# 1.2 Sanierung der Bruchscharte und des Dichtungssystems

Der Wiederaufbau des Damms wurde im Jahre 1979 auf Basis eines Sanierungskonzeptes gegen Um- und Unterläufigkeit mit einer Schlitzwand am wasserseitigen Dammfuß und einer daran anschließenden zweischichtigen kontrollierten bituminösen Oberflächendichtung durchgeführt. Die Schlitzwandlamellen reichen mit einer Tiefe von bis zu 28,0 m unter der Talsohle in den Felshorizont des Buntsandsteins.

Die zweischichtige bituminöse Oberflächendichtung besteht aus einer 8 cm dicken Asphaltbetonschicht. Darunter befindet sich eine 8 cm dicke Dränageschicht, gefolgt von einer weiteren 6 cm dicken Asphaltbetonschicht, die von einer 5 cm dicken Binderschicht und einer 15 cm dicken Filterschicht unterlagert wird.

Der Querschnitt der sanierten Bruchscharte mit dem neuen Dammaufbau sowie der Oberflächendichtung mit Schlitzwand ist in Abbildung 3 dargestellt. Im Zuge der Sanierung wurden zur Kontrolle der Durch- und Unterströmung insgesamt 32 Pegel in verschiedenen Tiefen und 12 Kontrollschächte hergestellt. Vier weitere Messstellen wurden zur Aufzeichnung der Gesamtausflüsse der Dränagen, Flächenfilter und des Bitudräns eingebracht (Hochtief, 1982).

Die Talsperre kann über einen Grundablass mittig am Dammfuß, welcher auf der Luftseite über einen Rechteckstollen in ein Tosbecken mündet, abgestaut werden.

Die Hochwasserentlastung erfolgt über einen 10 m hohen Überlaufturm mit den lichten Abmessungen von 2,5 x 5,1 m und der Überfallkante bei 275,90 mNN (Normalstau). Der Fallschacht der Hochwasserentlastung ist für einen Durchfluss von 53 m<sup>3</sup>/s bemessen. Das BHQ<sub>1</sub> und das BHQ<sub>2</sub> weisen einen Abfluss von 20 m<sup>3</sup>/s bzw. 29,1 m<sup>3</sup>/s auf.

Anfallendes Sickerwasser wird über einen 80 cm dicken Flächenfilter in der Dammsohle aufgefangen und über im Abstand von 10 m angeordnete Dränagerohre zu einem Sammler und Kontrollschächten am luftseitigen Dammfuß abgeführt.



Abb. 3 Querschnitt durch den Steinschüttdamm (Hochtief, 1982)

## 1.3 Vertiefte Überprüfung 2020/2021

Die vertiefte Überprüfung an der Ibratalsperre wurde ab Herbst 2020 bis 2021 durch Arcadis Germany GmbH im Auftrag der Gemeinde Kirchheim durchgeführt, welche von einer detaillierten Erkundung des Bestands begleitet wurde. Dazu wurde im Zeitraum vom 19.10.2020 bis 09.12.2020 der Stau gelegt und dadurch die Bauwerke zugänglich gemacht. Zudem konnten durch die Staulegung die Einflüsse des Wasserstands auf die umgebende Hydrogeologie und die Dränageeinrichtungen erkundet werden. In Ergänzung zur vertieften Überprüfung wurden eine geologische Untersuchung des Aufbaus des Dammes sowie des anstehenden Untergrundes mittels Bohrkernentnahme und Rammsondierung durchgeführt. Diese Baugrunderkundung erfolgte sowohl in der nach dem Dammbruch 1977 sanierten Bruchscharte als auch außerhalb derselben. Mittels Kamerabefahrung fand eine Zustands- und Lagedokumentation der gereinigten Abfluss- und Dränageleitungen sowie der Entspannungsbrunnen statt.

Im Nachfolgenden werden die wesentlichen Ergebnisse der geologischen und hydrologischen Untersuchungen beschrieben (Arcadis, 2021) sowie Handlungsempfehlungen auf Grundlage der Auswertungen formuliert.

# 2 Geologie

## 2.1 Geologische Ausgangssituation

Die Ibratalsperre befindet sich im mitteldeutschen Bruchschollenland (Mittlerer Buntsandstein) auf der osthessischen Buntsandstein-Scholle im Bereich des Fulda-Werra Bergland und Solling.

Der Untergrund wird überwiegend von Sandsteinen sowie Schluff- und Tonsteinen gebildet. Vor allem im Bereich des Bachlaufes der Ibra sind über dem Mittleren Buntsandstein quartäre Talablagerungen (Auesedimente, Flusskiese) vorhanden.

## 2.2 Aufbau des Damms und Baugrunderkundung

Die Dammschüttung der Ibratalsperre ist als homogener Damm überwiegend mit aus der näheren Umgebung gewonnenen Bundsandsteinmaterial aufgebaut worden. An der Basis der Dammschüttung wurde ein Flächenfilter aus Basalt bzw. Kies eingebaut, indem zusätzlich im Abstand von 6 bis 11 m Dränrohre verlegt wurden. Am luftseitigen Dammfuß wurde gemäß den Bestandsunterlagen (Hochtief, 1982) eine Steinschüttung als Filter angeordnet.

Im Rahmen der geologischen Erkundung wurden Kernbohrungen mit durchgehender Gewinnung gekernter und nicht gekernter Proben bis in Tiefen von 20 m unter Geländeoberkante (GOK) sowie schwere Rammsondierungen (DPH) in Tiefen bis 15 m unter GOK entlang der Dammkrone sowie der luftseitigen Berme durchgeführt. Zur Erkundung der Dränagefähigkeit des Steinschüttfußes wurden zwei Baggerschürfe bis 1,9 m unter GOK hergestellt. Fünf Aufschlussbohrungen entlang der Dammkrone wurden zu Grundwassermessstellen ausgebaut. Der Aufschlusslageplan ist in Abbildung 4 dargestellt.



Abb. 4 Aufschlusslageplan (Arcadis, 2021)

Der Dammkörper wurde auf Grundlage der Erkundungsergebnisse in Schichten eingeteilt. Die Schichten 1 bis 4 bilden den Dammkörper bestehend aus Tragschicht, Dammschüttung, Flächenfilter und Steinschüttfuß ab, wohingegen die Schichten 5 bis 8 den Untergrund aus quartären Sanden und Kiesen, Auesanden, verwittertem Buntsandstein und Sand-, Schluff- (Tonstein) widerspiegeln. Nachfolgend werden die Ergebnisse der Aufschlüsse für die Dammschüttung, Flächenfilter und Steinschüttfuß basierend auf den Baugrunderkundungen (Arcadis, 2021) beschrieben. Dabei bezeichnen die Abkürzungen EP Eimerproben und GP Glasproben entsprechend der DIN 4023.

## Dammschüttung (Schicht 2)

Die Dammschüttung besteht vorwiegend aus (schwach) schluffigen bis stark schluffigen, (schwach) kiesigen und schwach tonigen Sanden, die vereinzelt mit Schlufflagen und Buntsandsteinen durchsetzt sind. Die Ermittlung der Kornverteilungen an GP 3 bis GP 5 ergaben (stark) kiesige, (schwach) schluffige, schwach tonige Sande der Bodengruppen SU\* und GU\*.

Die Lagerungsdichte ist in allen Bereichen mitteldicht bis dicht. In Bereichen mit Schlufflagen lassen die Schlagzahlen auf eine steife bis halbfeste Konsistenz schließen. Für den empirisch ermittelten Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  an den Proben aus der Schicht der Dammschüttung GP 2 (B 2) bis GP 5 (B 5) ergaben sich Spannen zwischen 3,0\*10<sup>-07</sup> und 1,8\*10<sup>-05</sup> m/s, im Mittel  $k_f$  = 3,8\*10<sup>-06</sup> m/s. Nach DIN 18130 ist Schicht 2 als durchlässig bis schwach durchlässig einzustufen.

## Flächenfilter (Schicht 3)

In der Dammsohle ist gemäß Bestandsdokumentation (Hochtief, 1982) ein ca. 0,8 m mächtiger Flächenfilter vorhanden. Der Flächenfilter besteht in B 2 aus rotbraunem Mittel- bis Grobkies, in B 3, B 5, B 6 und B 7 aus grauem Basaltschotter, sandigen Kiesen und Grobsanden. Im Bereich der ehemaligen Bruchstelle in Dammmitte bei B 4 und B 8 setzt sich der Flächenfilter mehrheitlich aus gelbbraunen Mittel- bis Grobsanden und -kiesen und untergeordnetem Basaltschotter zusammen. Für den empirisch ermittelten Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  an GP 4 bis GP 7 ergaben sich Spannen zwischen  $k_f = 5,7*10^{-02}$  und  $1,5*10^{-04}$  m/s. Nach DIN 18130 ist Schicht 3 als stark durchlässig bis durchlässig einzustufen. Im Bereich der ehemaligen Bruchstelle (GP 4) besteht der Flächenfilter mehrheitlich aus Filtersanden und -kiesen, die eine etwas geringere Durchlässigkeit ( $k_f = 1,0*10^{-04}$  und  $1,5*10^{-04}$  m/s) aufweisen als der in den anderen Bereichen eingebaute Basaltschotter. Die Schlagzahlen der schweren Rammsonde DPH 1 bis DPH 4 verzeichnen im Bereich des Flächenfilters einen Anstieg und liegen zwischen *N10* = 15 und 86, im Mittel *N*<sub>10, Mittel</sub> = 15 bis 25. Die Lagerungsdichte ist somit in allen Bereichen als dicht zu bewerten.

## Steinschüttfuß (Schicht 4)

In den Baggerschürfen SCH 1 und SCH 2 am landseitigen Böschungsfuß wurde unterhalb des Oberbodens stellenweise zunächst eine 0,3 m dicke Schicht Grobkies erkundet. Darunterliegend wurden Steine und Blöcke mit Kantenlängen bis 40 cm angetroffen. Eine Verunreinigung der Steinschüttung konnte nicht festgestellt werden. Eine tiefere Ausführung der Schürfe bis auf den im Regelprofil eingezeichneten mineralischen Stufenfilter war aufgrund des Wasserandranges nicht möglich. Aufgrund der sehr groben Ausbildung der Steinschüttung ist von einer sehr hohen Durchlässigkeit  $k_f = 10^{-01}$  bis  $10^{-02}$  m/s auszugehen.

# 3 Grundwasserverhältnisse und hydraulische Kennwerte

## 3.1 Hydrologische Situation - Stauwasserstände

Generell sind im Projektgebiet zwei Grundwasserstockwerke vorhanden. Zum einen verläuft innerhalb der quartären Lockergesteinsbedeckungen über dem Buntsandstein ein Porengrundwasserleiter als oberes Stockwerk. Darüber hinaus ist im tiefer gelegenen Buntsandstein ein zweiter Kluftgrundwasserleiter ausgebildet. Großflächig entwässert das Projektgebiet über den Bachlauf der Ibra.

#### 3.2 Auswertung Grundwasserbeobachtungen am Dammbauwerk und im Untergrund

Die Auswertung der Grundwasserganglinien erfolgte sowohl für die Messstellen im Quartär und Flächenfilter unter der Dammbasis als auch für die Messstellen in den darunter angrenzenden Sandsteinschichten (Gemeinde Kirchheim, 2021). Die auf dieser Grundlage erstellten Grundwassergleichenpläne belegen zusammen mit den Dränageganglinien beim Ab- und Wiedereinstau des Stausees die grundsätzliche Funktionsfähigkeit des Dränagesystems und des Flächenfilters. Dies ist auf Grund der geotechnischen Erkundungsergebnisse (Arcadis, 2021) mit unterschiedlich ausgebildeten Flächenfiltermaterial bemerkenswert. Der Flächenfilter in B 2 besteht aus rotbraunem Mittel- bis Grobkies, in B 3, B 5, B 6 und B 7 aus grauem Basaltschotter, sandigen Kiesen und Grobsanden. Im Bereich der ehemaligen Bruchstelle in Dammmitte bei B 4 und B 8 setzt sich der Flächenfilter mehrheitlich aus gelbbraunen Mittel- bis Grobsanden und - kiesen und untergeordnetem Basaltschotter zusammen.

Die Absenkung des Grundwasserspiegels im Buntsandstein, sowie die Ableitung der Zuflüsse vom Hang auf der südlichen Seite und des unter dem Damm anströmenden Grundwassers erfolgt überwiegend durch die Flächendränage. Die beobachteten Dränageraten und die Grundwasserstände sind hauptsächlich von der jahreszeitlich variierenden Niederschlagsversickerung abhängig. Die ausgewerteten Maxima treten in den Frühjahrs-monaten auf.

Von den sieben von der Dammkrone und der luftseitigen Berme aus niedergebrachten Bohrungen wurden fünf (B 2 bis B 6) als Grundwassermessstellen ausgebaut. Die neuen Messstellen erfassen mit dem Filterbereich den erkundeten Flächenfilter und ergänzen damit die vorhandenen Grundwassermessstellen im Sandsteinzersatz und im Quartär.

Im Zuge der vertieften Überprüfung wurde im Zeitraum vom 19.10.2020 bis 09.12.2020 der Stau gelegt und dadurch die Bauwerke zugänglich gemacht. In der nachfolgenden Abbildung 5 ist ein Grundwassergleichenplan für den abgestauten Zustand der Talsperre dargestellt. Die im Flächenfilter liegenden Dränleitungen sind in dieser Abbildung durch weiße Strichpunktlinien markiert, deren Länge bei einer Kamerabefahrung erkundet und hier eingetragen wurde. Pfeilspitzen markieren den Abbruch der Befahrung aufgrund Verformung des Filterrohres oder eines Hindernisses. Die Abbildung zeigt, dass der Talsperrenabstau bei allen Pegeln im Sandstein in unterschiedlichem Maße zu einer Grundwasserabsenkung führte. Im Bereich der durch die Flächendränage unter dem Damm bereits abgesenkten Druckspiegel betrugen die Absenkungen min. 0,03 m bis ca. 0,20 m in einem lokalen Zuflussbereich. Die maximalen Absenkungen traten an den Uferböschungen auf – max. 0,69 m am nördlichen Ufer und 0,83 m am südlichen Ufer.

Insgesamt konnte festgestellt werden, dass die Wirksamkeit des Flächenfilters einschließlich der Dränageleitungen gegeben ist, trotz der bei den Kamerabefahrungen der Dränleitungen zum Teil festgestellten Deformationen der Rohrleitungen.



**Abb. 5** Grundwassergleichenplan im Buntsandstein am 30.11.2020 im abgestauten Zustand (Arcadis, 2021). Die weißen Linien markieren die Dränagerohre.

# 4 Geotechnische Nachweise

Im Rahmen der geotechnischen Nachweise wurden in einem ersten Schritt Durchströmungsberechnungen für verschiedene Lastfälle durchgeführt (Arcadis, 2021). Sowohl für den Fall der funktionsfähigen Dichtung als auch für den Fall einer Fehlstelle in der oberflächigen Asphaltdichtung ergaben sich aus den Berechnungen Sickerlinien, die jeweils unterhalb des landseitigen Dammfußes auslaufen. Somit findet kein Sickerwasseraustritt auf der landseitigen Böschung statt. Mit den nachfolgenden Standsicherheitsuntersuchungen des Dammbauwerkes wurde festgestellt, dass die Tragfähigkeit des Dammes in allen Bemessungssituationen gegeben ist. Die Nachweise gegen Böschungs- und Grundbruch, Dammgleiten und Spreizwirkung am Dammfuß konnten allesamt erfolgreich geführt werden.

Die Nachweise zur Sicherheit gegen Materialtransport anhand geometrischer Kriterien konnten teilweise mangels anwendbarer Nachweisverfahren nicht geführt werden, da die geometrischen Anwendungsgrenzen mit den Körnungslinien der Böden nicht eingehalten wurden. Die Nachweise, die bei Einhaltung der Anwendungsgrenzen geführt werden konnten, zeigen eine Suffosions- und Erosionsgefährdung der im Dammbauwerk verbauten Böden und sowie auch der Böden im Dammuntergrund mit den quartären Auesanden und dem verwitterten Buntsandstein auf.

Die Überprüfung des hydraulischen Kriteriums erfolgte sowohl für einen globalen hydraulischen Gradienten unter der Annahme von Fehlstellen in der Dichtung als auch anhand eines annähernd gleichmäßigen Potenzialdruckabbaus im Damm und Untergrund. Ferner wurden die Strömungsberechnungen für den Fall einer Leckage ausgewertet und die lokal möglichen hydraulischen Gradienten innerhalb des Dammes und des Untergrundes betrachtet. Die globalen hydraulischen Gradienten liegen in der Größenordnung der kritischen hydraulischen Gradienten der Böden, wobei hier vor allem die enggestuften Auesande in der Dammbasis als besonders erosionsgefährdet angesehen werden. Die Auswertung lokaler hydraulischer Gradienten ergab für den Lastfall einer Leckage noch deutlich höhere hydraulische Gradienten, die im Wesentlichen jedoch zwischen dem Leckageeintritt und dem Flächenfilter auftreten. Hier konnten die Nachweise nicht erbracht werden und bestätigen somit die Suffosions- und Erosionsgefährdung der vorliegenden Böden. Hier kann es zu lokalen Kornumlagerungen innerhalb des Dammes kommen, die zu lokal höheren Durchlässigkeiten sowie auch zu lokal geringeren Durchlässigkeiten durch Kolmation im Flächenfilter führen können. Eine Standsicherheitsgefährdung wird bei kleinflächigen Leckagen der untersuchten Fehlstellen in der Asphaltdichtung nicht gesehen.

An der Grenzfläche von einem durchströmten Bodenkörper zu einem Bauwerk oder einer unterlagernden, nicht kohäsiven Bodenschicht können Bereiche in Form von Hohlräumen oder Auflockerungszonen entstehen, in denen kein oder nur ein geringer hydraulischer Widerstand besteht. Die daraus resultierende konzentrierte Strömung in diesen Bereichen kann den Transport von Bodenpartikeln auslösen und zur sogenannten Fugenerosion führen, die sich rückschreitend gegen die Strömungsrichtung entwickelt. Dies gilt auch für bestehende Erosionskanäle infolge abgestorbener Wurzeln oder Wühltiergänge. Die rückschreitende Fugenerosion setzt einen Abtransport der bewegten Bodenpartikel zu einer freien Oberfläche voraus. Prinzipiell ist Fugenerosion, auch genannt Piping, an der Ibratalsperre zum einen entlang des den Damm guerenden Auslasskanals und im Dammuntergrund entlang der quartären Auensande möglich. Eine mögliche Stelle für Fugenerosion ist ausgehend vom Tosbecken entlang des Durchlassbauwerkes bis zur Asphaltdichtung zu untersuchen. Fugenerosionen entlang des Durchlassbauwerkes sind hier entlang des Stollens möglich. Eine Sickerwegverlängerung entlang des Durchlassbauwerkes z. B. durch einen Dichtungskragen oder Dichtungsring ist nach den Bestandsunterlagen nicht vorhanden. Die Untersuchungen zur Fugenerosion entlang des Stollens, welcher den Damm entlang des ehemaligen Verlaufs der Ibra quert, zeigen eine ähnliche Situation wie die Bewertungen zur Suffosion und Kontakterosion. Die Sicherheit gegen Piping im Dammuntergrund ist gegeben.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Dammschüttstoffe sowie auch der Dammuntergrund suffosions- und erosionsempfindlich sind. Durch die im Zuge der Reparatur der Talsperre nach dem Bruch neu aufgebrachte Oberflächenabdichtung aus Asphalt sowie der zusätzlichen Abdichtung des Untergrundes durch die Schlitzwand wurde die erforderliche Standsicherheit erreicht. Eine Unterströmung des Dammes ist damit wirksam unterbunden und auch die Wahrscheinlichkeit einer Leckage der zweischichtigen Asphaltbetondichtung ist viel geringer als bei der ursprünglichen Abdichtung mit einer Kunststoffbahn.

Der Aufbau des Dammes mit erosions-empfindlichen Schüttstoffen wurde jedoch im Zuge der Reparatur nicht geändert. Einschätzungsgemäß werden bei einer kleinflächigen Leckage durch beide Schichten der kontrollierten Asphaltbetondichtung zwar lokale Erosions- und Suffusionserscheinungen auftreten, diese werden aber nicht standsicherheitsgefährdend sein, sondern zu lokalen Erosions- und Suffusionsprozessen führen.

Bei größeren Leckagen können Erosionsvorgänge auch standsicherheitsgefährdend für den Damm sein, daher wurde ein engmaschiges Kontrollprogramm vorgeschlagen um solche Leckagen frühzeitig zu erkennen.

# 5 Handlungsempfehlungen für den Anlagenbetrieb

Aus den Ergebnissen der Standsicherheitsnachweise und der hydrologischen Untersuchungen können folgende Handlungsempfehlungen für den weiteren Anlagenbetrieb abgeleitet werden:

- Hinsichtlich der nicht einzuhaltenden Nachweise der Suffosions- und Erosionssicherheit wird empfohlen, eine verstärkte, über das bisherige Maß hinaus reichende Überwachung und Kontrolle der Wasserstände im Dammkörper, der Sickerwasserschüttungen der Dränagen sowie des Austrages von Bodenmaterial über das Sickerwasser durchzuführen. Hierzu sollte kurzfristig ein Konzept mit Maßnahmen z.B. einer permanenten Messung der Wasserstände im Damm sowie der Sickerwasserschüttungen sowie daraus abzuleitende Betriebsvorschriften und Kontrollvorgänge ausgearbeitet und mittelfristig umgesetzt werden;
- Monatliche Messung der Grundwasserstände;
- Wöchentliche Erfassung der Dränsummen;
- Erfassung der Einzeldränagezuflüsse zur Feststellung der Zuflussverteilung in den Dränagen und Entspannungsbrunnen quartalsweise oder als Sondermessung bei im Jahresverlauf unerwarteten Entwicklungen oder atypischen Veränderungen der Dränsummen oder auftretenden Trübungen;
- Monatliche Ergänzung der Grundwasser- und Dränsummenganglinien, Dokumentation des Dränwassers (u. a. Trübung);
- Quartalsweise Ergänzung der Einzeldränageganglinien, Dokumentation des Dränagewassers (u. a. Trübung);
- Jährliche Erstellung von Grundwassergleichenplänen aus Stichtagsmessungen im Frühjahr (April - Mai) und am Jahresende oder bei Teilabstau (November - Dezember) im Rahmen des Sicherheitsberichtes;
- Weiterhin wird empfohlen, in einem regulären Turnus von 5 bis max. 10 Jahren je nach Messergebnissen des laufenden Monitorings eine Dränagespülung durchzuführen, bzw. in Einzeldränagen auch früher, wenn die im regulären Messturnus beobachteten Grundwasserstände und Dränageraten auf eine Dränagekolmation hinweisen sollten;
- Ertüchtigung des Einlaufes der Hochwasserentlastung zum Schutz vor Verklausung;

• Erneuerung der Mastixschicht zum Schutz der Asphaltbetondichtung gegen UV-Strahlung und Oxidation.

## Danksagung

Wir danken Herrn Steffen Lange von der Gemeinde Kirchheim für die konstruktive Zusammenarbeit und die Freigabe des Artikels.

# Literatur

Wasserwirtschaftsamt Fulda. (1982). Talsperrenbuch zur Ibratalsperre, 1. Ausfertigung der Gemeinde Kirchheim, Fulda.

Hochtief. (1982). Zusatzmaßnahmen und Instandsetzung der Stauanlage Kirchheim, Bestandspläne, Essen.

Arcadis. (2021). Vertiefte Sicherheitsüberprüfung der Ibratalsperre, Darmstadt.

Gemeinde Kirchheim. (2021). Grundwasserbeobachtungen der bestehenden Grundwassermessstellen vor und nach dem Abstau der Talsperre im Zuge der vertieften Sicherheitsüberprüfung, Kirchheim.

# Anschrift der Verfasser

M. Sc. Erwin Dittmar Projektingenieur Arcadis Germany GmbH Spixstraße 59, D-81539 München erwin.dittmar@arcadis.com

Dr. rer. nat. Andreas Kunz Fachexperte für Hydrogeologie Arcadis Germany GmbH Europaplatz 3, D-64293 Darmstadt andreas.kunz@arcadis.com Dipl.-Ing. Christoph Grass Projektleiter Arcadis Germany GmbH Europaplatz 3, D-64293 Darmstadt christoph.grass@arcadis.com

M. Eng. Stephanie Vonhall & Dipl.-Ing. Steffen Wolff Fachexperten für Geotechnik Arcadis Germany GmbH Europaplatz 3, D-64293 Darmstadt stephanie.vonhall@arcadis.com steffen.wolff@arcadis.com

# Hochwasserrückhaltebecken Feldolling (Mangfall) ein elementarer Bestandteil eines zukunftsweisenden Hochwasserschutzes

Wolfgang Nierlich, Johannes Jungnickl, Willibald Slowaczek und Christoph Wiedemann

# 1 Allgemeines zum Hochwasserschutz im unteren Mangfalltal

Die Mangfall entspringt dem Tegernsee und fließt nach ca. 60 km bei Rosenheim in den Inn. Auf den letzten 25 Kilometern durchfließt sie eine dicht bebaute Talaue; das Untere Mangfalltal. Im Jahre 2000 lebten dort im Überschwemmungsgebiet der Kommunen Feldkirchen-Westerham, Bruckmühl, Bad Aibling, Kolbermoor und Rosenheim ca. 42.000 BürgerInnen. Das Schadenspotential lag bei ca. einer Milliarde Euro und war damals einer der bayernweiten Brennpunkte, was zuletzt auch das Hochwässer 2013 mit Schäden von 150 Mio. Euro eindrucksvoll zeigte.

Das im Jahre 2000 landesplanerisch positiv beurteilte Hochwasserschutzkonzept im Unteren Mangfalltal sollte künftig vor einem Jahrhunderthochwasser (HQ<sub>100</sub>) schützen. Selbstverständlich wurden ebenfalls ökologische Aufwertungen sowie Aspekte der Sozialfunktion (z.B. Gewässerzugänglichkeiten, Aufenthaltsmöglichkeiten) integriert. Das Projekt setzte sich zusammen aus 17 Seitenpoldern, einer davon das Rückhaltebecken in Feldolling, sowie Deiche und Mauern entlang der Mangfall (Linienausbau), die für HQ<sub>100</sub> zzgl. 1,0 m Freibord ausgelegt wurden (siehe Abb. 1). Das HQ<sub>100</sub> in Rosenheim liegt bei 480m<sup>3</sup>/s.



Abb. 1 Schemabild Hochwasserschutz im Unteren Mangfalltal

Die im Folgenden als gesteuertes Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss ausgeplante Rückhaltung in Feldolling, Gemeinde Feldkirchen-Westerham, Landkreis Rosenheim, war damit elementarer Bestandteil des Hochwasserschutzkonzepts. Ursprünglich wurde das Hochwasserrückhaltebecken Feldolling (HRB) zur Kompensation des Retentionsraumverlustes durch den Linienausbau bzw. als Flutpolder konzipiert. Ab 2004 wurde es neu und damit grösser ausgelegt. Um die Veränderungen der Abflussverschärfung infolge des Klimawandels zu beherrschen, wurde damals bayernweit der Klimaänderungsfaktor von HQ<sub>100</sub> plus 15% eingeführt, um den Standard des Hochwasserschutzniveaus auch künftig zu erhalten. Der bayernweite Klimazuschlag wird im Unteren Mangfalltal seitdem durch das HRB abgedeckt. Das HRB reduziert somit das Bemessungshochwasser für die Schutzanlagen unterhalb. Damit ist das HRB letztlich eine "Mischform" aus Hochwasserrückhaltebecken und Flutpolder.

Das HRB kann insgesamt 6,62 Mio. Kubikmeter Wasser zurückhalten. Es besteht aus einem Hauptbecken mit 4,6 Mio. Kubikmetern mit einer max. Staufläche von 115 ha und den drei bestehenden Unterwasserbecken der Leitzachkraftwerke der Stadtwerke München (Pumpspeicherkraftwerk – kurz: PSW Leitzach) mit 2 Mio. Kubikmetern und einer Staufläche von 50 ha.

# 2 Kurzbeschreibung HRB Feldolling

## 2.1 Veranlassung und Einsatzszenarien

Gemäß Planfeststellungsbescheid (19.12.2014) / Ergänzungsbescheid (22.12.2017) kommt das HRB deshalb bei den folgenden beiden Hochwasserszenarien zum Einsatz:

- Prognose über HQ<sub>100</sub> an der Mangfall, oder
- ablaufendes HQ<sub>100</sub> am Inn in Kombination mit der Prognose eines HQ<sub>30</sub> an der Mangfall.

## 2.2 Die Teilbauwerke und ihre Funktion

Die Lage des HRB ist für den Hochwasserschutz im unteren Mangfalltal ideal: Der Beckenstandort liegt direkt am Beginn des hochwassergefährdeten Siedlungsraumes und deckt etwa 70 % des Einzugsgebiets (EZG) der Mangfall ab. Überaus effektiv liegt das HRB unmittelbar unterstromig der Mündung der Leitzach, welche in der Vergangenheit häufig die Spitzen der Hochwasserwellen erzeugte. Mit der Glonn (13% EZG) und der Kalten (10% EZG) münden unterstromig des HRB nur noch zwei untergeordnete Seitenzuflüsse in die Mangfall. Die Steuermöglichkeit ist deshalb außerordentlich wirkungsvoll.

Eine Besonderheit beim HRB liegt darin, dass bestehende Becken zur Wasserkraftnutzung auch für den Hochwasserschutz verwendet werden. Die drei zusammenhängenden Unterwasserbecken des PSW liefern ca. 30 % des benötigten Rückhaltevolumens. In Ausnahmefällen könnte mit der Pumpleistung des PSW Wasser auch in das Oberbecken, den Seehamer See, gefördert werden. Die Pumpleistung beträgt 60 m<sup>3</sup>/s. Das Rückhaltevolumen würde sich dadurch nochmals erhöhen. Über die Nutzung wurden mit dem Betreiber Vereinbarungen getroffen.

Aufgrund des hohen Gefälles des Talraums von ca. 3 ‰ und der großen Längenausdehnung von ca. 3 km liegt das Stauziel rund 8 m über dem Wasserspiegel der Mangfall bei HQ<sub>100</sub>. Die max. Wassertiefe beträgt bei Vollstau sogar ca. 10 m und erinnert daher eher an Talsperren als an Flutpolder.

Für die neuen Deich- und Dammbauwerke des HRB mit ihrer Gesamtlänge von 4,3 km werden insgesamt 650.000 m<sup>3</sup> Schüttmaterial benötigt. Etwa ein Drittel des insgesamt erforderlichen Erdbaustoffes wird dabei beim Aushub des Zulaufgerinnes vor Ort gewonnen.

Ein Betriebsweg mit einer Länge von etwa 6,6 km führt vollständig um das gesamte HRB, so dass im Einsatzfall alle Bauwerke jeweils von beiden Seiten erreicht werden können (insbesondere wichtig am Einlassbauwerk, z. B. wegen Rechenberäumung).


In der nachfolgenden Abb. 2 sind die wesentlichen Teilbauwerke des HRB schematisch dargestellt und im Weiteren beschrieben:



Abb. 2 Schemabild Hochwasserrückhaltebecken Feldolling (HRB)

#### • Einlassbauwerk (ELB):

Das ELB ist ein Wehrbauwerk mit 12 Gleitschützen mit je 4,0 m Feldbreite. Es liegt am Prallufer und wird damit im Einsatzfall des HRB fast geradlinig angeströmt. Am ELB ist im HRB ein vollkommener (nicht rückgestauter) Zufluss zum Hauptbecken möglich.

Die max. Zuflussleistung beträgt am ELB etwa 140 m<sup>3</sup>/s und damit theoretisch etwa 40 % des HQ<sub>100</sub>-Scheitelabflusses in der Mangfall in Feldolling. Das HRB bietet damit auf Grund seiner Lage, wegen des im Verhältnis zur Fülle der Bemessungswelle großen Speichervolumens und wegen der großen hydraulischen Leistungsfähigkeit einen äußerst potenten Hochwasserrückhalt. Bei steilen, aus der Leitzach dominierten Hochwasserwellen, kann mit dem HRB theoretisch ein HQ<sub>500</sub> auf einen verträglichen, schadlosen Abfluss reduziert werden.

# • Zulaufgerinne:

Eine Flutmulde unterstromig des ELB mit einer Länge von etwa 1,2 km und 100 m Sohlbreite leitet das Wasser in das Hauptbecken. Das Zulaufgerinne hat eine Tiefe von bis zu 3 m. Das gewonnene Material wird zum Deich und Dammbau verwendet.

# Hochwasserschutzdeich:

Nordöstlich an das ELB anschließend wird der rechte Mangfalldeich auf einer Länge von ca. 1,0 km mit einer Kronenhöhe HQ<sub>1.000</sub> + 1,0 m Freibord neu gebaut. Die Deichrückverlegungen in diesem Bereich dienen als Kohärenzmaßnahmen für einen Eingriff in das FFH-Gebiet am ELB.

#### • Trenndeich:

Der Hochwasserschutzdeich geht am Beginn des Staubereiches in den sog. Trenndeich mit einer Länge von etwa 2,0 km über. Der Trenndeich hat eine Böschungsneigung von 1:2,5 (wie alle Erdbauwerke des HRB) und ein Freibord von 1,6 m. Am unterstromigen Ende weist der Trenndeich eine Höhe von ca. 11 m mit einer Basisbreite von ca. 60 m auf.

#### Absperrdamm:

Der Absperrdamm schwenkt von der Mangfall ab und verläuft mit einer Gesamtlänge von 1,1 km nach Süden bis zum Anschluss an das natürlich ansteigende Gelände. Auf seiner überwiegenden Länge wurde der Absperrdamm an den Unterwasserbeckendamm des PSW-Leitzach "angebaut". Der Absperrdamm hat zum Schutz der Asphaltbeton-Oberflächendichtung des Unterwasserbeckens eine vollkommene Innendichtung. Die Untergrundabdichtung, die in den Grundwasser-Stauer (Tertiär) einbindet, wurde vor der Schüttung des Absperrdammes vom Urgelände aus durch eine Schlitzwand mit einer maximalen Teufe von 25 m, überwiegend aber mit einer tiefreichenden Bodenvermörtelung im Mixed-in-place-Verfahren samt HDI-Verfahren hergestellt. Anschließend wurde lehmiges Material im Kopfbereich eingebaut. Nach der abschließenden Dammschüttung wurde von der neuen Dammkrone ebenfalls eine Innendichtung als Erdbetonwand eingebracht, welche in den Lehmkern einbindet. Der Absperrdamm hat Höhen von 8 bis 11 m, so dass sich in Summe eine Abdichtung mit einer Gesamthöhe von rund 36 m ergibt.

#### • Überlaufbauwerk (ÜLB):

Durch das ÜLB wird das Wasser vom Hauptbecken in das Unterbecken 3 des PSW-Leitzach übergeleitet. Es besteht aus zwei Druckkanälen mit einem lichten Querschnitt von je 4,0 m x 3.0 m, die unter dem Absperrdamm verlaufen, einem Schützenbauwerk im Bereich der früheren Dammkrone des Unterbecken-3-Dammes, sowie einem räumlichen Tosbecken, das in einer ausgesteiften Bohrpfahlbaugrube im Böschungsbereich des Unterbecken 3 unter vollem Betrieb des PSW Leitzach errichtet wurde (dazu unter Kapitel 3.3 mehr). Das ÜLB hat eine max. Leistungsfähigkeit von über 170 m<sup>3</sup>/s.



Abb. 3 Leitzach-Unterbecken-3 mit Absperr- Abb. 4 Absperrdamm im Bau mit Straßendamm und Überlaufbauwerk im Bau

anhebung Kreisstraße

#### • Straßenanhebung-Kreisstraße-RO13 (RO13):

Die RO 13 durchquert den Staubereich des HRB von der Mangfallbrücke im Norden in südöstlicher Richtung und guert am südlichen Ende des Leitzach-Unterbecken-3 den Absperrdamm. Die Kreisstraße wird in gleichbleibender Trasse bis zu 6 Meter angehoben und über den Absperrdamm geführt. Die Kuppe der Straße entspricht dabei etwa dem Stauziel, der Freibord (1,6 m) wird durch einen mobilen Verschluss hergestellt.

#### • Drainageleitung-Gries:

Zusätzlich zu den eigentlichen Bauwerken des HRB auf der Südseite der Mangfall wird auf der Mangfall-Nordseite im Ortsteil Gries von Feldkirchen-Westerham eine Drainageleitung samt Ableitung in den Triftbach hergestellt. Ziel ist, einen Anstieg des GW-Spiegels auf der Mangfall Nordseite aufgrund des Beckeneinstaus sicher zu kompensieren. Die Drainageleitung Gries wird im bestehenden Hochwasserschutzdeich landseitig hinter der Innendichtung des Deiches angeordnet und hat eine Länge von etwa 1,0 km. Sie beginnt östlich der Mangfallbrücke Feldolling bei Fluss-km 24,800 mit einem Teilsickerrohr DN 500, das im Verlauf bis auf ein Teilsickerrohr DN 1200 anwächst. Anschließend wird über ein ca. 700 m langes Ableitungsrohr DN1600 das gesammelte Wasser in einen Kraftwerkskanal, den Triftbach, geführt Die Leistungsfähigkeit der Drainageleitung beträgt 3,0 m<sup>3</sup>/s.

#### • Auslassbauwerk im UW-Becken 2 (ALB UWB)

Über das neue ALB UWB bei Fluss-km 23,00 kann ergänzend zum bestehenden Werk III der PSW Leitzach eine Wassermenge von über 80 m<sup>3</sup>/s in die Mangfall abgegeben werden. Es dient zur Vorentlastung der Unterwasserbecken im Vorfeld des Beckenbetriebs bzw. zur Entleerung des Hauptbeckens über das ÜLB. Es besteht aus zwei Feldern mit einem lichten Querschnitt von je 3,5 m x 2,0 m.

#### • Auslassbauwerk Hauptbecken (ALB HB)

Über das ALB HB erfolgt die Restentleerung des HRB in die Mangfall. Es ist im Trenndeich bei Fluss-km 23,275 integriert. Der Druckkanal des ALB HB weist eine Höhe von 2,2 m und eine Breite von 2,0 m auf. Die Gesamtlänge des Druckkanals beträgt etwa 57 Meter. Die Leistungsfähigkeit des ALB HB beträgt bei Vollstau über 30 m<sup>3</sup>/s.

#### • Ersatzwasserversorgung Brunnen Götting:

Für den Bau und den Betrieb des HRB musste eine unterstromig bestehende Wasserversorgung ersetzt werden. Dafür wurde ein neuer Ersatzwasserbrunnen in Götting (max. Entnahme: 45 l/s), eine Aufbereitung (Enteisenungs-/Entmanganungsanlage) am Hochbehälter Mittenkirchen sowie eine 4 km lange Verbindungsleitung errichtet, in Betrieb genommen und der Kommune übergeben.

#### • Wildholzrechen an der Leitzach in Erb und an der Mangfall in Westerham:

Wenige Kilometer oberstromig des HRB wurden zum Schutz vor Treibholz am künftigen ELB ein Wildholzrechen in der Leitzach und einer in der Mangfall errichtet. Sie reduzieren auch unterhalb des HRB die Verklausungsgefahr z.B. an Brücken o.ä. wesentlich.

#### Hochwasserentlastung:

Das HRB erhält keine herkömmliche Hochwasserentlastungsanlage. Die Hochwasserentlastung erfolgt über das ÜLB in die Leitzach-Unterbecken und von dort in die Mangfall. Im Falle einer unkontrollierten Zuströmung am ELB über drei Wehrfelder (Schützen vollständig geöffnet, Oberwasser Mangfall Bemessungslastfall) kann die anfallende Wassermenge schadlos durch die Anlage geleitet werden.

