Versuchsanstalt für Wasserbau
Hydrologie und Glaziologie
der Eidgenössischen
Technischen Hochschule Zürich

Mitteilungen 262

Wasserbau-Symposium 2021

Wasserbau in Zeiten von Energiewende,
Gewässerschutz und Klimawandel

15. - 17. September 2021 in Zürich

Band 1



Zürich, 2021

Herausgeber: Prof. Dr. Robert Boes

ETH zürich



Wasserbau-Symposium 2021

Wasserbau in Zeiten von Energiewende, Gewässerschutz und Klimawandel

15. - 17. September 2021 in Zürich

Band 1

Strategie und Innovation in der Wasserkraft
Gewässerschutz als Herausforderung für die Wasserkraft
Naturgefahren

Veranstalterin:

ETH zürich

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

In Zusammenarbeit mit:

Technische Universität München

Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München

TU Graz
Graz University of Technology

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz

Organisation:

Prof. Dr. Robert Boes
Yannick Marschall
Pia Steinbak
Dr. David Vetsch

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

Im Eigenverlag der
Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
CH-8093 Zürich

Tel.: +41 - 44 - 632 40 91
Fax: +41 - 44 - 632 40 92
e-mail: info@vaw.baug.ethz.ch

Zürich, 2021

ISSN 0374-0056

DOI 10.3929/ethz-b-000499751

Vorwort

Dieser zweiteilige Tagungsband beinhaltet die Fachbeiträge des Symposiums „Wasserbau in Zeiten von Energiewende, Gewässerschutz und Klimawandel“, welches vom 15. bis 17. September 2021 in Zürich durchgeführt wird. Das Symposium reiht sich in die traditionelle Veranstaltungsreihe der Wasserbauinstitute der Technischen Universität Graz, der Technischen Universität München und der ETH Zürich ein. Pandemiebedingt wurde das Symposium um ein gutes Jahr verschoben, so dass es erstmals in einem ungeraden Jahr abgehalten wird. Das Motto des diesjährigen Symposiums zeigt die Bandbreite und Herausforderungen, denen sich der Wasserbau aktuell und in den nächsten Jahren und Jahrzehnten zu stellen hat.

Die jüngsten Ereignisse von Hochwassern in Westeuropa in diesem Sommer zeigen auf eindrucksvolle, aber leider erschreckende Weise die Gefahren, welche vom Wasser ausgehen können. Hochwasser stellen in vielen Ländern die bedeutendste Naturgefahrenart dar, gegen welche es nie eine 100-prozentige Sicherheit geben wird. Dennoch kann wirksamer Hochwasserschutz Schäden begrenzen und vor allem Menschenleben retten. Während das Ausmass und die Intensität der Ereignisse in Westdeutschland und Belgien eine seit Pegelaufzeichnungsbeginn nicht bekannte Dimension hatten, konnten zeitgleich in der Schweiz bei Verhältnissen, die zum Teil ähnlich wie im Katastrophenjahr 2005 waren, Sach- und Personenschäden klein gehalten bzw. gänzlich vermieden werden. Hier zeigte sich die Wirksamkeit der in der Zwischenzeit getätigten Schutzmassnahmen, vor allem aber von Warnung und Alarmierung sowie des gut eingespielten Notfall- und Krisenmanagements. Es bleibt zu hoffen, dass auch in den nun betroffenen Regionen Westeuropas fundierte Ereignisanalysen durchgeführt, korrekte Schlüsse daraus gezogen und konkrete und wirksame Massnahmen umgesetzt werden. Letztendlich sollten wir aber aufhören, nach Katastrophen stets zuerst nach Schuldigen zu suchen oder monokausal den Klimawandel verantwortlich zu machen. Wir sollten mehr Demut im Umgang mit der Natur zeigen und uns bewusst machen, dass die meteorologischen und hydrologischen Abläufe und Prozesse immense Dimensionen annehmen können, welche wir Menschen nicht kontrollieren können. In solchen Fällen gilt es vor allem, den Gefahren mit geeigneten Raumplanungsinstrumenten auszuweichen.

Wasser ist aber nicht nur Gefahrenquelle, sondern auch wertvolle Ressource. Die Energiewende und das Netto-Null-Ziel bzgl. Ausstoss von Treibhausgasen sind in vielen Ländern nur mit einem bedeutenden Beitrag der Wasserkraft an der Stromerzeugung und insbesondere Energiespeicherung zu schaffen. Die Herausforderungen sind gross, sollen doch einerseits erneuerbare Energien in-

klusive der Wasserkraft ausgebaut werden, gleichzeitig aber auch gewässerökologische Ziele wie die Verbesserung der Durchgängigkeit der Fliessgewässer für Organismen, Fische und Sediment erfüllt werden.

Sowohl der Schutz- als auch der Nutzwasserbau finden in natürlichen Gewässersystemen statt und interagieren daher stets mit Biodiversitäts- und Habitatsansprüchen. Dies stellt die im Wasser- und Flussbau tätigen Ingenieurinnen und Ingenieure vor neue, spannende Herausforderungen, um die Gewässer trotz des tendenziell zunehmenden Nutzungsdrucks naturnäher zu gestalten und damit die Biodiversität zu erhöhen. Das Schweizer Programm zur Revitalisierung von rund 4000 km Fliessgewässern hat einen zeitlichen Horizont bis 2090, so dass selbst die heutigen Studenten und Studentinnen dessen Abschluss nicht im aktiven Berufsleben erfahren werden.

Mein besonderer Dank gilt an dieser Stelle allen, die zum Gelingen dieses Symposiums beigetragen haben: allen AutorInnen und ReferentInnen, den Sessionsleitern und GutachterInnen der schriftlichen Beiträge, allen Mitwirkenden bei der Vorbereitung und Durchführung, vor allem Yannick Marschall als Koordinator des Organisationskomitees, und allen unseren Sponsoren für ihre sehr geschätzte, grosszügige Unterstützung.

Zürich, im Juli 2021 Prof. Dr. Robert Boes

Sponsoren



AGAW - Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft



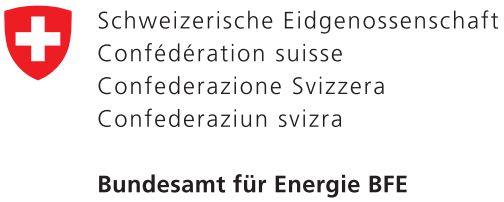
ALPIQ - Alpiq Holding AG



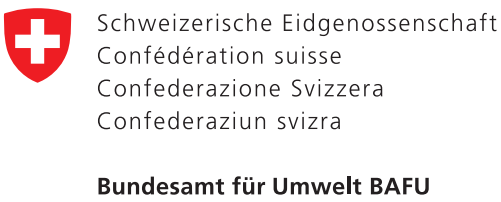
Basler & Hofmann - Basler & Hofmann AG



BKW - BKW Energie AG



BFE - Bundesamt für Energie



BAFU - Bundesamt für Umwelt



HOLINGER - HOLINGER AG



IM - IM Maggia Engineering Ltd.



IUB - IUB Engineering Ltd.



SWISSLOS - Swisslosfonds
Kanton Aargau - Departement Bau, Verkehr und Umwelt



Cantone Ticino - Dipartimento del territorio



Kanton Thurgau - Amt für Umwelt



Kanton St. Gallen - Amt für Wasser und Energie



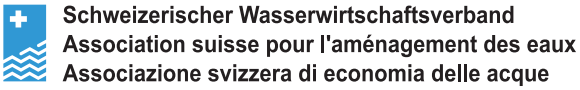
Kanton Zürich - Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft



KWO - Kraftwerke Oberhasli AG



Lombardi - Lombardi SA



SWV - Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband

Inhaltsverzeichnis

Band 1 – VAW Mitteilung 262

Strategie und Innovation in der Wasserkraft

Ernst H.-P., Bauhofer P., Akpinar O., Gökler G. 3

AGAW-Studie – Wasserkraft und Flexibilität

AGAW Study – Hydropower and Flexibility

Bonalumi M., Putzi T., Federer G., Dupraz C. 13

Die Rolle der Wasserkraft in der Schweizer Energiestrategie

The role of Hydropower in the Swiss Energy Strategy

Bauhofer P., Zoglauer M. 19

Ausbau der Speicherwasserkraft als Voraussetzung für die Integration hoher Anteile hochvolatiler erneuerbarer Erzeugung

Increasing the storage hydropower capacity to integrate a higher share of intermittent renewables

Pikl F. G., Richter W., Zenz G. 29

Hydraulische Energiespeicherung untertage: effizient, vielseitig, innovativ

Underground Pumped-Storage Hydropower: future-proof, versatile, innovative

Oberleitner P., Fritsch R. 39

Aktueller Stand zur Schlauchwehrtechnik

Current Status in Rubber Dam Technology

Evers F., Schwegler B., Fankhauser A., Boes R. 49

Rutschinduzierte Impulswellen im Kontext periglazialer Wasserkraftentwicklung

Slide-induced impulse waves in the context of periglacial hydro-power development