# 3 Der Bau des HRB Feldolling

Bei der Umsetzung des Projektes lag eine wesentliche Herausforderung in der Einbindung und dem Schutz der Bestandanlagen des PSW Leitzach in das Gesamtsystem. Auch haben naturschutzfachliche Vorgaben aus den Genehmigungsbescheiden, insbesondere der Schutz der Zauneidechsen, die Planung und den Bau des Beckens stark beeinflusst.

# 3.1 Bauzeit und Aufteilung in Baulose

Der Bau des HRB hat abgesehen von vorgezogenen Ausgleichsmaßmahmen (wie 5 ha Auwald-Aufforstungen samt Einbringung von Totholz, 244 Nistkästen, 37 Habitaten für Zauneidechsen), die bereits ab 2017 umgesetzt wurden, mit dem ersten von insgesamt 11 Baulosen im Jahr 2019 begonnen, weil die Deichrückverlegung als Kohärenzmaßnahme zwingend ab Baubeginn herzustellen war. Die Aufteilung in die nachfolgend stichpunktartig genannten Lose ergab sich letztlich aus naturschutzfachlichen, vergaberechtlichen bzw. fachtechnischen Gründen:

- 1. Hochwasserschutzdeich (HWS-Deich) mit Deichrückverlegung/ Kohärenzmaßnahme
- 2. Ersatzneubau einer durch das Becken verlaufenden 110-kV-Freileitung der SWM
- 3. Zwei Vergaben mit je 2 Bauabschnitten für den Bau der Trenndeiche mit dem Zulaufgerinne
- 4. Absperrdamm mit Überlaufbauwerk (ÜLB) und Auslassbauwerk Hauptbecken (ALB-HB)
- 5. Umlegung einer bestehenden Gas-Hochdruckleitung (SWM)
- 6. Stahlwasserbau
- 7. Einlassbauwerk (ELB) mit HWS-Deichen
- 8. Auslassbauwerk Unterbecken (ALB-UWB) mit Ertüchtigung Restentleerungsleitung Unterbecken des PSW-Leitzach
- 9. Hochbau Betriebsgebäude
- 10. Technische Ausrüstung (Elektro-, Leit- und Nachrichtentechnik)
- 11. Drainageleitung Gries.

Die Lose 1 bis 5 sind bereits fertiggestellt, die Lose 6 und 7 befinden sich derzeit in der Ausführung, für die Lose 8 bis 11 wird derzeit die Ausführungsplanung erstellt und die Ausschreibung vorbereitet. Durch die Aufteilung des HWS-Deichs/Trenndeichs in mehrere Lose blieb die Population der Zauneidechsen (Artenschutz) erhalten, weil die alternierend, fertiggestellten Abschnitte von den streng geschützten Reptilien wieder besiedelt werden konnten bzw. von den im entsprechenden Jahr betroffenen Bauflächen (Deichabschnitt) erfolgreich vergrämt wurden.

Im Los 4, Absperrdamm samt Massivbauwerke, konzentriert sich etwa ein Drittel des gesamten Bauvolumens. In wasserbaulicher Hinsicht ist dieser Abschnitt besonders herausfordernd, weshalb hier nachfolgend vertiefend auf zwei Aspekte eingegangen wird.

# 3.2 Der Absperrdamm: logistische Herausforderung für den Bauablauf

Der Bauablauf hat aus völlig verschieden gearteten Gründen eine bautechnische und logistische Herausforderung dargestellt. Wegen der nachfolgend genannten bautechnischen Abhängigkeiten mussten die Arbeiten auch zwingend in einem Los ausgeschrieben werden. Folgende Zwangspunkte und Sachverhalte waren für den Bauablauf zu beachten:

- Untergrundabdichtung bis max. 25 m unter Gelände zur Herstellung der vollkommenen Dichtung: erforderlich zum Schutz der Oberflächendichtung des UW-Becken 3 gegen Auftrieb (Hinweis: bei max. eingestauten Hauptbecken und Mindestwasserstand im UW-Becken kann eine Wasserspiegel-Differenz von 9 m auftreten);
- Straßenanhebung Kreisstraße über den Absperrdamm mit bauzeitlicher Verkehrsumlegung auf ein Provisorium im Baufeld (keine längere Straßensperrung zulässig);
- duktile Bodenschicht im Untergrund (weich bis breiig), für die durch die Dammauflast und spätere Wasserauflast bei Ersteinstau bis zu 40 cm große Setzungen prognostiziert wurden;
- 110-kV-Freileitung der SWM zum PSW Leitzach im Bereich der Kreisstraße ohne Möglichkeit einer Freischaltung; im Bestand kein ausreichender Sicherheitsabstand für Baufahrzeuge;
- Hochdruck-Gasleitung im Straßenverlauf der bis zu 6 Meter anzuhebenden Kreisstraße; eine entsprechende Überschüttung bzw. Überbauung wurde vom Betreiber abgelehnt.

Aus diesen Punkten ergab sich ein komplexer Bauablauf für den Absperrdamm, wie folgt:

- Neubau der 110-kV-Freileitung im gesamten Staubereich auf neuer Trasse mit wechselweiser Hängung der neuen Leiterseile an den Übergabemasten zur Vermeidung einer auch nur kurzzeitigen Unterbrechung der Stromtrasse;
- Untergrundabdichtung im Bereich Absperrdamm unter der neuen (bis zu 5 Meter höhergelegten) Freileitung mit Low-Head-Schlitzwandfräse;
- Dammschüttung Absperrdamm zwischen Kreisstraße und Überlaufbauwerk und 3-monatige Konsolidierungsfrist für die setzungsempfindlichen Bodenschichten im Untergrund;
- Verlegung der Gasleitung in einem V-förmigen Verlauf entlang der Rampen über den fertigen Dammabschnitt;
- Herstellung eines Straßenprovisoriums auf Niveau Urgelände südlich der Bestandstrasse und Verkehrsumlegung auf dieses;
- Herstellung der Untergrundabdichtung im Straßenbereich;
- Dammschüttung Absperrdamm im Straßenbereich;
- Abdichtung des neuen Dammkörpers im Straßenbereich durch eine Spundwand (Anschluss an die Schlitzwand im Untergrund mittels Tonkörper);
- Neubau der Straße über den Damm und Rückverlegung des Straßenverkehrs;
- Rückbau des Straßenprovisoriums und Dammschüttung Absperrdamm (siehe Abb. 4 oben).

#### 3.3 Der Bau des Überlaufbauwerkes

Von allen Teilbauwerken des HRB war die Herstellung des ÜLB mit den größten Herausforderungen verbunden. Wegen der großen prognostizierten Setzungen im Untergrund wurde das ÜLB in zwei Teilbauwerken in unterschiedlichen Baugruben errichtet, die zeitlich nacheinander hergestellt wurden:

• Teilbauwerk 1: Schützenbauwerk im Kronenbereich des bestehenden Unterbeckendammes und Tosbecken mit Lage im Unterbecken 3 des PSW-Leitzach. Das Teilbauwerk 1 wurde in einer ausgesteiften Bohrpfahlbaugrube unter vollem Betrieb der PSW-Leitzach mit 4,2 m schnell schwankendem Wasserstand an der Bohrpfahlwand errichtet.  Teilbauwerk 2: Einlaufbereich und Druckkanäle unter dem Absperrdamm. Auf Grund der Setzungsproblematik wurde zunächst der Absperrdamm fertig geschüttet und nach einer ausreichenden Konsolidierungszeit im Bauwerksbereich teilweise wieder abgetragen (ca. 3 m). Von der damit entstehenden Planie aus wurde ein ausgesteifter Spundwandverbau hergestellt, der zur Westseite vom Gelände aus offen zugänglich war. In diesem Verbau wurde das Teilbauwerk 2 errichtet. Das Teilbauwerk 2 musste in das Dichtungssystem des Absperrdammes eingebunden werden mit dem Übergang von der im Untergrund liegenden Schlitzwand/Erdbetonwand und der in der darüber liegenden, später herzustellenden Abdichtung des neuen Dammbauwerkes.

Nachfolgend wird näher auf die Herstellung des Teilbauwerkes 1 mit der Lage im Böschungsbereich des Unterbeckens 3 eingegangen. Hier bestand die Herausforderung, dieses unter Betrieb der PSW Leitzach mit nur äußerst kurzzeitigen Betriebsunterbrechungen (wenige Tage) herzustellen. Zunächst wurde im Unterbecken eine Vorschüttung hergestellt, in die die Bohrpfähle mit einer Länge von 16 m eingebracht wurden. Nach Einbau der Aussteifung erfolgte der Aushub zwischen den Steifen mit Langstielbagger.

Aufgrund eines relativ geringen Wasserüberdruckes war zur Abdichtung der Baugrube gegen das Grundwasser eine Unterwasserbetonsohle vorgesehen. Auf einen Vorschlag des Baugrundgutachters hin wurden baubegleitend innerhalb der Baugrube GW-Messpegel erstellt und die Entwicklung der GW-Stände bewertet. Es zeigte sich, dass durch die unter dem Absperrdamm schon überwiegend eingebrachte Untergrundabdichtung die GW-Stände außerhalb der Baugrube bereits signifikant fielen, weshalb letztendlich auf die Unterwasserbetonsohle verzichtet werden konnte.



**Abb. 5** Vorschüttung im Unterbecken 3 mit laufenden Bohrarbeiten

**Abb. 6** fertiggestelltes Tosbecken mit Störkörpern in der ausgesteiften Baugrube



Abb. 7 Vorbaugrube im Unterbecken 3 mit Abb. 8 guter Verbund zwischen Bohrpfäheingeschalter Schleppplatte



In der ausgesteiften Bohrpfahlbaugrube wurde schließlich das Schützenbauwerk und das räumliche Tosbecken hergestellt.

Der Rückbau der stirnseitigen Bohrpfahlwand am unterstromigen Tosbeckenende war unter Wasser vorgesehen und wurde funktional ausgeschrieben. Ursprünglich war lediglich die Herstellung des seitlichen Dichtungsanschlusses zwischen der Bohrpfahlwand und der Ober-flächendichtung des Unterbeckens 3 sowie für eine Schleppplatte im Abstrombereich des Tosbeckens zum mechanischen Schutz des Überganges zur Oberflächendichtung eine kurze, 3 bis 4-wöchige Außerbetriebnahme des Unterbeckens 3 vorgesehen.

Als Sondervorschlag wurde die Schleppplatte in einer Vorbaugrube ausgeführt, die möglich war, weil das Betriebsregime des PSW Leitzach über längere zusammenhängende Zeiträume (energiewirtschaftlichen Gründe) nur geringe Füllstände der Unterbecken vorsah.

Nachdem sich zeigte, dass der Verbund zwischen der Bohrpfahlwand und der Asphaltbetondichtung sehr gut war (Abb. 8), wurde auf eine Nachbearbeitung des Dichtungsanschlusses im Trockenen verzichtet, so dass das Teilbauwerk 1 letztlich vollständig ohne die vorgesehene Außerbetriebnahme des Unterbeckens 3 der PSW Leitzach erfolgen konnte.

#### 4 Fazit

Konzeption, Planung und Bau des HRB Feldolling zeigen beispielhaft auf, wie Bestandsanlagen in einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz integriert werden können. Die baulichen Anforderungen steigen dadurch zwar nicht unwesentlich. Mit einer durchdachten Planung und in Teilbereichen ergebnisoffenen Umsetzung können innovative, und vor allem immer noch wirtschaftliche und sparsame Lösungen entstehen. Das Projekt zeigt auch, wie zentral die naturschutzfachlichen Anforderungen bei Großprojekten der Wasserwirtschaft mittlerweile sind. Es gilt weiter diesen Planungsteil intensiv zu bearbeiten, auch wenn dies bei einer großen Gegnerschaft nicht immer ein Garant für einen reibungslosen Projektablauf ist. Das Projekt wird begleitet mit einer intensiven Öffentlichkeitsarbeit wie Baustellenführungen und eigener Internetpräsenz. Ebenso werden Aspekte der späteren Sozialfunktion mit integriert (z.B. Fahrrad- und Spazierwege).

Unser Dank gilt allen Unterstützern, insbesondere auch den Stadtwerken München im Hinblick auf die Zusammenarbeit und Kooperation bei der Integration der Leitzachkraftwerke.

Die 2019 begonnenen Bauarbeiten am HRB Feldolling werden voraussichtlich 2025 mit dem Bau der Drainageleitung abgeschlossen. Die Gesamtkosten des Beckens samt Grunderwerb sowie den Wildholzrechen im Einzugsgebiet und der Ersatzwasserversorgung für den Markt Bruckmühl liegen bei insgesamt ca. 80 Mio. Euro.

# 5 Internetauftritt

hochwasserschutz-mangfall.de - Mangfalltal

# Anschrift der Verfasser

Dipl.-Ing. Wolfgang Nierlich Arnold Consult AG, Marsstraße24, D - 80335 München w.nierlich@arnold-consult.de

Dipl. Ing. Johannes Jungnickl SKI GmbH + Co.KG Lessingstraße 9 - 80336 München jungnickl@ski-ing.de

BOR Dipl.-Ing.(Univ.) Willibald Slowacek Wasserwirtschaftsamt Rosenheim Königstr. 19 - 83022 Rosenheim Willibald.Slowaczek@wwa-ro.bayern.de

BOR Dipl.-Ing. (Univ.) Christoph Wiedemann Wasserwirtschaftsamt Rosenheim Königstr. 19 - 83022 Rosenheim christoph.wiedemann@wwa-ro.bayern.de

# Überwachung der Talsperre Dornau mit verteilten faseroptischen Temperaturmessungen

Axel Fabritius, Franz Lutz, Andreas Bauer und Tobias Liepert

# Zusammenfassung

Die Talsperre Dornau, auch bekannt als Lechstaustufe 6, ist Bestandteil der Kraftwerksgruppe Lech der Uniper Kraftwerke GmbH und staut seit 1960 den Lech südlich der Stadt Schongau auf. Eine Besonderheit des Bauwerks ist das Vorhandensein eines Mittelwasserbeckens, sodass der Dammfuß von der Luftseite her eingestaut wird. Eine klassische Überwachung der Gründungsfuge mit einer direkten Sickerwasserfassung ist deshalb nicht möglich.

In den letzten Jahren wurden an den im Bereich der Gründungsfuge vorhandenen Standrohren Messwerte erfasst, die auf eine Zunahme der Unterströmung des Dammes hindeuten könnten. Um mögliche Durchsickerungen im Kern- und Aufstandsbereich frühzeitig erkennen zu können und um weitere Informationen zu den Verhältnissen im Bereich der Gründungsfuge zu erhalten, wurde 2022 ein faseroptisches Messsystem zur Überwachung der Durchsickerung installiert.

Verteilte faseroptische Temperaturmessungen ermöglichen die quasi-kontinuierliche Bestimmung der Umgebungstemperatur entlang einer Glasfaserleitung bis zu mehreren Kilometern Länge. In der Stauanlagenüberwachung finden diese Messungen Einzug, da sie hervorragend geeignet sind Temperaturänderungen innerhalb des Dammkörpers eindeutig zu detektieren, die durch Sickerwasserinfiltrationen verursacht werden.

Die Implementierung des Überwachungssystems für die Talsperre Dornau erfolgte durch die nachträgliche vertikale Installation von Glasfaserleitungen im bestehenden Damm (Retrofit-Verfahren). Für die Installation der Glasfaserkabel wurden 21 Kernbohrungen im luftseitigen Filter von der Dammkrone bis 3,5 m unter die Dammaufstandsfläche abgeteuft. Vor der Verpressung der Bohrungen mit Bentonit-Zement-Suspension wurden Glasfaser-Kupfer-Hybridkabel schleifenförmig eingebracht. Die verteilten faseroptischen Temperaturmessungen entlang der Sonden-kabel werden permanent durchgeführt und stündlich automatisch evaluiert. Mögliche Durchsickerungsbereiche können so frühzeitig erkannt und entsprechend Alarm ausgelöst werden. Messwerte und Alarmstatus werden außerdem in einem Online-Portal visualisiert.

Die Instrumentierung des Damms mit Glasfaser-Kupfer-Hybridkabeln ermöglicht, dass zwei verschiedene Ansätze zur Überwachung angewandt werden können. Dies ist zum einen die Gradientenmethode und zum anderen die Heat-Pulse-Methode. Mit der faseroptischen Temperaturmessung erhielt die Talsperre Dornau ein sehr effizientes und verlässliches Instrument zur frühzeitigen Ortung möglicher Leckagen.

# 1 Einleitung

Im Auftrag von Uniper Kraftwerke GmbH hat Solexperts GmbH ein vollautomatisches, faseroptisches Überwachungs- und Leckageortungssystem für die Staustufe Dornau, auch bekannt als Lechstaustufe 6, entworfen. Die Überwachung bzw. die Leckageortung basiert auf verteilten faseroptischen Temperaturmessungen entlang vertikal installierter Glasfaserkabel im Dammkörper. Dichtungsüberwachungssysteme dieser Art sind bereits bei einer Reihe von Dämmen weltweit installiert worden (Aufleger 1997, Aufleger 2007, Fabritius 2020).

# 2 Faseroptische Leckageortungsmethode

Verteilte faseroptische Temperaturmessungen ermöglichen die annähernd kontinuierliche Bestimmung der Umgebungstemperatur entlang einer Glasfaserleitung bis zu mehreren Kilometern Länge. In der Stauanlagenüberwachung finden diese Messungen Einzug, da sie hervorragend geeignet sind Temperaturänderungen innerhalb des Untergrunds, bzw. des Dammkörpers zu detektieren, welche durch Sickerwasserinfiltrationen verursacht werden (Aufleger, 1998).

Sickerströme stellen eine sehr effektive Form des Wärmetransports dar, wodurch die Temperaturverteilung im Untergrund innerhalb kurzer Zeit und deutlich vom einströmenden Wasser beeinflusst wird. Bei einer genügend großen Temperaturdifferenz zwischen Wasser- und Bodentemperatur ist die aus Sickerströmen resultierende Verringerung des Temperaturgradienten durch faseroptische Messungen aufgrund ihrer hohen Informationsdichte meist eindeutig detektier- und lokalisierbar. Die Temperaturverteilung in Stauseen und dem Untergrund reagiert phasenversetzt auf jahreszeitliche Änderungen der Umgebungstemperatur, wodurch der benötigte Temperaturunterschied im Regelfall vorhanden ist. Dieses als Gradientenmethode bezeichnete Verfahren hat sich seit langem in vielen Anwendungen weltweit bewährt, um Sickerwasserinfiltrationen zu detektieren (Kappelmeyer 1957, Armbruster 1992, Armbruster 1993).

In bestimmten Fällen, bei denen keine ausreichende Temperaturdifferenz zwischen Wasser und Untergrund besteht, z. B. weil die Verlegung der Glasfasern in einem Bereich sehr nahe am Wasserkörper erfolgt ist, kann ein alternatives Verfahren angewendet werden, das auf Bestimmung der effektiven Wärmeleitfähigkeit entlang des Sensorkabels ausgelegt ist. Bei der Heat-Pulse-Methode wird ein faseroptisches Hybridkabel verwendet, welches sich durch elektrischen Stromfluss durch die im Kabel vorhandenen Kupferadern aufheizen lässt. Somit wird ermöglicht die Kabelumgebung durch eine kontrollierte Heizleistung zu erwärmen. Durch Temperaturmessungen entlang des Kabels während des Aufheizvorgangs lassen sich Zonen erhöhter Wärmeleitfähigkeit bestimmen, welche wiederum auf Sickerwasserströme schließen lassen. (Dornstädter 1997, Aufleger 2008)

Das Leckageortungssystem der Staustufe Dornau ist standardmäßig auf die Gradientenmethode ausgelegt. Durch Verwendung eines faseroptischen Hybridkabels wird jedoch ermöglicht, dass auch die Heat-Pulse-Methode zur Anwendung kommen kann.

# 3 Ausgangssituation Talsperre Dornau

Als Absperrbauwerk der Talsperre Dornau dient ein ca. 30,5 m hoher und 423 m langer, zonierter Kiesschüttdamm mit innenliegender Lehmkerndichtung. Zur besseren Anbindung des Lehmkerns an den Untergrund wurden das vorhandene Kiesbett ausgeräumt und der anstehende Flinzmergel etwa zwei Meter tief ausgeschachtet. Die Anbindung des Dammkerns an die Flinzoberfläche wurde durch einen Tonschlag hergestellt. Aufgrund der direkt unterhalb liegenden Papierfabrik gibt es die Besonderheit, dass an der Luftseite des Dammes neben dem ursprünglichen Flussbett noch ein geringfügig höherliegendes sog. Mittelwasserbecken angeordnet ist. Dieses diente früher zum Einweichen der Baumstämme zur Papierherstellung und staut auch heute noch das luftseitige Dammvorland der Talsperre ein.

Um die Überwachung der Gründungsfuge zwischen Dammkern und anstehendem Untergrund zu verbessern und mögliche nachteilige Entwicklungen frühzeitig erkennen zu können, wurde die Entscheidung getroffen die Talsperre Dornau mit einem faseroptischen Überwachungssystem auszustatten. Die Installation des Messsystems wurde von Januar bis Juli 2022 durchgeführt, wobei das sogenannte Retrofit-Verfahren angewandt wurde, um Glasfaserleitungen nachträglich im Damm zu installieren. Abb. 1 zeigt Bilder verschiedener Bauabschnitte während der Installation des Messsystems.



**Abb. 1** Talsperre Dornau: (a) Ansicht von Nordwest, (b) Bohrungsarbeiten auf Dammkrone (c) Nach Abschluss Bohrarbeiten (d) Anfertigen Spleißverbindungen

# 4 Spezifikation Monitoring System

Grundlage des Überwachungssystems ist die Messung der Bodentemperatur im Damm entlang von Glasfaserleitungen.

Zur Einbringung der Messkabel im Damm wurden 21 geneigte Kernbohrungen im luftseitigen Filter parallel zum Lehmkern abgeteuft. Der Abstand zwischen den Bohransatzpunkten auf der Dammkrone beträgt zwischen 10 m und 15 m. Abb. 2 zeigt die Lage der Sondierbohrungen im Längs- und Querschnitt des Damms. Die Bohrungen reichen jeweils bis 3,5 m unter der Dammaufstandsfläche, mit Ausnahme der Sondierung DOR\_503 welche an der Oberkante des Grundablassbauwerks endet. In Abb. 3 sind die Bohransatzpunkte auf der Dammkrone dargestellt.



Abb. 2 Übersicht Bohrungen im Dammkörper



Abb. 3 Lageplan Bohrungen

Die Segmente des Hybridkabels wurden schleifenförmig in den Bohrungen installiert. Hierzu wurde das Kabel an der Außenseite von Pegelrohren befestigt, welche in die Bohrungen eingebracht wurden. Anschließend wurde der Ringraum zwischen Pegelrohr und Bohrlochwand mit Zement-Bentonit-Suspension verpresst, um eine wärmeleitende Verbindung mit dem umgebenden Boden herzustellen.

Auf der Dammkrone oberhalb der jeweiligen Bohransatzpunkte wurden Schächte angeordnet, die den Zugang zu den Bohrungen und den Sensorkabeln für eventuelle Wartungsarbeiten ermöglichen. Zur Verlegung der Glasfaser-Hybrid-Verbindungskabel entlang der Dammachse wurden Leerrohre zwischen den Schächten installiert. Die einzelnen Kabelsegmente wurden mittels Fusionsspleißverbindungen in den Schächten verbunden. Die faseroptische Überwachung des Dammes erfolgt über zwei durchgängige Faserschleifen, die den Damm alternierend durchlaufen. Die erste Schleife durchläuft die Bohrungen mit ungerader Nummerierung, die zweite Schleife die Bohrungen mit gerader Nummerierung. Bei Ausfall oder Beschädigung einer Messschleife lässt sich somit weiterhin die gesamte Dammstrecke überwachen, wenn auch mit geringerer räumlicher Abdeckung. Insgesamt wurden ca. 2700 m Hybridkabel im Damm installiert.

Die elektronischen Komponenten der Messtechnik sind in einem separaten Betriebsraum untergebracht und sind in Abb. 4 gezeigt. Datenaufzeichnung, Prozessierung, Upload, sowie eventuelle Alarmauslösung erfolgt vor Ort. Zusätzlich zur Überwachung der Bodentemperaturen innerhalb des Dammbauwerks findet eine Messung der Wassertemperatur im Stausee bis in ca. 9 m Tiefe statt, um eine Korrelation zwischen Wasser- und Bodentemperatur untersuchen und somit die Größenordnung einer möglichen Sickergeschwindigkeit bestimmen zu können.



Abb. 4 Unterbringung der Messtechnik

#### 5 Performance

#### 5.1 Gradientenmethode

Im August 2022 startete der Probebetrieb, der im September 2022 nahtlos in den Regelbetrieb überführt werden konnte und seitdem eine zuverlässige Messwerterfassung mit hoher Datenqualität verzeichnet. Die komplette Messung einer Schleife wird innerhalb von zwei Minuten durchgeführt, beide Schleifen werden dabei abwechselnd gemessen. Anschließend wird ein stündlicher Mittelwert der Messwerte gebildet. Eine Kontrolle und Korrektur der faseroptischen Temperaturen wird mit klassischen Widerstandsthermometern durchgeführt.

Die Temperaturprofile in den Sonden weisen stabile Werte auf, die größtenteils dem Jahresgang eines ungestörten und nicht von Sickerwasser beeinflussten Temperaturverlaufs im Untergrund folgen. Eine nennenswerte Ausnahme bildet der Bereich um den Grundablass am nordwestlichen Ende des Damms. Abb. 5 zeigt den Einfluss des Grundablassbauwerks auf die Temperaturen im Damm. Während die Sonden DOR\_501, DOR\_505 und DOR\_506 einen normalen jahreszeitlichen Temperaturgang aufweisen, sind die Sonden DOR\_502 und DOR\_504 in der Tiefe bereits geringfügig beeinflusst. Die Sonde DOR\_503 hingegen reicht bis an die Oberkante des Bauwerks und ist deutlich durch die variablen Temperaturen im Grundablass beeinflusst. Die gemessenen und für diese Tiefe abnormalen Bodentemperaturen sind auf dessen konduktiven Wärmeeintrag in den Damm zurückzuführen.

Im System implementiert ist zudem eine automatisierte Alarmauswertung, die auf der Überwachung von Temperaturänderungen basiert. Zur Abschätzung von Fließgeschwindigkeiten werden Temperaturgradienten über verschiedene Zeiträume überwacht. Gemäß eines Ampelsystems werden bei langsamer oder schneller Temperaturänderung verschiedene Alarme generiert.



**Abb. 5** Tagesmittelwerte ausgewählter Sondierungen über den Zeitraum August 2022 (blau) bis Februar 2023 (grün)

#### 5.2 Heat-Pulse Methode

Zusätzlich zur Überwachung von Absoluttemperaturen ist die Möglichkeit einer Aufheizmessung implementiert. Bei Bedarf einer differenzierteren Überprüfung lässt sich das Aufheizverhalten der LWL-Kupfer-Hybridkabel bei definierter, gleichbleibender Heizleistung messen. Die Temperaturdifferenz zwischen ungestörter Ausgangstemperatur und Temperatur am Ende der Aufheizung gibt Aufschluss über den Wärmetransport im Damm. Aus dem Abkühlvorgang der Kabel lässt sich außerdem die scheinbare Wärmeleitfähigkeit berechnen. Beide Ansätze reagieren hochempfindlich auf geringste Sickerwasserströme. Ergebnisse für die Wärmeleitfähigkeit einer Heat-Pulse Auswertung sind in Abb. 6 dargestellt. Die Messwerte liegen größtenteils im Bereich typischer Werte von im Wasserbau verwendeter Lockergesteine und es sind keine Anzeichen einer Durchströmung des Damms festzustellen. Ein generelles Ansteigen der Wärmeleitfähigkeiten in den tiefen Sondenbereichen könnte jedoch eine höhere Durchfeuchtung des Damms in der Tiefe anzeigen.



#### Aktuelle 2D Darstellung der Wärmeleitfähigkeit.

Abb. 6 Darstellung der ermittelten Wärmeleitfähigkeiten aus einer Heat-Pulse Messung

#### 6 Visualisierung

Die Visualisierung des Messsystems erfolgt in einem Online-Portal. Hier werden zum einen aktuelle und vergangene Messwerte dargestellt, ebenso Ort und Zeit ausgelöster eventueller Alarme. Wichtige Funktionen sind ebenfalls über das Portal zugänglich, so lassen sich zum Beispiel Alarme online quittieren oder Heat-Pulse-Messungen starten. Abb. 7 zeigt einen Screenshot der Startseite des Online-Portals.



# Talsperre Dornau - Faseroptische Leckortung



Abb. 7 Web-Portal des Monitoringsystems

# 7 Ausblick

Durch die Ausstattung der Talsperre Dornau mit faseroptischer Messtechnik zur verteilten Temperaturmessung hat der Damm ein modernes und hochsensitives Überwachungssystem erhalten. Stabile Temperaturmesswerte mit hoher räumlicher Auflösung ermöglichen eine hohe Sensitivität auf geringe Temperaturänderungen. Bereits kleinste Sickerwasserströme können durch die Gradientenmethode zuverlässig erkannt werden. Als weiteres Instrument für eine tiefergehende Untersuchung steht bei Bedarf die Heat-Pulse-Messung zur Verfügung. Somit kann der Damm erstmalig seit seiner Inbetriebnahme vor über 60 Jahren auf seiner gesamten Länge flächig überwacht werden.

# Literatur

Armbruster, H.; Dornstädter J.; Kappelmeyer O.; Tröger L. (1992): Detection of seepage and flow phenomena by temperature measurements in soil. Tracer Hydrology - Proc. of the 6th Int. Symp. on Water Tracing. Eds.: H. Hötzl & A. Werner. A. A. Balkema Verlag, Rotterdam.

Armbruster, H.; Dornstädter J.; Kappelmeyer O.; Tröger L. (1993). Thermometrie zur Erfassung von Schwachstellen an Dämmen. Vol. 83 (4), Wasserwirtschaft, Franck-Kosmos-Verlag, Stutt-gart.

Aufleger M.; Dornstädter J.; Huber K.; Strobl Th. (1997). Sensitive Long-Term-Monitoring of Embankment Dams by Fibre Optic Temperature Laser Radar: First Results. ICOLD XIX 1997. Florence. Q.74-14. 5: 443-446. Paris: International Commission on Dams

Aufleger M.; Dornstädter J.; Strobl Th. (1998). Innovative Dam Monitoring Systems. Proceedings: International Symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety, Barcelona, Juni 1998

Aufleger M.; Dornstädter, J.; Strobl, Th.; Conrad, M.; Perzlmaier, S.; Goltz, M. (2007) 10 Jahre verteilte faseroptischeTemperaturmessungen im Wasserbau, Wasserwirtschaft Ausgabe 10/2007, 57-49.

Aufleger M.; Goltz, M.; Perzlmaier, S.; Dornstädter, J. (2008) INTEGRAL SEEPAGE MONITOR-ING ON EMBANKMENT DAMS BY THE DFOT HEAT PULSE METHOD. Proceedings of the 1st International Conference on Long Time Effects and Seepage Behavior of Dams (LTESBD08).

Dornstädter J. (1997): Detection of Internal Erosion in Embankment Dams. Q.73, R.7, ICOLD 19th Congress, Florence.

Fabritius, A.; Rupp C.; Bauer A.; Kottke-Wenzel B. (2020). Neues faseroptisches Überwachungssystem am Damm Roßhaupten. Wasserwirtschaft Ausgabe 9/2020, 40-45.

Kappelmeyer, O. (1957). The use of near surface temperature measurements for discovering anomalies due to causes of depth. Geophysical prospecting, The Hague, Vol. 3.

# Anschrift der Verfasser

Axel Fabritius, Dr. Franz Lutz Solexperts GmbH Ostring 8a, D-76131 Karlsruhe axel.fabritius@gtc-solexperts.com, franz.lutz@gtc-solexperts.com

Dr. Andreas Bauer Uniper Kraftwerke GmbH / Sparte Wasserkraft Luitpoldstraße 27, D-84034 Landshut andreas.bauer@uniper.energy

Dr. Tobias Liepert Uniper Kraftwerke GmbH / Kraftwerksgruppe Lech Johann-Schmidt-Str. 11 D-86899 Landsberg am Lech tobias.liepert@uniper.energy

# Positionierung von Fischleitrechen bei verschiedenen Flusskraftwerkstypen

David Vetsch, Stephan Kammerer und Romeo Arnold

# Zusammenfassung

Die Wiederherstellung der Fischdurchgängigkeit an Wasserkraftanlagen und somit der Korridorfunktion von Fließgewässern ist elementar für eine natürliche Erhaltung von bestimmten Fischpopulationen. An einigen Anlagen wurde bereits ein neuer Fischaufstieg gebaut oder der bestehende soll saniert und ausgebaut werden. Hingegen sind Technologien für den Fischabstieg nach wie vor in Entwicklung. Eine mögliche Maßnahme zum Schutz der Fische beim Passieren der Anlagen ist der Bau von Fischleitrechen (FLR), wobei die Fische dem Rechen entlang in ein für sie vorgesehenes Bypass-System an den Turbinen vorbeigeführt werden. Mögliche Standorte eines FLR können mit Hilfe eines numerischen 3D Modells des Kraftwerks untersucht werden. Dazu wird das Strömungsfeld in der Rechenebene evaluiert. Zudem kann damit der Einfluss des FLR auf die Strömung stromabwärts simuliert werden. Die optimale Position eines FLR kann je nach Flusskraftwerktyp unterschiedlich sein und hängt häufig auch von weiteren Aspekten wie Auslegung und Betrieb der Anlage, Hochwassersicherheit, Schwemmholz und Sedimentaufkommen ab. Im vorliegenden Beitrag werden die Möglichkeiten und Herausforderungen bei der Positionierung von FLR an einem Buchten-, einem Ausleit- und einem Blockkraftwerk sowie einer kombinierten Anlage aufgezeigt.

# 1 Einleitung

Die Wiederherstellung der Fischdurchgängigkeit an Wasserkraftanlagen wird in der Schweiz durch das revidierte Gewässerschutzgesetz seit 2011 gefordert. Entlang der Aare zwischen Bielersee und der Mündung in den Rhein gibt es 12 Flusskraftwerke. Aufgrund der artenreichen Fischpopulation und der Korridorfunktion der Aare wurde die Sanierung aller Anlagen als sehr dringlich ausgewiesen. An einigen Anlagen wurde bereits ein neuer Fischaufstieg gebaut oder der bestehende soll saniert und ausgebaut werden. Hingegen sind mögliche Technologien für den Fischabstieg nach wie vor unklar. Eine mögliche Maßnahme ist der Einsatz von FLR mit horizontal oder vertikal ausgerichteten Stäben, welche verhindern sollen, dass flussabwärts wandernde Fische in die Turbinen geraten. Durch den FLR sollen die Fische entlang der Rechenebene zu einem alternativen Bypass und anschließend ins Unterwasser geleitet werden.

# 2 Vorgehensweise

# 2.1 Evaluation möglicher FLR-Standorte

Für die Evaluation möglicher Standorte eines FLR kann ein numerisches 3D Modell des Kraftwerks erstellt und das Strömungsfeld für verschiedene Lastfälle simuliert werden. Üblicherweise werden dafür Abflüsse in Anlehnung an die Vorgaben für den Fischaufstieg zwischen  $Q_{30}$  und  $Q_{330}$  (Abfluss, der an durchschnittlich 30 Tagen, resp. 330 Tagen im Jahr erreicht oder überschritten wird) gewählt.

Basierend auf dem berechneten Strömungsfeld können mögliche FLR-Standorte unter Berücksichtigung der Leitfischart evaluiert werden (Feigenwinter et al. 2019). Dazu gilt zu beachten, dass die Rechenebene einen horizontalen Winkel zur Hauptfließrichtung von 45° nicht überschreitet, um ein vorteilhaftes Verhältnis zwischen den tangentialen ( $v_t$ ) zu den normalen ( $v_n$ ) Geschwindigkeitskomponenten zu erreichen. Bei einem Quotienten  $v_t/v_n > 1$  ist von einer guten Leitwirkung des Rechens hin zum Bypass auszugehen (U.S. Department of the Interior 2006). Ein weiteres Beurteilungskriterium für FLR sind die Normalgeschwindigkeiten in der Rechenebene. Diese dürfen die Dauerschwimmgeschwindigkeit  $v_{opt}$  der Leitfischart nicht überschreiten, sodass Fische nicht aufgrund von Ermüdung den Rechen passieren oder gegen die Rechenstäbe gedrückt werden. Für die Abschätzung von  $v_{opt}$  gibt es eine Vielzahl von Ansätzen (siehe z.B. Wolter & Arlinghaus 2003, Peake 2008, Ebel 2013).

Zur Bestimmung der optimalen Anordnung sind zudem weitere Aspekte zu berücksichtigen, auf welche in diesem Beitrag nicht weiter eingegangen wird, wie Auslegung und Betrieb der Anlage, Anströmung zum Bypass, Hochwassersicherheit, Schwemmholz und Sedimentaufkommen. Des Weiteren hat die Stabform des FLR einen Einfluss auf den Energieverlust am Leitrechen (Beck 2020, Kriewitz 2015), die Anströmung der Turbinen und allenfalls auf die Verluste am Einlaufrechen.

#### 2.2 Numerisches Modell

Für die 3D Simulationen wurde die frei verfügbare Software OpenFOAM (Version v1812) verwendet. Zur Simulation von Freispiegelabfluss eignet sich der zur OpenFOAM Toolbox gehörende InterFoam-Solver (Damián 2012), welcher eine Volume-of-Fluid (VOF) Methode (Hirt & Nichols 1981) zur Abbildung der freien Oberfläche verwendet. Bei diesem Solver werden die Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen (RANS) in Kombination mit einem Turbulenzmodell gelöst. Für die vorliegende Arbeit wurde das Realizable-k- $\epsilon$ -Turbulenzmodell verwendet. Aus der 3D-Berechnung resultieren für jede Zelle des Berechnungsgebietes die Geschwindigkeiten in den drei kartesischen Raumrichtungen, der Druck, die turbulenten Größen k und  $\epsilon$ , der Füllungsgrad der Gitterzellen und weitere abgeleitete Größen, wie z.B. die Wasserspiegellage. Die numerischen Modelle wurden, falls vorhanden, mit Feldmessungen (ADCP-Messungen) kalibriert und validiert.

Eine gegenständliche Abbildung des FLR, resp. jedes einzelnen Rechenstabs im numerischen Modell, würde zu einer sehr großen Anzahl von Gitterzellen und folglich zu einem großen Berechnungsaufwand führen. Darum wurde von der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich ein spezielles Verfahren zur Abbildung von FLR entwickelt, der sogenannte «Bar Rack Baffle» (BRB). Beim BRB handelt es sich um eine spezielle Randbedingung mit der die lokalen Verluste und der lokale Einfluss des Leitrechens auf die Strömung berücksichtig werden können.