Schmocker L., Müller H., Frei I., Stalder J., Gander B. 57

Sanierung Stauanlagen im Zürcher Oberland

Renovation of small dams in the canton of Zürich

Band 1 – VAW Mitteilung 262

Höllerhage F. 65

Rehabilitierung des Oberbeckens 1 des Pumpspeicherkraftwerks Coo in Belgien

Rehabilitation of Upper Reservoir 1 of the Pumped Storage Plant Coo in Belgium

Fritsch R. 73

Ejektorkraftwerk – Vertikale Kaplanturbine mit im Grundriss gekrümmtem Saugrohr

Ejector hydropower plant – vertical Kaplan turbine with laterally displaced and curved suction tube

Blindenhöfer H., Richter W. 83

Hydraulische Auslegung und Optimierung des Kavernenspeichers des PSW Forbach

Hydraulic design and optimisation of the underground storage cavern of the Forbach PSP

Richter W., Pikl F. G., Zenz G., Nicolet C., Landry C., Vera J. C., de La Torre L. 93

Differentiales Schachtwasserschloss für das Pumpspeicherkraftwerk Gouvães

Differential Shaft Surge Tank for the Pumped Storage Hydropower plant Gouvães

Heyer G., Oberrauch F. 101

KW Schils ein Pilotprojekt: mit BIM koordiniert und ohne Pläne ausgeführt

Schils HPP, a Pilot Project: Coordinated in BIM and Executed without Drawings

Geisseler B. 109

Verträge zur Rehabilitation von Wasserkraftwerken

Contracts regarding the rehabilitation of hydro power plants

Witek M., Lifa I. 119

Optimierung der Coanda-Rechen für Schweizer Gewässer

Optimization of Coanda-screens for Swiss water bodies

Band 1 – VAW Mitteilung 262

Gewässerschutz als Herausforderung für die Wasserkraft

Giovanoli L., Bühlmann M., Vonwiller L. 129

Geschiebehaushaltsstudie zur Sanierung der Wasserkraft

Bed load balance study for remediation of hydropower

Auel C., Gruber E., Moritz C., Fritzer R., Kircher F., Huber T. 137

Sanierung des Gaulwerks – Variantenstudie unter Berücksichtigung von Umwelt, Sedimentmanagement und Hochwasserschutz

Rehabilitation of the Gaulwerk hydropower plant – study of alternatives considering environment, sediment management and flood protection

Friedl T. 147

Gewässerökologische Auswirkungen einer Spülung des Speichers Rottau an der Möll (Kärnten, Österreich)

Effects of flushing of the Rottau reservoir on aquatic ecology of the river Möll (Carinthia, Austria)

Kammerer S., Vetsch D., Kriewitz R. 155

3D Simulationen zur Fischdurchgängigkeit am Flusskraftwerk Bannwil

3D modelling of run-of-river power plant Bannwil for planning of fish migration measures

Mörtl C., De Cesare G. 165

Untersuchung der ökomorphologischen Wirksamkeit von Sedimentzugaben unterhalb von Talsperren

Assessment of the eco-morphological effectiveness of sediment augmentation downstream of dams

Zuglian R., Baumann R. 173

Konzeptstudie Kraftwerk Kubel: Sanierung von Wasserfassungen sowie Massnahmen zur Reduktion der Auswirkungen von Schwall- und Sunkereignissen

Concept study of the Kubel hydroelectric power plant: Renovation of the water intakes and measures for the reduction of negative consequences on the surge and sunk circumstances

Baumgartner K., Aufleger M., Dax M., Frik G. 183

Sanierung untere Salzach mit energetischer Nutzung

Lower Salzach river regeneration with energetic usage

Band 1 – VAW Mitteilung 262

Naturgefahren

Bachmann A.-K., Speerli J., Berger C., Zimmermann F., Clausen W. 193

Einfluss der Fellbach-Wasserfälle auf das Fliessverhalten von Murgängen und auf mögliche Schutzmassnahmen

Influence of the Fellbach cascade on the flow behavior of debris flows and on protection measures

Riteco J., Hollenstein R., Heinisch T., Lutz N. 203

Modellierung von Starkregenereignissen am Beispiel der Gemeinde Kesswil

Modeling of heavy rainfall events in the municipality of Kesswil

Inderwildi A., Bezzola G. R. 213

Seeregulierung: von der Hydraulik zum Hochwassermanagement

Lake control: from hydraulics to flood management

Pohl C., Zabel A., Reichel G., Johann G. 223

Hochwasserschutz an der Emscher – physikalische und virtuelle Umsetzung

Flood protection along the river Emscher – physical and virtual Implementation

Rimböck A., Frietsch V. 233

Integraler Hochwasserschutz – Zusammenführung von Einzelmaßnahmen zu Gesamtkonzept als Erfolgsmodell?