# 3 Untersuchte Flusskraftwerktypen

Vier verschiedene Flusskraftwerke an der Aare in der Schweiz wurden untersucht. Das Buchtenkraftwerk Port-Brügg (Abb. 1a) reguliert mit dem Wehr Port den Abfluss und den Pegel des Bielersees. Das Kraftwerk hat zwei horizontalachsige Kaplan-Rohrturbinen und eine Ausbauwassermenge von 220 m<sup>3</sup>/s. Die Anlage verfügt über eine Fischaufstiegsanlage in Form eines Schlitzpasses auf der orographisch linken Seite. Das Blockkraftwerk Bannwil (Abb. 1b) ist das zweite Kraftwerk nach der Einmündung der Emme, wodurch es zu einem verstärkten Sedimenteintrag in den Stauraum und gelegentlich zu einem hohen Schwemmgutanfall während Hochwasser kommen kann. Das Kraftwerk besitzt zwei horizontalachsige Kaplan-Rohrturbinen und eine Ausbauwassermenge von 450 m<sup>3</sup>/s. Die Anlage verfügt über eine Fischaufstiegsanlage in Form eines Schlitzpasses auf der orographisch linken Seite. Die kombinierte Anlage Wynau-Schwarzhäusern (Abb. 1c) besteht aus dem Kraftwerk Wynau (rechtsufrig, angeordnet in Blockbauweise), dem Kraftwerk Schwarzhäusern (linksufrig, angeordnet als Buchtenkraftwerk) und dem dazwischenliegenden Wehr mit vier Wehrfeldern. Das Kraftwerk Schwarzhäusern verfügt über vier Kaplan-Turbinen mit einer Ausbauwassermenge von 200 m<sup>3</sup>/s. Das neuere Kraftwerk Wynau verfügt über eine Kaplan-Getriebeschachtturbine mit einer Ausbauwassermenge von 220 m<sup>3</sup>/s. Zudem besteht ein verschlossener Einlauf für ein geplantes Ausleitkraftwerk. Für den Fischaufstieg befindet sich bei der Zentrale Wynau ein Beckenfischpass. Das Ausleitkraftwerk Wildegg-Brugg (Abb. 1d) wird über einen gut 2 km langen, künstlich erstellten Triebwasserkanal gespiesen. Das Kraftwerk ist mit zwei vertikalachsigen Kaplanturbinen ausgestattet, hat eine Ausbauwassermenge von 420 m<sup>3</sup>/s und besitzt eine Fischaufstiegshilfe auf der orographisch rechten Seite der Kraftwerkzentrale.



**Abb. 1** Untersuchte Kraftwerktypen an der Aare in der Schweiz: a) Buchtenkraftwerk Port-Brügg, b) Blockkraftwerk Bannwil, c) kombinierte Anlage Wynau-Schwarzhäusern und d) Ausleitkraftwerk Wildegg-Brugg. (Hintergrundbild: © Daten:CNES, Spot Image, swisstopo, NPOC).

# 4 Resultate

#### 4.1 Buchtenkraftwerk

Beim Buchtenkraftwerk Port-Brügg wurden vier verschiedene FLR Positionen untersucht (Abb. 2), wobei für die Varianten V1, V1\* und V2 der Brückenpfeiler als Rahmenstruktur für den Rechen verwendet wird. Die Länge der Rechen beträgt 36 m bei den Varianten V1 und V2, ca. 42 m bei Variante V1\* und 70 m bei Variante V3.



Abb. 2 Untersuchte Positionen von Fischleitrechen bei Buchtenkraftwerk Port-Brügg.

Die Auswertung des Strömungsfelds bei einem Abfluss von 195 m<sup>3</sup>/s zeigt (Abb. 3), dass bei den FLR der Varianten V1, V1\* (nicht dargestellt) und V3 mit einer guten Leitwirkung der Fische gerechnet werden kann, weil die Bedingung  $v_t/v_n > 1$  größtenteils erfüllt wird.



**Abb. 3** Verhältnis der tangentialen ( $v_t$ ) zu den normalen ( $v_n$ ) Fließgeschwindigkeiten und Normalgeschwindigkeiten zur Beurteilung der Fischleitwirkung beim Kraftwerk Port-Brügg.

Die Bewertung der Normalgeschwindigkeiten unter Annahme von  $v_{opt} = 0,7$  m/s zeigt, dass die Variante V1\* das Kriterium am besten erfüllt. Bei den Varianten V1 und V2 sind die Normalgeschwindigkeiten insbesondere bei der linken Rechenhälfte höher als der Grenzwert, wodurch die Gefahr der Anpressung der Fische an den Rechen besteht. Das Gleiche gilt für die Variante V3 beim Einlaufpfeiler des Kraftwerkzulaufes, wo hohe Normalgeschwindigkeiten aufgrund der Strömungsablösung auftreten. Da die Varianten V1, V1\* und V2 sich nahe vor den Turbineneinläufen befinden, besteht die Möglichkeit, den Bereich zwischen Rechen und Einlauf abzudecken und gegebenenfalls auf einen Einlaufrechen zu verzichten.

# 4.2 Blockkraftwerk

Bedingt durch die Bauweise, bei der sowohl das Wehr als auch das Maschinenhaus innerhalb des bestehenden Flussquerschnitts nebeneinander positioniert sind, ist die Anströmung von Kraftwerken in Blockbauweise besonders herausfordernd bezüglich der Positionierung von FLR. Beim Kraftwerk Bannwil verläuft die Strömung bei reinem Turbinenabfluss nahezu parallel zur Wehrachse in Richtung der Turbinen. Würde ein FLR so positioniert, wie in Abb. 4 als «FLR Nullvariante» bezeichnet, träfe die Strömung senkrecht oder sogar gegen die Hauptströmungsrichtung auf den Leitrechen, wodurch sehr hohe Normalgeschwindigkeiten auftreten und sich eine schlechte Leitwirkung hin zum Bypass ergibt. Aufgrund der Rechenreinigung sollte der FLR auch nicht im Bereich der Einlauframpe angeordnet werden.



**Abb. 4** Strömungsverlauf am Blockkraftwerk Bannwil bei reinem Turbinenabfluss und Nullvariante für die Positionierung eines Leitrechens.

Anhand dieser Betrachtungen wird klar, dass eine Positionierung eines FLR mit Bypass ohne weitere bauliche Anpassungen nicht infrage kommt. Beim Kraftwerk Bannwil wird deshalb vorgeschlagen, den Trennpfeiler zwischen Maschinenhaus und Wehr ins Oberwasser zu verlängern, um die Strömung bereits stromaufwärts der Rechenebene mehr parallel zur Turbinenachse auszurichten. Der verlängerte Trennpfeiler dient dann gleichzeitig als bauliches Element zur Anbringung der Rechenkonstruktion.

Im Rahmen des Variantenstudiums wurden insbesondere zwei Varianten weiterverfolgt: FLR positioniert vom linken Ufer zum verlängerten Trennpfeiler hin mit Abwinklung von 35° zur Hauptströmungsrichtung (Turbinenachse), wobei der Bypass in den neuen Trennpfeiler integriert wird (Variante 1) und Variante 2 mit FLR vom Trennpfeiler zum linken Ufer hin mit gespiegelter Abwinklung. Die Simulationen zeigen, dass bei Variante 1 die Bereiche mit einem Verhältnis von  $v_t/v_n < 1$  räumlich begrenzt sind und vor allem die untere Hälfte der Wassertiefe betreffen (Abb. 5). Die Normalgeschwindigkeiten liegen über den Großteil der Rechenfläche unter  $v_{opt} = 0.7$  m/s, überschreiten jedoch im Maximum die angenommene Dauerschwimm-geschwindigkeit der Leitfischart. Um die Verhältnisse zu verbessern, könnte eine Sohlleitwand eingebaut werden oder der Winkel des Rechens könnte gegenüber der Turbinenachse weiter abgeflacht werden. Letzteres hätte jedoch zur Folge, dass sich der ohnehin schon gut 100 m lange Rechen weiter ins Oberwasser verlängern würde. Bei Variante 2 betreffen die Bereiche mit einem Verhältnis von  $v_t/v_n < 1$  vor allem die obere Hälfte der Wassertiefe. Durch die lange Trennpfeilerverlängerung bei Variante 2 (ca. 1,5-mal länger als bei Variante 1) entsteht eine Art «Oberwasserkanal», was zu einer Strömungskonzentration stromaufwärts der Turbineneinläufe führt. Dadurch erhöhen sich die Fließgeschwindigkeiten, sodass die Normalgeschwindigkeiten in der Rechenebene Werte von 1,6 m/s erreichen. Im Vergleich zur Variante 1 wird die angenommene Dauerschwimmgeschwindigkeit bei der Variante 2 über einen größeren Teil der Rechenfläche überschritten. Dazu kommt, dass bei beim Bau eines Bypasses am linken Ufer die bestehende Infrastruktur (Gebäude, Fischaufstieg, Energieableitung) tangiert würde. Aus betrieblicher Sicht wird befürchtet, dass die Schwemmholzansammlung bei Hochwasser zunimmt und eine aufwändige Beseitigung erfordert. Bei Variante 1 kann das Schwemmholz allenfalls durch eine Öffnung im Trennpfeiler weiter zum Wehr geleitet werden. Insbesondere wegen der zuvor genannten baulichen und betrieblichen Aspekte wurde die Variante 1 als Bestvariante gewählt.



**Abb. 5** Mögliche Position eines Fischleitrechens (Variante 1) beim Kraftwerk Bannwil an der Aare und Verhältnis der tangentialen ( $v_t$ ) zu den normalen ( $v_n$ ) Fließgeschwindigkeiten zur Beurteilung der Fischleitwirkung.

# 4.3 Kombinierte Anlage

Bei der kombinierten Anlage Wynau-Schwarzhäusern ist die Situation auf der Seite des Kraftwerks Schwarzhäusern (orographisch links) vergleichbar mit der Situation beim Kraftwerk Port-Brügg. Auf dieser Seite wurden sechs potentielle Standorte von FLR untersucht (Abb. 6). Die Nullvariante (SWH Var 0), mit einem Leitrechen beim heutigen Steg, ist wegen den Strömungsbedingungen beim Einlauf zum Kanal ungeeignet. Es treten hohe Normalgeschwindigkeiten bei der Mittelinsel auf und eine Leitwirkung entlang der Rechenebene ist nicht vorhanden. Hingegen ist bei den Varianten SWH 1 bis 3 eine gute Leitwirkung zu erwarten, da in der Rechenebene für alle Lastfälle ein Verhältnis  $v_t/v_n > 1$  erreicht wurde. Jedoch treten hohe Tangentialgeschwindigkeiten im Bereich der Mittelinsel auf, was für die Anordnung eines Bypasses problematisch sein könnte. Als Alternativen wurden die Varianten SWH 4 und 5 untersucht, die vollständig innerhalb des geraden Teils des Oberwasserkanals liegen. Bei beiden Varianten wäre eine gute Leitwirkung zu erwarten. Die Variante SWH 4 hat von allen Varianten die geringste Rechenlänge, jedoch ist der Winkel zur Kanalachse mit 45° eher steil. Entsprechend liegen die Normalgeschwindigkeiten über einen großen Bereich der Rechenebene bei knapp 1 m/s, wodurch schwimmschwächere Fische gegen die Rechenstäbe gedrückt werden könnten. Bei Variante SWH 5 sind die Normalgeschwindigkeiten kleiner und der Bypass würde rechts bei der Mittelinsel und somit näher beim Wehr angeordnet, wodurch sich die Distanz ins Unterwasser verkürzt.

Bei der Zentrale Wynau wurde lediglich die Nullvariante (WYN Var 0) untersucht. Bei der hier betrachteten Anordnung mit etwa 45° zur Wehrachse ist aufgrund der nahezu frontalen Anströmung des FLR von einer schlechten Leitwirkung hin zu einem Bypass beim Wehr auszugehen. Auch aus betrieblicher Sicht muss für die Zentrale WYN eine andere Lösung gefunden werden. Ein Leitrechen innerhalb des vertikalen Versatzes beim Turbineneinlauf wäre schwierig zu reinigen.



**Abb. 6** Potentiellen Standorte für Fischleitrechen (FLR) im Oberwasserkanal Schwarzhäusern (SWH) sowie bei der Zentrale Wynau (WYN).

#### 4.4 Ausleitkraftwerk

Beim Ausleitkraftwerk Wildegg-Brugg wurden 16 verschiedene FLR Positionen untersucht, wobei die Hälfte der Varianten von orographisch rechts nach links und die andere Hälfte von links nach rechts stromabwärts verläuft. Aufgrund der Bauweise ist das Strömungsfeld über den Fließquerschnitt bei Volllast symmetrisch und verlagert sich etwas bei Teillast. Für die Konfiguration von links nach rechts wurde als Bestvariante LRV13 (Winkel zur Fließrichtung  $\alpha = 31^{\circ}$ ) gewählt (Abb. 7). Der Abstand zum Krafthaus ist bei dieser Variante genügend groß, damit die Ablenkung der Strömung durch den FLR wieder ausgeglichen werden kann und eine zufriedenstellende Anströmung der Turbineneinläufe erreicht wird. Zudem bleibt der Zugang zur Bootsrampe gewährleistet. Für die Konfiguration von rechts nach links wurde als Bestvariante LRV16 ( $\alpha = 29^{\circ}$ ) gewählt (Abb. 7). Bei beiden Varianten wird das Kriterium  $v_t/v_n > 1$  bei allen Lastfällen gut erfüllt. Wird die Summenverteilung der Normalgeschwindigkeit pro Leitrechenfläche bei Volllast betrachtet, dann werden unter Annahme von  $v_{opt} = 0,7$  m/s bei LRV13 ca. 50 % und bei LRV16 ca. 30 % der Fläche über dem Grenzwert beaufschlagt, was weiter geprüft werden muss.



**Abb. 7** Evaluierte Bestvarianten LRV13 und LRV16 für die Positionierung eines Fischleitrechens beim Kraftwerk Wildegg-Brugg.

Der Einfluss des Fischleitrechens auf das Strömungsfeld stromabwärts wurde für verschiedene Lastfälle mit der BRB untersucht. Als Stabformen wurden der klassische "Modified Bar Rack" (MBR) und der "foil-shaped Curved Bar Rack" (f-CBR), eine Weiterentwicklung des MBR mit gekrümmten Stäben, verglichen. Der MBR führt zu relativ hohen Fließverlusten und zu einer asymmetrischen Strömung unterhalb des Rechens (Kriewitz 2015). Dies wird auch aus den Simulationen ersichtlich (Abb. 8). Die ausgeprägte Ablenkung der Strömung hat einerseits zur Folge, dass die Strömung unmittelbar vor dem Einlauf des Maschinenhauses starke Richtungswechsel aufweist und es zur Bildung von Wirbeln kommt, was die Anströmung des Maschinenhauses stark beansprucht. Der f-CBR weist einen ca. 50% geringeren Verlustbeiwert als der MBR auf (Beck 2020) und führt zu einer deutlich geringeren Beeinflussung der Strömung nach dem FRL.



**Abb. 8** Betrag der Fließgeschwindigkeit bei Volllast an der Wasseroberfläche (z = 343 m u.M.) und auf halber Fließtiefe (z = 348 m u.M.) für die Variante LRV16.

# 5 Schlussfolgerungen

Im vorliegenden Beitrag werden mögliche Anordnungen von Fischleitrechen bei verschiedenen Flusskraftwerktypen aufgezeigt. Die Herausforderungen unterscheiden sich dabei je nach Kraftwerktyp. Beim Ausleitkraftwerk ist die Situation hinsichtlich Fischleitwirkung nahezu ideal und vergleichbar mit der Anordnung bei Laborversuchen. Zudem kann der FLR in einem geeigneten Abstand zum Kraftwerk platziert werden, um den Einfluss des FLR auf die Anströmung des Krafthauses zu minimieren. Des Weiteren besteht die Möglichkeit, den FLR unter vergleichbar guten Anströmungsbedingungen in zwei Richtungen anzuordnen, was Planungsflexibilität hinsichtlich baulicher Einschränkungen wie Bootsrampen oder Betriebsgebäude bringt. Je nach Breite des Kanals muss aber aufgrund der resultierenden Länge des FLR mit einem beachtlichen baulichen Aufwand gerechnet werden. Im Vergleich zum Ausleitkraftwerk ist beim Buchtenkraftwerk der Zulaufbereich deutlich verkürzt und die Platzverhältnisse für die Anordnung eines FLR deutlich geringer. Entsprechend kann die Anströmung des FLR durch die Umströmung des Trennpfeilers negativ beeinflusst werden oder der Nachlauf des FLR beeinflusst die Anströmung des Maschinenhauses. Hingegen sind aufgrund der kleineren Kanalbreite kürzere Leitrechen zu erwarten und der Bypass beginnt näher am Wehr, wodurch sich die Distanz ins Unterwasser verkürzt. Bei Blockkraftwerken sind aufgrund ihrer Bauweise umfangreiche bauliche Maßnahmen zur Anordnung eines FLR unumgänglich. Die hier gezeigte Verlängerung des Trennpfeilers führt letztendlich zu vergleichbaren Verhältnissen aber auch Herausforderungen wie bei einem Buchtenkraftwerk.

# Danksagung

Die diesem Beitrag zugrundeliegenden Untersuchungen wurden an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich durchgeführt. Wir bedanken uns bei allen Mitwirkenden und der BKW Energie AG Hydraulische Kraftwerke (Kraftwerke Port-Brügg, Bannwil und Wynau-Schwarzhäusern) sowie der Axpo Power AG (Kraftwerk Wildegg-Brugg) für die finanzielle Unterstützung.

# Literatur

- Beck, C. (2020). Fish protection and fish guidance at water intakes using innovative curved-bar rack bypass systems VAW-Mitteilungen Nr. 257, Versuchsanstalt f
  ür Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), R. M. Boes, ed., ETH Z
  ürich, Schweiz.
- Damián, S. M. (2012). Description and utilization of InterFoam multiphase solver. Technical report, International Center for Computational Methods in Engineering
- Ebel, G. (2013). Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen: Handbuch Rechen- und Bypasssysteme: Ingenieurbiologische Grundlagen, Modellierung und Prognose, Bemesssung und Gestaltung. Ebel, Büro für Gewässerökologie und Fischereibiologie, Halle (Saale).
- Feigenwinter, L., Vetsch, D.F., Kammerer, S., Kriewitz, C.R., Boes, R.M. (2019). Conceptual Approach for Positioning of Fish Guidance Structures Using CFD and Expert Knowledge. Sustainability 2019, 11, 1646. https://doi.org/10.3390/su11061646
- Hirt, C. W. & Nichols, B. D. (1981). Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries. Journal of Computational Physics, 39(1), 201–225.
- Kriewitz, C.R. (2015). Leitrechen an Fischabstiegsanlagen: Hydraulik und fischbiologische Effizienz. VAW-Mitteilungen Nr. 230, Versuchsanstalt f
  ür Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), R. M. Boes, ed., ETH Z
  ürich, Schweiz.
- Peake, S. (2008). Swimming performance and behavior of fish species to Newfoundland and Labrador: A literature review for the purpose of establishing design water velocity criteria for fishways and culverts. Can. Manuscript Rep. of Fish. Aquat. Sc. 2.843, 52 S.
- U.S. Department of the Interior. Fish Protection at Water Diversions A Guide for Planning and Designing Fish Exclusion Facilities; Water Resources Technical Publication, Bureau of Reclamation: Denver, Colorado: 2006.
- Wolter, C. und Arlinghaus, R. (2003). Navigation impacts on freshwater fish assemblages: the ecological relevance of swimming performance. Reviews in Fish Biology and Fisheries, 13(1), 63–89.

# Anschrift der Verfasser

Dr. David Vetsch Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich Hönggerbergring 26, CH-8093 Zürich dvetsch@ethz.ch

Stephan Kammerer Hunziker Betatech AG Pflanzschulstrasse 17, CH-8400 Winterthur Stephan.Kammerer@hunziker-betatech.ch

Romeo Arnold Emch+Berger AG Bern, NL Spiez Seestrasse 7, CH-3700 Spiez romeo.arnold@emchberger.ch

# Effekte der Dotation auf die Auffindbarkeit von Fischwanderhilfen – Ergebnisse von PIT Tag Untersuchungen an der Donau

Walter Reckendorfer, Horst Zornig, Michael Schabuss und Regina Petz-Glechner

# Zusammenfassung

Die derzeitige Lehrmeinung geht davon aus, dass ein höherer "Leitstrom" zu einem besseren Auffinden von Fischwanderhilfen führt. In Genehmigungsverfahren wird daher oft eine Zusatzdotation oder eine gestaffelte Dotation gefordert. Für Lachse und Aale haben diese Forderungen einen wissenschaftlichen Hintergrund, bei potamodromen Arten, die eine ganz andere Hierarchie ihrer Sinne zur Orientierung nutzen, gibt es diesbezüglich nur wenige Untersuchungen.

Um hier weitere belastbare Daten zu erheben, wurden am naturnahen Umgehungsfluss in Ottensheim-Wilhering Fische im Unterwasser mittels PIT Tags (Passive Integrated Transponder) markiert. Fix montierte Antennen in der Fischwanderhilfe detektieren permanent die vorher markierten Fische und ermöglichen die Auswirkung unterschiedlicher Dotationen auf die Detektionsraten abzuschätzen.

Die Untersuchungen deuten auch darauf hin, dass die Auffindbarkeit der Fischwanderhilfe nicht durch die hydraulischen Verhältnisse bestimmt wird. Der Fokus auf "Leitströmung" und "wehrnaher Einstieg" bei der Beurteilung der Auffindbarkeit von Fischwanderhilfen sollte vor diesem Hintergrund für potamodrome Arten neu bewertet werden.

# 1 Einleitung

In der Literatur herrscht bisher keine Einigkeit über eine pauschale Dotationsempfehlung (BAFU 2022). Generell wird in den deutschsprachigen Leitfäden zum Bau von Fischaufstiegshilfen (BAFU 2022, DWA 2014, BMLRT 2021) allerdings davon ausgegangen, dass die Attraktivität einer Fischaufstiegshilfe mit dem Anteil des Dotierabflusses am Gesamtabfluss steigt. Die Leitfäden beziehen sich dabei auf Larinier (2002). Dieser Publikation liegen allerdings keine empirischen Daten zu Grunde, die Aussage beruht ausschließlich auf "Expertenwissen". Larinier selbst relativiert den Effekt einer Leitstrom(zusatz)dotation ("Generally, although it may be demonstrated that an increase in the attraction flow generally results in improved efficiency, it is very difficult to quantify the benefit at each site, either in terms of an increased percentage of migrants passing, or a reduction in the delay to migration" (wörtliches Zitat aus Larinier 2002)). Um empirische Daten zu erheben und den diesbezüglichen Wissenstand zu verbessern, wurden in den letzten Jahren an Salzach, Drau und Donau gezielte Untersuchungen zur Wirkung von Dotationsmengen auf die Funktionsfähigkeit von Fischwanderhilfen gemacht. In der vorliegenden Publikation stellen wir die Ergebnisse dieser Untersuchungen an der Fischwanderhilfe des Donaukraftwerks Ottensheim – Wilhering vor.

# 2 Methode

# 2.1 PIT-Tags

PIT-Tags (Passive Integrated Transponder) sind passive Sender zur elektronischen Markierung u.a. von Fischen und werden bereits seit den 1980ern eingesetzt. Da es sich um passive Sender (ohne Batterie) handelt, haben sie eine Lebensdauer von mehreren Jahren. Die Markierungen eignen sich daher besonders gut, um Fische über eine lange Zeitdauer zu verfolgen. Auf diese Weise können die Fische über Antennen im Gewässer oder in einer Fischwanderhilfe (Abb. 1) oder auch wenn sie im Rahmen von Befischungen oder Reusenfängen gefangen werden mit mobilen Lesegeräten identifiziert werden.



Abb. 1 Montage eines Antennenarrays in der Fischwanderhilfe

Es gibt zwei verschiedene Technologien FDX (full duplex) und HDX (half duplex). Im Rahmen der Untersuchungen an der OWH Ottensheim Wilhering wird das FDX System der Firma Biomark verwendet. FDX Systeme haben eine höherer Leserate als HDX Systeme (30 vs. 14 Scans pro Sekunde) und arbeiten mit kleineren Tags, die fischschonend auch mittels Spritzen implantiert werden können (Abb. 2).

Die höhere Leserate erlaubt höhere Detektionsraten bei Fischarten, die in Schwärmen wandern, wie dies bei vielen potamodromen Arten der Fall ist. Der Nachteil ist eine etwas geringere Detektionsdistanz, die aber im Fall von bodenorientierten Arten, die den Großteil der Flussfische ausmachen, keinen großen Einfluss auf die Ergebnisse hat.

238





#### 2.2 Untersuchungsgebiet

Die Untersuchungen erfolgten an der Fischwanderhilfe des Kraftwerks Ottensheim-Wilhering, einem naturnahmen Umgehungsgewässer mit etwa 14,2 km Länge. Die Fischwanderhilfe wurde im Zuge des LIFE-Projekts "LIFE+10 NAT/AT/016 - Netzwerk Donau" in den Jahren 2015 bis 2017 errichtet. Das Umgehungsgewässer wurde zum Teil in das bestehende Gewässersystem von Aschach und Innbach integriert, dadurch wurde zusätzlich eine umfangreiche Vernetzung mit dem Hinterland geschaffen. Antennen wurden an fünf Stellen in der Fischwanderhilfe eingebaut: im Bereich des Einstiegs und Ausstiegs, sowie an Verzweigungspunkten (bei der Einmündung der Aschach, Abb. 3).



Abb. 3 Antennen- (rot) und Reusen- (gelb) Standorte

# 2.3 Markierte Fische

Insgesamt wurden zwischen 20.04.2017 und 25.10.2021 8641 Fische markiert, der Großteil davon Rotaugen, gefolgt von Lauben, Nasen, Aiteln, und Schrätzern. Der Großteil der Markierungen erfolgte bei der Reuse am Einstieg, sowie bei Befischungen im Umgehungsgewässer.

#### 2.4 Statistische Analysen

#### 2.4.1 Detektionen in Abhängigkeit vom Durchfluss – alle Daten

Ausgewertet wurde die erste Detektion eines Fisches an der Ausstiegsantenne. Hierfür wurde jedem an der Ausstiegsantenne detektierten Fisch, der unterhalb der Ausstiegsantenne markiert wurde, der zum Zeitpunkt der Detektion herrschende Zufluss zugeordnet (stündliche Auflösung). Die Verteilung dieser Durchflüsse wurde dem während der Untersuchungszeit (erste Erstdetektion bis letzte Erstdetektion eines Fisches: 10.02.2018 – 02.05.2022) herrschenden Durchflüssen gegenübergestellt. Es wurde die erste Detektion jedes individuellen Fisches pro Monat ausgewertet.

#### 2.4.2 Detektionen in Abhängigkeit vom Durchfluss – Versuch mit wechselnder Dotation

Um detaillierte Aussagen zur Wirkung der Dotation auf das Aufstiegsverhalten zu erhalten, wurde zwischen 15.04.2019 und 19.04.2022 der Durchfluss in einem täglich zwischen Basisabfluss, Basisabfluss plus 2 m<sup>3</sup>/s und Basisabfluss plus 3 m<sup>3</sup>/s variiert (Abb. **4**). Insgesamt konnten 329 Einzelversuche ausgewertet werden.



Abb. 4 Dotation der FAH im Februar 2022

Für die Auswertung wurde jeder Fisch, der unterhalb der Ausstiegsantenne markiert und an der Ausstiegsantenne detektierte wurde einem Versuch und einem Versuchsdurchfluss zugeordnet. Die Auswertung erfolgte für die erste Detektion jedes Fisches pro Monat.

# 3 Ergebnisse

# 3.1.1 Detektionen in Abhängigkeit vom Durchfluss

Betrachtet man die Detektionen an der obersten Antenne so erfolgte der Großteil der Detektionen bei Durchflüssen von 2 bis 9 m<sup>3</sup>/s und zeigt eine ähnliche Verteilung wie die Dotationen selbst (Abb. 5). Die Verteilungen unterscheiden sich nicht (Mann-Whitney-U-Test). Eine Präferenz für eine bestimmte Dotation ist nicht ersichtlich. Die Dotation der Fischwanderhilfe dürfte für die Aufstiegszahlen daher keine Rolle spielen.



**Abb. 5** Erste Detektion je Monat an der Ausstiegsantenne in Abhängigkeit von der Dotation der Fischwanderhilfe (1300 Detektionen). Die Verteilungen unterscheiden sich nicht (Mann-Whitney-U-Test, p = 0,123).

# 3.1.2 Versuch mit wechselnder Dotation

Auch die Versuche mit täglich wechselnder Dotation zeigen weder für den Gesamtaufstieg noch für einzelne Arten einen signifikanten Einfluss der Dotation auf die Aufstiegszahlen (Friedmanns Zweifach-Rangvarianzanalyse verbundener Stichproben).



**Abb. 6** Mittlere Anzahl (+ 95 % CL) der Detektion eines Fisches (erste Detektion pro Monat) an der Ausstiegsantenne in Abhängigkeit vom Versuchsdurchfluss

# 4 Diskussion

Die Auswertungen zeigen deutlich, dass Fische das Umgehungsgewässer unabhängig von der Dotation der Fischwanderhilfe nutzen. Das widerspricht den derzeitigen Lehrmeinungen, die davon ausgehen, dass ein höherer "Leitstrom" zu einem besseren Auffinden führt und das Paradigma, dass die Auffindbarkeit der Fischwanderhilfen weitgehend durch die hydraulischen Verhältnisse bestimmt wird, ist daher zu hinterfragen.

Die Daten zeigen vielmehr, dass Fische die Fischwanderhilfe unabhängig von der Dotation der Fischwanderhilfe nutzen. Dies zeigt deutlich, dass hydraulische Reize nicht alleine für das Auffinden von Fischwanderhilfen ausschlaggebend sind. Die Daten deuten vielmehr darauf hin, dass Fische eine räumliche Vorstellung ihrer Umgebung besitzen und all ihre Sinne und ihr Gedächtnis zur räumlichen Orientierung und damit auch zum Auffinden einer Einstiegssituation nutzen. Dies sollte eigentlich keine Überraschung sein, da eine effiziente Orientierung und das Lernen bzw. die Erinnerung an Standorte und ihre Eigenschaften in Hinblick auf Räuber, Unterschlupf, Nahrung und Fortpflanzung (z.B.: Laichwanderungen von Lachsen) einen starken Selektionsvorteil bieten. Dass Fische eine breite Palette von Techniken zur Orientierung nutzen, einschließlich akustischer, olfaktorischer, und visueller Reize, dem Sonnenkompass, magnetischer Felder, Landmarken, und kognitiver Karten wird durch eine Vielzahl ökologischer, physiologischer, und neurologischer Studien der letzten Jahrzehnte im Bereich der "kognitiven Ökologie" untermauert (Salena et al. 2021, Healy & Patton 2022).

Die meisten Untersuchungen zur Wirkung von Dotationswassermengen bei der Auffindung des Einstieges einer FAH sind Laboruntersuchungen und beschränken sich auf Lachse. Untersuchungen an potamodromen Fischen im Freiland wurden bisher an der Drau in Schwabeck (Mader et al. 2020) und Villach (Zitek et al. 2010) sowie an der Salzach (Mader et al. 2018, Grüner et al. 2023) durchgeführt. Bei keiner dieser Untersuchungen wurde ein Effekt der Dotation der FAH auf den Fischaufstieg festgestellt.

Der Fokus auf "Leitströmung" und "wehrnaher Einstieg" bei der Beurteilung der Auffindbarkeit von Fischwanderhilfen sollte vor diesem Hintergrund neu bewertet werden. Bei Lachsen, die einem chemischen Gradienten flussauf folgen, hat diese Empfehlung einen wissenschaftlichen Hintergrund, bei potamodromen Arten, die eine ganz andere Hierarchie ihrer Sinne zur Orientierung nutzen, sind die diesbezüglichen Vorgaben der verschiedenen Leitfäden zum Bau von Fischwanderhilfen wissenschaftlich nicht gut begründet.

# Literatur

- BAFU (Hrsg.) 2022: Wiederherstellung der Fischwanderung. Gute Praxisbeispiele für Wasserkraftanlagen in der Schweiz. Bundesamt für Umwelt, Bern. Umwelt-Wissen Nr. 2205: 109 S.
- BMLRT (2012): Leitfaden zum Bau von Fischaufstiegshilfen. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien: 102 Seiten
- DWA (2014) Merkblatt DWA-M 509 Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.: S.

- Grüner B., Reckendorfer W., Schabuss M. und Horst Zornig (2023) Wirkung einer Zusatzdotation auf die Nutzung einer Fischwanderhilfe durch die Bachforelle. Wasserbausysmposium 2023
- Healy, S. D., & Patton, B. W. (2022). It began in ponds and rivers: charting the beginnings of the ecology of fish cognition. Frontiers in Veterinary Science, 9.
- Larinier, M.; Travade, F.; Porcher, J.P. 2002: Fishways: Biological basis, design criteria and monitoring. Bulletin Français de la Pêche et de la Pisciculture 364 (Supplement). 2002. Chapter 4: Location of Fishways (39-53).
- Mader, H., Brandl, A., & Käfer, S. (2020). Design and Function Monitoring of an Enature® Vertical Slot Fish Pass in a Large Potamal River in Carinthia/Austria. Water, 12(2), 551.
- Mader, H., F. Kratzert, A. Brandl, M. Üblacker (2018): Wirksamkeitsanalysen bei bestehenden Leitstromzusatzdotationsbauwerken und weiterführende Untersuchungen zur Auffindbarkeit von FAH. Endbericht. Universität für Bodenkultur Wien, Department für Wasser – Atmosphäre – Umwelt, Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau im Auftrag der Salzburg AG, Salzburg.
- Salena, M. G., Turko, A. J., Singh, A., Pathak, A., Hughes, E., Brown, C., & Balshine, S. (2021). Understanding fish cognition: a review and appraisal of current practices. Animal cognition, 24(3), 395-406.
- Zitek A., Pacher K. & S. Schmutz (2010) Entwicklung und hydraulische Optimierung eines Schlitzpasses als Fertigteil Baukastensystem - Fischökologisches Monitoring. Studie im Auftrag der SW Umwelttechnik Bahnstraße 93A – 9021 Klagenfurt

# Anschrift der Verfasser

Mag. Dr. Walter Reckendorfer, VERBUND Hydro Power GmbH, Europaplatz 2, A-1150 Wien walter.reckendorfer@verbund.com

Mag. Dr Michael Schabuss & Mag. Horst Zornig PROFISCH OG Hörlgasse 6/13, A-1090 Wien schabuss@profisch.at

Mag. Dr. Regina Petz-Glechner Umweltgutachten Petz OG Neufahrn 74, A-5202 Neumarkt am W. petz@umweltgutachten.at
# Fischschutz an Einlaufbauwerken von Speicherkraftwerken – Reduzierung nachteiliger gewässerökologischer Folgen der Energiewende

Jonas Haug, Calvin Frees, Barbara Brinkmeier und Markus Aufleger

## Zusammenfassung

Die Einlaufbauwerke an (Pump-)Speicherkraftwerken sind zum Schutz der Turbinen bzw. Pumpen mit Einlaufrechen ausgestattet, wobei durch vergleichsweise große lichte Stababstände das Eindringen größeren Treibgutes verhindert wird, welches die Maschinen beschädigen könnte. Diese Rechen werden der Forderung nach einem effektiven Fischschutz allerdings nicht gerecht, da diese keine wirksame Barriere für Fische aller Größenklassen darstellen. Um den ökologischen Auswirkungen der Wasserkraft, speziell bei Pumpspeicher- und Speicherkraftwerken gerecht zu werden, ohne die hydraulischen Verluste sowie die Verlegungsproblematik durch Treibgut wesentlich zu beeinflussen, können bestehende Rechen mit an der Stabvorderseite montierten Elektroden zu effektiven Fischschutzbarrieren ergänzt werden. Das Anlegen einer gepulsten Niedervoltspannung an den Elektroden erzeugt ein elektrisches Feld im Nahbereich des Rechens, welches von Fischen aktiv gemieden wird. Dadurch werden die Rechenpassage - und somit auch die potentiell gefährliche Turbinen- bzw. Pumpenpassagen verhindert und die mechanische Barriere des Rechens zur hybriden Fischschutzbarriere ergänzt. Die Wirkung dieses als FishProtector bezeichneten Fischschutzsystems konnte in ethohydraulischen Untersuchungen im Freilandlabor sowie im Feldversuch nachgewiesen werden. Das vorliegende Manuskript beschreibt die biotischen sowie abiotischen Randbedingungen und die Ergebnisse der durchgeführten Studien. Es werden die bis dato untersuchten Montagevarianten der Elektroden an den Rechenstäben erläutert. Abschließend wird die Anwendung der vorgestellten Technik an zwei Pilotstandorten beschrieben.

## 1 Hintergrund und Motivation

Die Sicherstellung der Energieversorgung ist elementar für unsere Gesellschaft und stellt aufgrund der aktuellen Krisen eine komplexe Aufgabenstellung dar. Von zentraler Bedeutung sind hierbei regelbare Kraftwerke, mit welchen neben der Deckung der Lastspitzen auch die Feinregelung im Stromnetz bewerkstelligt werden kann. (Pump-)Speicherkraftwerke zeichnen sich durch eben diese gute Regelbarkeit aus und können weiters zur Speicherung von elektrischer Energie genutzt werden. Als Unterbecken für diese Anlagen werden oftmals Stauräume an Fließgewässern genutzt, wobei es bei der Wasserentnahme zur Schädigung von Fischen kommen kann. Durch die betrieblichen Erfordernisse kommen im allgemeinen Einlaufrechen zum Turbinen- bzw. Pumpenschutz im Ober- sowie Unterbecken der Anlagen zur Verwendung, wobei die lichten Stabweiten wenige bis einige Zentimeter betragen. Durch diese Rechen können die Passage und somit ein hohes Mortalitätsrisiko der Fische nicht verhindert werden. Eine Reduktion der Stababstände, um die physische Barrierewirkung gegenüber aller Zielfischarten der relevanten Altersstadien zu gewährleisten ist aufgrund des erhöhten Wartungs- und Reinigungsaufwandes sowohl unwirtschaftlich als bisweilen auch technisch nicht möglich.

Durch die Verwendung der im Rahmen einer Reihe von Forschungsprojekten entwickelten Fish-Protector-Technologie kann die mechanische Barriere, der Rechen, mittels (auch nachträglich) an den Stabvorderseiten angebrachter Elektroden zu einer hybriden Fischschutzbarriere ergänzt werden. Das durch die Elektroden im Wasser erzeugte elektrische Feld bildet hierbei den verhaltensändernden Teil der Barriere. Im Gegensatz zu klassischen Fischscheuchen zeichnet sich dieses System durch die kombinierte Wirkung aus einer mechanischen Barriere und einem kleinräumigen elektrischen Feld aus. Nach der visuellen Wahrnehmung der Barriere nehmen sich nähernde Fische eine rheotaktisch positive Orientierung ein (Kopf entgegen der Fließrichtung, physische Barrierewirkung). Bei Überschreiten der physiologischen Reizschwelle des elektrischen Feldes während der weiteren Annäherung des Fisches führt dies zu einer stromaufwärts gerichteten Flucht aus dem Wirkungsbereich womit eine Rechenpassage zuverlässig verhindert wird.

Die Fischschutzwirkung des hybriden Systems wurde unter Laborbedingungen sowie an ersten Pilotstandorten in Kooperation mit Projektpartnern aus Wissenschaft und Energiewirtschaft nachgewiesen. Die technische Entwicklung der FishProtector-Technologie an Stabrechen wird momentan vor allem im Hinblick auf einen wirtschaftlichen und wartungsarmen Betrieb optimiert. Dabei wird besonderes Augenmerk auf die Installation der Elektroden am Einlaufrechen selbst gelegt, wobei Schraub- Klemm- und Klebeverbindungen untersucht werden. Die vorgestellte Technik ist bereits an zwei Pilotanlagen installiert und es liegen erste Betriebserfahrungen vor.