Integrated flood protection – success by overall concepts?

Gerke E., Vetsch D., Boes R. 239

Einlassbauwerke von Retentionsräumen im Nebenschluss von Fliessgewässern

Intake structures in rivers to withdraw water to off-stream flood retention areas

Maselli S., Heilig J. 249

Urbane Sturzfluten: Starkregen als neues Gefährdungsbild – Strategien und Handlungsansätze in der Schweiz

Urban flashfloods: Intense rain as a new hazard scenario – strategies and courses of action in Switzerland

Band 1 – VAW Mitteilung 262

Strupler M., Bacigaluppi P., Kremer K., Vetsch D., Anselmetti F. S., Boes R., Wiemer S. 259

Gefahrenabschätzung von durch Unterwasserhangrutschungen ausgelösten Tsunamis in Seen

Hazard assessment of tsunamis, triggered by sublacustrine landslides

Schwere D., Farshi D., Lienert C. 269

Überprüfung der PQ-Beziehung der Messstationen Aargau

Verification of the PQ relationship of the Aargau monitoring stations

Farshi D., Stucki M., Schwere D., Schmocker L., Ehrbar D. 275

Modellversuche Einlaufbauwerk Hinterdorfbach, Dielsdorf

Hydraulic Model of the intake structure at Hinterdorfbach, Dielsdorf

Huber R. 283

Hochwasserrückhaltebecken am Schilternbach (Vorplanung)

Flood Control Reservoir at the Schilternbach (Pre-Design)

Aguirre Iñiguez D. V., Fuchs Y., Giehl S., Reisenbüchler M., Schlagenhauser M., Bui M. D., Rutschmann P. 293

Vergleich zweier hydromorphologischer Modelle an der Staustufe Feldkirchen

Comparison between two hydro-morphodynamic models for the Feldkirchen Reservoir

Hinkelammert-Zens F., Zehnder G. 303

Hybride Modellversuche zum Hochwasserschutzprojekt «Rhesi»

Hybrid modeling of flood protection project «Rhesi»

Mähr M., Valenti B., Schatzmann M. 313

Hochwasserschutz Alpenrhein Internationale Strecke

Flood protection at the Alpine Rhine river at the International section between Ill and Lake of Constance

Band 2 – VAW Mitteilung 263

Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat

Stucki A., Oplatka M. 323

Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat Übersicht Gesamtprojekt und Entlastungsstollen Thalwil

Flood protection River Sihl, Lake Zurich, River Limmat – Overview of overall project and Thalwil flood diversion tunnel

Wyss A., Müller M., Boes R., Hinkelammert-Zens F., Billeter P., Stucki A., Weitbrecht V. 333

Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat - Einlaufbauwerk Entlastungsstollen Thalwil

Flood protection Sihl River, Lake Zurich, Limmat River – intake structure of the Thalwil flood diversion tunnel

Schroeder A., Billeter P., Boes R., Keller Y., Lais A., Stucki A. 343

Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat, Auslaufbauwerk Entlastungsstollen Thalwil

Flood protection Sihl River, Lake Zurich, Limmat River – outlet structure of the Thalwil flood diversion tunnel

Seidel F., Keller Y., Lang C., Billeter P., Schlienger S. 351

Neubau des Platzspitzwehres – Design des Wehrverschlusses und Funktionsnachweis im wasserbaulichen Modell

Reconstruction of the Platzspitz weir - design of the weir gates and proof of function in the hydraulic model

Vonwiller L., Kuhlmann M., Corbe S., Oplatka M., Hauser M. 361

2D Simulation von Hochwasserszenarien an der Sihl in der Stadt Zürich

2D Simulations of Flood Scenarios at the Sihl River in the City of Zurich

Kleinn J., Aller D., Zappa M., Andres N., Bresch D., Heidemann M., Marti C., Oplatka M. 371

Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat Risikobasierte Entscheidungsfindung

Risk based decision-making for flood protection in the Sihl river, the lake of Zurich and the Limmat