#### 1.1 Ausrüstung von Bestandsrechen mit Elektroden – Hybride Fischschutzbarrieren

Klassische Fischschutzeinrichtungen können zum einen physische Barrieren sein, die die Fische durch minimale lichte Stababstände, welche kleiner sind als die Körperabmessungen der Fische (Kriewitz, et al., 2015), am Passieren hindern. Zum anderen können Verhaltensbarrieren, die darauf abzielen, das Verhalten der Fische durch künstlich erzeugte Reize zu verändern, zur Anwendung kommen (Noatch & Suski, 2012; Schwevers & Adam, 2020). Verhaltensbarrieren können als mechanische Barrieren klassifiziert werden, die Druck- oder Geschwindigkeitsgradienten und turbulente Strömungen nutzen, um Vermeidungsverhalten auszulösen (Maddahi, et al., 2022), oder als sensorische Verhaltensbarrieren, die andere sensorische Signale wie Blasenvorhänge, Schall, Licht oder elektrische Felder nutzen (Schwevers & Adam, 2020).

Die nachfolgend beschriebene hybride Barriere (Bar Screen FishProtector) besteht aus einem klassischen Stabrechen, welcher zusätzlich mit Elektroden ausgestattet wird, die an der stromaufwärts liegenden Stirnseite der Stäbe angebracht werden (Haug, et al., 2022). Der Stabrechen wird von sich nähernden Fischen zuerst visuell wahrgenommen. Diese visuelle Wahrnehmung führt zu einer positiven Rheotaxis, die eine Schlüsselkomponente des Funktionsprinzips von hybriden Barrieren darstellt (Tutzer, et al., 2022) und es den Fischen beim Eintritt in das elektrische Feld ermöglicht, durch eine schnelle Schwimmbewegung stromaufwärts zielgerichtet zu entkommen. Die Elektroden werden durch einen Pulsgenerator mit einem gepulsten Strom (Millisekundenbereich) versorgt. Die Fische nehmen in der Annäherung das elektrische Feld wahr. Bei Überschreiten einer physiologischen Reizschwelle wird die Fluchtreaktion ausgelöst. Die verwendete Spannung beträgt hierbei maximal 80 V. Die Reaktion der Fische auf das elektrische Feld wird von mehreren Faktoren beeinflusst, unter anderem von dem Verhältnis der elektrischen Leitfähigkeiten des Wassers und des Fisches, der Fischart, der Fischgröße und der individuellen Fitness der Fische (Dolan & Miranda, 2003; Layhee, et al., 2016).

#### 2 Ethohydraulische Versuche

#### 2.1 Experimentelle Setups und Methodik

Zur Quantifizierung der Fischschutzwirkung des Bar Screen FishProtectors wurden zwei ethohydraulische Studien durchgeführt. Bei der ersten Untersuchung im Jahre 2020 im **Freiland-labor** (HyTEC-Versuchsrinne, BOKU Wien) in Lunz am See lag der Fokus auf der Auswirkung der Elektrodenabstände (s<sub>e</sub>) auf die Fischschutzwirkung des Systems. Dabei wurden die lichten Stababstände des Rechens von 30 mm beibehalten, während die Elektrodenabstände variiert wurden (s<sub>e</sub> = 80, 120, 160 und 200 mm). Der Rechen wurde orthogonal zur Hauptströmungsrichtung im Gerinne positioniert, ohne dass ein Bypass vorhanden war. Insgesamt wurden 20 Versuche durchgeführt. Dabei wurden die Versuche in der Referenzkonfiguration ohne elektrisches Feld und der Konfigurationen mit unterschiedlichen Elektrodenabständen jeweils viermal wiederholt. In jedem Durchlauf wurden ca. 55 Fischen aus 15 unterschiedlichen donaustämmigen Arten verwendet (Haug, et al., 2022). Die einstündigen Versuche fanden ausschließlich Tags statt. Zur Datenerhebung wurden zwei Unterwasserkameras verwendet (Abb. 1a). Die Gerinnebreite betrug im Bereich des Rechen 2,5 m mit einer Fließtiefe von 0,75 m, wobei die Fließgeschwindigkeit 0,23 m/s betrug.

Bei den ethohydraulischen Untersuchung im Feldversuch in Au an der Donau (Oberösterreich) wurde 2021 ein Rechen mit 20 mm breiten Stäben im lichten Abstand von 50 mm verwendet. wobei Elektroden auf jedem Stab angebracht waren. In der Untersuchung wurden vier Referenzversuche ohne elektrisches Feld und acht Versuche mit einer angelegten Impulsspannung durchgeführt. Die vier- bis achtstündigen Versuche fanden sowohl Tags als auch nachts statt. Die Gerinnebreite betrug im Bereich des Rechens ca. 7 m bei einer Fließtiefe von 0,80 m, wobei die Fließgeschwindigkeit im Mittel 0,43 m/s betrug. Analog zur Untersuchung im Freilandlabor wurde der Rechen orthogonal angeströmt. Ein Bypass war ebenfalls nicht vorhanden. Folglich reduzierten sich die Freiheitsgrade in der Bewegung der Fische auf ein Verbleiben im Oberwasser bzw. eine Rechenpassage. Im Rahmen des Versuchs wurden Barben (Barbus barbus), Brachsen (Abramis brama), Rotaugen (Rutilus rutilus) und Flussbarsche (Perca fluviatilis) verwendet und zur Datenerhebung mit PIT-Tags (RFID) besendert. Diese passiven Transponder ermöglichen die Detektion einer dem Individuum eindeutig zugeordnete ID-Nummer, wenn von diesem eine Empfangsantenne passiert wird (Haug, et al., 2022b). Es kamen drei dieser Antennen zur Verwendung, die jeweils 1 m stromauf und stromab des Bar Screen FishProtectors und sowie an einer mehrere Meter weiter im Unterwasser befindlichen Engstelle situiert waren (Abb. 1b).



**Abb. 1** a) Versuchsanordnung im Freilandlabor 2020: HyTEC Versuchsrinne (BOKU Wien) in Lunz am See, Adaptions- und Versuchsbereich mit FishProtector und Unterwasserkameras C1 und C2 (Lageskizze) b) Versuchsanordnung der Feldversuche an der Donau-Ausleitung 2021 in Au an der Donau. Positionen der PIT-Antennen rot, FishProtector grün (Lageskizze)

Zur Quantifizierung der Barrierewirkung wurde die experimentelle Rückhalterate (eRRt) als der Anteil der an einer Rechenpassage innerhalb einer definierten Versuchszeit gehinderter Individuen an der Gesamtzahl der teilnehmenden Versuchsfische folgendermaßen definiert:

$$eRR_t [\%] = \frac{\sum Anzahl \ teilnehmender \ Fische - \sum Rechenpassagen_t}{\sum Anzahl \ teilnehmender \ Fische} * 100;$$

In der Auswertung der Versuche im **Freilandlabor** wurde ein Fisch als am Experiment teilnehmend gewertet, wenn er sich dem Rechen weniger als 40 cm angenähert hat (überschwimmen der 40 cm-Markierung, Abb. 1a). Dabei war die Auswertung aktionsbasiert und wurde von einem Bearbeiter visuell ausgewertet. Eine Unterscheidung der einzelnen Individuen war ebenso wie eine artspezifische und größenabhängige Auswertung daher nicht möglich.

[1]

In den Untersuchungen im **Feldversuch** wurde für die Anzahl teilnehmender Fische die Anzahl der besetzten Fische verwendet, wobei eine Rechenpassage durch eine Detektion an der Antenne 2 (Unterwasser der Barriere) angezeigt wurde. Dabei konnte eine artspezifische und längenabhängige Differenzierung vorgenommen werden. Des Weiteren konnte durch die längere Versuchsdauer ein zeitlicher Verlauf der experimentellen Rückhalteraten analysiert werden (Auswertezeitraum t [min]). Um eine Vergleichbarkeit der Daten zu gewährleisten ist die Auswertezeitraum in der vorliegenden Betrachtung auf vier Stunden begrenzt. Aufgrund mangelnder Adaptionsmöglichkeiten der Fische nach dem Besatz und den resultierenden stressbedingten Fluchtreaktionen der Versuchsfische wurde die erste Stunde der Versuchsdauer als Adaptionszeit gewertet und floss nicht in diese Auswertung ein.

#### 2.2 Ergebnisse

#### Freilandlabor 2020

Die manuelle Auswertung der erhobenen Videodaten ermöglichte eine genaue Untersuchung des Fischverhaltens bei Konfrontation mit der hybriden Barriere. Dabei wurde ein erstes visuelles Wahrnehmen des Rechens und ein darauffolgendes Einnehmen einer rheotaktisch positiven Orientierung deutlich (Kopf in Richtung Oberwasser). In einer weiteren vorsichtigen Annäherung zeigten die Fische im Falle der Referenzversuche (ohne elektrisches Feld) thigmotaktisches Verhalten, wobei die Barriere mit der Schwanzflosse betastet wurde. Im Anschluss kam es vermehrt zu Rechenpassagen, wobei dies mit positiver sowie negativer Rheotaxis geschah. In Versuchen mit angelegter Impulsspannung an den Elektroden und folglich elektrischem Feld im Wasser wurden bei der Annäherung in positiver Rheotaxis zumeist im Bereich von 10 - 20 cm vor dem Rechen erste Reaktionen auf das elektrische Feld deutlich, was sich in abrupten Schwimmstößen in Richtung Oberwasser manifestierte. Darauf folgten häufig idente Bewegungsmuster, bei denen im Anschluss an die erste Fluchtreaktion ein erneutes passives Driften in Richtung der Barriere mit lateralen Suchbewegungen verbunden wurde, was auf eine Leitwirkung des hybriden Systems hindeutet.

In den Referenzversuchen konnte aufgrund der mechanischen Barriere eine artübergreifende experimentelle Rückhalterate von im Schnitt 62 % erreicht werden (Abb. 2). Dies konnte durch eine Elektrifizierung der zusätzlich angebrachten Elektroden in einem Abstand von  $s_e = 80$  mm auf 95% erhöht werden. Mit einem Elektrodenabstand von  $s_e = 120$  mm wurden Rückhalteraten von 96% erreicht, was in Folge erhöhter Elektrodenabstände von  $s_e = 160$  mm und 200 mm auf 92% bzw. 93% abfiel. Somit konnte eine deutliche Verbesserung der Fischschutzwirkung an Wasserentnahmen von Speicherkraftwerken mittels der Applikation von elektrischen Feldern an den Einlaufrechen gezeigt werden.



**Abb. 2** Experimentelle Rückhalteraten [%] der ethohydraulischen Untersuchung im **Freilandlabor** 2020 für Referenz (kein elektrisches Feld, grün) und Setups mit elektrischem Feld und Elektrodenabständen von  $s_e = 80$ , 120, 160 und 200 mm, adaptiert nach Haug et al. (2022).

#### Feldversuche 2021

In den Feldversuchen 2021 wurden zwei der vier Referenzversuche und zwei der sechs Versuche mit elektrischem Feld während der Nacht durchgeführt. Dabei fiel zunächst auf, dass die Aktivität der Versuchsfische außer für Flussbarsche in den Nachtversuchen deutlich erhöht war. Dies spiegelte sich auch in einer erhöhten Anzahl an Rechenpassagen wider (Abb. 3a). Dies galt für Referenzkonfiguration ohne elektrisches Feld und Versuche mit elektrischem Feld, wobei durch die Elektrifizierung eine deutliche Abnahme der Rechenpassagen erreicht werden konnte (Abb. 3b). Auch konnte durch die Verwendung der hybriden Barriere die zeitliche Abnahme der Rückhalterate reduziert werden. Somit konnte nach drei Stunden Untersuchungszeitraum die Rückhalterate von 45% (Referenz) auf 81% (elektrisches Feld) verbessert werden. In den Tagversuchen konnte dem Stabrechen eine Rückhalterate von 82% nach drei Stunden Untersuchungszeitraum attestiert werden, was durch die Verwendung eines zusätzlichen elektrischen Feldes auf 96% gesteigert werden konnte, was ebenso auf alle verwendeten Fischarten und Größenklassen gleichermaßen zutrifft (Abb. 3c und d). Die Ergebnisse heben die mögliche Verbesserung des Fischschutzes an (Pump-) Speicherkraftwerken durch die Verwendung einer hybriden Fischschutzbarriere. Der Nachweis der Verbesserung des Fischschutzes in der Nacht, bzw. unter stark reduzierten Sichtverhältnissen, stellt eine wesentliche Neuerung in der ethohydraulischen Untersuchung hybrider Fischschutzbarrieren dar.



**Abb. 3** Experimentelle Rückhalteraten [%] der **Feldversuche** an der Donau 2021 in Abhängigkeit der Auswertedauer t [min] und zeitlicher Abnahme nach ein, zwei und drei Stunden. a) artübergreifende Rückhalteraten der Referenzversuche in der Nacht, b) Versuche mit elektrischem Feld während der Nacht, c) Referenzversuche während des Tages und d) Versuche mit elektrischem Feld während des Tages jeweils während der ersten drei Stunden ohne Anfangseffekte, adaptiert nach Haug et al. (2022b).

## 3 Praktische Anwendung

## 3.1 Montagevarianten

Die sichere, kostengünstige und dauerhafte Montage der Elektroden an den Rechenstäben stellt eine der maßgebenden Herausforderungen bei der Übertragung dieser Technologie von der Forschung in die Praxis dar. Allgemein ausführbar sind Schraubverbindungen, wobei die Elektrode vom Rechenstab elektrisch isoliert sein muss. Dies wird durch die Verwendung von geeignetem Isolationsmaterial sichergestellt. Die Schraubverbindung selbst wird durch einen mit einem Zweikomponentenkleber zusätzlich gesicherten Plastikdübel vom Stab elektrisch getrennt. Im Falle der nachträglichen Ausrüstung von Bestandsrechen können die Elektroden auf der Stabvorderseite aufgesetzt werden (Abb. 4: 1a), wobei beispielsweise eine zusätzliche Anpassung der Zahnleiste der Rechenreinigungsmaschine einen sicheren Betrieb ermöglichen kann. Soll auf eine Schraubverbindung verzichtet werden, bieten sich analoge Montageverfahren mittels Kleben an (Abb. 4: 2a und 2b). Eine noch nicht praxiserprobte Variante stellen Klemmverbindungen dar (Abb. 4: 3), die unter Umständen während laufendem Betrieb und ohne Wasserabsenkung flexibel nachgerüstet werden könnten.



**Abb. 4** Verschiedene Montagevarianten der Elektroden des Bar Screen FishProtector sowie deren Vor- und Nachteile in der Montage und laufendem Betrieb.

## 3.2 Verwendung an Pilotstandorten

Die Nachrüstung eines Bestandsrechens mit Elektroden wurde am Einlaufbauwerk eines Pilotstandortes im Jahre 2022 durchgeführt. Dabei wurden die Edelstahlelektroden (8 mm x 8 mm) mithilfe von Edelstahlschrauben, die in zusätzlich eingeklebte Dübel eingeschraubt wurden, an den Rechenstäben befestigt (Abb. 5a). Jeder dritte Rechenstab (Stabbreite 10 mm, lichter Stababstand 30 mm) wurde mit einer Elektrode ausgestattet und die Zahnleiste der vorhandenen Rechenreinigungsmaschine dementsprechend angepasst. Die Anschlüsse der Elektroden und Kabel zum Pulsgenerator wurden im sohlnahen Bereich des Rechens ausgeführt und durch ein Edelstahlblech sicher eingehaust (Abb. 5b). Die Anlage wurde im Juni 2022 installiert. Bislang wurden keine Auffälligkeiten, einbaubedingte Verlegungen oder Störungen der Rechenreinigung dokumentiert. Ein fischökologisches Monitoring zum Nachweis der Funktionsfähigkeit ist für Herbst 2023 geplant.



**Abb. 5** a) Montage der Elektroden am Bestandsrechen der Wasserfassung am Bestandsrechen am Pilotstandort, b) Anschluss der elektrischen Leitungen am unteren Ende der Stabelektroden

Am Ein-/Auslaufbauwerk eines Pumpspeichersees in Südtirol wurde im Sommer 2021 ein Fixed FishProtector installiert, welcher aus einem Stahlrahmen besteht, der mit 8 mm dicken Stahlseilen im lichten Abstand von 60 mm bespannt ist (Abb. 6). Die Seile fungieren hierbei als Elektroden und sind vom Rahmen selbst elektrisch isoliert. Auf eine Rechenreinigung kann aufgrund der hochalpinen Lage des Speichersees verzichtet werden. Der See wird vom lokalen Fischereiverein mit Forellen besetzt und entsprechend bewirtschaftet, was den Fischschutz im konkreten Fall erforderlich macht. Im Sommer 2022 wurde eine erste fischökologische Erfolgskontrolle in Form einer Langzeituntersuchung mit Unterwasserkamera durchgeführt. Erste Ergebnisse (unveröffentlicht) bestätigen die sehr gute Fischschutzwirkung. Betriebliche Probleme an der Anlage sind bislang nicht aufgetreten.



**Abb. 6:** Verwendung des Fixed FishProtector (Stahlrahmen mit 8 mm Stahlseilen als Elektroden bespannt) am Einlaufbauwerk eines Pumpspeicherkraftwerks in Südtirol.

## 4 Zusammenfassung und Ausblick

Speicherkraftwerke spielen eine Schlüsselrolle in der Netzstabilität der Energiewende. Allerdings können deren Wasserfassungen im Hinblick auf die Umsetzung von Fischschutzmaßnahmen sowohl baulich als auch betrieblich eine Herausforderung darstellen. Hierbei können hybride Barrieren wie der FishProtector die Fischschutzwirkung unter Beibehaltung eines geringen betrieblichen Aufwandes erheblich verbessern. Die hybride Fischschutzbarriere wird zum einen aus der mechanischen Barriere in Form des Einlaufrechens gebildet (mit u. U. großen lichten Stababtänden). Zum anderen wird durch die an der Stabvorderseite angebrachten Elektroden ein elektrisches Feld im Wasser erzeugt und somit eine zusätzliche Verhaltensbarriere gebildet. Sich annähernde Fische meiden das elektrische Feld aktiv, wodurch eine Rechenpassage und folglich ein Einschwimmen in die Turbine (oder Pumpe) effektiv vermieden wird.

Die Funktionsfähigkeit des hybriden Fischschutzes mit FishProtector-Anlagen konnte sowohl durch die Ergebnisse verschiedener ethohydraulischer Untersuchungen als auch durch die bisherigen Betriebserfahrungen an den Pilotanlagen gezeigt werden. Dabei konnte eine deutliche Verbesserung des Fischschutzes für mehrere Fischarten des österreichischen Donaueinzugsgebietes bei verschiedenen Fischlängen unter verschiedenen Randbedingungen nachgewiesen werden.

## Literatur

- Dolan, C. R.; Miranda, L. E. (2003). Immobilization Thresholds of Electrofishing Relative to Fish Size. Transactions of the American Fisheries Society, September, Band 132, p. 969–976.
- Haug, J.; Auer, S.; Frees, C.; Brinkmeier, B.; Tutzer, R.; Aufleger, M. (2022). Retrofitting of Existing Bar Racks with Electrodes for Fish Protection—An Experimental Study Assessing the Effectiveness for a Pilot Site. Water, Band 14, p. 850.
- Haug, J.; Frees, C.; Brinkmeier, B.; Aufleger, M. (2022b). Ethohydraulic Experiments Investigating Retention Rates of an Electrified Bar Rack. Water, Band 14, p. 4036.
- Kriewitz, C. R.; Ibayrak, I.; Flügel, D.; Bös, T.; Peter, A.; Boes, R.-M. (2015). Maßnahmen zur Gewährleistung eines schonenden Fischabstiegs an größeren mitteleuropäischen Flusskraftwerken. Wasser Energie Luft.
- Layhee, M. J.; Sepulveda, A.J.; Shaw, A.; Smuckall, M.; Kapperman, K.; Reyes, A. (2016). Effects of electric barrier on passage and physical condition of juvenile and adult rainbow trout. Journal of Fish and Wildlife Management, Band 7, p. 28–35.
- Maddahi, M.; Hagenbüchli, R.; Mendez, R.; Zaugg, C.; Boes, R. M.; Albayrak, I. (2022). Field Investigation of Hydraulics and Fish Guidance Efficiency of a Horizontal Bar Rack-Bypass System. Water, Band 14.
- Noatch, M. R.; Suski, C. D. (2012). Non-physical barriers to deter fish movements. Environmental Reviews, Band 20, p. 71–82.
- Schwevers, U.; Adam, B. (2020). Fish Protection Technologies and Fish Ways for Downstream Migration. Springer, Berlin.

Tutzer, R.; Röck, S.; Walde, J.; Haug, J.; Brinkmeier, B.; Aufleger, M.; Unfer, G.; Führer, S.; Zeiringer, B. (2022). A Physical and Behavioral Barrier for Enhancing Fish Downstream Migration at Hydropower Dams: The Flexible FishProtector. Water, Band 14, p. 378.

## Anschrift der Verfasser

Dipl.-Ing. Jonas Haug Arbeitsbereich Wasserbau, Universität Innsbruck Technikerstr. 13 6020 Innsbruck, Österreich jonas.haug@uibk.ac.at

Dipl.-Ing. Calvin Frees Arbeitsbereich Wasserbau, Universität Innsbruck Technikerstr. 13 6020 Innsbruck, Österreich calvin.frees@uibk.ac.at

DI Dr. Barbara Brinkmeier HyFish GmbH Technikerstr. 13 6020 Innsbruck, Österreich barbara.brinkmeier@hyfish.at

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Markus Aufleger Arbeitsbereich Wasserbau, Universität Innsbruck Technikerstr. 13 6020 Innsbruck, Österreich markus.aufleger@uibk.ac.at

## Ökologische Optimierung des Fischabstiegs durch die Turbine

Franz Geiger und Mathilde Cuchet

## Zusammenfassung

An der Versuchsanstalt Obernach (VAO) wurde ein neuartiger Ansatz für den Fischabstieg an Wasserkraftanlagen entwickelt, die sogenannte IDA-Technik (Induzierte Drift Anwendung). Da die Schädigungsraten der Fische bei der Turbinenpassage vom Verhalten der Fische anhängen, können sie durch eine entsprechende Verhaltensbeeinflussung gezielt reduziert werden. Dies lässt sich durch elektrische Felder besonders einfach und vorteilhaft umsetzen. Erste Untersuchungen am Turbinenversuchsstand der VAO bestätigen den grundsätzlichen Einfluss des Fischverhaltens und insbesondere die erfolgreiche Wirkung der IDA-Technik.

An geeigneten Standorten können durch diese ökologische Optimierung der Turbinenpassage die Anforderungen an den Populationsschutz gewährleistet werden. Da die Umsetzung eines IDA-Systems lediglich die Installation von Elektroden im Zulauf der Turbine sowie eine Spannungsversorgung bedarf, stellt dieser Ansatz eine wirtschaftlich sehr effiziente Lösung dar, die sich insbesondere für die Nachrüstung an Bestandsanlagen anbietet und auch an größeren Anlagen technisch realisierbare ökologische Verbesserungen erlaubt.

## 1 Hintergrund

## 1.1 Fischabstieg an Wasserkraftanlagen

Zahlreiche Fischarten müssen im Rahmen ihres Lebenszyklus longitudinale Wanderbewegungen in den Gewässern durchführen. Die Fragmentierung der Gewässer durch flussbauliche Maßnahmen und die oftmals damit verbundene Wasserkraftnutzung schränkt diese Wanderungen grundsätzlich ein (Pavlov et al. 2015). Der Fischabstieg an Wasserkraftanlagen kann oftmals nur durch die Turbinen erfolgen. Bereits seit geraumer Zeit ist bekannt, dass dies mit erheblichen Verletzungen der Fische bis hin zum Tod verbunden sein kann (von Raben 1958, Larinier et al. 2002).

Ausgehend von den rechtlichen Forderungen zur ökologischen Durchgängigkeit und dem Schutz der Fischpopulationen, stellt der Fischabstieg heute eine wesentliche Herausforderung für die Wasserkraftnutzung dar. Bei Neuanlagen ist der Fischabstieg regelmäßig die zentrale Genehmigungshürde. Die damit verbundenen Maßnahmen stellen mitunter die Wirtschaftlichkeit eines Projektes in Frage. Für viele Bestandanlagen sind in absehbarer Zeit Neukonzessionierungen erforderlich. Es besteht ein drängender Bedarf an geeigneten Fischabstiegskonzepten (Böttcher et al. 2015).

Die gängigsten Konzepte für den Fischschutz und Fischabstieg sehen vor, die Fische von einer Turbinenpassage abzuhalten und sie zu einem gefahrlosen alternativen Abstiegsweg zu leiten. Eine ausreichende und zuverlässige Funktion wird bisher nur durch Systeme erreicht, die auf einer mechanischen Barrierewirkung basieren (Ebel 2015). Diese "Feinrechen" weisen i.d.R. maximal 20 mm lichte Rechenstabweite auf. Da diverse kleinwüchsige Fischarten und junge Entwicklungsstadien diese Stabweite noch passieren können, gehen Forderungen inzwischen hin zu noch geringeren Stabweiten, wie beispielsweise 15 mm oder 10 mm.

Feinrechen sind mit einem vergleichsweise hohen Reinigungsaufwand verbunden, der die technische Realisierbarkeit an größeren Wasserkraftanlagen in Frage stellt. Die aktuell größten derartigen Anlagen weisen eine Ausbauwassermenge von 100 m<sup>3</sup>/s auf (EKZ Dietikon). Die Reinigung wird letztlich durch die fischbiologisch erforderliche Eingrenzung der Anströmgeschwindigkeit und die Schräganströmung der Rechenflächen begünstigt, die für ein erfolgreiches Ableiten der Fische zu einem Bypass notwendig sind. Die damit verbundenen Anlagenausdehnungen sind jedoch mit erheblichem baulichem Aufwand verbunden und die Dotation des Abstiegskorridors geht mit dauerhaften Erzeugungseinbußen einher.

#### 1.2 Fischschädigung in Turbinen

In der Regel zielen die rechtlichen Anforderungen zum Fischschutz auf die Gewährleistung des Populationsschutzes ab. Es ist somit kein Individualschutz notwendig. Vielmehr sind die Schädigungsraten der Fische beim Fischabstieg auf populationsverträgliche Maße einzugrenzen. Die Bewertung der Schädigungsraten kann einerseits durch experimentelle Untersuchungen erfolgen (Schmalz et al 2015). Andererseits kann sie mittels verschiedener Modelle ermittelt werden. Möglichst aussagefähige Modelle beziehen hierbei sowohl die Wahrscheinlichkeiten für physische Belastungen ein, als auch empirische Referenzdaten zum Auftreten tatsächlicher Schädigungen bei entsprechenden Belastungen (Turnpenny 1998).

Sowohl die Labor- und Freilanduntersuchungen also auch die Modellierungen verdeutlichen diverse Abhängigkeiten der Schädigungsraten. In erster Linie sind hier der Turbinentyp, die Turbinenspezifikationen, der Betriebszustand, die Fischart und die Fischgröße von wesentlicher Relevanz. Detailliertere Betrachtungen zeigen jedoch, dass weitere Aspekt ebenfalls einen erheblichen Einfluss auf die Schädigungsraten haben können (Geiger 2018). Von besonderer Bedeutung sind hierbei:

- der genaue Passageort am Laufradquerschnitt, v.a. der Passageradius, also der Durchgangsort zwischen Laufrad-Nabe und -Mantel
- die Ausrichtung des Fischkörpers in Relation zur Bewegung des Laufrades und der lokalen Strömungsrichtung
- eine mögliche Schwimmbewegung des Fisches

Diese Punkte hängen letztlich vom Verhalten der Fische während der Turbinenpassage ab. Während bis dato aufgrund der methodischen Schwierigkeiten keine direkten Beobachtungen und Informationen zum konkreten Fischverhalten bei der Turbinenpassage vorliegen, lassen sich anhand umfangreicher Datenbestände zur Fischschädigung und konkurrierender Modellierungen zum Fischverhalten Rückschlüsse auf das wahrscheinlich typische Passageverhalten ziehen (Geiger et al 2020).

Diese Betrachtungen legen eine Passage in rheotaktischer Orientierung im Bereich mittig zwischen Laufrad-Nabe und -Mantel nahe. Dabei ist keine relevante, aktive Schwimmfortbewegung gegeben und insofern ein passives Verdriften durch den Laufradbereich. Die Fische passieren Turbinen somit allerdings nicht derart, wie es für ihr Überleben am vorteilhaftesten wäre. Für typische Kaplan-Turbinen fallen die Schädigungsraten zur Nabe hin geringer aus, wie Abb. 1 beispielhaft zeigt. Zudem ist eine rheotaktische Ausrichtung mit einer vergleichsweise hohen Wahrscheinlichkeit für Laufradtreffer verbunden.



**Abb. 1** Mortalitätsraten m für Fische einer Totallänge von 29 cm in einer exemplarischen 2 MW Kaplan-Turbine in Abhängigkeit vom Passageradius r und dem Abflussanteil Q (in Relation zum Ausbauabfluss)

## 2 Die "IDA"-Technik

#### 2.1 Konzept

Da die Schädigungsraten der Fische bei der Turbinenpassage vom Fischverhalten abhängen, können sie durch eine Änderung des Fischverhaltens prinzipiell beeinflusst werden. Gegenüber dem natürlichen Fischverhalten beim Fischabstieg besteht zudem ein Potenzial zur Verringerung der Schädigungsraten. Dies eröffnet die Perspektive für einen neuartigen Ansatz zur Eingrenzung der Fischschäden beim Fischabstieg an Wasserkraftanlagen:

Durch eine gezielte Manipulation des Fischerverhaltens vor bzw. während der Turbinenpassage werden die Schädigungsraten reduziert. An geeigneten Standorten kann so eine Einhaltung der Populationsverträglichen Grenzwerte erreicht werden. Das entsprechende Konzept wurde an der Versuchsanstalt Obernach (VAO) der Technischen Universität München (TUM) unter dem Titel "Induzierte Drift Anwendung (IDA)" entwickelt und ein Europäisches Patent hierzu erteilt.

Der IDA-Ansatz zielt also nicht auf eine Vermeidung der Turbinenpassage ab, oder auf eine Anpassung von Turbinendesign oder -betreib. Die Fische gelangen durch die Turbine ins Unterwasser und die Eingrenzung der Schädigungsraten erfolgt allein durch eine Beeinflussung der Fische. Abb. 2 verbildlicht das Prinzip. Das Optimierungspotenzial ist Turbinen-spezifisch und kann durch Modellierungen vorab bewertet werden. Neben einfachen, ungesteuerten Ausführungen ist eine sensorgesteuerte Adaption an Umweltbedingungen sowie eine gezielte Beeinflussung in Verbindung mit Fischdetektionen möglich. Grundsätzlich ist auch eine Kombination der IDA-Technik mit anderen Fischschutz-Ansätzen praktikabel, um beispielsweise speziellen Standortanforderungen gerecht zu werden.



**Abb. 2** Schematische Darstellung zur IDA-Funktion am Beispiel einer vertikal-achsigen Kaplan-Turbine: Der linke Bildteil zeigt den natürlichen Fischabstieg in Laufradmitte und rheotaktischer Ausrichtung mit erhöhter Schädigungswahrscheinlichkeit; Im rechten Bildteil werden die Trajektorien der Fische am Turbineneinlauf zur Nabe hin verlagert und die Ausrichtung beeinflusst, wodurch geringere Schädigungsraten resultieren

#### 2.2 Umsetzung

Entsprechend dem Sinnesvermögen der Fische sind für die Umsetzung der Verhaltensbeeinflussung grundsätzlich diverse Reize denkbar, beispielsweise Licht- oder Schall-basierte Systeme. Besonders vorteilhaft für die IDA-Technik ist die spezielle Elektrosensitivität der Fische, also die Reaktion auf elektrische Felder, die besonders aus dem Bereich der Elektrofischerei bekannt ist. Mit steigender Feldstärke zeigen Fische typische Reaktionsmuster:

- Vermeidungsreaktionen: Flucht aus dem Feld
- Elektrotaxis: Unwillkürliche Bewegung zur Anode, infolge von Muskelreflexen
- Elektronarkose: Vollständige Betäubung, je nach Feldstärke und Expositionsdauer für einige Sekunden bis Minuten

Bei unsachgemäßen Feldstärken oder Expositionsdauern können Fische des Weiteren nachhaltig geschädigt oder getötet werden. Die Schwellwerte für einzelne Reaktionsmuster hängen neben abiotischen Faktoren, wie z.B. der Leitfähigkeit des Wassers, von der Fischart und der Fischgröße ab.

Durch geeignete elektrische Felder können Fische somit gezielt in gewünschte Bereiche geleite und Schwimmbewegungen unterdrückt werden. Die Umsetzung einer entsprechenden Anlage im Sinne des IDA-Konzeptes bedarf lediglich zweier Elektroden im Zulaufbereich der Turbine und der zugehörigen Spannungsversorgung.

Die turbinenspezifische Positionierung, Gestaltung und Spannungsbeaufschlagung der Elektroden kann vorab mittels Feldsimulationen bestimmt werden, um die erforderlichen Feldstärken und Verläufe zu gewährleisten. Abb. 3 zeigt schematische Beispiele hierzu. Dabei sind auch die umgebenden Anlagenbestandteile und ihre Wechselwirkung mit dem Feld zu berücksichtigen und es sind beispielsweise negative Auswirkungen durch elektro-galvanische Effekte auszuschließen. Begünstigt wird die Umsetzbarkeit durch die nicht leitenden Eigenschaften von Korrosionsschutzbeschichtungen.



**Abb. 3** Schematische Elektrodenanordnung und Feldverlauf am Zulauf einer vertikalachsigen Kaplanturbine (links) sowie Feldstärkensimulation im Längsschnitt (rechts)

## 3 Proof of Concept

Im Rahmen des EU-Horizon 2020 Projektes FIThydro wurden an der VAO Fischabstiegsuntersuchungen durchgeführt. Neben Grundlagenuntersuchungen zur Fischschädigung in Turbinen wurde hierbei erstmals die prinzipielle Funktion und Umsetzbarkeit des IDA-Ansatzes experimentell überprüft. Das Kanalsystem des Freigeländes erlaubte hierfür Vergleichsuntersuchungen des natürlichen und des beeinflussten Fischabstiegs unter naturnahen aber zugleich kontrollierten Rahmenbedingungen. Die Untersuchungen erfolgten an einer 35 kW Kaplan-Bulb-Turbine (2,5 m Fallhöhe, 1,5 m<sup>3</sup>/s Ausbauabfluss, 0,75 m Laufraddurchmesser, 333 Upm, 4 Laufradschaufeln), wobei drei Lastzustände betrachtet wurden (1/3, 2/3 und 3/3 vom Ausbauabfluss).

Zur Überprüfung des grundsätzlichen Verhaltenseinflusses wurden einerseits die Schädigungsraten des normalen/unbeeinflussten Fischabstiegs erfasst und andererseits die Schädigungsraten von medikamentös betäubten Fischen. Zur Umsetzung des IDA-Prinzips wurden im Zuströmbereich der Turbine zwei Elektrodenringe installiert (siehe Abb. 4) und mit einer steuerbaren Spannungsquelle verbunden. Es wurden insgesamt 1200 Bachforellen aus drei Altersklassen eingesetzt. Alle abgestiegenen Fische wurden wiedergefangen und einer eingehenden Untersuchung auf Schädigungen unterzogen, inklusive einer 96 h Beobachtungshälterung. Die Arbeiten erfolgten im Rahmen einer entsprechenden tierschutzrechtlichen Genehmigung und in Anlehnung an Schmalz et al (2015).

Die Ergebnisse der Grundlagenuntersuchungen bestätigen den prinzipiellen Einfluss des Fischverhaltens auf die Schädigungsraten beim Fischabstieg. In den Versuchsreihen mit aktivierter IDA-Anlage ergaben sich gegenüber den unbeeinflussten Referenzversuchen deutlich geringere Schädigungsraten. Insgesamt wurden die Mortalitätsraten um rund 55 % verringert. Die erfolgreiche Wirkung der IDA-Technik war für alle untersuchten Altersstadien beziehungsweise Größenklassen und Lastfälle gegeben (vgl. Abb. 4). Im Übrigen führte der IDA-Einsatz nicht zu einer längerfristigen Betäubung der Fische, welche mit Blick auf denkbare Prädationsrisiken im Unterwasser zu vermeiden ist.



**Abb. 4** Ansicht der Elektroden-Ringe im Zuströmbereich der Bulb-Turbine (links) und vergleichende Darstellung der Mortalitätsraten bei normaler/unbeeinflusster Turbinenpassage einerseits und bei IDA-Einsatz andererseits in Abhängigkeit von der Totallänge (TL) der Fische am Beispiel des Ausbauabflusses (rechts)

## 4 Ausblick

Neben den theoretischen Hintergründen zeigen auch die experimentellen Befunde ein vielversprechendes Potenzial für den neuartigen Fischschutz-Ansatz zur Optimierung des Fischabstiegs durch die Turbine mittels Verhaltensbeeinflussung. Die hierbei wesentliche Frage, ob durch die IDA-Technik die Schädigungsraten von nicht zulässigen Werten auf Populations-verträgliche Größenordnungen gesenkt werden können, bleibt standortspezifisch zu prüfen. Dies empfiehlt sich, aufgrund der diversen Vorteile des IDA-Ansatzes.

Der bauliche Aufwand einer IDA-Anlage ist gegenüber klassischen Fischschutzkonzepten mit Feinrechen, Leiteinrichtung und Bypass erheblich geringer. Neben der Spannungsversorgung und Steuerungstechnik bedarf es lediglich der Elektroden im Zuströmbereich der Turbinen. Diese bedürfen analog zu den Turbinen selbst einer standortspezifischen Auslegung. Eine Nachrüstung an Bestandsanlagen ist in der Regel im Rahmen der regulären Revisionsarbeiten möglich, da lediglich ein Zugang zur Turbinenzulauf erforderlich ist. Eine Wasserhaltung und langfristige Erzeugungsausfälle für Arbeiten im Zuströmbereich der Wasserkraftanlage sind nicht notwendig. Unter Umständen kann auch auf eine Montage der Elektroden durch Taucher erwogen werden.

Die elektrische Leistung für den Betrieb einer IDA-Anlage ist Standort-abhängig. Sie liegt jedoch deutlich unter den Erzeugungsverlusten, die mit der dauerhaften Dotation eines Abstiegskorridors verbunden wären. Dies können selbst bei günstigen Anlagengestaltungen beispielsweise noch 2 bis 5 % des Anlagenabflusses betragen (Ebel 2015). Trotz des Energiebedarfs einer IDA-Anlage ist diese daher gegenüber klassischen Abstiegskonzepten energetisch vorteilhaft. Für eine energetische Optimierung kann zudem eine gesteuerte IDA-Technik zum Einsatz kommen, die das elektrische Feld mittels Fischdetektion bedarfsgerecht erzeugt.

Im Übrigen muss bei der gewässerökologischen Einordnung des IDA-Konzeptes berücksichtigt werden, dass auch bei klassischen Fischschutzkonzepten eine Schädigung der Fische nicht vollständig verhindert wird. Selbst bei günstigen Auslegungen von Feinrechen-Bypass-Systemen passieren juvenile und kleinwüchsige Fische die Barriere und die Turbinen. Der zahlenmäßig größte Teil der Fischpopulation ist damit weiterhin den Schädigungsrisiken der Turbinenpassage ausgesetzt. Die populationsbezogenen Schädigungsraten werden letztlich also nur reduziert, ebenso wie beim IDA-Ansatz. Dieser kann hingegen auch die Passagebedingungen für juvenile und kleinwüchsige Fische verbessern. Je nach Altersstruktur der Fischpopulation kann die Gesamtschädigungsrate gegebenenfalls sogar stärker reduziert werden.

Obgleich die meisten Bestrebungen zum Fischschutz auf ein Vermeiden der Turbinenpassage abzielen, kann die Turbine einen adäquaten Abstiegskorridor darstellen, falls die populationsrelevanten Schutzziele gewährleistet werden. Dies soll durch die IDA-Technik an geeigneten Standorten ermöglicht werden. Von besonderer Relevanz ist der Ansatz für größere Bestandsanlagen, an denen nach heutigem Stand eine Nachrüstung klassischer Fischschutzkonzepte mit Feinrechen als technisch nicht realisierbar eingestuft wird. Hier stellt die IDA-Technik eine technisch realisierbare Option zur Verbesserung des Fischabstiegs dar.

## Danksagung

Teile der vorgestellten Arbeiten wurden von der Europäischen Union im Rahmen des Horizon 2020 Projektes FIThydro finanziell gefördert und erfolgten in Zusammenarbeit mit Voith Hydro.

#### Literatur

- Böttcher, H.; Unfer, G.; Zeiringer, B. (2015). Fischschutz und Fischabstieg Kenntnisstand und aktuelle Forschungsprojekte in Österreich, Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft 67, Heft 7-8.
- Ebel, G. (2013). Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen, Bd. Band 4, Büro für Gewässerökologie und Fischereibiologie Dr. Ebel, Halle (Saale).
- Geiger, F. (2018). Fish Mortality Rate During Turbine Passage Generalized Runner Blade Strike Probability Modelling, 12th International Symposium on Ecohydraulics, Tokyo, Japan.
- Geiger, F.; Cuchet, M.; Rutschmann P. (2020). Zur Berechnung der Schädigungsraten von Fischen bei der Passage von Wasserkraftturbinen, WasserWirtschaft 110, Heft 12, S. 33-40.
- Larinier, M.; Travade, F. (2002). Downstream Migration: Problems and Facilities, Bill. Fr. Peche Piscic, Nr. 364, S. 181-207.
- Pavlov, D.; Mikheev, V.; Kostin, V. (2015). Downstream Migration of Fish in Regulated Rivers: Patterns and Mechanisms, International Conference on Engineering and Ecohydrology for Fish Passage 2015.
- Raben, K von (1958). Zur Beurteilung der Schädlichkeit der Turbine für Fische, WasserWirtschaft 48, S. 60-63.
- Schmalz, W; Wagner, F.; Sonny, D. (2015). Arbeitshilfe zur standörtlichen Evaluierung des Fischschutzes und Fischabstiegs, Forum Fischschutz und Fischabstieg.
- Turnpenny, A. (1998). Mechanism of Fish Damage in Low-head Turbines: An Experimental Appraisal, Fish migration and fish bypasses. Oxford: Fishing news books, S.300-314.

## Anschrift der Verfasser

Dipl.-Phys. Franz Geiger Hycor Ecohydraulics Kalkbrennerstraße 1, D-82499 Wallgau franz.geiger@hycor.de

Dr.-Ing. Mathilde Cuchet Hycor Ecohydraulics Kalkbrennerstraße 1, D-82499 Wallgau Mathilde.cuchet@hycor.de

# RiverScreener: Untersuchung eines innovativen Reinigungssystems für Fließgewässer in naturnahen Experimenten

Yannic Fuchs, Susanne Scherbaum und Arnd Hartlieb

## Zusammenfassung

Der Mensch ist in vielerlei Hinsicht auf intakte Fließgewässer angewiesen. Er nutzt diese zur Trinkwassergewinnung, Bewässerung, Energieproduktion, aber auch als Verkehrswege und Erholungsgebiete. Dabei bedrohen und zerstören unsachgemäß entsorgte Kunststoffabfälle die für den Menschen überlebenswichtigen Funktionen der Fließgewässer. Diese Kunststoffabfälle gelangen zunehmend über den direkten Weg oder durch Wind- und Oberflächentransport bei Starkregen in die Flüsse. Das Plastik verweilt teils mehrere Jahrzehnte im Ökosystem eines Flusses mit negativen Auswirkungen auf Fisch-, Vogel-, und Säugetierpopulationen. Darüber hinaus erhöhen die transportierten Plastikpartikel das Hochwasserrisiko durch eine gesteigerte Verklausungsgefahr. Zudem beeinträchtigen die Kunststoffe die Wasserkraftgewinnung durch starke Verlegung der Recheneinheiten an Wasserkraftanlagen. Neben der Prävention und Reduktion weiterer Plastikverschmutzungen in der Umwelt ist die Beseitigung bestehender Verschmutzungen ein zentraler und notweniger Schritt zur Wiederherstellung eines guten ökologischen Zustands in Fließgewässern sowie zur Reduktion der Plastikemissionen in die Ozeane.

In diesem Kooperationsprojekt der Firma Muhr und dem Oskar von Miller - Institut der TUM (VAO) wird ein innovatives Reinigungssystem für Fließgewässer auf Funktionalität getestet und optimiert. Die Reinigungsmethode basiert auf Rechentrommelanlagen, welche gestoppte Plastikpartikel über eine Eigenrotation um die Vertikalachse zum Flussufer leiten. Aufgrund der fehlenden Datenbasis zur Skalierbarkeit von Plastikpartikeln werden in den Versuchen originale Partikel verwendet. Der Versuchsstand ist derart konzipiert, dass die komplexen Interaktionen zwischen Plastikpartikel, Strömung und Reinigungseinheit unter naturähnlichen Bedingungen und im Maßstab 1:1 dargestellt werden können. Die Versuchsergebnisse demonstrieren die Funktionalität des innovativen Reinigungssystems für diverse Strömungssituationen. Ebenso erlauben die Ergebnisse Rückschlüsse und Best-Practice-Empfehlungen für Teilmodule und Parameter der Reinigungsanlage, wie der Rotationsgeschwindigkeit der Rechentrommeln oder des Winkels der Reinigungsmodule zur Hauptströmung.

## 1 Einleitung

Der Mensch ist in vielerlei Hinsicht auf intakte Fließgewässer angewiesen. Er nutzt diese zur Trinkwassergewinnung, Bewässerung, Energieproduktion, aber auch als Verkehrswege und Erholungsgebiete. Dabei bedrohen und zerstören unsachgemäß entsorgte Kunststoffabfälle (Mismanaged Plastic Waste – MMPW) die für den Menschen überlebenswichtigen Funktionen der Fließgewässer. Aufgrund der vielseitigen Anwendungsmöglichkeiten der diversen Plastikpolymere in Einweg- und Fertigverpackungen prognostizieren Geyer et al. (2017) ein exponentielles Wachstum der globalen Plastikproduktion und entsprechend eine weiter zunehmende Plastikverschmutzung der Flüsse.

Durch Wind- und Oberflächentransport bei Starkregen gelangt MMPW in die Fließgewässer und wird anschließend von den Transportprozessen und Transportwegen im Gewässer bestimmt. Über den Flussverlauf gelangen so enorme Mengen an MMPW in die Ozeane. Modellierungen

des Helmholtz-Zentrums für Umweltforschung bestimmen die jährlichen Emissionen an MMPW über Flüsse in die Meere auf 0,41 bis 4 Millionen t/a. (Schmidt et al. 2017) Zusätzlich zeigen aktuelle Untersuchungen, das MMPW mehrere Jahre und Jahrzehnte in den Flüssen verweilt und nur bei höheren Abflüssen remobilisiert und weitertransportiert wird. So dienen die Flüsse insbesondere mit Querbauwerken und Aufweitungsstrecken als Plastikreservoir. (van Emmerik et al. 2022)

Die negativen Auswirkungen der zunehmenden Plastikverschmutzung in Gewässern auf deren Ökosysteme ist viel diskutiert: Fische, Vögel, Amphibien und Wassersäugetiere können sich in den Plastikpartikeln verfangen oder verschlucken sie. Aber auch die aquatische Flora wird durch MMPW geschädigt, da sich in Wasserpflanzen viele Partikel verfangen und sich der Plastikmüll hier stark ansammelt. (van Emmerik und Schwarz 2020)

MMPW verursacht nicht nur ökologische Schäden, sondern auch wirtschaftliche Verluste und erhöht die Hochwassergefahr. Ähnlich zu Schwemmholz können sich große Frachten von transportierten Plastikpartikeln an hydraulischen Einrichtungen oder Brücken sammeln und eine Verklausung verursachen. Dadurch steigt die Hochwassergefahr enorm. (Honingh et al. 2020) Diese erhöhte Verklausungsgefahr tritt auch an Rechenanlagen vor Wasserkraftanlagen auf. Durch Verlegen der Rechen vor den Turbinenzuläufen durch MMPW wird die Energieproduktion reduziert, bei schwerwiegenden Verklausungen an Anlagen in der Demokratischen Republik Kongo wurden bereits Power Units bei zu großer Plastikverschmutzung ganz abgestellt. (AfricaNews, 2022 und CBC News 2021) Neben dem Energiesektor vermelden auch die Tourismusbranche und die Fischereiindustrie Nachteile durch die zunehmende Plastikverschmutzung: Rückgängige Fischpopulationen, Schäden an Fischereigeräten und Netzen durch MMPW, hoher Aufwand für Küstenreinigungen belasten diese Branchen. (van Emmerik und Schwarz 2020)

Das Umweltprogramm der Vereinten Nationen (UNEP) beschreibt aus diesen Gründen die Plastikverschmutzung unserer Gewässer als ernstes Umweltproblem, das sich negativ auf die ökologischen, sozialen und wirtschaftlichen Dimensionen der nachhaltigen Entwicklung auswirkt (UNEP 2022). Um diesen Entwicklungen entgegen zu wirken, untersucht diese Studie die Funktionalität des RiverScreener (RS), eines innovativen Konzepts zur umfassenden Entfernung transportierter Plastikpartikel aus Fließgewässern. Ziel dieser Reinigungsinfrastruktur ist die Beseitigung bestehender Plastikverschmutzungen. Da Plastikpartikel über mehrere Jahre und Jahrzehnte in Flüssen verweilen (van Emmerik et al. 2022), reichen Präventions- und Reduktionsmaßnahmen nicht aus, um die Fließgewässer in einen guten ökologischen Zustand zu versetzen. UNEP fordert aus diesem Grund Lösungs- und Handlungspläne, um bereits emittierte Plastikfrachten zu beseitigen (UNEP 2022).

Das innovative RS Konzept soll aufbauend auf selbstreinigenden Rechentrommeleinheiten Plastikpartikel von einer Größe von über 3 – 5 cm (Makroplastik) stoppen und ans Ufer zur finalen Entnahme aus dem Gewässer transportieren. Über eine Rotation der Rechentrommeln um die Vertikalachse werden gestoppte Partikel Richtung Ufer transportiert, an welchem sie an einem handelsüblichen Vertikalrechen mit hydraulischem Greifer gesammelt und entnommen werden. Die Reinigungsanlage besteht aus zwei Modulen, die jeweils einen Teil der gesamten Flussbreite abdecken und durch einen gewissen Abstand zueinander die Schiffbarkeit des Abschnitts aufrechterhalten. Die Anordnung der Rechentrommeln in den jeweiligen Modulen erfolgt als inklinante Querverbauung im Gewässer von beiden Ufern aus. Die konzeptionelle Anordnung des RS ist in Abb. 1 dargestellt.



Abb. 1 Skizze der konzeptionellen RS-Anordnung (Fließrichtung von rechts nach links)

Die Interaktion zwischen heterogenen Plastikpartikeln, Recheneinheit und Strömung wird in dieser Studie in physikalischen Modellversuchen untersucht. Da bisher keine valide Datengrundlage zur Skalierbarkeit von Plastikpartikeln existiert, werden die Versuche im Naturmaßstab durchgeführt, um nicht quantifizierbare Maßstabseffekte ausschließen zu können. In dem Ausschnittsmodell des RS wird die Funktionalität des Konzeptes getestet und überprüft. Durch Parametervariationen der Reinigungseinheit wie dem Inklinationswinkel, der Rotationsgeschwindigkeit der Rechentrommeln und hydraulischer Parameter, wie der Fließtiefe und Anströmgeschwindigkeit, werden Limitationen und Optimierungen der Infrastruktur untersucht. Unter Zugabe verschiedener repräsentativer Plastikpolymere, -körper und -fragmente wird die erfolgreiche Übergabe zwischen den Trommeleinheiten bis zum Vertikalrechen bewertet. Die Sensitivität der erfolgreichen Übergabe bezüglich Polymertypen und hydraulischer Parameter wie der Reynolds Zahl steht dabei im besonderen Fokus.

## 2 Material und Methoden

Das Reinigungskonzept zielt auf die umfassende Entnahme diverser Makroplastikpartikel aus Fließgewässern ab. Die Funktionalität der innovativen Anlage wird in einem physikalischen Modellversuch überprüft. Um die komplexe Interaktion zwischen den rotierenden trommelförmigen Horizontalrechen und den transportierten Plastikpartikeln für unterschiedliche hydraulische Bedingungen korrekt zu bewerten, wird das physikalische Modell im Maßstab 1:1 errichtet.

## 2.1 Materialwahl

Aus vorliegenden Feldstudien und Veröffentlichungen wird ein Mix repräsentativer Plastikpartikel zur Durchführung der Experimente zusammengestellt: die fünf Plastikpolymere PS, ePS, PET, HDPE und LDPE sind häufig in Form gängiger Einwegverpackungen in Fließgewässern anzutreffen. (van Calcar et al. 2019; Schwarz et al. 2019; Schwarz und van Emmerik 2020) Tab. 1 listet die fünf untersuchten Polymere mit zugehörigen Materialeigenschaften auf.

Zu jedem Polymer werden nicht nur eine ursprüngliche Verpackungsform in den Versuchen verwendet, sondern auch zugeschnittene Fragmente mit Kantenlängen von 10 x 10 cm bzw. 10 x 5 cm bei Polystyrol (PS). Für PET werden keine Fragmente untersucht, da sich in Vorversuchen zeigt, dass sich PET-Fragmente unter den Versuchsbedingungen nach kurzer Transportstrecke an der oberstromigen Sohle ablagern. Um die Sichtbarkeit der Partikel in den Versuchen zu gewährleisten, werden an diesem Versuchsstand keine kleineren Fragmente untersucht. Ebenso werden aus diesem Grund Materialien in schwarzer Farbe verwendet. Dies erhöht den Kontrast zum Wasser und erleichtert die Identifikation der Strömungspfade der Partikel.

	PET	PS		ePS		HDPE		LDPE	
Dichte [g/cm <sup>3</sup> ]	1.45	1.11		0.	64	0.96		0.93	
Form/Fragment [cm]	Fla- sche	Be- cher	5*10	Schale	10*10	Fla- sche	10*10	Tüte	10*10
Anzahl	30	30	30	30	30	30	30	30	30

 Tab. 1
 Versuchsmaterial und dessen Materialeigenschaften.

#### 2.2 Versuchsaufbau

Für die physikalischen Modellversuche wird ein Ausschnitt eines Reinigungsmoduls von drei Rechentrommeln im Maßstab 1:1 nach einer kurzen Aufweitungsstrecke am Ende eines Trapezgerinnes im Freigelände der VAO installiert. Durch einen doppelt gekrümmten Übergang wird der Trapezquerschnitt mit Bewuchs auf einen 10 m breiten Rechtecksquerschnitt aus Beton überführt. Dieser Standort bietet so nicht nur ausreichend Fließbreite für den Einbau der drei Rechentrommeln von jeweils 2 m Durchmesser, sondern reproduziert auch eine denkbare Aufweitungsform in einem natürlichen Fließgewässer. Am orographisch rechten Ufer wird ein Abschnitt eines angrenzenden Vertikalrechens konstruiert, inklusive des Übergangsbereichs und Gelenks zwischen dem festen Vertikalrechen und dem schwenkbaren Rechentrommelarm.



Abb. 2 Versuchsstandeinrichtung aus der Vogelperspektive; inkl. Messbrücke und Seitenwand

Abb. 2 zeigt die fertige Versuchsstandeinrichtung aus der Vogelperspektive. Durch eine zusätzlich konstruierte Seitenwand aus Schalungstafeln am orographisch linken Ufer wird der Untersuchungsabschnitt auf eine Breite von 8.9 m reduziert. Diese Maßnahme erlaubt es, höhere Anströmgeschwindigkeiten zu testen. Über dem Versuchsstand wird eine mobile Messbrücke auf Schienen installiert. Diese ermöglicht eine Anpassung der Beobachtungs- und Kameraposition direkt über dem installierten Modul je nach Inklinationswinkel der Reinigungseinheit.

Das konstruierte Gelenk zwischen den Vertikalrechen und Rechentrommelarm ermöglicht eine Variation des Inklinationswinkels zur Anströmung. Drei verschiedene Winkel (15°, 30°, 45°) werden eingerichtet und getestet. Über einen Getriebemotor und einen Kettenstrang werden die drei Rechentrommeln angetrieben und rotieren um die Vertikalachse. Die Rotationsgeschwindigkeit wird zwischen den Messreihen variiert und beträgt 1 U/min, 3 U/min bzw. 5 U/min.

#### 2.3 Versuchsdurchführung

Der Einsatzbereich des RiverScreeners fokussiert sich auf Südostasien und stark plastikführende Flussabschnitte unterstrom bevölkerungsreicher Regionen. Hydraulische Rahmenbedingungen sind hier aufgrund von Monsuneinflüssen und Tidehub stark durch Wasserspiegel- und Abflussschwankungen geprägt. Um diese variablen hydraulischen Bedingungen in den Versuchen widerzuspiegeln, werden Tests bei Anströmgeschwindigkeiten von 0.2 m/S, 0.4 m/s, 0.6 m/s, und 0.8 m/s durchgeführt. Ebenso werden jeweils zwei unterschiedliche Fließtiefen untersucht: 0.4 m und 0.75 m.

Parameter	Testwerte
v [m/s]	0.2, 0.4, 0.6, 0.8
h [m]	0.4, 0.75
v <sub>r</sub> [ 1/min]	1, 3 , 5
ω [°]	15, 30, 45
Re [-]	7.34 E+04 – 2.94 E+05

Tab. 2 Hydraulische Parametervariationen und Variationen der Reinigungseinheit

Bei der kleineren Fließtiefe liegt die Wasserspiegellage etwa auf der halben Höhe der Rechentrommeln, bei der größeren auf Höhe eines konzipierten Schwimmkörpers. Dieser ermöglicht dem Reinigungsmodul eine kostengünstige Anpassung an den Tidehub und an damit verbundene Wasserspiegelschwankungen. In dem Modell ist der Schwimmkörper nur durch den Rahmen dargestellt, der Unterzug ist ausgespart. Dadurch kann während der Versuche die Interaktion der Plastikpartikel an den Rechentrommeln beobachtet und aufgenommen werden.

Abb. 3 zeigt die Wasserspiegellagen für die beiden gewählten Fließtiefen in den Versuchen. Bei Fließtiefe 1 von 0.4 m liegt die Wasserspiegellage auf Höhe der Horizontalrechen der Rechentrommeln. Dieser Zustand spiegelt einen Zustand bei Ebbe bzw. in der Trockenzeit wider. Fließtiefe 2 von 0.75 m spiegelt einen Flutzustand wieder bzw. eine große Fließtiefe in der Regenzeit. Hier würde die WSPL über dem Unterboden des Schwimmkörpers liegen und so ein Aufschwimmen der Einheit bewirken. Die Abflusskapazitäten am Versuchsstand erlaubten für die große

Fließtiefe ausschließlich Versuche bei Anströmgeschwindigkeiten von 0.2 m/s und 0.4 m/s. Tab. 2 fasst die Parametervariationen in den Messreihen zusammen.



**Abb. 3** Fließtiefe 1 (0.4 m) und Fließtiefe 2 (0.75 m) mit entsprechender Wasserspiegellage an der Reinigungseinheit

Bei jedem Testlauf werden insgesamt 270 Plastikpartikel 25 m oberstrom der Reinigungseinheit und 5 cm unter der Wasseroberfläche zugegeben: jeweils 30 Partikel jeder Polymerart und Größenklasse. Nach der Zugabe 30 gleicher Partikel in kurzer Zeitfolge werden kurze Pausen vor der Zugabe einer anderen Partikelklasse eingehalten, sodass jede Klasse individuell beobachtet und bewertet werden kann. Während der Versuche wird die Interaktion der Partikel mit dem Reinigungsmodul von der Messbrücke beobachtet. Definierte Versagensfälle der Müllübergabe zum Ufer werden für alle Partikelklassen gezählt und protokolliert. Zusätzlich werden die Versuche durchgehend von zwei Kamerapositionen gefilmt und dokumentiert: eine Kamera ist auf der Messbrücke über dem Modul positioniert, eine weitere zeichnet die Übergabe frontal vor der Recheneben auf. Nach einem Testlauf werden die gesammelten Partikel am Vertikalrechen manuell eingesammelt und ausgewertet. Zusätzlich werden die Protokolle der Versagensfälle analysiert, um Fehlerquellen im Prozess der Übergabe ausfindig zu machen.

## 3 Ergebnisse

Die in diesem Abschnitt präsentierten Ergebnisse beschreiben die quantitative Auswertung der gesammelten Plastikpartikel am Vertikalrechen nach jedem Testlauf. Diese gesammelten Partikel werden durch den RS sowohl erfolgreich im Gewässer gestoppt, als auch erfolgreich zum Ufer geleitet. Die angegeben Wahrscheinlichkeiten P beinhalten somit eine erfolgreiche Stoppwahrscheinlichkeit als auch die erfolgreiche Übergabewahrscheinlichkeit zum Vertikalrechen und kann als Wahrscheinlichkeit einer erfolgreichen Reinigung bzw. als Reinigungseffizienz angesehen werden.

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass diese Wahrscheinlichkeit P sowohl vom Polymertyp, als auch von der Polymergröße und den hydraulischen Parametern abhängig ist. Die originalen Plastikpartikel (s. Tab. 1) werden deutlich besser aus dem Fließgewässerquerschnitt entfernt als die Fragmente (s. Tab. 1). Die Anteile der verschiedenen Typen bezogen auf die Anzahl der gesamten entfernten Partikel variiert leicht zwischen den drei unterschiedlichen Trommelarmkonfigurationen, zeigen jedoch insgesamt eine sehr ähnliche Verteilung zwischen den Polymertypen und Größenklassen (s. Abb. 1).

Betrachtet man die gesamten Testläufe über alle hydraulischen Parameter und Rotationsgeschwindigkeiten, nimmt die Reinigungseffizienz P mit steigendem Inklinationswinkel des Reinigungsmoduls von 37 % bei 15° über 42 % bei 30° bis zu 59 % bei 45° zu. Bezogen auf die originalen Partikel erfuhren LDPE-Tüten die größte Steigerung der erfolgreichen Reinigung von 35% bei 15° auf 94% bei 45°. Bei den Fragmenten steigerte sich P am stärksten bei HDPE von 7% bei 15° auf 56% bei 45°. Durch diese Verschiebungen steigt der Anteil von HDPE und LDPE bei den gesammelten Partikeln am Vertikalrechen mit zunehmenden Winkel (s. Abb. 4).



Abb. 4 Anteil der Polymertypen bzgl. der erfolgreichen Reinigung bei einem Inklinationswinkel von 15° (links), 30° (mitte) und 45° (rechts)

Die erfolgreichste Reinigungseffizienz von 70% wurde bei der großen Fließtiefe und einem Inklinationswinkel von 45° erzielt. Im Schnitt lag die Reinigungseffizienz bei 45° für Partikel mit einer Dichte < 1 g/cm<sup>3</sup>, also der tendenziell aufschwimmenden Partikel, bei 68%; für Partikel mit einer Dichte >  $1g/cm^3$  lediglich bei 41%.

Neben der Sensitivität der erfolgreichen Reinigung bezüglich der Polymereigenschaften werden die Ergebnisse auf hydraulische Abhängigkeiten untersucht. Die mittlere Quote der Reinigungseffizienz über alle Plastikpartikel hinweg sinkt bei allen Trommelarmkonfigurationen mit steigender Fließgeschwindigkeit (s. Tabelle 3). Außerdem erweisen sich die Versuche mit der großen Fließtiefe als besonders vorteilhaft bzgl. der Übergabequote. Dies lässt sich durch die guten Stoppraten der schwimmenden Plastikpartikel am geschlossenen Schwimmkörper erklären und führt so zu einem deutlichen Trend, umgekehrt proportional zur Reynoldszahl (s. Abb. 5).

tationsge	schwindigkeit v <sub>r</sub> für die untersuchten W	/inkel 15°, 30°, 45°	0
	v [m/s]	v <sub>r</sub> [1/min]	

Tab. 3	Mittlere Reinigungseffizienz P in Abhängigkeit der Fließgeschwindigkeit v und der Ro-
tationsg	jeschwindigkeit v <sub>r</sub> für die untersuchten Winkel 15°, 30°, 45°

P [-]	0.2	0.4	0.6	0.8	1	3	5	
45°	0.65	0.62	0.55	0.53	0.58	0.60	0.56	
30°	0.49	0.42	0.37	0.38	0.38	0.41	0.41	
15°	0.43	0.39	0.30	0.33	0.36	0.33	0.38	



Abb. 5 Abhängigkeit der Reinigungseffizienz P von der Reynolds Zahl

Überraschenderweise ist die Reinigungseffizienz nahezu unabhängig von der Rotationsgeschwindigkeit (s. Tabelle 3). Auch hinsichtlich der Interaktion mit unterschiedlichen Anströmgeschwindigkeiten - also Transportgeschwindigkeiten der Plastikpartikel - ist keine Sensitivität festzustellen. Die Standardabweichung der Reinigungseffizienz für eine spezifische Rotationsgeschwindigkeit und Fließgeschwindigkeit variiert zwischen 0.01 und 0.12. Für die kleinste Drehzahl ist diese in allen drei Winkelkonfigurationen am geringsten und beträgt im Schnitt 0.02. Zeitlich läuft die Übergabe bei höheren Rotationsgeschwindigkeit wie erwartet deutlich schneller ab. Diese vorläufigen Ergebnisse deuten die Möglichkeit an, über die Rotationsgeschwindigkeit auf schwankende Transportfrachten in verschmutzten Gewässern reagieren zu können, ohne eine Verringerung der Effizienz der Anlage zu verursachen.

#### 4 Diskussion

Die quantitativen Versuchsergebnisse sind aus mehreren Gründen als konservativ anzusehen: PS-Fragmente liegen für die Versuche nur in braun-weißer Farbe vor und können so nicht immer eindeutig während der Versuche identifiziert werden. Es zeigt sich, dass sich einige PS-Fragmente vergleichbar zu voruntersuchten PET-Fragmenten an der oberstromigen Sohle bereits vor der Untersuchungsstrecke ablagern. Dadurch wird die Reinigungseffizienz der Anlage fälschlicherweise reduziert. Ebenso zeigt die manuelle Entnahme der gesammelten Partikel am Vertikalrechen am Ende der Versuche Schwächen auf. So erfolgen durch Turbulenzen infolge des Watens durch den Versuchsstand und durch die kontinuierliche Entnahme angelegter Partikel am Vertikalrechen ständig Umlagerungen der restlichen Partikel. Dabei kann nicht ausgeschlossen werden, dass sich ursprünglich gestoppte Partikel wieder remobilisieren.

Zusätzlich unterströmen insbesondere LDPE-Fragmente bei der großen Fließtiefe den Schwimmkörper, tauchen dann nach dem Leitbalken noch vor der Rechenebene der Trommeln wieder auf und passieren so die Reinigungsanlage ohne Interaktion mit dem Modul. Dieser Transportpfad ist in einer tatsächlichen Umsetzung ausgeschlossen, da der Unterzug bzw. -boden des Schwimmkörpers das Auftauchen vor der Rechenebne unterbindet. So zeigt sich hier ein Modellfehler aufgrund des Verzichtes auf den Unterzug des Schwimmkörpers aus Gründen der Sichtbarkeit der Prozesse.

Ausgehend von diesen Beobachtungen und Modelllimitationen sind die quantitativen Ergebnisse mit erfolgreichen Reinigungsraten von bis zu 70% bei einem 45°-Winkel noch höher zu bewerten. Dabei werden die größeren originalen Partikel effizienter entfernt als die Fragmente, was je nach Partikeltyp sowohl mit der Größe, als auch mit der Form begründet werden kann. Hohlkörper wie Flaschen schwimmen besser auf als deren Fragmente und sinken nur bei vollständiger Wasserfüllung ab. Der Anteil der entfernten Fragmente steigt stärker mit zunehmendem Winkel als der Anteil originaler Körper, sodass sich in der 45°-Konfiguration die Anteile der entfernten Fragmente und originalen Körper bis auf den Polymertyp LDPE immer mehr angleichen. Die enorme Steigerung der Entfernungsrate von LDPE und anderen Fragmenten mit steigendem Winkel kann auf die verbesserte Kraftübertragung und die Ausbildung vorteilhafter Querströmungen zurückgeführt werden. Bei einem größeren Winkel treten stärkere Scherkräfte und Strömungen in Richtung des Vertikalrechens auf, sodass Partikel mit kleiner Angriffsfläche besser in diese Richtung bewegt werden. Dieser Mechanismus kann bei LDPE-Folien aufgrund ihrer starken Verformbarkeit und somit sehr variablen Kraftangriffsfläche auch eine besondere Rolle spielen.

Die umgekehrt proportionale Abhängigkeit der Reinigungseffizienz mit der Reynoldszahl könnte sich auf geringere Turbulenzen zurückführen lassen. Dieser Effekt könnte insbesondere in staugeregelten Flussabschnitten wie vor Wasserkraftanlagen genutzt werden, da die Reynoldszahl in diesem Bereich besonders gering ist. Auch wenn sich die Rotationsgeschwindigkeit unabhängig von der Transportgeschwindigkeit der Partikel im Hinblick die Reinigungsrate erwies, scheint es wahrscheinlich, dass die Rotationsgeschwindigkeit in Bezug auf die Plastikfracht abgestimmt werden kann. Bei hohen Müllfrachten kann über eine höhere Rotationsgeschwindigkeit der gestoppte Müll schneller zum Ufer transportiert werden. Dadurch kann eine Verlegung der einzelnen Rechentrommeln bei hohen Transportfrachten durch eine schnellere Selbstreinigungswirkung der Trommeln verhindert und weiterhin eine ausreichender Fließquerschnitt gewährleistet werden. Zur weiteren Erforschung dieser Hypothese sind zusätzliche Versuche mit definierten Frachten und mit gesteuerter Zugabe notwendig.

## 5 Conclusion

Die Ergebnisse der Versuchsreihen belegen eindeutig die Funktionalität des Reinigungskonzeptes, der konzipierten Rahmenkonstruktion und des Verbindungselementes zum Vertikalrechen. Die Versuchsergebnisse sind als konservativ anzusehen, da mehrere Faktoren den Anteil an gestoppten Partikeln im Modell im Vergleich zu realen Anwendung reduzieren. Die Versuche zeigen eine vielversprechende Reinigungseffizienz des RS-Konzeptes und lassen erste Optimierungen des Konzeptes hinsichtlich der Parameter und des Designs einzelner Elemente, wie z.B. der Abstreifer zwischen den Trommeln, zu. Es empfiehlt sich eine weitere Erforschung des Konzeptes in fortführenden Studien.

## Literatur

- Geyer, R.; Jambeck, J. and Law, K. (2017). Production, use, and fate of all plastics ever made, Science Advances, 3, e1700782.
- Schmidt, C.; Krauth, T.; Wagner, S. (2017). Export of Plastic Debris by Rivers into the Sea, Environmental science and technology, 51 (21), S. 12246–12253.

- van Calcar, C. J.; van Emmerik, T. H. M. (2019). Abundance of plastic debris across European and Asian rivers, Environmental Research Letters, Volume 14, Number 12, 124051.
- van Emmerik, Tim; Schwarz, Anna. (2020) Plastic debris in rivers, WIREs Water, Volume 7, Issue 1, e1398.
- Schwarz, A. E.; Ligthart, T. N.; Boukris, E.; van Harmelen, T. (2019). Sources, transport, and accumulation of different types of plastic litter in aquatic environments: A review study, Marine Pollution Bulletin, Volume 143, Pages 92 100.
- Honingh, D.; van Emmerik, T.; Uijttewaal, W.; Kardhana, H.; Hoes, O.; and van de Giesen, N. (2020). Urban River Water Level Increase through Plastic Waste Accumulation at a Rack Structure, Frontiers in Earth Science, Volume 8, Article 28.
- van Emmerik, T.; Mellink, Y.; Hauk, R.; Waldschläger, K.; and Schreyers, L. (2022). Rivers as Plastic Reservoirs, Frontiers in Water, Volume 3, Article 786936.
- van Emmerik, T.; Strady, E.; Kieu-Le, T.; Nguyen, L. and Gratiot, N. (2019). Seasonality of riverine macroplastic transport, Scientific reports, Volume 9, 1, S. 13549.
- UNEP, United Nations Environment Programme (2022). End Plastic Pollution: towards an international legally binding instrument, Resolution adopted by the United Nations Environment Assembly, United Nations Environment Assembly of the United Nations Environment Programme, Session 5, Resolution 14, Nairobi, 2022.
- CBC News (2021). Plastic garbage clogging Serbian dam threatens hydroelectric plant, URL: https://www.cbc.ca/news/science/plastic-pollution-serbia-1.5863254, Date: 7/1/2021, Access Date: 1/8/2023
- AfricaNews (2022). Plastic pollution clogs hydropower dam in DR Congo, URL: https://www.africanews.com/2022/03/21/plastic-pollution-clogs-hydropower-dam-in-dr-congo//, Date: 3/21/2022, Access Date: 1/8/2023

## Anschrift der Verfasser

Yannic Fuchs Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München Obernach 15, D-82432 Walchensee yannic.fuchs@tum.de

Susanne Scherbaum Wasserwirtschaftsamt Weilheim Pütrichstraße 15, D-82362 Weilheim in Oberbayern susanne.scherbaum@wwa-wm.bayern.de

Apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Arnd Hartlieb Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München Obernach 15, D-82432 Walchensee arnd.hartlieb@tum.de

# Hybride Modellversuche zum Hochwasserschutzprojekt Alpenrhein, Internationale Strecke - Versuchsserien zur eigendynamischen Entwicklung

Gabriel Zehnder und Florian Hinkelammert-Zens

## Zusammenfassung

Durch das Hochwasserschutzprojekt Alpenrhein «Internationale Strecke km 65 bis km 91» (www.rhesi.org) soll die Abflusskapazität auf der Internationalen Strecke des Alpenrheins von derzeit 3'100 m<sup>3</sup>/s (ca. HQ<sub>100</sub>) auf 4'300 m<sup>3</sup>/s (ca. HQ<sub>300</sub>) erhöht werden. Zu diesem Zweck wird das bestehende Gerinne (Breite 50-70 m) aufgeweitet, im Mittel wird eine dynamische Gerinnebreite von ca. 210 m angestrebt.

Die Auswirkungen der projektierten Massnahmen wurden von der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich (VAW) im Rahmen von mehrjährigen, hybriden Modellversuchen in zwei gegenständlichen Modellen im Massstab 1:50 untersucht. Die Ausführungen im vorliegenden Artikel befassen sich mit dem breitesten Projektabschnitt «Oberriet/Koblach», welcher einen ökologischen «Kernlebensraum» mit einer Gerinnebreite von bis zu 380 m beinhaltet. Die Aufweitung des Gerinnes soll in diesem Abschnitt eigendynamisch, d.h. mit möglichst geringem Maschineneinsatz, erfolgen. Das Ziel der Untersuchungen war, die Effizienz verschiedener maschineller Initialisierungsmassnahmen zu prüfen und deren Eignung für die Umsetzung im Hochwasserschutzprojekt zu bewerten.

In Vorversuchen wurde nachgewiesen, dass die ausschliessliche Entfernung der bestehenden Ufersicherung nicht ausreicht, um innerhalb von einigen Jahren eine sekundäre Erosion der Ufer und somit eine – beginnende – dynamische Umgestaltung der Vorländer zu erreichen.

Anschliessend wurden 6 mögliche maschinelle Initialisierungsmassnahmen chronologisch aufbauend untersucht. Nach der Umsetzung der jeweiligen Massnahme wurden diese schrittweise mit Jahresganglinien, welche jeweils 2.5 durchschnittlichen Abflussjahren (Naturmassstab) entsprechen, belastet.

In Kombination mit verschiedenen Initialisierungsgerinnen in den breiten Vorländern wurden die effizientesten Massnahmen – grosse Schüttungen, Ausleitungen aus dem Hauptgerinne sowie Uferanrisse – anschliessend in einem ganzheitlichen Initialisierungskonzept zusammengefasst. Dieses soll in Natur innerhalb einer Bauzeit von 3 Jahren umgesetzt werden können, möglichst ohne anschliessende Eingriffe ins System. Mit diesem Konzept konnte nach ca. 20 durchschnittlichen Abflussjahren flächig eine dynamische Gewässersohle mit mehreren Teilgerinnen erreicht werden.

Die Ergebnisse der Modellversuche gehen direkt in die Genehmigungsplanung ein und sind somit eine massgebende Grundlage für die erfolgreiche Umsetzung des Hochwasserschutzprojekts.

## 1 Hochwasserschutzprojekt «Rhesi»

Aufgrund des hohen Schadenpotentials von ca. 12 Mia. CHF (bei H $Q_{300}$ ) und der zunehmenden Instabilität der über 100-jährigen Hochwasserschutzdämme wurde das «Hochwasserschutzprojekt Alpenrhein, Internationale Strecke km 65 bis km 91» (www.rhesi.org) initiiert. Die Abflusskapazität des Alpenrheins auf der internationalen Strecke soll von derzeit 3'100 m<sup>3</sup>/s (H $Q_{100}$ ) auf 4'300 m<sup>3</sup>/s (H $Q_{300}$ ) ausgebaut werden (Mähr et al., 2021).

Diese Steigerung der Abflusskapazität soll – innerhalb der bestehenden Hochwasserschutzdämme – durch eine Vergrösserung des Abflussquerschnitts mittels Erhöhung der dynamischen Gerinnebreite erreicht werden. Ermöglicht wird dies durch die gezielte Umlagerung und somit Dynamisierung der Vorländer (Abb. 1). Neben der Erhöhung der Hochwassersicherheit soll auch eine naturnahe und ökologisch wertvolle Gestaltung des Gerinnes ermöglicht werden. Die dynamische Gerinnebreite wird von aktuell 50-70 m auf durchschnittlich mehr als 210 m erhöht. Grundsätzlich sollen die Verbreiterungen des Abflussquerschnitts eigendynamisch und mit möglichst geringem maschinellem Einsatz erreicht werden.



**Abb. 1** Abschnitt Oberriet/Koblach: Bestand (links) und Visualisierung im Projektzustand (rechts); Quelle: www.rhesi.org

## 2 Auftrag der VAW

Im Auftrag der Internationalen Rheinregulierung (IRR) wurden durch die VAW in den Jahren 2018 bis 2023 zwei gegenständliche (ggst.) Modelle im Massstab 1:50 erstellt und mittels parallel durchgeführter hydronumerischer 2D-Simulationen mit der Software BASEMENT (Version v3.x) unterstützt (Hengl et al., 2021). Diese Modellversuche beinhalteten zwei charakteristische Abschnitte des Hochwasserschutzprojekts von jeweils ca. 5 km Länge (Naturmassstab).

Für die Beschreibung des zuerst untersuchten Abschnitts «Widnau/Höchst» wird auf den Beitrag der VAW zum Wasserbausymposium 2021 verwiesen (Hinkelammert-Zens et. al, 2021). Im vorliegenden Artikel werden Ergebnisse zum Abschnitt «Oberriet/Koblach» vorgestellt.