Band 2 – VAW Mitteilung 263

Wasserbauliches Versuchswesen und Messtechnik

Hengl M., Boes R. 381

Vernetzte hybride Modellierung wasserbaulicher und morphologischer Themen am Alpenrhein

Cross-linked hybrid modeling of hydraulic and morphological topics at the Alpine Rhine river

Hartlieb A., Kastrup J., Piekarski M. 389

Physikalische Modellversuche zu erodierbaren Überlaufstrecken

Hydraulic model tests of fuse plug embankments

Irniger A., Rozniak A., Lang N., Wegner J. D., Schindler K., Hunziker R. 399

GRAINet: Automatische Kornverteilungsanalysen aus Drohnen-Bildern mit CNNs

GRAINet: Automatic grain size distribution analysis from UAV images with CNNs

Schäfer S., Fuchs Y., Rutschmann P. 409

Ähnlichkeit von Sohlformen bei Sand und Leichtgewichtsgranulat

Similarity of Bed Forms for Sand and Lightweight Granules

Dobler W., Steinbacher F., Baran R., Benger W., Leimer W. 419

Das Potential der Full-Waveform-Prozessierung topo-bathymetrischer LiDAR-Daten

The potential of applying full waveform processing on topo-bathymetric LiDAR data

Beffa C., Cuska M. 429

Netzoptimierung mit CFL-Bedingung

Optimizing Meshes with CFL-Condition

Reisenbüchler M., Liepert T., Aguirre Iñiguez D. V., De Vos F., Giehl S., Bui M. D., Rutschmann P. 437

VieWBay – Wasserwirtschaftliche Modellierung der Fließgewässer Bayerns

VieWBay – Modeling Bavarian Rivers

Band 2 – VAW Mitteilung 263

Fischökologie

Seidl G., Schneider J. 449

Der sohloffene Denilpass – eine kosten- und platzsparende Alternative zu konventionellen Fischaufstiegshilfen?

The modified Denil fishpass – cost and space saving alternative to conventional fish ladders?

Loy G., Reckendorfer W. 457

Schutz der Fischpopulation, ein ganzheitliches Konzept für die Große Wasserkraft im Donaueinzugsgebiet

Measures to Protect Fish Populations, an Integrative Approach for Large Hydropower Plants in the Danube Catchment

Lehmann B. 467

Ethohydraulische Untersuchungen des Flachrechen-Bypass-Fischabstiegsystems

Ethohydraulic laboratory investigation on fish protection and descent using a „flat rake bypass system“

Schneider J., Benigni H., Jaberg H., Zenz G., Tuhtan J. A., Reckendorfer W. 477

Numerische Untersuchungen des Turbinendurchganges von Fischen

Numerical investigations of the turbine passage of fish

Beck C., Meister J., Albayrak I., Boes R. 487

Hydraulik von Bypässen für den Fischabstieg

Bypass hydraulics for fish downstream migration facilities

Dorfmann C., Seidl G. 495

Ein neuer Ansatz zur Quantifizierung des fischökologischen Ausfallrisikos in schwallbeeinflussten Gewässerabschnitten

A new approach for the quantification of the fish-ecological risk of loss in river stretches due to hydropeaking

Hofmann P., Dähler M., Gafner K. 503

Abflusstiefen auf aufgelösten Blockrampen bei Rest- und Niederwassersituation

Flow Depths on Unstructured Block Ramps in Residual and Low Water Conditions

Band 2 – VAW Mitteilung 263

Seidl G. 511

Die Schwimmleistung von Fischen als Parameter zur technischen Auslegung innovativer Fischaufstiegsanlagen

Dimensioning of innovative fish ladders by consideration of swimming performance

Tognacca C., Rossi V. 521

Nachweis der Wanderkorridore auf einer eigendynamischen Rampe

Verification of fish migration corridors on a self-structured ramp

Geiger F., Cuchet M. 529

Fischschäden in Wasserkraftturbinen bewerten und begrenzen

Assessing and mitigating fish damage in hydropower turbines

Aeschlimann A. 539

Fischgerechter Wasserbau im Lichte des Klimawandels

Fish-friendly hydraulic engineering in the light of climate change

Flussmorphologie

Thonhauser S., Riedl M., Feurich R., Reindl R., Janisch T. 551

Planung einer aufgelösten, unstrukturierten Blockrampe am Wehr Brunau an der Ötztaler Ache