## 3 Gegenständliches Modell «Oberriet/Koblach»

## 3.1 Ziele der Modellversuche

Der Abschnitt «Oberriet/Koblach» (Rhein-km 66 bis Rhein-km 71) beinhaltet den grössten sogenannten «Kernlebensraum» des Projekts, in welchem Gerinnebreiten zwischen 240 m und 380 m erreicht werden sollen (Visualisierung siehe Abb. 1). Die Untersuchung der morphologischen Entwicklungen sowie der Dynamik der Sohlenveränderungen in diesem Modellperimeter sind von grossem Interesse in Bezug auf die Ökologie, den Geschiebehaushalt sowie die zeitliche Umsetzbarkeit des Projekts.

Der Fokus der Modellversuche lag auf dem Übergang vom bestehenden, monotonen Mittelgerinne (Abb. 2) zu einem verzweigten, dynamischen Flusssystem. Die Modellversuche sollten zeigen, ob – nach Entfernung des Längsverbaus bzw. der Ufersicherungen – eine eigendynamische Entwicklung ohne zusätzliche, maschinelle Massnahmen erreicht werden kann. Falls dies nicht der Fall ist, sollten Massnahmen getestet werden, durch deren Einsatz die eigendynamische Umgestaltung der Vorländer möglichst effizient gefördert werden kann.



**Abb. 2** Orthofoto des Projektabschnitts Oberriet/Koblach (Rhein-km 66 bis Rhein-km 71) im Bestand mit den Modellmauern in rot, Fliessrichtung von links nach rechts; in der Bildmitte Einmündung der Frutz (Quelle: Schweizer Bundesamt für Landestopografie)

#### 3.2 Modellsediment

Die Modellversuche wurden mit einer geometrisch skalierten und für den Modellbetrieb optimierten Kornverteilung durchgeführt.

Als Grundlage für die Definition des Modellsediments wurde eine Referenz-Kornverteilung definiert, welche aus (i) einer Kombination der Kornverteilung der Kiese im Vorland (s.u.), (ii) der Geschiebezufuhr von oberstrom und (iii) des Sohlenmaterials des Rheins im Bestand besteht. Die daraus resultierende Kornverteilung im Projektzustand verfügt über einen mittleren Korndurchmesser von d<sub>m</sub> = 2.8 cm und ist somit deutlich feiner als das Sohlenmaterial im Bestand mit d<sub>m</sub> = 3.7 cm. Für das Sohlenmaterial sowie das Kiesmaterial in den Vorländern wurde das gleiche Modellsediment verwendet.

## 3.3 Aufbau der Vorländer & Kiesverfügbarkeit

Bei Aufweitungsprojekten mit eigendynamischer Entwicklung ist die möglichst genaue Kenntnis des Aufbaus der Vorländer eine massgebende Grundlage. Es ist zu erwarten, dass nach der maschinellen Entfernung der Grasnarbe, Feinsande und schluffiges Material relativ schnell bei kleineren Abflüssen erodiert werden. Für den Transport der Kiesanteile sind jedoch höhere Schleppkräfte notwendig, die erst bei bettbildenden Abflüssen erreicht werden. Für die Bewertung der zeitlichen Entwicklung von eigendynamischen Aufweitungen ist somit neben dem Aufbau der Vorländer auch die Auftretenshäufigkeit dieser Abflüsse von entscheidender Bedeutung.

Für das Hochwasserschutzprojekt wurden die Vorländer des Alpenrheins intensiv durch Drucksondierungen, Bohrungen sowie Baggerschürfen beprobt. Die Ergebnisse verdeutlichen die regelmässige Verlagerung des Gerinnes vor dessen Korrektion und die ehemals vorhandene starke Dynamik des Alpenrheins. Die Lage der tiefen Kiesschichten, mit denen das Rheintal verfüllt ist, ist sehr heterogen: diese beginnen zwischen 1 und 7 (!) m unter der aktuellen Geländeoberkante.

Für die plausible Nachbildung der eigendynamischen Prozesse und deren zeitlichen Ablaufs im ggst. Modell galt es, die in Natur in den Vorländern verfügbare Kiesmenge (im Rahmen der Genauigkeiten) nachzubilden. Die tiefliegenden Rheinkiese wurden mit den gemäss den Beprobungen ermittelten <u>Kies</u>schichten vollständig und <u>Sand</u>schichten zu 50% ergänzt.

## 3.4 Szenarien

Für die Untersuchung der morphologischen Fragestellungen wurde grösstenteils die Jahresganglinie 2001 (Messstation Rhein – Diepoldsau, Rietbrücke, Nr. 2473) verwendet. 2001 war ein relativ nasses Jahr mit hohen Spitzenabflüssen:  $HQ_1$  (ca. 1'150 m<sup>3</sup>/s) wurde 2x fast erreicht,  $HQ_5$ mit (ca. 1'800 m<sup>3</sup>/s) knapp überschritten. Der Vergleich mit mehrjährigen Aufzeichnungsreihen zeigt, dass das Abflussvolumen der Ganglinie 2001 ca. 2.5x über jenem eines durchschnittlichen Abflussjahres liegt. Somit konnten im ggst. Modell durch jeweils <u>einen</u> Versuch mit der Ganglinie 2001 die Prozesse, welche in 2.5 durchschnittlichen Jahren auftreten, simuliert werden.

Die Geschiebezufuhr am oberen Modellrand erfolgte in den Versuchsserien zur Dynamisierung (Phase 1 und 2, siehe Kap. 4.2 und Kap. 4.3) entsprechend der Transportkapazität nach der Formel von Wong & Parker (2006). Dadurch wurde sichergestellt, dass die Prozesse im ggst. Modell nicht aufgrund von Geschiebedefizit verlangsamt oder gehemmt werden.

## 4 Ergebnisse Abschnitt "Oberriet/Koblach"

Die Untersuchungen wurden in zwei Phasen durchgeführt:

- In <u>Phase 1</u> wurden einzelne lokale, aufeinander aufbauende Massnahmen zur Dynamisierung des Gerinnes untersucht. Die Massnahmen wurden jeweils mit demselben Abflussszenario belastet. Nach Bewertung der Wirksamkeit wurde die nächste Massnahme getestet. Auf diese Weise wurde eine Auswahl an Massnahmen ermittelt, welche die Grundlage der nächsten Phase darstellten.
- In <u>Phase 2</u> wurde ein ganzheitliches Initialisierungskonzept getestet, welches im gesamten Abschnitt innerhalb von 3 Baujahren umgesetzt werden könnte. Dieses Konzept baute auf den effektivsten Massnahmen der vorherigen Phase auf.

## 4.1 Vorversuche: Entfernung der Ufersicherung

In den ersten Versuchen wurde das Gerinne im Bestand ohne Ufersicherungen nachgebildet. Es konnte gezeigt werden, dass die ausschliessliche Entfernung des Längsverbaus nicht ausreicht, um das Gerinne nennenswert zu verbreitern. Primäre Seitenerosion konnte beobachtet werden; die für die eigendynamische Entwicklung wichtige Sekundärerosion ist jedoch auch bei Versuchen mit stationären, bettbildenden Ereignissen (bordvoller Abfluss ca. HQ<sub>3</sub> mit 1'500 m<sup>3</sup>/s, Dauer im Naturmassstab jeweils ca. 1 Woche) nicht eingetreten. Dies zeigte eindeutig, dass zusätzliche, maschinelle Massnahmen zur Dynamisierung der Vorlandflächen nötig sind.

## 4.2 Phase 1: stufenweise Umsetzung von lokalen Initialisierungsmassnahmen

Abb. 3 zeigt eine Übersicht der im Modellversuch untersuchten lokalen Massnahmen zur Initialisierung und Förderung der Eigendynamik. Bereits zu Beginn der Versuche in Phase 1 wurde im rechten, sehr breiten Vorland ein Initialisierungsgraben angelegt (Abb. 3a; Länge Natur: ca. 2 km, Sohlbreite 20 m). Im Projekt sollen durch solche Initialisierungsgräben möglichst früh die Lebensräume diversifiziert und ein ökologischer Mehrwert geschaffen werden. Des Weiteren soll dadurch die Dynamisierung der Vorländer gefördert werden.

Im Anschluss wurden im Hauptgerinne jeweils lokale Massnahmen umgesetzt, durch welche (i) die Eigendynamik mittels Abflusseinleitung in den Initialisierungsgraben und (ii) die Auflandungsprozesse im Hauptgerinne durch den Entzug von Abfluss gefördert werden sollten.

Jede Massnahme wurde jeweils zweimal mit der Jahresganglinie 2001 belastet, dies entspricht 5 durchschnittlichen Abflussjahren. Die Sohlenentwicklung wurde durch die Gegenüberstellung von Laserscan-Aufnahmen zu Versuchsbeginn und -ende (Auflösung 0.5 x 0.5 m im Naturmassstab) visualisiert.

Im Folgenden werden die Massnahmen und deren Wirksamkeit in chronologischer Reihenfolge beschrieben sowie qualitativ bewertet:

- Kleinere Kiesschüttungen (Abb. 3b, ca. 4'000 8'000 m<sup>3</sup>): Durch kleine, alternierende Schüttungen an den Ufern sollte eine Pendelbewegung der Strömung und ein verstärkter Angriff der Ufer angeregt werden. Ohne starke Sicherungsmassnahmen wurden diese Schüttungen jedoch bereits bei mittleren Abflüssen innerhalb weniger Stunden (Naturmasstab) vollständig abgetragen. Die gewünschte Lenkung der Strömung war bereits nach kurzer Zeit nicht mehr vorhanden. Schüttungen als Leitelemente am gegenüberliegenden Ufer zeigten grundsätzlich nur eine (kurzfristige, s.o.) Wirkung, wenn diese nicht deutlich über die Gerinnemitte ragten. Diese Massnahmen wurden für die weitere Projektierung nicht übernommen.
- Grossflächige Kiesschüttungen in Gerinnemitte (Abb. 3c, ca. 25'000 m<sup>3</sup>) führten durch die lokale Erhöhung der Sohle oberstrom zu Auf- und Rückstau. In weiterer Folge wurde die Strömung auf die Ufer umgelenkt und hat dort zu signifikanten Erosionen geführt. Die Schüttungen wurden umgelagert, erhöhten effizient die mittleren Sohlenlagen und führten zur Bildung einer strukturierten, ökologisch wertvollen Sohle. Diese Massnahme erwies sich als sehr erfolgreich. Deren Wirksamkeit kann durch lokale Sicherungsmassnahmen, beispielweise durch Holz-Pfahlwände, noch erhöht werden.
- Ausleitung mit grosser Schüttung (Abb. 3d): Durch die Ergänzung der grossflächigen Schüttungen in Gerinnemitte mit oberstrom angeordneten Ausleitungen wurde Wasser aus dem Hauptgerinne entnommen und in den Initialisierungsgraben im rechten Vorland geleitet. Durch den geringeren Abfluss nahm die Transportkapazität im Hauptgerinne ab, in weiterer Folge kam es dort zu Ablagerungen und der Erhöhung der mittleren Sohlenlagen. Dies führte zu einer verstärkten Ufererosion und somit zu einer Erhöhung der Dynamik. Ausleitungen ohne unterstrom angeordnete Schüttungen waren jedoch nicht wirkungsvoll; in diesen Fällen wurde am Beginn der Ausleitung Sediment abgelagert und diese somit sukzessive verschlossen.



**Abb. 3** Ansichten der untersuchten Initialisierungsmassnahmen (a: Initialisierungsgraben im rechten Vorland, b: kleine Schüttungen, c: grosse Schüttungen, d: grosse Schüttung mit Ausleitung, e: sichelförmige Grundschwelle (weiss strichliert), f: Uferanrisse)

- Sichelförmige Grundschwelle (Abb. 3e): Wie bei den grossflächigen Schüttungen konnten durch den Einbau von grossen Wasserbausteinen (ca. 1-1.5 t im Naturmassstab) in der Sohle oberstrom Auf- und Rückstauprozesse verursacht werden. Dadurch kommt es mittelfristig zu einer Erhöhung der mittleren Sohlenlagen, das Einbringen der Blöcke sowie deren eventuell notwendige spätere Entfernung sind jedoch technisch aufwändig. Für das Hochwasserschutzprojekt «Rhesi» wurde diese Massnahme nicht weiterverfolgt.
- Uferanrisse (Abb. 3f): Uferanrisse wurden in anderen Projekten bereits erfolgreich zur Förderung der Eigendynamik eingesetzt (Rachelly, 2021). Durch die lokale Aufweitung des Gerinnes werden Auflandungen hervorgerufen, wodurch wiederum Rückstau erzeugt und der Angriff auf die Ufer erhöht wird. Die Ergebnisse im ggst. Modell zeigen, dass diese Massnahme bei den Randbedingungen des Alpenrheins gut funktioniert, jedoch ausreichend gross dimensioniert sein muss. In geraden, kanalisierten Bereichen ohne klare Pendelbewegung sollte die Breite des Uferanrisses ca. der Gerinnebreite entsprechen, die Länge etwa 3 - 4x der Breite.

Abb. 4 zeigt eine Darstellung der Wassertiefen und Bankhöhen nach Abschluss der Versuchsreihe mit 13 Jahresganglinien 2001, welche ca. 32.5 Durchschnittsjahre (Naturmassstab) umfasste. Durch die in Phase 1 untersuchten Massnahmen konnte die Dynamik der Flusslandschaft deutlich erhöht werden: die Verteilung der Wassertiefen ist sehr heterogen und bietet eine Vielzahl an Habitaten für aquatische und terrestrische Lebewesen.



**Abb. 4** Wassertiefen und Bankhöhen im ggst. Modell nach Versuchsende von Phase 1 (ca. 32.5 Durchschnittsjahre), ca. bei 700 m<sup>3</sup>/s (Fliessrichtung von links nach rechts)

#### 4.3 Phase 2: Ganzheitliches Initialisierungskonzept

Die Erkenntnisse aus Phase 1 dienten als Grundlage für die Definition eines ganzheitlichen Initialisierungskonzepts, welches im gesamten Abschnitt Oberriet/Koblach innerhalb von 3 Baujahren umgesetzt werden könnte. Im Hochwasserschutzprojekt soll nur während der anfänglichen Bauzeit maschinell in das Gerinne eingegriffen werden. Anschliessend ist vorgesehen, dass die Dynamisierung der Vorländer primär durch eigendynamische Prozesse erfolgt.

Während Phase 1 zeigte sich, dass nicht nur die Grösse der gewählten Massnahmen prozessrelevant ist, sondern auch die Berücksichtigung der Wellenlänge des Gerinnes. Die jeweiligen Initialisierungsmassnahmen müssen so angeordnet werden, dass die im Bestand vorhandene Hauptströmung ausgenutzt wird. Wichtige Indizien sind Verkippungen der Sohle im Bestandsgerinne sowie Erosionstendenzen am Ufer. Werden beispielsweise Uferanrisse fälschlicherweise in Bereichen mit Auflandungstendenzen angeordnet, sind diese praktisch wirkungslos.

Im ganzheitlichen Initialisierungskonzept (erarbeitet durch Flussbau AG) wurden als zentrale Massnahme im Hauptgerinne grossflächige Schüttungen umgesetzt (Abb. 5). Die Dotierung des Initialisierungsgrabens im rechten Vorland wurde durch zwei Ausleitungen sowie einen oberstrom angeordneten Flussteiler sichergestellt.

Der Abschnitt Oberriet/Koblach ist im Projekt in 3 Bauetappen unterteilt, welche in aufeinanderfolgenden Jahren gegen die Fliessrichtung umgesetzt werden sollen. Die Etappen 2 und 3 (Abb. 5) entsprachen im Modell den Vorgaben des Projekts. In der unterstrom gelegenen Etappe 1 wurden die Massnahmen bewusst nicht entsprechend dem Initialisierungskonzept umgesetzt: in diesem Bereich wurden Prinzipversuche mit Fokus auf der Prüfung von Initialisierungsmassnahmen in geraden Fliessstrecken durchgeführt. Durch die Anordnung unterstrom wurde die Entwicklung in den Etappen 2 und 3 dadurch nicht beeinflusst. Die Versuche wurden analog zu Phase 1 vorwiegend mit der Jahresganglinie 2001 durchgeführt.



Abb. 5 Kombinierte Darstellung der Sohlenhöhen der jeweiligen Ausgangszustände pro Etappe

Die in den Etappen 2 und 3 umgesetzten Massnahmen zeigten grosse Wirkung und führten bereits innerhalb weniger Jahre (Naturmassstab) zu einer signifikanten Umgestaltung des Gerinnes mit starken Auflandungen der Sohle (Abb. 6). Die Entwicklung in der unterstrom gelegenen geraden Fliessstrecke von Etappe 1 wurde dadurch jedoch negativ beeinflusst: dort stellte sich ein Geschiebedefizit ein, wodurch – neben der Kanalwirkung mit kaum ausgeprägter Pendelbewegung – die morphologische Entwicklung gehemmt wurde. Nach Rachelly (2021) treten diese Auswirkungen ab einer Unterschreitung von ca. 60% der Geschiebe-Transportkapazität auf. Selbst nach 20 durchschnittlichen Abflussjahren konnte in der untersten Fliessstrecke (Etappe 1) keine sekundäre Erosion festgestellt werden. Das Flussbett entsprach weiterhin dem Bestand bzw. dem initialen Einbau.



**Abb. 6** Abflussverhältnisse bei 120 m<sup>3</sup>/s im ggst. Modell nach 20 durchschnittlichen Abflussjahren: rechts im Bild befindet sich der Initialisierungsgraben; links im Bild ist das zu diesem Zeitpunkt noch abgetrennte Hauptgerinne zu erkennen, Blick in Fliessrichtung

In weiterer Folge wurden in Etappe 1 zur Förderung der seitlichen Erosion zwei grosse Uferanrisse umgesetzt. Anschliessend wurden weitere 10 durchschnittliche Abflussjahre simuliert. Nach
diesem Zeitraum war fast im gesamten Untersuchungsgebiet eine hohe morphologische Dynamik mit sehr heterogener Verteilung der Wassertiefen vorhanden (Abb. 7). Lediglich in Etappe 1 gab es noch grössere, nicht umgestaltete Bereiche des Vorlands.



**Abb. 7** Wassertiefenverteilung bei 700 m<sup>3</sup>/s: Entwicklung mit ganzheitlichem Initialisierungskonzept nach rund 30 durchschnittlichen Abflussjahren

Die gebildete Sohle und deren Morphologie wurde in weiteren Versuchsreihen auf ihre Robustheit getestet:

- reduzierte Geschiebezufuhr (2/3 = 66.7% der Transportkapazität, 3x Jahresganglinie 2001)
- Hochwasserabflüsse HQ<sub>30</sub>, HQ<sub>100</sub>, HQ<sub>300</sub> und EHQ
- Nachbildung von Vegetation auf hohen, über mehrere Jahre stabilen Kiesbänken
- Schwall/Sunk Szenarien

Während der drei Versuche mit reduzierter Geschiebezufuhr und der Jahresganglinie 2001 bildete sich in Etappe 3 und 2 aus mehreren Teilgerinnen erneut ein einzelnes Hauptgerinne mit einer Breite von ca. 60-70 m aus. Der eingetiefte Talweg konnte auch während der anschliessenden Versuche mit Geschiebezufuhr entsprechend Transportkapazität (noch) nicht wieder aufgefüllt werden. Dies zeigt, dass selbst eine Reduktion der Geschiebezufuhr über wenige Jahre langfristige Auswirkungen auf die morphologische Entwicklung haben kann. Die erneute Ausbildung einer dynamischen Morphologie mit mehreren Teilgerinnen dauert deutlich länger als der Zeitraum, in welchem die Zufuhr reduziert war.

Grosse Hochwasserabflüsse führten in den Modellversuchen grundsätzlich zu einer Vereinheitlich der Sohlenlagen bzw. einer Glättung der Morphologie. Bei anschliessenden kleineren Abflüssen bzw. Normaljahren wurden wieder Eintiefungen sowie eine stärkere Strukturierung der Sohle beobachtet.

### 5 Ausblick

Die Ergebnisse der Versuchsserie zur eigendynamischen Entwicklung leisten einen wichtigen Beitrag zur Planung und Beurteilung der im Hochwasserschutzprojekt «Rhesi» geplanten Initialisierungsmassnahmen und fliessen direkt in die laufende Projektierung ein.

Im Rahmen des Genehmigungsprojekts wird für «Rhesi» eine Beurteilungsmatrix mit drei Umsetzungsvarianten für eigendynamische Aufweitungen in ökologischen Kernlebensräumen entwickelt werden: (i) keine Initialisierungsmassnahmen, (ii) eine «Zwischenvariante» mit möglichst geringen maschinellen Eingriffen und (iii) eine «Maximalvariante» mit weitreichenden maschinellen Eingriffen. Ziel der «Maximalvariante» ist, die Umgestaltung des Gerinnes möglichst schnell zu erreichen. Bei der Zwischenvariante werden die maschinellen Eingriffe begrenzt, dafür wird eine längere Dauer für die Umgestaltung in Kauf genommen.

Die Maximalvariante entspricht dem in Phase 2 getesteten Initialisierungskonzept; dieses hat gezeigt, dass bei grossem maschinellem Einsatz ca. 80 % der Vorländer in 10 durchschnittlichen Abflussjahren umgestaltet werden können. Die Massnahmen der "Zwischenvariante" werden aus den Erkenntnissen der Phasen 1 und 2 zusammengefasst, wobei der maschinelle Aufwand minimiert werden soll.

Für die weitere Planung sollen ökologische und ökonomische Faktoren in Kombination mit der zeitlichen Entwicklung der Gewässermorphologie aufzeigen, welche Umsetzungsvariante für das Hochwasserschutzprojekt den grössten Mehrwert bringt.

Die im Modellversuch gewonnen Erkenntnisse zur Wirkungsweise der untersuchten Massnahmen zur Förderung der Eigendynamik bzw. der Seitenerosion bilden auch für vergleichbare Fragestellungen in anderen Hochwasserschutz- und Renaturierungsprojekten einen grossen Mehrwert.

### Literatur

- Hengl, M., Boes, R. (2021). Vernetzte hybride Modellierung wasserbaulicher und morphologischer Themen am Alpenrhein. Proc. Symposium «Wasserbau in Zeiten von Energiewende, Gewässerschutz und Klimawandel», VAW-Mitteilungen 262 (R. Boes, ed.), VAW, ETH Zürich:381-388
- Hinkelammert-Zens, F., Zehnder, G. (2021): Hybride Modellversuche zum Hochwasserschutzprojekt «Rhesi». Proc. Symposium «Wasserbau in Zeiten von Energiewende, Gewässerschutz und Klimawandel», VAW-Mitteilungen 262 (R. Boes, ed.), VAW, ETH Zürich: 303-311
- Mähr, M., Valenti, B., Schatzmann M. (2021): Hochwasserschutz Alpenrhein Internationale Strecke. Proc. Symposium «Wasserbau in Zeiten von Energiewende, Gewässerschutz und Klimawandel», VAW-Mitteilungen 262 (R. Boes, ed.), VAW, ETH Zürich: 313-320
- Rachelly, C. (2021): Sediment Supply Control on River Widening Morphodynamics and Refugia Availability. VAW-Mitteilungen 265 (R. Boes, ed.), VAW, ETH Zürich
- Wong, M., Parker, G. (2006). Re-analysis and correction of bedload relation of Meyer-Peter and Muller using their own database. Journal of Hydraulic Engineering 123(11): 1159-1168.

### Anschrift der Verfasser

Gabriel Zehnder zehnder@vaw.baug.ethz.ch

Florian Hinkelammert-Zens hinkelammert-zens@vaw.baug.ethz.ch

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich Hönggerbergring 26, CH-8093 Zürich

## Kolkschutz von Brückenpfeilern bei Verklausung

Boris Huber, Michael Hengl und Bernhard Valenti

## Zusammenfassung

Für vorhandene, meist flach gegründete und viele Jahrzehnte alte Brückenpfeiler in der Internationalen Strecke des Alpenrheins wurden Kolkschutzmaßnahmen entwickelt. Auslöser für die Untersuchung war die geplante Erhöhung des Hochwasserschutzes von heute 3.100 m<sup>3</sup>/s auf zukünftig 4 300 m<sup>3</sup>/s. Dazu kam die Forderung der wasserbaulichen Sachverständigen die Sicherheit der Brückenpfeiler im oberen Abschnitt der Strecke bis zu einem Durchfluss von 5 800 m<sup>3</sup>/s und damit fast doppelt so hohem Durchfluss wie heute zu gewährleisten, da diese Wassermenge innerhalb des Freibords der Dämme abgeführt werden kann.

Um einerseits sichere und andererseits auch möglichst wirtschaftliche Kolkschutzmaßnahmen zu entwickeln, erfolgten wasserbauliche Schnittmodellversuche im Maßstab 1:30. In allen Versuchen mit Kolkschutz wurden Hochwasserwellen verwendet. So konnte, im Gegensatz zu sonst oft üblichen stationären Durchflüssen mit Ermittlung der Endkolktiefe, die Beanspruchungsdauer der Flusssohle möglichst realistisch modelliert werden.

Der Planungsabschnitt umfasst neun Brücken mit insgesamt 47 Pfeilern, die nach Umsetzung der geplanten Flussbettaufweitung zukünftig in der morphologisch aktiven Sohle des Rheins stehen. In einem ersten Schritt wurden die Pfeiler anhand ihrer geometrischen Abmessungen kategorisiert und daraus fünf repräsentative Pfeiler für die Modellversuche abgeleitet.

Als maßgebend für die Dimensionierung des Kolkschutzes erwies sich in allen Fällen das Szenario mit Verklausung des Pfeilers (Ansammlung eines großen Pakets aus Schwemmholz vor dem Pfeiler). Die allgemeine Erkenntnis aus den Versuchen ist, dass für die sichere Fundierung von Brückenpfeilern immer der Lastfall Verklausung zu berücksichtigen ist. Selbst bei schlanken, strömungsgünstigen Pfeilern kann es im Verklausungsfall zu großen Kolken und damit zu einem hohen Aufwand für den Kolkschutz bzw. die sichere Fundierung kommen.

Ein flächiger Kolkschutz um den Pfeiler führt dazu, dass sich die Kolke vom Pfeiler weg seitlich und in Richtung flussab verlagern. Dieser Prozess kann bei entsprechender Nähe des Pfeilers zum Ufer die Stabilität der Ufersicherung negativ beeinflussen.

## 1 Projekthintergrund, Methodik und Ziel

### 1.1 Hochwasserschutzprojekt Alpenrhein

In der Internationalen Strecke des Alpenrheins soll der Hochwasserschutz von heute 3.100 m<sup>3</sup>/s (entspricht einem HQ<sub>100</sub>) auf zukünftig 4.300 m<sup>3</sup>/s (entspricht einem HQ<sub>300</sub>) erhöht werden. Wesentliches Maßnahmenelement ist in diesem Zusammenhang die Verbreiterung der Flusssohle in die heute mit Gras bewachsenen Vorländer. Damit verschiebt sich die Morphologie des Flusses von heute ebener Sohle in Richtung eines furkierenden bzw. verzweigten Systems. Des Weiteren stehen zahlreiche Brückenpfeiler zukünftig nicht mehr im Vorland, sondern in der morphologisch aktiven Sohle des Flusses. Sowohl durch Schräganströmung, Verklausung aber auch infolge der höheren Durchflüsse wird gegenüber heute mit der Ausbildung deutlich tieferer Kolke gerechnet. In der ersten Planungsphase (Generelles Projekt) war vorgesehen alle Pfeiler mit Bohrpfählen zu ummanteln um damit auch bei tiefen Kolken Stabilität zu erreichen. Die Ausführung von Bohrpfählen unter den bestehenden Brückentragwerken wäre allerdings mit sehr hohen Kosten verbunden. In der nächsten, vertiefenden Planungsphase (Genehmigungsprojekt) stellte sich daher die Frage, ob es auch kostengünstigere Maßnahmen gibt um die Stabilität der Brücken zu gewährleisten.

### 1.2 Methodik und Projektziel

In der wissenschaftlichen Fachliteratur sind zahlreiche Veröffentlichungen zu finden, die sich mit der Entwicklung von Kolken bei Brückenpfeilern mit und ohne Verklausung bzw. mit dem Schutz vor zu tiefen Kolken befassen (z. B. Melville & Coleman 2000, Pagliara & Carnacina 2011, Yang et al. 2019).

In der Regel handelt es sich dabei um Untersuchungen mit folgenden Randbedingungen:

- 1. Klarwasserkolke (ohne Geschiebenachfuhr),
- 2. bei Pfeilern mit nicht kreisförmigem Grundriss nur gerade Anströmung,
- 3. Ermittlung der Endkolktiefe bei stationärem Durchfluss,
- 4. keine Kolkschutzmaßnahmen im Falle von Verklausung.

Insbesondere die fehlende Kombination Verklausung und Kolkschutz ergab die Notwendigkeit eigener, projektspezifischer Untersuchungen. Die Anwendbarkeit numerischer Modelle wurde als nicht zuverlässig eingeschätzt, insbesondere auf Grund der parallelen Simulation von Geschiebe und Wasserbausteinen sowie fehlender Kalibrierdaten. Als geeignete Methode verblieb damit nur der wasserbauliche Modellversuch, wobei ein Schnittmodell mit ausgewählten Pfeilern als ausreichend erachtet wurde.

Daraufhin beauftragte die Internationale Rheinregulierung die Technische Universität Wien und das Bundesamt für Wasserwirtschaft mit entsprechenden Untersuchungen für die Klärung folgender Fragen:

- Sind die bestehenden Pfeilerfundamente auch zukünftig ausreichend sicher?
- Wenn nein: welche Kolkschutzmaßnahmen sind unter den Aspekten Sicherheit und Wirtschaftlichkeit erforderlich?

Vor Beginn der Modellversuche wurden die insgesamt 47 Pfeiler der neun Brücken geometrisch klassifiziert und daraus fünf charakteristische Pfeiler für die Modellversuche abgeleitet.

## 2 Das Modell

### 2.1 Versuchsanlage

Im Zusammenhang mit den Korngrößen des Geschiebes wurde ein Modellmaßstab von 1:30 gewählt. Die Breite des Schnittmodells betrug 2,5 m (75 m in der Natur, um eine ausreichend große Breite zwischen benachbarten Pfeilern zu gewährleisten. Um den am Rhein bei Hochwasser vorhandenen Geschiebetrieb zu berücksichtigen, wies das Modell eine ca. 8 m lange Vorlaufstrecke mit beweglicher Sohle auf, die als Geschiebedepot diente. Zusammen mit Modelleinlauf, Strömungsberuhigung und Vergleichmäßigung sowie morphodynamischer Versuchsstrecke, Geschiebefang und Ablauf wies das Modell eine Länge von insgesamt 30 m auf (Abb. 1 und

2). Das Gefälle betrug 1 ‰. Die Höhe der Sohle im Zulauf erlaubte die Nachbildung von Kolktiefen bis zu 22,5 m (75 cm im Modell).

Die Messungen der Wassertiefen wurden mit Drucksonden in den fixierten Sohlbereichen vor und nach dem morphodynamischen Sohlbereich vorgenommen. Im Abschnitt mit beweglicher Sohle ermöglichten Pegel an den Wänden die manuelle Ablesung von Wassertiefen. Die Erfassung der Sohlgeometrie erfolgte sowohl mittels Laserscanner als auch visuell mittels Drohne und Auswertung über Structure from Motion. Des Weiteren wurden die zeitliche Entwicklung des Kolkes, das Verhalten des Kolkschutzes und die Geschiebebewegung durch die im Bereich des Pfeilers vorhandene Glaswand beobachtet und mittels Video dokumentiert.



Abb. 1 Skizze der Versuchsrinne (Maße in m)



Abb. 2 Versuchsanlage mit Blick gegen die Fließrichtung (Übersichtsbild)

### 2.2 Geschiebe

Grundlage für die Wahl des Modellgeschiebes waren sechs Siebanalysen aus den Jahren 1994 und 2009 zwischen Rhein-km 81 und 86. Daraus wurde eine gewichtete mittlere Sieblinie errechnet, die auch als Basis für Vollmodellversuche des Rheins im Maßstab 1:50, durchgeführt in Dornbirn, diente. In weiterer Folge wurde eine aus sieben Kornfraktionen bestehende transportäquivalente Modellsieblinie erstellt (Tab 1), die folgende Kriterien erfüllt:

- 1. im Modell nur Korngrößen größer als 0,2 mm
- 2. Ermöglichung einer Deckschichtbildung (geometrische Standardabweichung der Kornverteilung  $\sigma = \sqrt{d_{84}/d_{16}} > 1,35$ ),
- Berücksichtigung des maßstabsbedingten etwas früheren Transportbeginns im Modell (Shields-Wert < 0,047). Das Geschiebe ist daher leicht vergröbert, um den gegenüber der Natur früheren Bewegungsbeginn im Modell auszugleichen.

	d16 (mm)	d30 (mm)	d50 (mm)	dm (mm)	d84 (mm)	d90 (mm)	σ(-)
Natur	7,4	15,4	29,1	37,6	70,2	83,9	3,1
Modell	0,47	0,69	1,14	1,46	2,65	3,08	2,4

Tab. 1 Kennzeichnende Größen der Sieblinie im Modell und in der Natur

Geologisch bestand das Modellgeschiebe aus eher gedrungenen Quarzkörnern (Länge zu Dicke kleiner 3:1 laut Lieferantenangabe) mit einer Massendichte von 2 650 kg/m<sup>3</sup>.

## 2.3 Hydrologie und Hydraulik

Um eine möglichst realitätsnahe Beanspruchung der Gewässersohle und des Kolkschutzes sowohl hinsichtlich Höhe als auch Dauer zu erreichen, wurden in den Modellversuchen Durchflussganglinien verwendet. Als Ausgangsbasis dienten vom Planungsteam zur Verfügung gestellte Hochwasserwellen mit Scheitelabflüssen von 4.300 m<sup>3</sup>/s (HQ300) sowie 5.800 m<sup>3</sup>/s (Extremhochwasser mit einer Jährlichkeit im Bereich 500 bis 1000). Des Weiteren standen Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen für den Flussschlauch aus einem eindimensionalen Abflüssmodell der Flussbau AG zur Verfügung. Die sich daraus ergebenden spezifischen Abflüsse wurden für die Festlegung der Durchflüsse im Schnittmodell verwendet. Abb. 3 zeigt die ab dem einjährlichen Abfluss als Treppenfunktion angenäherten Ganglinien im Modell sowie die den einzelnen Stufen entsprechenden Fließgeschwindigkeiten in der Natur mit dem Maximum von rund 5 m/s. Die Durchflussstufen wurden so festgelegt, dass die beiden Wellen sowohl bezüglich Durchfluss- als auch Geschiebefracht gleich sind. Die maximalen Durchflüsse im Schnittmodell von 360 und 477 l/s entsprechen den Scheitelabflüssen von 4 300 bzw. 5 800 m<sup>3</sup>/s im gesamten Abflussquerschnitt des Rheins im Bereich der Brücke Oberriet-Meiningen. Die zugehörigen Fließtiefen liegen bei 5,37 bzw. 6,33 m.



**Abb. 3** Hochwasserwellen mit Annäherung als Treppenfunktion und Fließgeschwindigkeiten am Beispiel der Brücke Oberriet-Meiningen

#### 2.4 Verklausungskörper

Die Größe des Verklausungskörpers (Abb. 4) wurde vom Planungsbüro Basler & Hofmann definiert. Als Grundlage dienten die Angaben aus Cantero-Chinchilla et al. (2018). Die Nachbildung im Modell erfolgte mittels eines Kerns aus Hartschaumstoff (verhindert die Durchströmung des Körpers) sowie darauf befestigten kleinen Ästen (Rauheitswirkung) – siehe Abb. 5.





Der Verklausungskörper wurde ab dem 30-jährlichen Abfluss in einem Zeitraum von 30 min im Modell (ca. 2,75 h in der Natur) in fünf Teilschritten bis zur Sohle abgesenkt. Bei Versuchen mit mehr als 7,2 m Wassertiefe wurde der Verklausungskörper bis zum Wasserspiegel angehoben. Bei Versuchen mit Wassertiefen kleiner als 7,2 m ragte der Verklausungskörper über den Wasserspiegel hinaus.



Abb. 5 Verklausungskörper im Modell

### 3 Beispiel Pfeiler Oberriet-Meiningen

### 3.1 Versuche ohne Kolkschutz

Exemplarisch ist nachfolgend die Entwicklung des Kolkschutzes für den Pfeiler 1 der Brücke Oberriet-Meiningen dargestellt. Bei diesem Pfeiler traten sehr hohe Beanspruchungen der Sohle und damit des Kolkschutzes auf. Abb. 6 zeigt den mit 75 cm Breite sehr schlanken Pfeiler. Der Sockel des Pfeilers steht in der Natur auf Pfählen. Im Modell wurde vereinfachend der Sockel tiefer gezogen, da eine Erosion der Flusssohle bis unter den Sockel nicht zulässig ist.

Der Pfeiler verursachte ohne Verklausung keinen messbaren Kolk. Auch Kontrollmessungen der Internationalen Rheinregulierung im Bestand zeigten keine Kolkbildung rund um den Pfeiler. Mit Verklausungskörper betrug die maximale, direkt am Pfeiler auftretende Kolktiefe 5,4 m. Im Versuch und in der Videoaufnahme war deutlich zu sehen, dass der Verklausungskörper die Strömung nach unten drückte und dies eine hohe Beanspruchung der Geschiebesohle bewirkte.



Abb. 6 Pfeilerabmessungen und Kolkentwicklung ohne Kolkschutz

### 3.2 Entwicklung eines Kolkschutzes bei Verklausung

Die Versuche mit Kolkschutz starteten mit einem auf Basis von Melville & Coleman (2000) dimensionierten Steinteppich (5,25 m breit, 14 m lang, zweilagig mit Steinen von 370 bis 540 kg, siehe Abb. 7). Der Kolkschutz erodierte während des Ablaufs der Hochwasserwelle vollständig. Sowohl die maximale Kolktiefe von 5,1 m als auch das Kolkbild sind dem Versuch ohne Kolkschutz sehr ähnlich (Abb. 7).



Abb. 7 Ausführung des ersten Kolkschutzes und Kolkbild nach dem Hochwasserscheitel

Im nächsten Schritt wurde der Steinteppich deutlich vergrößert (Abb. 8). Die Steingröße blieb unverändert, ebenso der zweilagige Aufbau. Die verwendete Steinmenge stieg von 75 t auf 407 t. Bei der HQ300-Welle sank der Kolkschutz im Anströmbereich ein und die Steine wurden nach vor verschoben (Abb. 9). Es entstand ein 3,9 m tiefer Kolk direkt am Pfeiler.

In weiteren Versuchen wurden folgende Veränderungen vorgenommen:

- Filterschicht unter den Wasserbausteinen (ergab keine Verbesserung),
- Vergrößerung der Wasserbausteine auf 1 bis 1,5 t (Stabilität nicht gegeben),
- Anordnung einer dritten Lage Wasserbausteine 1 bis 1,5 t im Anströmbereich und Rückkehr auf die Steingröße 370 bis 540 kg im Abströmbereich (zu tiefer Kolk in der Anströmung),
- Verwendung von Betonplatten (1,5 x 1,5 x 0,9 m) keine Verbesserung,
- Sechseckige Betonprismen (R = 1 m, h = 1,2 m) keine Verbesserung,
- Wasserbausteine im Anströmbereich mit 2 bis 3 t (2-lagig) verbesserte Stabilität,
- Verbreiterung der mit Wasserbausteinen geschützten Fläche.



Abb. 8 Ausführung des zweiten Kolkschutzes (Steine 370 bis 450 kg, insgesamt 407 t)



Abb. 9 Kolkentwicklung nach dem Hochwasserscheitel

### 3.3 Ergebnis nach Optimierung

Mit dem in Abb. 10 dargestellten Kolkschutz konnte ein ausreichender Erosionsschutz erzielt werden. Erosionen traten nur mehr auf der Anströmseite auf und die Kolkbildung ging nicht unter den auf Pfählen fundierten Pfeilersockel (Abb. 11).

Der Steinbedarf stieg auf insgesamt 786 t. Die bauliche Umsetzung dieses Kolkschutzes ist aber immer noch günstiger als die ursprünglich geplante vollständige Ummantelung der Pfeilerfundamente mit Bohrpfählen, die unter den bestehenden Brückentragwerken nur sehr aufwändig herzustellen wäre.



Abb. 10 Ausführung des optimierten Kolkschutzes



Abb. 11 Optimierter Kolkschutz nach dem Hochwasserscheitel

### 4 Fazit

Während bei Pfeilern ohne Verklausung trotz hoher Fließgeschwindigkeiten (bis ca. 5 m/s) entweder keine, oder nur geringe Kolke auftreten, verursacht die Verklausung eine hohe Beanspruchung der Sohle in Pfeilernähe. Für einen Kolkschutz mit Wasserbausteinen muss das Steindepot rund um den Pfeiler groß genug sein, damit sich ein stabiler Böschungsschutz vom Pfeiler weg, hin zum vor und seitlich des Pfeilers auftretenden Kolk bildet. Im Bereich des Steindepots, das umgelagert wird bringt eine Filterschicht keinen Stabilitätsgewinn.

Soweit möglich soll das Steindepot nur 2-lagig ausgeführt werden, da ein 3-lagiger Aufbau mit einem tieferen Aushub Stabilitätsprobleme im Bereich der Pfeilerfundamente verursacht und damit auch höheren Kosten verbunden sind.

Die Steine sollen nur so groß gewählt werden, dass sie gerade nicht abtransportiert werden. Je größer die Steine sind, desto größer ist auch der Lückenraum zwischen den Steinen. Die vom Verklausungskörper nach unten gedrückte Strömung kann in größere Lücken leichter eindringen und das darunter befindliche Geschiebe erodieren. Für den flussabwärts gelegenen Teil des Kolkschutzes reichen in der Regel kleinere Steine als im Anströmbereich. Die in den Versuchen verwendeten Steine von 370 bis 540 kg entsprechen Shields-Werten von ca. 0,005 bis 0,006 für die freie unbeeinflusste Strömung (Fließtiefe 6,33 m, Gefälle 1 ‰).

Der flächige Kolkschutz verhindert die Kolkbildung direkt am Pfeiler. Seitlich des Kolkschutzes und etwas flussab verschoben bilden sich, durch die vom Verklausungskörper zur Seite und nach unten gelenkte Strömung tiefe Kolke (vergleiche Abb. 6 und 10). Dieser Prozess kann bei entsprechender Nähe des Pfeilers zum Ufer die Stabilität der Ufersicherung negativ beeinflussen.

## Literatur

- Cantero-Chinchilla, F.N.; de Almeida, G.A.M.; Escarameia, M. (2018). Assessing the effects of debris accumulations at river bridges, Water and Environmental Engineering group, University of Southampton, in collaboration with HR Wallingford.
- Melville, B.W., Coleman, S.E. (2000). Bridge Scour, Water Resources Publications, LLC, Highlands Ranch, Colorado.
- Pagliara, S.; Carnacina, I. (2016). Influence of Wood Debris Accumulation on Bridge Scour, ASCE Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 137, No. 2, pp 254-261.
- Yang, Y.; Melville, B.W.; Sheppard, D.M.; Shamseldin, A.Y. (2019). Live-Bed Scour at Wide and Long-Skewed Bridge Piers in Comparatively Shallow Water, ASCE Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 145, No. 5, 06019005.

## Anschrift der Verfasser

Dipl.-Ing. Dr. Boris Huber Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, TU Wien Karlsplatz 13/222, A-1040 Wien boris.huber@tuwien.ac.at

Dipl.-Ing. Dr. Michael Hengl Bundesamt für Wasserwirtschaft, Institut für Wasserbau und hydrometrische Prüfung Am Brigittenauer Sporn 3, A-1200 Wien michael.hengl@baw.at

Dipl.-Ing. Bernhard Valenti Internationale Rheinregulierung Parkstrasse 12, CH-9430 St. Margrethen bernhard.valenti@rheinregulierung.org

# Wasserbauliche Untersuchungen zum Rückhalteraum IMO mittels hybrider Modellierung

Frank Seidel, Christin Kannen, Thomas Grafmüller und Peter Oberle

## Zusammenfassung

Im Zusammenhang mit der Planung des Rückhalteraums Ichenheim-Meißenheim-Ottenheim (IMO) als Bestandteil des Integrierten Rheinprogramms haben sich auf Grund der komplexen hydraulischen und wasserwirtschaftlichen Randbedingungen am Standort Fragestellungen ergeben, die rein auf Basis von theoretischen Ansätzen nicht mit einer ausreichenden Sicherheit zu beantworten waren. Um sicherzustellen, dass das Einlass- und Auslassbauwerk optimal funktionieren und eine hohe Betriebssicherheit aufweisen wurden umfassende Untersuchungen in einem hybriden Modellansatz durchgeführt.

In der angewendeten hybriden Vorgehensweise wurden bereits existierende numerische Modelle mit physikalischen und neu aufgesetzten numerischen Modellen kombiniert. Notwendige Modellrandbedingungen konnten hiermit erarbeitet werden und das für die jeweilige Fragestellung am besten geeignete Modell konnte genutzt werden. Kernstück der Untersuchungen waren die physikalischen Modelle vom Einlass- und Auslassbauwerk im Maßstab 1:30.

Im Rahmen der umfassenden Untersuchungen konnte die Funktionsfähigkeit des Einlaufbauwerks im Hochwasserbetrieb bestätigt werden. Die Realisierung von ungesteuerten Ökologischen Flutungen konnte nur durch eine detaillierte geometrische Überarbeitung und Optimierung des Zulaufgerinnes, sowie durch die Entkopplung des Abflusses von Rhein und Rückhalteraum mittels einer Einlaufschwelle erreicht werden.

Mit den Modelluntersuchungen konnte eine Gesamtkonzeption erarbeitet werden, die für die optimale Funktionsfähigkeit des Rückhalteraums IMO notwendig ist. Die Modelluntersuchungen bilden damit die Grundlage für die Planungssicherheit und die Betriebssicherheit der Anlage

## 1 Projekthintergrund

Mit dem im Jahr 1996 ins Leben gerufene "Integrierte Rheinprogramm (IRP)" wird eine Verringerung der Hochwassergefahr mit der gleichzeitigen ökologischen Aufwertung der Rheinauen entlang des Oberrheins angestrebt. Ziel ist die Wiederherstellung des 200-jährlichen Schutzniveaus am Oberrhein. Innerhalb des IRP sind in Frankreich, in Rheinland-Pfalz und in Baden-Württemberg 21 Rückhalteräume mit einem Gesamtvolumen von 267 Mio. m<sup>3</sup> vorgesehen. Baden-Württemberg trägt mit 13 Rückhalteräumen und einem neu geschaffenen Retentionsvolumen von 164,2 Mio. m<sup>3</sup> maßgeblich zu diesem ehrgeizigen internationalen Projekt bei.

Der Rückhalteraum IMO (Ichenheim-Meißenheim-Ottenheim) im Zuständigkeitsbereich des Regierungspräsidiums Freiburg ist einer von 13 Rückhalteräumen (RHR) des Integrierten Rheinprogramms auf Baden-Württembergischen Gebiet und ist als sogenannter Fließpolder geplant. Er erstreckt sich von Ottenheim im Süden bis nördlich von Meißenheim und ist in drei Teilräume unterteilt. Da das Einlass- und das Auslassbauwerk des Rückhalteraums IMO innerhalb einer Stauhaltung angeordnet sind, führt dies zu komplexen wasserwirtschaftlichen Fragestellungen. So kann z. B. für seine Füllung und Entleerung im Hochwasserbetrieb oder bei Ökologischen Flutungen kein nennenswerter Potentialunterschied genutzt werden. Das Abflussverhalten ist daher maßgeblich von den kontinuierlichen (Rauheitseinfluss) und lokalen Fließwiderständen (z.B. Linienführung, Umlenkverluste im Bauwerk) beeinflusst.

## 2 Modellkonzept

Auf Grund der oben beschriebenen komplexen wasserwirtschaftlichen Rahmenbedingungen beim Betrieb als Fließpolder wurden im Zusammenhang mit der Genehmigungsplanung umfassende wasserbauliche Untersuchungen mit eingeplant. Zum Einsatz kamen hierbei sowohl numerische als auch physikalische Modelle zum Einlass- bzw. Auslassbauwerk. Die räumliche Ausdehnung der jeweiligen Modelle sind in Abbildung 1 dargestellt.

Auf Basis dieses Modellkonzeptes konnten alle projektrelevanten Fragestellungen eingehend untersucht werden. Darüber hinaus bot die hybride Herangehensweise und die Überlappung der Modellbereiche die Möglichkeit der Ableitung von Randbedingungen für z. B. den Betrieb benachbarter Modelle.

In den folgenden Kapiteln werden die im Zusammenhang mit der Überprüfung der hydraulischen Funktionalität des Einlass- und Auslassbauwerkes vom IWG eingesetzten Modelle und die zu Grunde liegenden Modellkonzepte vorgestellt.



Abb. 1 Projektgebiet sowie Lage und Ausdehnung der eingesetzten Modelle

### 2.1 Physikalisches Modell Einlassbauwerk

In Bezug auf die hydraulische Funktionalität des Einlassbauwerkes wurden im Projektverlauf die folgenden Fragestellungen identifiziert, die mittels der Modelluntersuchungen beantwortet werden sollten.

- Nachweis der Funktionalität des Bauwerks bei allen Betriebszuständen ("Ökologische Flutung" und "Retention")
- Optimierung einzelner Bauwerkskomponenten
- Untersuchung des Strömungsgeschehens im Zulaufgerinne und im Kolksee sowie Ermittlung der Strömungsbelastung in den verschiedenen Bereichen.

Im Bereich des Einlassbauwerks des Rückhalteraums IMO weist der Rhein ein ausgeprägtes Vorland auf und die Dammachse des Hochwasserdamms VIII ist um ca. 100 m von der Mittelwasserlinie abgerückt. Dementsprechend schließt auch das Einlassbauwerk nicht direkt an die Mittelwasserlinie an, sondern ist über ein ca. 170 m langes, S-förmiges Zulaufgerinne verbunden. Bei den Ökologischen Flutungen wird der Abfluss über dieses Zulaufgerinne dem Rückhalteraum ungesteuert zugeführt. Im Hochwasserfall ist das Vorland überstaut und der Rhein steht direkt am Einlassbauwerk an. In diesem Fall wird der Zufluss zum Rückhalteraum über drei Schütze im Einlassbauwerk gesteuert.

Mit Blick auf den gewählten Modellbereich des physikalischen Modells mussten die komplexen wasserwirtschaftlichen Randbedingungen mitberücksichtigt werden. Aufbauend auf einer Analyse der ähnlichkeitsmechanischen Randbedingungen und dominierenden Kräfte wurde das Modell im Maßstab 1:30 im Theodor-Rehbock-Flussbaulaboratorium errichtet und nach dem Froud'schen Modellgesetz betrieben.

Im Sinne einer effizienten Ausnutzung der Laborflächen wird allgemein angestrebt, nur den hydraulisch relevanten Ausschnitt mit in den Modellbereich zu integrieren. Die Entnahme von Abfluss in den Rückhalteraum (RHR) wirkt sich auf Grund der im Vergleich zum Rheinabfluss relativ geringen Entnahmemengen nur im ufernahen Bereich des Rheins aus. Bei der Modellbildung kann dies berücksichtigt und nur eine Teilbreite des Rheins abgebildet werden (IWG 2007). Für den Modellbetrieb ist es dann erforderlich, die Abflussmenge sowie die Fließgeschwindigkeiten in diesem ufernahen Bereich zu kennen.

Für das Einlassbauwerk wurde auf Basis von theoretischen Vorüberlegungen eine Abbildung einer Breite des Rheins von 50 m anvisiert. Unter Zuhilfenahme der Ergebnisse eines 2D-HN Modells (Björnsen Beratende Ingenieure) wurde nun für die untersuchungsrelevanten Betriebszustände (Ökologische Flutungen und Retentionsbetrieb) der Abflussanteil im Modellbereich (50 m Streifen) bestimmt. Die im physikalischen Modell einzustellenden unterwasserseitigen Wasserstandsrandbedingungen wurden ebenfalls aus dem 2D-HN Modell extrahiert. Abbildung 2 zeigt das angewendete Modellkonzept mit der Definition der Randbedingungen.

Neben dem Rhein durchfließen zwei Kanäle (Rappenkopfkanal und Vogelkanal) das im Modell abgebildete Gebiet. Für den Modellbetrieb wurden die Abflüsse der Kanäle geregelt. Der Zulauf des Teilabflusses Rhein wurde über einen Wasserstandsregler in der Regelungssoftware entsprechend zugegeben. Am unteren Modellrand konnte jeweils der Wasserstand im Rhein bzw. im Kolksee eingestellt werden. Mittels der Abflussmessung am Auslauf des Kolksees konnte die Abflussaufteilung zwischen Rhein und Rückhalteraum ermittelt werden.

Alle Zu- und Abflüsse sowie die Werte von fünf festinstallierten Wasserstandssonden wurden in die vom IWG entwickelte Modellregelungssoftware eingespeist und stellten die Grundlage für den Modellbetrieb dar.

Der Aufbau des Modells mit fester Sohle im Theodor-Rehbock-Flussbaulaboratorium erfolgte in klassischer Bauweise anhand von eingemessenen Profilblechen und deren Verfüllung mit Sand. Abschließend wurde eine ca. 5 cm dicke Betonschicht aufgebracht. In Tabelle 1 sind wesentliche Kennwerte des Modells in Natur- und Modellgrößen wiedergegeben.



Abb. 2 Abfluss- und Wasserstandsrandbedingungen für den Modellbetrieb

Tab. 1	Technische	Daten	Modellbetrieb

Kennwert	Natur	Modell (1:30)
Länge Modellbereich	450 m	15 m
minimaler Abfluss in den RHR	5,0 m³/s	1,01 l/s
maximaler Abfluss in den RHR	80 m³/s	16,2 l/s
maximaler Abfluss Teilbereich Rhein	252 m³/s	51,1 l/s

### 2.2 Auslassbauwerk

Das Auslassbauwerk des Rückhalteraums IMO ist als 4-zügiges Bauwerk mit Planschützen ausgelegt und entwässert am unterstromigen, nördlichen Ende den Rückhalteraum in ein Hafenbecken mit Umschlagsanlagen der angrenzenden Kieswerksbetreiber. Als untersuchungsrelevant wurden die folgenden Fragestellungen identifiziert:

- Sedimentumlagerungen im Kieshafen und Sedimenteintrag in den Kieshafen infolge des Betriebs des Rückhalteraums.
- Leistungsfähigkeit Bauwerk
- Einfluss des Betriebes des RHR auf den nautischen Bedingungen im Kieshafen

Die Untersuchungen zum Auslassbauwerk wurden in zwei Phasen durchgeführt. Mittels eines 2D-HN Modells wurden unterschiedliche geometrische Randbedingungen (z.B. Position des Auslassbauwerkes, Linienführung der Seiten- und Zwischenwände, siehe Kapitel 3.2) hinsichtlich der Entwicklung des Strömungsfeldes untersucht. Die auf Basis der numerischen Simulationen entwickelte Vorzugsvariante wurde in einem zweiten Schritt im physikalischen Modell verifiziert und in Bezug auf die Detailgestaltung weiter optimiert. Das 2D-HN Modell wurde in der Programmumgebung Flumen (fluvial.ch) aufgesetzt und löste den Projektraum mit ca. 22.000 Zellen in einem unstrukturierten Gitter auf. Hydraulisch relevante Bereiche wurden durch die Definition von Verdichtungspolygonen mit kleineren Zellen feiner aufgelöst. Die Kantenlängen der einzelnen Zellen variieren von ca. 1 m für hochaufgelöste Bereiche in Bauwerksnähe bis hin zu ca. 15 m im Rhein. Die Gesamtfläche des Modellgebiets beträgt ca. 0,6 km<sup>2</sup>.

Das physikalische Modell zum Auslassbauwerk wurde wie das Modell zum Einlassbauwerk im Maßstab 1:30 errichtet und nach dem Froud'schen Modellgesetz betrieben.

## 3 Ausgewählte Ergebnisse

Im Folgenden werden ausgewählte Ergebnisse der hybriden Untersuchung zur hydraulischen Funktionalität des Einlass- und Auslassbauwerkes vorgestellt.

### 3.1 Einlassbauwerk

Wie in Kapitel 2.1 beschrieben, wird das Wasser über das Zulaufgerinne dem Einlassbauwerk zugeführt. Die Betriebsweise sieht vor, dass bei den Ökologischen Flutungen keine Abflussregelung mit den Schützen erfolgt, vielmehr soll sich entsprechend der Rheinwasserführung und den dazugehörigen Wasserständen im Entnahmebereich der dazugehörige Abfluss für die Ökologischen Flutungen einstellen. Aus hydraulischer Sicht bedeutet dies, dass das Widerstandsverhalten (kontinuierliche und lokale Verluste) der Zulaufstrecke und des Bauwerkes die Abflusssteuerung übernimmt.

Diese Funktionalität konnte durch Entkopplung des Rheinabflusses vom Zulaufgerinne durch Hinzufügen einer Einlaufschwelle am Beginn des Zulaufgerinnes sowie durch eine geometrische Optimierung der Linienführung und Höhenentwicklung des Zulaufgerinnes sichergestellt werden. Eine besondere Herausforderung war hierbei die Einhaltung der geforderten Abflüsse der Ökologischen Flutungen im Spektrum von 5 bis 60 m<sup>3</sup>/s. Da bei den Ökologischen Flutungen kein Schützbetrieb vorgesehen ist, musste dies durch die besondere Ausgestaltung des Zulaufgerinnes (Linienführung, Höhenlagen innerhalb des Zulaufgerinnes, usw.) erreicht werden.

Abbildung 3 zeigt exemplarisch das Strömungsverhalten im Zulaufgerinne im Ausgangsentwurf bei 20 m<sup>3</sup>/s. Deutlich ist zu erkennen, dass in Folge der Trägheitseffekte die Linienführung noch nicht optimal angepasst ist. Mit der modifizierten Geometrie wird die Strömung jedoch gut geführt und die Entwicklung der Wasserspiegellagen bzw. das Widerstandsverhalten im Zulaufgerinne entspricht nun bei allen untersuchungsrelevanten Zuständen den Anforderungen an die Abflusssteuerung bei den Ökologischen Flutungen.



Abb. 3 Anströmsituation Zulaufgerinne, Ausgangsentwurf und optimierte Geometrie

In einem weiteren Untersuchungsbaustein wurde das Abströmverhalten des Einlassbauwerkes in den Kolksee bei Retentionsbetrieb (80 m<sup>3</sup>/s Zulauf in den RHR) untersucht. Mittels Strömungsvisualisierungen und Geschwindigkeitsmessungen konnte aufgezeigt werden, dass es im Ausgangsentwurf zu einer ungünstigen Konzentration des austretenden Strahles kommt. Zusätzlich zeigte sich, dass je nach Betriebsweise der drei Schütze ein Pendeln des Strahles bzw. ein starkes Anlegen des Strahls am linken Ufer des Kolksees erfolgt. Die im Auslaufbereich auftretenden Fließgeschwindigkeiten hätten eine massive Sohlsicherung nach sich gezogen (Abbildung 4, links).

Durch eine Detailoptimierung der Auslaufkulisse und dem Einbau von drei Strömungsteilern konnte das Abströmverhalten maßgeblich verbessert und der Strahl in seiner Abströmrichtung stabilisiert werden. Die maximal auftretenden Fließgeschwindigkeiten konnten hierdurch signifikant reduziert werden (Abbildung 4, rechts).



**Abb. 4** Abströmung in den Kolksee bei beginnendem Retentionsbetrieb, Ausgangszustand (links) und optimierte Abströmstrecke (rechts)

### 3.2 Auslassbauwerk

Der Fokus der Untersuchungen zum Auslassbauwerk lag auf der Bewertung und Optimierung des Strömungsgeschehens im Kieshafen. Durch den Betrieb des Rückhalteraums sollten sich die nautischen Bedingungen gegenüber dem heutigen Zustand nicht verändern.

Das Auslassbauwerk wurde im Ausgangsentwurf am südwestlichen Ende des Kieshafens platziert und die Leitwände in einem Winkel von 22° gegenüber der Dammachse verschwenkt. Hierdurch wurde der Austrittstrahl nach links geleitet und der für die Schifffahrt vorgesehene Manövrierbereich möglichst wenig tangiert. In der numerischen Simulation zeigte sich jedoch, dass die Fließgeschwindigkeiten im Manövrierbereich großflächig über 0,3 m/s lagen, was in Bezug auf die nautischen Bedingungen als ungünstig angesehen wurde (Abbildung 5, rechts).



**Abb. 5** Strömungsgeschehen im Kieshafen bei 60 m<sup>3</sup>/s, Ausgangsentwurf (rechts) und numerisch optimierte Variante (Konzept 10a) (links)

Im Rahmen eines geometrischen Variantenstudiums wurden verschiedene Leitwandgeometrien numerisch simuliert. Als zielführend stellte sich eine Variante heraus, bei der die Leitwände fächerartig angeordnet werden. Hierdurch wird der Austrittsstrahl schon im Bauwerksbereich aufgefächert und die Fließgeschwindigkeiten im Kieshafen signifikant verringert. Die Auffächerung der Leitwände wirkt wie ein Diffusor und wurde gemäß dem Ansatz nach Renau (1967) dimensioniert.

Aufbauend auf diesen Ergebnissen erfolgte im physikalischen Modell in einer zweiten Phase die Detailoptimierung des Bauwerkes. Ausgehend von einer messtechnischen Bestimmung der Verlusthöhe im Bauwerk konnte z.B. eine Verringerung der Zugbreite von 6,4 m auf 6,0 m vorgenommen werden. Zur weiteren Verbesserung der Abströmung in den Kieshafen wurde ein Strömungsteiler als Spundwandkonstruktion entwickelt und dimensioniert. Abbildung 6 zeigt ein Ergebnis dieses Optimierungsprozesses.



**Abb. 6** Detailansicht Auslassbauwerk (links) und ermittelte Wasserspiegeldifferenz ober- und unterstrom des Bauwerkes in Abhängigkeit der Zugbreite.

### 4 Fazit

Auf Grund der komplexen hydraulischen und wasserwirtschaftlichen Randbedingungen am Standort des Rückhalteraums IMO wurden an Institut für Wasser und Gewässerentwicklung des KIT umfassende wasserbauliche Untersuchungen in einem hybriden Modellansatz durchgeführt. Vorteile dieses Ansatzes ergaben sich bei der Definition von Modellrandbedingungen, der gegenseitigen Validierung und der Ausnutzung der modell-spezifischen Vorteile.

Mit den Untersuchungen konnte die grundlegende Konzeption des Einlassbauwerkes für den Hochwasserbetrieb bestätigt werden. In Bezug auf die geplanten ökologischen Flutungen wurden wichtige geometrische Überarbeitungen und Optimierungen des Zulaufgerinnes entwickelt. Im Bereich des Auslassbauwerkes wurden geometrische Veränderungen vorgenommen, die eine verbesserte Abströmung in den Kieshafen sicherstellen. Mit den Modelluntersuchungen konnte insgesamt die Planungssicherheit verbessert und die Funktions- und Betriebssicherheit des Rückhalteraum IMO erhöht werden.

### Literatur

IWG (2007); Rückhalteraum Elzmündung, Physikalische Modellversuche zur Gestaltung des Einlaufbauwerkes und des Kolksees, Bericht, unveröffentlicht

Ministerium für Umwelt, Klima und Energiewirtschaft Baden-Württemberg (2016); Das Integrierte Rheinprogramm, Hochwasserschutz und Auenrenaturierung am Oberrhein, Informationsbroschüre

Renau, L. R.; Johnston, J. P ; Kline, S. J.(1967). Performance and Design of Straight, Two-Dimensional Diffusers. Journal of Basic Engineering 3 (1967), Nr. 1, S. 141\_150

## Anschrift der Verfasser

Dr.-Ing. Frank Seidel Christin Kannen Dr.-Ing. Peter Oberle Thomas Grafmüller Karlsruher Institut für Technologie, Institut für Wasser und Gewässerentwicklung Kaiserstraße 12, 76199 Karlsruhe frank.seidel@kit.edu

# Hochwasserschutz Andermatt (CH): Hydraulische Modellversuche zur Machbarkeit einer Druckbrücke

Marlene Scholz, Gabriel Zehnder, Volker Weitbrecht und Jürg Speerli

## Zusammenfassung

In der Vergangenheit kam es bei Hochwasserereignissen an der Unteralpreuss in Andermatt zur Zerstörung von Infrastrukturanlagen und Ausuferungen im Dorfgebiet. Durch das Hochwasserschutzprojekt Andermatt konnten bereits zahlreiche Maßnahmen entlang der Unteralpreuss umgesetzt und die Hochwassersituation verbessert werden. Zusammen mit dem Umbau des Bahnhofs soll nun das Schutzdefizit durch eine Kombination aus neu erstellter Druckbrücke und bestehender seitlicher Notentlastung weiter verringert werden. Zur Überprüfung der hochwassertechnischen Machbarkeit des Brückenprojekts wurde der betreffende Flussabschnitt in einem hydraulischen Modell im Maßstab 1:30 untersucht. Neben der Analyse von kritischen Fließzuständen sollen potenziell kritische hydraulische Zustände im Bereich der Druckbrücke und negative Auswirkungen auf umliegende Brücken aufgezeigt und das Funktionieren der Notentlastung nachgewiesen werden. Die Kalibrierung des Modells erfolgte anhand der Hochwasserereignisse in den Jahren 2019 und 2020. Dabei konnten maßgebende hydraulische und morphologische Prozesse im Modell erfolgreich abgebildet werden. Im Rahmen der Modellversuche konnte die hydraulische und geschiebetechnische Machbarkeit des Brückenprojekts bis zu einem 300-jährlichen Hochwasser nachgewiesen werden. Neben Versuchen zur hochwassertechnischen Machbarkeit werden Versuche zur ökologischen Optimierung hinsichtlich Längsvernetzung durchgeführt und die Robustheit des Gesamtsystems im Überlastfall untersucht.

## 1 Ausgangslage

Im Jahr 1987 gab es schweizweit starke Niederschläge und Unwetter, welche im ganzen Alpenraum zu großflächigen Überschwemmungen führten. Ende August 1987 wurde Andermatt von den Folgen dieser Unwetter heimgesucht. Große Abflüsse in Kombination mit Geröll- und Schlammablagerungen führten zu der Beschädigung und Zerstörung von Brücken, Straßen- und Bahnanlagen. Aufgrund eines Gefällsknicks im Dorf Andermatt weist die Unteralpreuss zwischen der Mündung in die Reuss und der Eisenbahnbrücke der Matterhorn Gotthard Bahn (MGB-Brücke) (Abb. 1, Punkt 3) eine Auflandungstendenz auf. Die Ablagerung während des Hochwasserereignisses 1987 (ca. HQ<sub>100</sub>) führte zu Ausuferungen im Dorf Andermatt und ist somit ein Grund für das bestehende Schutzdefizit (IG WBU, 2009). Mit der Umsetzung von zahlreichen Maßnahmen entlang der Unteralpreuss im Rahmen des Hochwasserschutzprojekts Andermatt aus dem Jahr 2009 konnte das Schutzdefizit größtenteils bereinigt werden.

Wesentliches Element des Schutzkonzepts ist ein neu gebauter Geschiebesammler (Abb. 1, Punkt 7), der während Hochwasserereignissen Geschiebe zurückhalten und so Ausuferungen aufgrund von Ablagerungen im Dorfkern verhindern soll. Zwei Grundöffnungen ermöglichen einen unbeeinträchtigten Geschiebehaushalt bis zu einem Abfluss von 30 m<sup>3</sup>/s. Im Hochwasserfall wird nur eine Grundöffnung offengelassen, die andere (Rollschütz) schließt sich automatisch. Durch Rückstau im Geschiebesammler sollen beim Bemessungsereignis HQ<sub>100</sub> (ca. 130 m<sup>3</sup>/s) rund 20'000 m<sup>3</sup> Geschiebe zurückgehalten werden (IG WBU, 2009).





**Abb. 1** Verlauf der Unteralpreuss im Dorf Andermatt und der Mündung in die Reuss, mit Modellperimeter in rot und (1) Bahnhof Andermatt, (2) Brücke Bahnhofstraße, (3) MGB-Brücke (bestehende Eisenbahnbrücke und Neubau Druckbrücke), (4) potentieller Standort Brücke Unterhaltstützpunkt, (5) ASTRA Brücke, (6) seitliche Notentlastung mit Entlastungskorridor, (7) Geschiebesammler. (Quelle: Bundesamt für Landestopographie)

Zum Schutz der Sohle im Hochwasserfall bei Geschieberückhalt wurde unterstrom des Geschiebesammlers bis zur MGB-Brücke ein Erosionsschutz in Form einer aufgelösten Blockrampe errichtet. Die Abflusskapazität im Bereich oberhalb der MGB-Brücke wurde durch den Neubau und die damit verbundene Höherlegung der Bahnhofstraßenbrücke (Abb. 1, Punkt 2) erhöht. Direkt oberstrom der MGB-Brücke wurde am orografisch linken Ufer eine Notentlastung errichtet (Abb. 1, Punkt 6), der anschließende Abflusskorridor mit zwei im Überlastfall unterströmten Gebäuden ist in Abb. 2 dargestellt.



**Abb. 2** Seitliche Notentlastung und Entlastungskorridor. Im Hochwasserfall fließt ein Teil des entlasteten Abflusses unter zwei Wohngebäuden hindurch

Als letzter Bestandteil des Projekts soll die MGB-Brücke direkt am Bahnhof Andermatt (Abb. 1, Punkt 3 und Abb. 2) angepasst werden, um ein verlässliches Anspringen der seitlichen Notentlastung, sowie ein robustes Verhalten zwischen der Brücke und der Notentlastung zu gewährleisten. Die bestehende Eisenbahnbrücke soll durch eine deutlich breitere 6-gleisige Druckbrücke ersetzt werden (Abb. 1, Punkt 3). Zusätzlich soll der Unterhaltstützpunkt (Abb. 1, Punkt 4) erneuert werden, wozu eine zusätzliche Brücke im Unterwasser des Brückenneubaus realisiert werden soll (Speerli et al., 2022).

## 2 Hydraulisches Modell

Die Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich wurde von der Matterhorn Gotthard Bahn (MGB) beauftragt, die Machbarkeit der Brückenprojekte in Bezug auf die Gewährleistung der Hochwassersicherheit für das Dorf Andermatt nachzuweisen. Mit der hydraulischen Modelluntersuchung soll aufgezeigt werden, dass keine ungünstigen hydraulischen und geschiebetechnischen Abflusszustände im Bereich der Brücken auftreten und dass die seitliche Notentlastung sowie das Gesamtsystem im Überlastfall robust funktionieren. Zu diesem Zweck wurde die Unteralpreuss im Bereich des Dorfes Andermatt im Maßstab 1:30 nachgebildet. Die Wassertiefen im Bereich der Notentlastung sind sehr klein und somit von Maßstabseffekten beeinflusst. Dies wird jedoch in Kauf genommen, da nicht die exakte Bestimmung der entlasteten Abflüsse von Interesse sind, sondern der ungefähre Zeitpunkt des Anspringens und die Größenordnung des Entlastungsabflusses.

## 2.1 Modell und Messtechnik

Das Modell umfasst eine Fließstrecke von ca. 400 m mit einer Gerinnebreite von 8-12 m sowie der Nachbildung der seitliche Notentlastung mit Entlastungskorridor (Abb. 3, Punkt 6). Das Gerinne wird mit einer beweglichen Sohle mit einer Mächtigkeit von bis zu 6 m (Naturmaßstab) ausgebildet und ermöglicht neben Geschiebeablagerungen die Ausbildung von entsprechenden Kolktiefen. Die Kornverteilung des Sohlenmaterials wurde anhand von Naturdaten skaliert ( $d_m = 7.1$  cm,  $d_{30} = 2.4$  cm,  $d_{50} = 5.6$  cm,  $d_{90} = 14.7$  cm). Die Unteralpreuss ist kaum bewachsen und es ist mit keinem großen Schwemmholzaufkommen zu rechnen. Das Hochwasserschutzprojekt wurde auf schwemmholzfreien Abfluss ausgelegt (IG WBU, 2009). In den Modellversuchen ist Schwemmholz nicht zu berücksichtigen (Speerli et al, 2022).



**Abb. 3** Foto des hydraulischen Modells in der Versuchshalle der VAW mit (1) Modelleinlauf mit Geschiebezugabe, (2) Bahnhofstraßenbrücke, (3) Neubau MGB-Brücke (Druckbrücke), (4) Neubau Brücke Unterhaltstützpunkt, (5) ASTRA Brücke, (6) seitliche Notentlastung mit Entlastungskorridor, (7) Modellauslauf mit Geschiebefang

In den Versuchsreihen werden die folgenden Größen messtechnisch erfasst: (i) Modellzufluss (MID), (ii) Abfluss über die Notentlastung (Ultraschallsensoren und Messkasten mit Thomson Wehr), (iii) Geschiebezugaberate (Dosieranlage), (iv) Geschiebeaustragsrate (Wägezellen), (v) Wasserspiegellagen und Wellenhöhen (Ultraschallsensoren und Stechpegel), sowie (vi) Sohlenlagen (Kolktiefen und Ablagerungshöhen) vor sowie nach jedem Versuch (Laserscanner).

### 2.2 Neubau MGB-Brücke

Der Neubau der rund 33 m langen MGB-Brücke soll als Druckbrücke ausgeführt werden. Der oberseitige Brückenrand wird mit einem Stauschild versehen und die Brüstung abgerundet, um die hydraulischen Verluste beim Aufstau an der Brücke beim Übergang zum Druckabfluss zu minimieren. Abb. 4 zeigt eine vereinfachte Darstellung des Systems.



**Abb. 4** Schematische Darstellung der neu geplanten Druckbrücke mit seitlicher Notentlastung im Hochwasserfall

Das System mit Druckbrücke und seitlichen Notentlastung soll folgendermaßen funktionieren: Mit steigenden Abflüssen kommt es zum Anstieg des Wasserspiegels. Der Abfluss unter der Brücke schlägt an der Tragwerksunterkante an und gerät unter Druck. Gleichzeitig kommt es zu einem deutlichen Wasserspiegelanstieg im Oberwasser, verbunden mit einer Anhebung des Druckniveaus oberstrom der Brücke und des Energieliniengefälles entlang der Brücke. Durch die Anhebung der Sohle im Oberwasser der Brücke steigen die Wasserspiegellagen weiter an. Gleichzeitig kommt es unterhalb der Brücke in Folge der verringerten Geschiebezufuhr und erhöhten Transportkapazität durch den Druckabfluss zu Erosionen der Sohle. Die Tiefenerosion wird durch den 1 m unterhalb der Sohle verbauten Blockteppich begrenzt, um die Standsicherheit der Brücke zu gewährleisten. Durch den Rückstau im Oberwasser der Brücke wird die Überfallkante der seitlichen Notentlastung überströmt. Ein Teil des Abflusses wird in einen Abflusskorridor geleitet und unterströmt zwei Gebäude (Abb. 1, Punkt 6). Der Anspringpunkt der Notentlastung liegt je nach Szenario des Geschiebeaufkommens zwischen einem 100- und 300jährlichen Hochwasserereignis.

### 2.3 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm kann in folgende Versuchsreihen unterteilt werden: (i) Kalibrierung des Modells anhand der Hochwasserereignisse 2019 und 2020, (ii) Versuche zur hydraulischen Machbarkeit der Brückenprojekte bis EHQ (ca. 200 m<sup>3</sup>/s) ohne Geschiebezugabe, (iii) Versuche zur geschiebetechnischen Machbarkeit der Brückenprojekte bis HQ<sub>300</sub> mit Geschiebezugabe, (iv) Ökologische Optimierungen der Brückenprojekte, (v) Nachweis der Machbarkeit des finalen Systems mit Geschiebezugabe, (vi) Untersuchung der Robustheit des Gesamtsystems im Überlastfall. Im vorliegenden Bericht sind die Resultate der Versuchsreihen (i) bis (iii) dargestellt.

## 3 Kalibrierung anhand der Hochwasserereignisse 2019 und 2020

In den Jahren 2019 und 2020 ereigneten sich an der Unteralpreuss zwei Hochwasser mit Spitzenabflüssen von bis zu 107 m<sup>3</sup>/s (ca. HQ<sub>50</sub>). Die Kalibrierung des hydraulischen Modells erfolgte anhand der Simulation der beiden Hochwasserereignisse. Ziel war neben der Prüfung der Messtechnik die Validierung des hydraulischen Modells durch Plausibilisierung der Ablagerungsorte und -kubaturen während dieser Ereignisse. Für die Kalibrierung wurden drei Vorversuche durchgeführt. Auf Grundlage dieser Erkenntnisse sowie Projektrecherche wurde das Modell sowie die Geschiebeganglinie angepasst und ein vierter abschließender Kalibrierungsversuch durchgeführt. Die Veränderung der Sohlentopografie vor sowie nach Durchführung der Versuche wurde mittels Laserscanning erfasst und mit Naturwerten aus den Flussvermessungen aus den Jahren 2017 vor und 2020 nach den Hochwasserereignissen verglichen. Abb. 5 zeigt die Abflusskennwerte der Hochwasserereignisse sowie die Geschiebezugaberaten am Modelleinlauf. Beim Ereignis 2019 hat der Rollschütz nicht selbstständig geschlossen und es kam zum Austrag von großen Geschiebemengen. Beim Ereignis 2020 schloss der Rollschütz zum ersten Mal selbstständig und Geschiebe wurde zurückgehalten (Abb. 5, Geschiebezugabe Vorversuch 1).



**Abb. 5** Abflussganglinie und vom Geschiebesammler beeinflusste und optimierte Geschiebeganglinien der Kalibrierversuche

### 3.1 Erkenntnisse aus den Vorversuchen

#### Überreste von historischen Bauten mit sohlsichernder Wirkung

Während der Vorversuche konnte im Bereich der MGB-Brücke eine Erosionstendenz am linken Ufer festgestellt werden, welche in Natur nicht beobachtet wird. Der Verlauf der Unteralpreuss folgt einer Rechtskurve in diesem Bereich, weshalb eine linksseitige Erosion am Prallufer auch zu erwarten wäre. Im Rahmen einer umfassenden Recherche von älterem Bild- und Kartenmaterial sowie Aufnahmen der Unteralpreuss konnten Teile von zerfallenen Lenkungsstrukturen der Strömung in der Gerinnesohle identifiziert werden, welche in Natur eine sohlstabilisierende Wirkung aufweisen. Im Modell wurden entsprechend dieser Erkenntnis zusätzliche Blöcke in der Sohle eingebaut. Durch die Blöcke konnte die Erosionstiefe bei der Hochwasserspitze begrenzt werden und die Sohlenlagen wurden maßgebend beeinflusst.