Design of an unstructured block ramp at Brunau, Ötztaler Ache

Tognacca S., Tognacca C., Toschini E., Tamagni S. 561

Laboruntersuchung zum Stabilitätsverhalten eigendynamischer Rampen

Laboratory analysis of the stability behavior of self-structured blockramps

Gegenleithner S., Schneider J., Zenz G. 571

Adaptierung eines Open Source Codes zur Modellierung von Geschiebetransport in Wildbächen

Adaption of an open source code for modelling bed load transport in steep mountain streams and torrents

Band 2 – VAW Mitteilung 263

Heinzelmann C., Wurms S., Patzwahl R. 579

Anpassung der Wasserstraßen an den Klimawandel am Beispiel des Rheins

Adaptation of waterways to the impacts of climate change using the example of the Rhine

Farshi D., Stucki M., Jäggi M. 587

Untersuchung der Kolkbildung an einem Strommasten

Investigation of scour at a transmission tower foundation

Scheidegger C., Weber C., De Cesare G., Vetsch D., Belser A. 597

Praxisorientierte Forschung im Bereich Wasserbau und Ökologie

Practice-oriented research in hydraulic engineering and ecology

Stiegeler R., Klocke R. 605

Geotechnische Besonderheiten beim Bau von "Öko-Bermen" auf weichen Flusssedimenten

Geotechnical features when constructing „eco-berms“ on soft river sediment

Alshomaree R., Stamm J. 615

Einfluss der Vegetation auf aquatische Habitatverhältnisse in Fließgewässern

Influence of vegetation on aquatic habitats in flowing waters

Session
Strategie und Innovation in der Wasserkraft

Sessionsleiter
DI Gottfried Gökler
Illwerke vkw AG

AGAW-Studie – Wasserkraft und Flexibilität

AGAW Study – Hydropower and Flexibility

Hans-Peter Ernst, Peter Bauhofer, Orkan Akpinar, Gottfried Gökler

Kurzfassung

Aufbauend auf der Grundlagenstudie „Status und Zukunft der alpinen Wasserkraft“ hat die **Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft (AGAW)** Ende 2019 die Studie „Wasserkraft & Flexibilität, der Beitrag der alpinen Wasserkraft zum Gelingen der Energiewende” veröffentlicht.

Diese Studie beschreibt die Herausforderungen zur Erreichung der Zielvorgaben der Energiewende in Europa, die erhebliche Veränderungen des bestehenden Energiesystems erfordern und alle Bereiche der Stromerzeugung und Energienutzung (Strom, Wärme, Verkehr, Industrie, etc.) betreffen werden. Eine wesentliche Rolle kommt dem elektrischen Strom zu, der - dem European Green Deal folgend – dann fast ausschließlich aus erneuerbaren Energien (EE, d.h. Wind und Solarstrahlung, Wasserkraft und Biomasse) erzeugt wird. Durch die geplante „Sektorkopplung“ mit dem Ziel einer weitgehenden Dekarbonisierung von Raumklimatisierung, Prozesswärme und Verkehr wird die elektrische Energieversorgung eine wesentliche Bedarfssteigerung erfahren. Die zunehmende Erzeugung von Strom aus volatilen erneuerbaren Energiequellen und die gleichzeitige Reduktion der Stromerzeugung aus fossilen und nuklearen Energiequellen führen laut Studie dazu, dass es zunehmend schwierig wird, Stromverbrauch und -erzeugung in jedem Moment im Gleichgewicht zu halten.

Die spezifischen Eigenschaften der Wasserkraft und ihr hoher Ausbaugrad in Mitteleuropa liefern einen entscheidenden Beitrag zum Gelingen der Energiewende.

Abstract

At the end of 2019 the **Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft (AGAW)** published the study "Hydropower & Flexibility, the Contribution of Alpine Hydropower to the Success of the Energy Transition".

It describes the major challenges to achieve the targets of the “Energiewende” in Europe, which will only be possible through a significant change in the existing energy system including all areas of energy generation and use. According to the study, electrical power, which is then generated mostly from renewable energies (wind and solar, hydropower and biomass), plays an important role. The planned sector coupling with the aim of largely decarbonizing the areas heating, process

energy, private and public transport will significantly increase the need for electrical energy. The AGAW study describes how the increasing generation of electricity from volatile renewable energy sources, in combination with the phase-out of fossil and nuclear generation and a consumer-side dynamization and increased consumption has to be balanced at all times.

The specific properties of hydropower and its high degree of utilization make a decisive contribution to the success of the “Energiewende”. In particular, the need for flexible storage that can be provided by hydropower is shown and the challenges for the hydropower industry are explained.