## • Einfluss der Pufferstrecke zwischen Geschiebesammler und Modellperimeter

Die Geschiebeganglinie (Abb. 5, Vorversuch 1) entspricht der Geschiebetransportrate direkt unterhalb des Geschiebesammlers. Die Vorversuche zeigten, dass die Pufferstrecke zwischen Geschiebesammler (km 1.3) und Modelleinlauf (km 0.65) den Geschiebetransport maßgebend beeinflusst. Im absteigenden Ast von Hochwasserereignissen wird aus dem Geschiebesammler vermutlich mehr Geschiebe ausgetragen, als in der Pufferstrecke transportiert werden kann. Vermessungen in den Jahren 2009 direkt nach der Umsetzung der Sohlensicherung in der Zwischenstrecke und 2017 bestätigen dieses Verhalten. In den Jahren von 2009 bis 2017 wurden rund 2'000 m<sup>3</sup> Geschiebe in der Zwischenstrecke abgelagert. Bei Hochwasserereignissen und dem Unterbruch des Geschiebeaustrags aus dem Sammler werden diese Geschiebeablagerungen in der Pufferstrecke erneut mobilisiert und bis auf die Sohlensicherung abgetragen. Im Rahmen der Vorversuche wurde das in der Pufferstrecke mobilisierte Geschiebe in der Geschiebeganglinie ergänzt (Abb. 5, Phase A). Die Vorversuche konnten zeigen, dass die Mobilisierung dieser Kubaturen für die Nachbildung der Sohlenveränderung während der Hochwasserereignisse 2019 und 2020 entscheidend ist.

Die Pufferstrecke hat neben der Beeinflussung der transportierten Geschiebemenge auch einen Einfluss auf die transportierte Kornverteilung. Bei kleineren Abflüssen bildet sich im gesamten Bereich unterhalb des Geschiebesammlers eine Deckschicht aus. Das gröbere Geschiebe wird in der Sohle abgelagert und das feinere Material nach unterstrom transportiert. Während der Versuche wurde die Geschiebetransportrate bei kleinen Abflüssen variiert (Abb. 5, Phase C). Die Vorversuche konnten zeigen, bis zu welchem Abfluss alle Kornfraktionen transportiert werden und ab welchen Abflüssen nur feineres Geschiebe durch die Pufferstrecke transportiert wird. Entsprechend der Resultate wurden in den weiteren Versuchen lediglich die Abflüsse mit vollständigem Geschiebetransport berücksichtigt, da bei kleineren Abflüssen keine signifikanten Sohlenveränderungen im Modell beobachtet wurden.

## Unsicherheit Geschiebeaustrag aus Sammler

Im Hochwasserfall kommt es im ansteigenden Ast ab ca. 30 m<sup>3</sup>/s zum Einstau der Grundöffnung und zum Schließen des Rollschützes im Geschiebesammler und zu einem Rückstau, wodurch im Bereich der Stauwurzel Geschiebe abgelagert wird. Während der Hochwasserspitze wird kein Geschiebe aus dem Sammler ausgetragen und das Geschiebe von oberstrom bis auf Schwebstofffraktionen vollständig zurückgehalten. Im absteigenden Ast senkt sich der Wasserspiegel kontinuierlich ab. Durch das Absenken wird erneut Geschiebe im Sammler mobilisiert. Ab welchem Abfluss Geschiebe ausgetragen wird, kann lediglich abgeschätzt werden und ist abhängig von der Ablagerungsmächtigkeit im Sammler. Je früher es zum Geschiebeaustrag kommt, desto mehr Geschiebe wird während der abklingenden Hochwasserwelle ausgetragen. Während der Versuche wurde der Abfluss, bei dem der Geschiebeaustrag aus dem Sammler beginnt, zwischen 30 und 40 m<sup>3</sup>/s variiert (Abb. 5, Phase B).

## 3.2 Resultat der Kalibrierung

Im Rahmen der Vorversuche konnten die Unsicherheiten der Modellierung des Flusssystems ermittelt werden. Für den abschließenden Kalibrierungsversuch konnte so eine plausible Grundlage für die Definition der oberen Randbedingung und des Sohlenaufbaus ermittelt werden. Der finale Kalibrierungsversuch konnte durch die vorgenommenen Anpassungen die Veränderung der Sohle in der Natur zwischen 2017 und 2020 (Abb. 6, "vermessene Sohle") im Modell (Abb. 6, "Scan") abbilden. Unter den gewählten Randbedingungen ergab sich eine plausible Geschiebebilanz, welche die Sohlenveränderungen bestätigte. In Abb. 6 ist beispielhaft ein Querprofil mit der sich einstellenden Kurvenverkippung im Bereich der Brücke Bahnhofstraße bei Versuchsbeginn und bei Versuchsende dargestellt.



**Abb. 6** Links: Querprofil mit Sohlenlagen des Kalibrierversuchs bei Versuchsbeginn und bei Versuchsende; rechts: Überblick der Modellsohle im Bereich der Brücke Bahnhofstraße bei Versuchsende, mit Lage des Querprofils in rot

Durch die Kalibrierung des hydraulischen Modells konnten die erstellte Kornverteilung sowie die im Modell verbaute Rauheit und Topografie plausibilisiert werden. Durch die Versuche konnte ein Systemverständnis gewonnen werden, welches die Grundlage für die Definition der weiteren Szenarien darstellte. Außerdem konnte aufgezeigt werden, dass bereits einzelne, aus ehemaligen Verbauungen noch in der Sohle liegende Blöcke Erosionsprozesse und Sohlenlagen maßgeblich beeinflussen können.

### 4 Machbarkeitsversuche

Die weiteren Versuche sollen aufzeigen, wie robust sich die Kombination aus seitlicher Notentlastung und neu gebauter Druckbrücke verhält. Es soll zudem geprüft werden, ob sich Rückkopplungen mit den weiteren Brücken im Modellperimeter bzw. ungünstige hydraulische Zustände durch periodisches Umschlagen von Freispiegel- zu Druckabfluss ergeben. Dazu wurden Szenarien ausgearbeitet, welche für die Lastfälle HQ<sub>100</sub> und HQ<sub>300</sub> eine Bandbreite an möglichen Abflüssen und Geschiebeeinträgen widerspiegeln.

Grundvoraussetzung für die Definition der Szenarien in diesem Kapitel war die Funktionalität des Geschiebesammlers. Das Versagen des Sammlers bzw. ein Versagen des Rollschützes führt zu einem erhöhten Geschiebeaustrag und wird zu einem späteren Zeitpunkt im Rahmen der Überlastszenarien untersucht.

### 4.1 Variabilität der Szenarien

Im Hochwasserschutzprojekt von 2009 wurden verschiedene Abflussganglinien abhängig von Dauer und Intensität der vorangegangenen Niederschläge definiert. Bei gleicher Dauer bis zum Spitzenabfluss und identischer Jährlichkeit des Ereignisses kann das Abflussvolumen eines Hochwasserereignis um das Doppelte variieren. Je nach Anstiegsgeschwindigkeit des Abflusses und Dauer des absteigenden Asts variiert die Geschiebezugabe ebenfalls. Mit den gewählten Szenarien soll die gesamte Bandbreite an möglichen Hochwasserereignissen abgebildet werden und so die Robustheit des Entlastungssystems im Hochwasserfall nachgewiesen werden. In Abb. 7 sind die Abfluss- und Geschiebeganglinien der Szenarien A und B dargestellt.



**Abb. 7** Visualisierung der möglichen Abfluss- und Geschiebeganglinien im Hochwasserfall bei funktionierendem Rollschütz (noch kein Überlastszenario)

Beide Szenarien wurden mit den Ganglinien eines 100-jährlichen Hochwasserereignisses geprüft. Die Modellversuche konnten zeigen, dass die Variation zwischen Szenario A und Szenario B deutliche Auswirkungen auf die Sohlenlage bei der Hochwasserspitze hat. Im Fall des kontinuierlichen Anstiegs des Abflusses (Szenario A) wird der Zeitpunkt, an dem der Geschiebesammler eingestaut wird, deutlich früher erreicht. Der Abfluss wird dadurch für eine längere Zeit ohne Geschiebezugabe simuliert. In diesem Fall wird Geschiebe aus der Sohle mobilisiert. In großen Teilen des Modells wird dadurch die Sohle im Zeitraum bis zur Hochwasserspitze bereits vollständig bis zur Sohlensicherung erodiert (ca. 1 m unterhalb der Startsohle). Die Ganglinie mit geringerem Abflussvolumen (Szenario B) bleibt länger bei einem mittleren Abfluss, bevor der steile Anstieg bis zum Spitzenabfluss beginnt. Dadurch wird länger Geschiebe durch den Sammler transportiert und die Erosionen im Modellperimeter können großflächig verhindert werden.

Im Versuch der HQ<sub>100</sub> Ganglinie mit kleinem Abflussvolumen (Szenario B) war die Sohle oberstrom der Druckbrücke nahezu 1 m höher als beim Versuch mit großem Abflussvolumen (Szenario A). Bei gleichem Spitzenabfluss führt die höhere Sohlenlage zu einer entsprechend höheren Wasserspiegellage (vgl. Abb. 8). Da die Wasserspiegellage in direkter Rückkoppelung mit dem entlasteten Abfluss steht, wird im Szenario B bei insgesamt kleinerem Abflussvolumen mehr Abfluss entlastet. Für die Beurteilung der Funktionalität des Systems zeigt sich mit dem Vergleich der beiden Szenarien, dass für die Wasserspiegel Szenario B den kritischen Fall darstellt, dagegen Szenario A für die Belastung der Sohlensicherung maßgebend ist.



**Abb. 8** Längsprofil der Versuche HQ<sub>100</sub> der Szenarien A und B mit vermessenen mittleren Sohlenlagen zum Versuchsende sowie Wasserspiegellagen während der Hochwasserspitze

### 4.2 Fazit Machbarkeitsversuche

Mit den Modellversuchen konnte bestätigt werden, dass es zu keinen kritischen Abflusszuständen im Bereich der neu geplanten Brücken und zu keiner Rückkopplung mit anderen Brücken kommt und das System mit den definierten Randbedingungen bis zu einem 300-jährlichen Hochwasserereignis robust funktioniert. Dabei konnte der dimensionierte Anspringpunkt sowie der Entlastungsabfluss der seitlichen Notentlastung hinreichend genau abgebildet werden. Zusätzlich konnte die Intensitätskarte eines HQ<sub>300</sub> anhand lokaler Ausuferungen im Modell plausibilisiert werden. Die gemessenen Wellenhöhen am Stauschild der Druckbrücke werden bei der weiteren Planung der Druckbrücke berücksichtigt.

### 5 Ausblick

Wasserbauliche Maßnahmen stellen immer auch einen ökologischen Eingriff in Fließgewässer dar. Bereits heute ist die Gerinnesohle der Unteralpreuss als Lebensraum im Bereich der bestehenden MGB-Brücke stark beeinträchtigt. Mit der Planung der neuen Druckbrücke sind nun weitere Maßnahmen zur ökologischen Verbesserung dieses Flussabschnitts in Abklärung.

### 5.1 Verbesserung der aquatischen Längsvernetzung durch Rauheitselemente

Aus hydraulischer Sicht werden ein geschlossenes Tragwerk und glatte Böschungen im Bereich des Gerinnes angestrebt, um Reibungsverluste und die Verklausung von mittransportierten großen Feststoffen zu minimieren. Für aquatische Lebewesen stellen Fließabschnitte ohne lokale, strömungsberuhigte Bereiche eine Barriere dar. Durch das Errichten von Strukturelementen in der direkten Umgebung der Druckbrücke und befestigten Störsteine im Ufer unter der Druckbrücke sollen strömungsberuhigte Bereiche geschaffen und die aquatische Längsvernetzung verbessert werden. Die Störsteine unter der Brücke sollen fest verankert werden, so dass nach

Hochwasserereignissen keine aufwändigen Instandhaltungsmaßnahmen notwendig sind. Im Rahmen der Versuche wird untersucht, ob diese geometrischen Veränderungen einen negativen Einfluss auf die Hochwassersicherheit haben. Zusätzlich soll die aquatische Längsvernetzung durch künstliche Beleuchtung oder natürlichen Tageslichteintrag mit Lichtschächten sichergestellt werden.

### 5.2 Verbesserung der terrestrischen Längsvernetzung durch Längsbermen

Im Bereich der neuen Druckbrücke sind momentan beide Ufer recht steil und stellen damit ein Hindernis für an Land lebende Kleintiere dar. Durch das Errichten künstlicher Wanderkorridore soll die terrestrische Längsvernetzung in diesem Flussabschnitt sichergestellt werden. In den bisherigen Versuchen hat sich gezeigt, dass sich am rechten Ufer eine reproduzierbare, natürliche Kiesbank ausbildet. Mit dem Nachweis, dass Größe und Mächtigkeit den ökologischen Anforderungen entsprechen, könnte damit auf einen künstlichen Wanderkorridor verzichtet werden. Auch hier ist auf einen ausreichenden Lichteinfall zu achten.

## Danksagung

Die VAW bedankt sich bei der Matterhorn Gotthard Bahn für die Beauftragung der Studie sowie die gute Zusammenarbeit.

## Literatur

- IG WBU, 2009. Technischer Bericht zum Bau- und Auflagenprojekt Hochwasserschutz Andermatt, Unteralpreuss, Reuss, Dürstelenbach, Altdorf, 30.11.2009.
- Speerli et al., 2022. Pflichtenheft hydraulische Modellversuche Unteralpreuss. Bahnhof Andermatt Projekt-Nr. 410370. Im Auftrag der Matterhorn Gotthard Bahn (MGB).

## Anschrift der Verfasser

Marlene Scholz Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich Hönggerbergring 26, CH-8093 Zürich scholz@vaw.baug.ethz.ch

Gabriel Zehnder Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich Hönggerbergring 26, CH-8093 Zürich zehnder@vaw.baug.ethz.ch

Dr. Volker Weitbrecht Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich Hönggerbergring 26, CH-8093 Zürich weitbrecht@vaw.baug.ethz.ch

Dr. Jürg Speerli Ingenieurbüro Speerli GmbH Fuchsberg 11, 8846 Willerzell speerli@iswb.ch

# Vollautomatisierte Simulation des Befüllungs- und Entleerungsprozesses des geplanten Hochwasserrückhalteraums am Rheintaler Binnenkanal im physikalischen Modellversuch

Arnd Hartlieb, Nicola Lutz, Roland Hollenstein und Sascha Weder

## Zusammenfassung

An der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München in Obernach wurde ein physikalisches Modell des geplanten Hochwasserrückhalteraums am Rheintaler Binnenkanal errichtet, um insbesondere den Befüllungs- und Entleerungsprozess bei verschiedenen Hochwasserszenarien zu untersuchen. Für die vollautomatisierte Simulation wurde das Modell mit eng gekoppelter Steuerungs- und Messtechnik ausgestattet. In den Versuchen wurden die Zu- und Abflüsse, die Wasserstände im Hochwasserrückhalteraum, die Verschlussöffnungen des Drosselbauwerks sowie der Unterwasserstand des Drosselbauwerks automatisch gesteuert bzw. in hoher zeitlicher Auflösung gemessen. Zusätzlich wurde die Entwicklung der Überflutungsflächen im Hochwasserrückhalteraum durch Kameras in senkrechter Perspektive erfasst.

## 1 Einleitung

Der Rheintaler Binnenkanal (RBK) wurde im Rahmen der Begradigung und Eindeichung des Alpenrheins Anfang des 20. Jahrhunderts errichtet. Er verläuft auf der orographisch linken, schweizerischen Seite parallel zum Alpenrhein und mündet wenige Kilometer vor dem Bodensee bei St. Margarethen in den Alten Rhein. In seinem etwa 23 km langen Verlauf nimmt er die linken Zuflüsse des Alpenrheins auf. Als wesentliches Element eines umfassenden Hochwasserschutzprojekts für den RBK ist ein Hochwasserrückhalteraum (HRR) südlich von Widnau geplant. Das erforderliche Dammbauwerk einschließlich des Drosselbauwerks in Form eines dreifeldrigen Schützwehrs soll unterhalb der Einmündung der Rietaach in den RBK errichtet werden.

Insbesondere für die Simulation des Befüllungs- und Entleerungsprozesses des HRR wurden physikalische und numerische Modelluntersuchungen durchgeführt. Zusätzlich wurden im physikalischen Modell der Zusammenfluss von RBK und Rietaach oberstrom des Drosselbauwerks, das Schwemmholzverhalten am Rückhalterechen oberstrom des Drosselbauwerks und die Hydraulik des Drosselbauwerks untersucht. Als Bauherr des Projekts beauftragte der Zweckverband Rheintaler Binnenkanalunternehmen die Versuchsanstalt Obernach mit der Durchführung der physikalischen Modelluntersuchungen. Die Planung des Modells und die Durchführung der Versuche erfolgte in enger Abstimmung mit dem Planer, einer Planungsgemeinschaft der Ingenieurgesellschaften HOLINGER AG, NRP Ingenieure AG und B+S AG.

Abb. 1 zeigt das physikalische Modell mit teilgefülltem HRR. Als geometrischer Maßstab des nach dem Modellgesetz von Froude betriebenen Modells wurde 1:40 gewählt. Das Modell deckt mit einer Länge von 400 m (10 m im Modell) in Fließrichtung des RBK und einer maximalen Breite von 1,3 km (32,5 m im Modell) einen Großteil des HRR ab. Aufgrund des Maßstabs und der geringen Höhenunterschiede war die Genauigkeitsanforderung bei der Modellierung besonders hoch. Bei den geringen Fließtiefen und Überströmungshöhen im Modell muss man grundsätzlich davon auszugehen, dass die Oberflächenspannung nicht mehr zu vernachlässigen ist und sich in verfälschenden Maßstabseffekten bei der Übertragung der Versuchsergebnisse auf die Realität auswirkt.



**Abb. 1** Physikalisches Modell des geplanten Hochwasserrückhalteraums am Rheintaler Binnenkanal im teilgefüllten Zustand

## 2 Simulationsergebnisse im Lastfall HQ<sub>100</sub>

### 2.1 Zufluss- und Abflussganglinien HQ<sub>100</sub>

Einer der wichtigsten Lastfälle für den Modellversuch war das hundertjährliche Hochwasser-ereignis HQ<sub>100</sub> im n-Fall des Drosselbauwerks. Vor dem Start der instationären Zuflussganglinien, die mit magnetisch induktiven Durchflussmessern und gekoppelten Motorschiebern gesteuert wurden, wurde ein stationärer Abflusszustand mit einem konstanten Gesamtzufluss Q<sub>Zu</sub> = 90 m<sup>3</sup>/s eingestellt. Der Gesamtzufluss war auf RBK und Rietaach gleichmäßig aufgeteilt (Q<sub>Zu,RBK</sub> = Q<sub>Zu,Rie</sub> = 45 m<sup>3</sup>/s). Bei diesem Gesamtzufluss kommt es noch zu keiner Drosselung am Drosselbauwerk und zu keinem Einstau im HRR. Allerdings wird eine Basisfüllung des Modells und der Messsysteme erreicht, ohne die es beispielsweise bei der Abflussmessung für das Drosselbauwerk zu einer zusätzlichen modellbedingten Verzögerung zwischen tatsächlichem (direkt am Drosselbauwerk) und gemessenem Abfluss (in einer Messrinne im Ablauf) kommen würde.

Aus dem stationären Abflusszustand erfolgte ein stetiger Übergang in die instationären Zuflussganglinien. Abb. 2 zeigt die Ganglinien der Zuflüsse von RBK Q<sub>Zu,RBK</sub> und Rietaach Q<sub>Zu,Rie</sub>, des Gesamtzu- und -abflusses Q<sub>Zu</sub> und Q<sub>Ab</sub> während des einschlägigen Versuchs am 28.03.2022 sowie die Sollganglinie des Gesamtzuflusses Q<sub>Zu,Soll</sub> im Lastfall HQ<sub>100</sub> ab dem Beginn des instationären Zustands. Der Gesamtabfluss Q<sub>Ab</sub> entspricht in diesem Fall dem Abfluss über das Drosselbauwerk. Der Versatz zwischen der etwas höher liegenden Ganglinie Q<sub>Zu</sub> und der Ganglinie Q<sub>Ab</sub> zu Beginn zeigt die unvermeidliche Modellundichtigkeit (in der Natur ca. 4 m<sup>3</sup>/s, im Modell ca. 0,4 l/s). Mit im Diagramm enthalten ist auch die Ganglinie für die Öffnung a der drei synchron gesteuerten Schütze.



**Abb. 2** Ganglinien der Zuflüsse von RBK  $Q_{Zu,RBK}$  und Rietaach  $Q_{Zu,Rie}$ , des Gesamtzu- und -abflusses  $Q_{Zu}$  und  $Q_{Ab}$  sowie die Sollganglinie des Gesamtzuflusses  $Q_{Zu,Soll}$  und die Ganglinie der Schützöffnung a (Versuch HQ<sub>100</sub> am 28.03.2022)

Die Sollganglinie der Zuflüsse von RBK  $Q_{Zu,RBK}$  und Rietaach  $Q_{Zu,Rie}$  wurde mit hoher Genauigkeit nachgefahren. Um ca. 10.15 Uhr erreichte der Gesamtabfluss  $Q_{Ab}$ , der in diesem Bemessungsfall während des gesamten Versuchs dem Abfluss über das Drosselbauwerk  $Q_{Ab,Dr}$  entspricht, den Soll-Maximalwert  $Q_{Ab,Dr} = 95$  m<sup>3</sup>/s. Bis ca. 10.23 Uhr überstieg der Gesamtabfluss  $Q_{Ab}$  geringfügig den Soll-Maximalwert und lag bei maximal 95,9 m<sup>3</sup>/s. Danach lag  $Q_{Ab}$  zwischen 94 und 95 m<sup>3</sup>/s, bis um ca. 12.00 Uhr mit dem Ende der Drosselung das Absinken auf den Zufluss  $Q_{Zu}$ begann, der um ca. 12.12 Uhr bei ca. 75 m<sup>3</sup>/s erreicht wurde. Ab diesem Zeitpunkt sanken die Ganglinien des Gesamtzu- und -abflusses  $Q_{Zu}$  und  $Q_{Ab}$  bei annähernd gleichen Werten bis zum Versuchsende um ca. 12.57 Uhr ab.

#### 2.2 Wasserstandsganglinien HQ<sub>100</sub>

In Abb. 3 sind die Pegelstandorte in einen schematischen Lageplan des Modells eingetragen. An den Pegelstandorten befinden sich kreisförmige, offene Messstellen an der Modelloberfläche, die über unterirdische Verbindungsleitungen mit Standrohren verbunden sind. In den Standrohren wird der Wasserstand durch Laserdistanzmessung zu einem Schwimmkörper an der Wasseroberfläche (Tischtennisball) erfasst. Abb. 4 zeigt die Ganglinien der an den 13 Pegeln (P0-P12) gemessenen Wasserstände während des Versuchs am 28.03.2022. Mit im Diagramm enthalten ist auch die Ganglinie für die Öffnung a der drei synchron gesteuerten Schütze.



**Abb. 3** Schematischer Lageplan des Modells mit den Pegelstandorten und dem von den Vertikalkameras erfassten Ausschnitt (schwarz gestrichelter Rahmen)



**Abb. 4** Wasserstandsganglinien aller 13 Pegel und die Ganglinie der Schützöffnung a (Versuch HQ<sub>100</sub> am 28.03.2022)

Die Pegel in den permanent beaufschlagten Gewässern RBK und Rietaach zeigten von Beginn an realistische Wasserstände, die mit steigenden Zuflüssen bis zum Beginn der Drosselung um ca. 10.15 Uhr in ähnlichem Maße zunahmen. Die Wasserstände in den Zuläufen von RBK (P9, P8) und Rietaach (P2, P3 und P5) lagen dabei auf sehr ähnlichem Niveau, während die beiden Pegel im RBK unterhalb des Zusammenflusses oberstrom (P7) und unterstrom (P6) des Drosselbauwerks um ca. 40 cm niedriger lagen. Dies ist bedingt durch den gegenseitigen Rückstau der Zuläufe bei diesen bereits hohen Zuflüssen und durch die Abflussbeschleunigung unterhalb des Zusammenflusses. Mit dem Beginn der Drosselung verharrte der Wasserstand am Pegel P6 entsprechend der vorgegebenen, unterstromigen Wasserstand-Abfluss-Beziehung auf einem Wasserstand von 405,08 m ü.M. bei annähernd konstantem Abfluss Q<sub>Ab,Dr</sub> = 95 m<sup>3</sup>/s. Dagegen stieg der Wasserstand am Pegel P7 oberstrom des Drosselbauwerks mit Beginn der Drosselung
steil an und näherte sich den Wasserständen in den Zuläufen an, erreichte diese aber nie vollständig, da unmittelbar vor dem Drosselbauwerk auch bei maximalem Einstau die höchste Fließgeschwindigkeit im gesamten Rückhalteraum und ein entsprechend abgesenkter Wasserspiegel auftritt.

Die Pegel in den zu Beginn nicht eingestauten Bereichen zeigten zunächst modellbedingte Wasserstände ohne Bezug zur Realität, bis die jeweilige Messstelle beim Einstau vom steigenden Wasserstand erreicht wurde. Die Pegel P0, P4 und P10 wurden um ca. 10.27 Uhr noch einmal für sehr kurze Zeit entwässert. Pegel P10 wurde kurz vorher schon vom steigenden Wasserstand erreicht. Nach einem steilen Abfall und einem sofortigen druckstoßartigen Wiederanstieg des Messwerts aufgrund des schnellen Öffnens und Schließens des Entwässerungshahns pendelte sich der gemessene Wasserstand schnell auf einem realistischen Wert ein. Die Pegel P0 und P4 wurden erst einige Zeit nach dem Entwässern vom Wasser erreicht (um ca. 10.37 Uhr bzw. 10.36 Uhr) und erreichten mit (P0) und ohne einen Druckstoß (P4) beim Befüllen der Pegelleitungen realistische Werte. Als letztes "sprangen" die Pegel P1 ohne Druckstoß (um ca. 10.42 Uhr) und P11 mit Druckstoß (um ca. 10.46 Uhr) an, die in den als letztes gefluteten Kompartimenten im Südwesten (P1) und Nordosten (P11) liegen (siehe Abb. 3). Pegel P12 liegt so hoch, dass er im Lastfall HQ<sub>100</sub> auch beim höchsten Wasserstand nicht erreicht wurde und dauerhaft einen modellbedingt unrealistischen, konstanten Wasserstand anzeigte.

Bei den Pegeln in RBK und Rietaach oberstrom des Drosselbauwerks und den schon angesprungenen Pegeln im Rückhalteraum zeigte sich von ca. 10.42 Uhr bis ca. 10.55 Uhr ein konstantes Wasserstandsniveau auf etwa 406,40 m ü.M. Auf dieser Kote liegt die Oberkante der Straßendämme, die die beiden oben schon genannten Kompartimente im Südwesten und Nordosten vom restlichen Rückhalteraum trennen. Im genannten Zeitraum wurden diese Straßendämme mit geringer Fließtiefe und auf großer Länge überströmt, so dass der weitere Wasserstandsanstieg in den Hauptkompartimenten erst wieder erfolgte, nachdem der Wasserstand in den genannten Kompartimenten das Niveau im übrigen Rückhalteraum erreicht hatte.

Um ca. 11.23 Uhr war der maximale Wasserstand im Stauraum von im Mittel 406,50 m ü.M. erreicht. Diese Kote entspricht der Oberkante des niedrigsten Dammabschnitts, der gerade nicht überströmt wurde. Damit wurde die Bemessungsanforderung für den HRR genau erfüllt. Zu diesem Zeitpunkt wurden insgesamt sieben der im Modell angeordneten Entwässerungsschächte entlang des Hauptdamms geöffnet. Die Wasserstände im Rückhalteraum begannen langsam zu sinken. Mit dem Ende der Abflussdrosselung um ca. 12.00 Uhr sanken die Wasserstände in den permanent beaufschlagten Gewässern RBK und Rietaach stark, jetzt auch wieder derjenige am Pegel P6 unterstrom des Drosselbauwerks. Die Wasserstände in den nur im Hochwasserfall eingestauten Bereichen des Hochwasserrückhalteraums sanken langsamer ab und verharrten früher oder später konstant auf dem Sohlniveau an der Messstelle. Auffällig ist die Ganglinie des Wasserstands am Pegel P1. Bis ca. 12.39 Uhr war schon über längere Zeit ein konstantes Niveau erreicht, das ab diesem Zeitpunkt plötzlich abfiel. Der Grund war die Öffnung der im Modell angeordneten beiden Binnenentwässerungsschächte des südwestlichen Kompartiments, in dem P1 liegt.

## 2.3 Befüllungsprozess HQ<sub>100</sub>

Der Befüllungsprozess wurde für einen 15 m langen und 5 m breiten Streifen vor dem Drosselbauwerk und entlang der Hauptdämme durch drei Industriekameras aus senkrechter Perspektive mit einem einminütigen Aufnahmeintervall erfasst (siehe Abb. 3). Durch die Einfärbung des Wassers mit einem gelbgrünen Farbstoff ist der Befüllungsprozess gut zu erkennen. Abb. 5 zeigt Aufnahmen der mittleren Kamera in der Anfangsphase der Befüllung. Die angegebenen Uhrzeiten entsprechen der Modellzeit der Ganglinien.



**Abb. 5** Aufnahmen der mittleren Vertikalkamera in der Anfangsphase der Befüllung (Versuch HQ<sub>100</sub> am 28.03.2022)

# 2.4 Speicherinhaltslinie HQ<sub>100</sub>

Aus den Pegeldaten und der aufsummierten Differenz von Gesamtzu-  $Q_{Zu}$  und -abfluss  $Q_{Ab}$  des Versuchs für den Lastfall  $HQ_{100}$  am 28.03.2022 lässt sich die Speicherinhaltslinie des HRR ermitteln. Abb. 6 zeigt die Speicherinhaltslinie, die sich für den Bezugspegel P7 oberstrom des Drosselbauwerks und für die Daten von  $Q_{Zu}$  und  $Q_{Ab}$  ergibt, wenn eine konstante Modellundichtigkeit von 0,4 l/s (in der Natur 4 m<sup>3</sup>/s) zugrunde gelegt wird.





Das Rückhaltevolumen im Modell beträgt bei einem Wasserstand am Pegel P7 von 406,50 m ü.M. umgerechnet auf Naturmaße etwa 305.000 m<sup>3</sup>. Auffällig an der Speicherinhaltslinie ist der horizontale Verlauf auf dem Wasserstandsniveau von etwa 406,33 m ü.M. am Pegel P7, der sich aus der Überströmung der Straßendämme mit geringer Fließtiefe und auf großer Länge ergibt, die die Kompartimente im Südwesten und Nordosten vom restlichen Rückhalteraum trennen. Dies steht in guter Übereinstimmung mit der Wasserstandsganglinie für den Pegel P7 (siehe Abb. 4).

# 2.5 Ganglinie Schützöffnung HQ<sub>100</sub>

Die Ganglinie der Öffnung a der drei synchron gesteuerten Schütze während des Versuchs für den Lastfall HQ<sub>100</sub> am 28.03.2022 ist in Abb. 2 und Abb. 4 enthalten. Sie zeigt zu Beginn die Grundeinstellung der Schütze in der maximalen Öffnung a = 2,84 m. Sobald um ca. 10.14 Uhr der im Modell festgelegte Schwellenwert  $Q_{Ab,Dr}$  = 94,5 m<sup>3</sup>/s erreicht war, gingen die Schütze in eine Art Bereitschaftsstellung mit a = 2,17 m. Um ca. 10.15 Uhr begann mit dem Erreichen des Soll-Maximalwerts  $Q_{Ab,Dr}$  = 95 m<sup>3</sup>/s die Abflussdrosselung durch eine zügige Verringerung der

Schützöffnung a, um den Abfluss über das Drosselbauwerk, der in diesem Bemessungsfall während des gesamten Versuchs dem Gesamtabfluss  $Q_{Ab}$  entsprach, bei rasant steigenden Wasserständen im Rückhalteraum annähernd konstant zu halten. Mit dem Erreichen des annähernd konstanten Wasserstandsniveaus auf etwa 406,40 m ü.M. blieb auch die Schützöffnung a mit ca. 1,24 m in etwa konstant, bis mit dem weiteren Anstieg des Wasserstands im Stauraum auf das Maximum von im Mittel 406,50 m ü.M. die Schützöffnung ein Minimum a von ca. 1,15 m erreichte. Mit sinkenden Wasserständen im Stauraum nahm auch die Schützöffnung a zunächst langsam, dann immer schneller zu, bis um ca. 12.05 Uhr kurz nach dem Ende der Drosselung wieder die maximale Öffnung von a = 2,84 m erreicht war.

### 3 Simulationsergebnisse im Lastfall HQ<sub>300</sub>

#### 3.1 Zufluss- und Abflussganglinien HQ<sub>300</sub>

Als Überlastfall wurde im Modell das dreihundertjährliche Hochwasserereignis  $HQ_{300}$  im n-Fall des Drosselbauwerks untersucht. Abb. 7 zeigt die Ganglinien der Zuflüsse von RBK  $Q_{Zu,RBK}$  und Rietaach  $Q_{Zu,Rie}$ , des Gesamtzuflusses  $Q_{Zu}$  und die Sollganglinie des Gesamtzuflusses  $Q_{Zu,Soll}$  während des einschlägigen Versuchs am 28.04.2022. Außerdem sind darin die Ganglinien des Abflusses über das Drosselbauwerk  $Q_{Ab,Dr}$ , des Abflusses über den niedrigeren linken Hauptdamm Dammabschnitt  $Q_{Ab,Da}$  und als Summe aus beiden die Ganglinie des Gesamtabflusses  $Q_{Ab}$  dargestellt. Mit im Diagramm enthalten ist auch die Ganglinie für die Öffnung a der drei synchron gesteuerten Schütze.

Um ca. 10.19 Uhr begann die Überströmung des linken Hauptdamms, die sich im markanten Anstieg der Abflussganglinien  $Q_{Ab,Da}$  und des Gesamtabflusses  $Q_{Ab}$  niederschlug. Um ca. 10.35 Uhr erreichten beide Ganglinien ihre Maxima: die Ganglinie für den Abfluss über den linken Hauptdamm bei ca. 60 m<sup>3</sup>/s und diejenige für den Gesamtabfluss bei ca. 155 m<sup>3</sup>/s (60 m<sup>3</sup>/s + 95 m<sup>3</sup>/s). D.h. die Abflussspitze des Gesamtzuflusses, die um ca. 10.32 Uhr mit 170,8 m<sup>3</sup>/s erreicht wurde, wurde durch den Rückhalt um nur noch ca. 15 m<sup>3</sup>/s gedämpft und um ca. 3 min (in der Natur ca. 19 min) verzögert. Erst um ca. 12.31 Uhr endete die Überströmung des linken Hauptdamms und erreichte der entsprechende Abfluss  $Q_{Ab,Da}$  wieder das Niveau eines sehr niedrigen Sockelabflusses von unter 2 m<sup>3</sup>/s (im Modell 0,2 l/s), der der Modellundichtigkeit geschuldet ist. Ab diesem Zeitpunkt entsprach dann der Gesamtabfluss  $Q_{Ab}$  wieder annähernd dem Abfluss über das Drosselbauwerk  $Q_{Ab,Dr}$ . Etwas früher, um ca. 12.24 Uhr begann mit dem Ende der Drosselung das Absinken des Abflusses  $Q_{Ab}$  auf den Zufluss  $Q_{Zu}$ , der um ca. 12.44 Uhr bei ca. 80 m<sup>3</sup>/s erreicht wurde. Ab diesem Zeitpunkt sanken die Ganglinien des Gesamtzu- und -abflusses  $Q_{Zu}$  und  $Q_{Ab}$  bei annähernd gleichen Werten bis zum Versuchsende um ca. 14.16 Uhr ab.



**Abb. 7** Ganglinien der Zuflüsse von RBK  $Q_{Zu,RBK}$  und Rietaach  $Q_{Zu,Rie}$ , des Gesamtzuflusses  $Q_{Zu}$ , Sollganglinie des Gesamtzuflusses  $Q_{Zu,Soll}$ , Ganglinien des Abflusses über das Drosselbauwerk  $Q_{Ab,Dr}$ , des Abflusses über den linken Hauptdamm  $Q_{Ab,Da}$ , des Gesamtabflusses  $Q_{Ab}$  und der Schützöffnung a (Versuch HQ<sub>300</sub> am 28.04.2022)

### 3.2 Wasserstandsganglinien HQ<sub>300</sub>

Abb. 8 zeigt die Ganglinien der an den 13 Pegeln (P0-P12) gemessenen Wasserstände während des Versuchs am 28.04.2022 (Pegelstandorte siehe Abb. 3). Mit im Diagramm enthalten ist auch die Ganglinie für die Öffnung a der drei synchron betriebenen Schütze.

Im Versuch für den Lastfall HQ<sub>300</sub> wurden die Pegel in den zu Beginn nicht eingestauten Bereichen vor dem Versuch und nicht während der schon laufenden Messdatenaufzeichnung entwässert. Dementsprechend zeigten diese Pegel zunächst sehr niedrige, modellbedingte Wasserstände ohne Bezug zur Realität an, um dann schlagartig (mit oder ohne Druckstoß) auf realistische Werte anzusteigen, sobald sie vom steigenden Wasserstand erreicht wurden. Im Lastfall HQ<sub>300</sub> wurde kurz vor dem Erreichen des maximalen Wasserstands auch der höchstgelegene Pegel P12 erreicht, der dann beim Sinken des Wasserstands als erstes wieder auf dem Sohlniveau an der Messstelle verharrte.

Um ca. 10.35 Uhr wurde der maximale Wasserstand im Stauraum von im Mittel 406,75 m ü.M. gemessen. Gleichzeitig erreichten bedingt durch die dann maximale Überströmungshöhe des linken Hauptdamms der Abfluss über diesen und der Gesamtabfluss den höchsten Wert (siehe Kap. 3.1). Gemäß der Bemessungsanforderung wurde der rechte Hauptdamm mit einer Oberkante auf 406,75 m ü.M. gerade nicht überströmt. Um 12.05 Uhr wurden die gleichen sieben Entwässerungsschächte wie im Lastfall HQ<sub>100</sub> geöffnet und um 12.10 Uhr die beiden Binnenent-wässerungsschächte des südwestlichen Kompartiments.



**Abb. 8** Wasserstandsganglinien aller 13 Pegel und die Ganglinie der Schützöffnung a (Versuch HQ<sub>300</sub> am 28.04.2022)

### 3.3 Ganglinie Schützöffnung HQ<sub>300</sub>

Die Ganglinie der Öffnung a der drei synchron gesteuerten Schütze während des Versuchs für den Lastfall HQ<sub>300</sub> am 28.04.2022 ist in Abb. 7 und Abb. 8 enthalten. Der qualitative Verlauf ist demjenigen für HQ<sub>100</sub> sehr ähnlich. Allerdings war die minimale Schützöffnung a mit ca. 1,10 m wegen des um 25 cm höheren maximalen Wasserstands im Stauraum bei gleichem Abfluss über das Drosselbauwerk um ca. 5 cm kleiner als für HQ<sub>100</sub>.

# Anschrift der Verfasser

Apl. Prof. Dr. Arnd Hartlieb Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München Obernach 15, D-82432 Walchensee arnd.hartlieb@tum.de

Nicola Lutz, Dr. Roland Hollenstein NRP Ingenieure AG Else-Züblin-Straße 85h, CH-8404 Winterthur nicola.lutz@nrpag.ch, roland.hollenstein@nrpag.ch

Sascha Weder Zweckverband Rheintaler Binnenkanalunternehmen Gemeindeplatz 1, CH-9444 Diepoldsau sascha.weder@diepoldsau.ch