1 Alpine Wasserkraft und Energiewende

1.1 Energiepolitische Ziele

Im Einklang mit den internationalen und europäischen Zielen zum Klimaschutz verfolgen alle Alpenstaaten ambitionierte Ausbauziele für die Stromerzeugung aus erneuerbaren Energien (EE), die auf einem Zubau von volatilen Stromerzeugungsanlagen (Wind & Sonne) basieren. Österreich und die Schweiz haben 100%-Ziele für die Jahre 2030 bzw. 2050, Deutschland will mindestens 80% in 2050 erreichen (Baumgartner und Rienessel, 2019). Bisher konnte der Zubau dieser volatilen und sehr gegrenzt steuerbaren Kraftwerke mittels flexibler Wasserkraft und bestehender fossiler „Regelkraftwerke“ noch gut integriert werden.

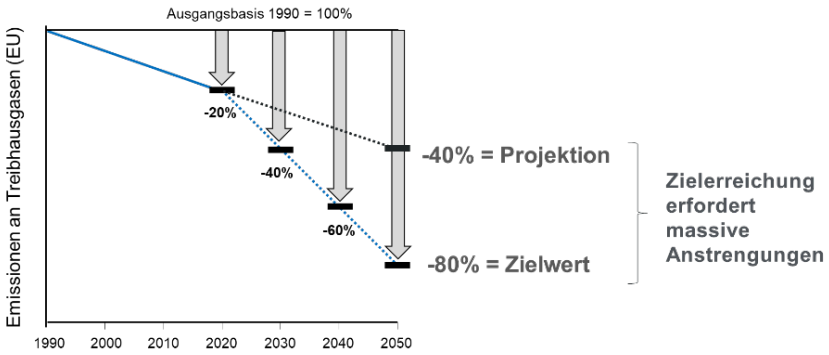


Abb. 1: Reduktion der CO_2-Emissionen (Hochrechnung und Ziele)

Mit dem „European Green Deal“ hat die EU-Kommission das Ziel Klimaneutralität bis 2050 ausgegeben und damit die bisher definierten Ziele von 80% (Abb. 1) noch deutlich ehrgeiziger formuliert. Der Handlungsdruck für eine Transformation unserer komplexen Energie-Infrastruktur ist damit immens.

1.2 Energie und Leistungsvermögen der alpinen Wasserkraft

Die AGAW-Studie (Baumgartner und Schönberg, 2017) zeigt die aktuell vorhandenen Kapazitäten der alpinen Wasserkraft getrennt nach Land, Leistung und Jahreserzeugung auf (Abb. 2).

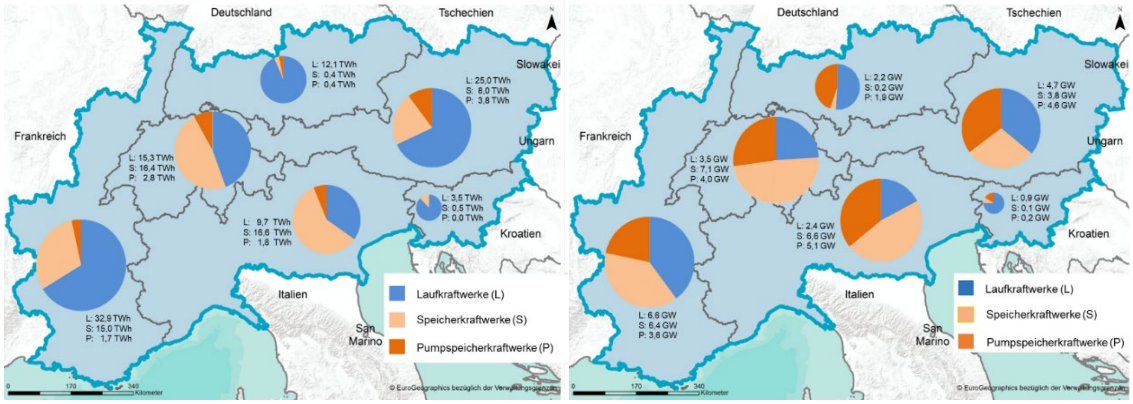


Abb. 2: Jahreserzeugung (links) und installierte Leistung (rechts) der alpinen Wasserkraft

Das Arbeitsvermögen wird mit 166 TWh/a beziffert und stammt aus folgenden Arten von Wasserkraftwerken: 99 TWh/a aus Laufwasser-, 57 TWh/a aus Speicherkraftwerken und 10 TWh/a aus natürlichem Zufluss zu Pumpspeichern.

Die installierte Wasserkraftleistung beträgt 64 GW (20.3 GW Laufwasser, 24.1 GW Speicher und 19.3 GW Pumpspeicher). Mit theoretisch 2600 h/a Vollbenutzungsdauer zeigt sich die Spitzenlastfähigkeit dieser sehr flexiblen Anlagen. In der Studie wird mit dem Begriff **Leistungskredit** quantitativ dargestellt, wie zuverlässig ein Wasserkraftwerk zur Lastdeckung – im Sinne kurzfristig und kurzzeitig notwendiger Spitzenlast – zur Verfügung steht. Die Leistungskredite einzelner Kraftwerke (in Prozent der Nennleistung) summieren sich zur gesicherten Leistung einer Kraftwerksart, die dem Verbundnetz statistisch zur Verfügung steht. Speicher- und Pumpspeicherkraftwerke weisen mit Werten >95% höchste Leistungskredite auf. Auch die Laufwasserkraft ist mit einem Leistungskredit von >40% der Windkraft und Photovoltaik deutlich überlegen.

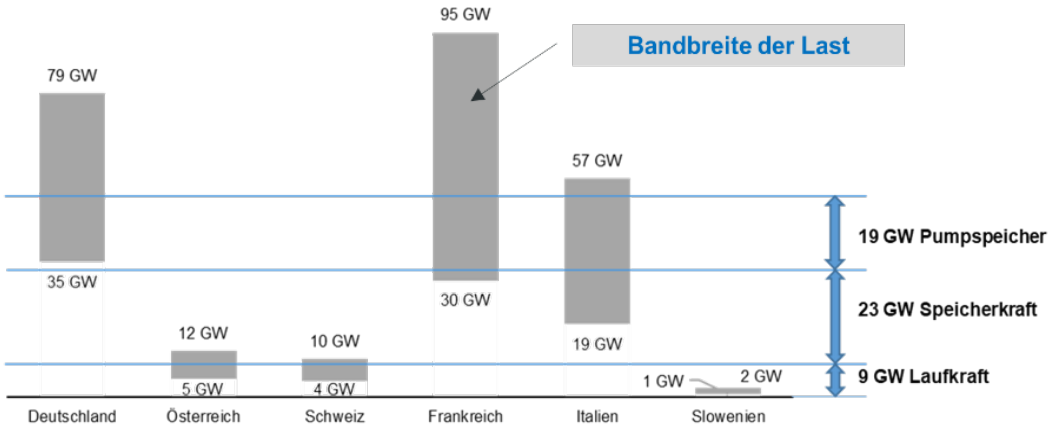


Abb. 3: Leistungsvermögen der Wasserkraft und Leistungsbedarf in den Alpenstaaten

Die in den Alpenstaaten in Summe auftretenden typischen Lasten liegen zwischen 100 und 200 GW (Abb. 3). Die Wasserkraft ist in der Lage, zwischen 25%

und 50% dieser auftretenden typischen Lasten gesichert abzudecken. Damit trägt die Wasserkraft bereits gegenwärtig massiv zur hohen Verfügbarkeit der Stromversorgung bei. Mit zunehmenden Entfall thermischer Kraftwerke wird deren Bedeutung weiter steigen.

2 Herausforderungen der Energiewende

Die folgende Darstellung (Abb. 4) zeigt am Beispiel einer Märzwoche in 2019, wie erfolgreich der Ausbau der erneuerbaren Stromerzeugung in den Alpenstaaten bzw. in Deutschland bereits vorangekommen ist. Die Windkraft und Photovoltaik decken hier in einzelnen Stunden fast den gesamten Bedarf; wenige Stunden später leisten diese Energieträger jedoch nahezu keinen Beitrag zur Bedarfsdeckung. Mit dem angestrebten weiteren Ausbau installierter PV- und Wind-Leistung kommt man dem Ziel einer weitestgehenden (bilanziellen) Bedarfsdeckung sehr nahe.

Betrachtet man den Ausbau der Stromerzeuger aus EE jedoch im Detail, wird offensichtlich, dass die zunehmende Volatilität nicht mit Durchschnittswerten oder Jahressalden beschrieben werden kann. Auch vermeintlich „autarke Energieinseln“ sind bei genauer Betrachtung meist nicht vorbereitet, ohne Netzverbund dauerhaft stabil versorgt zu sein.

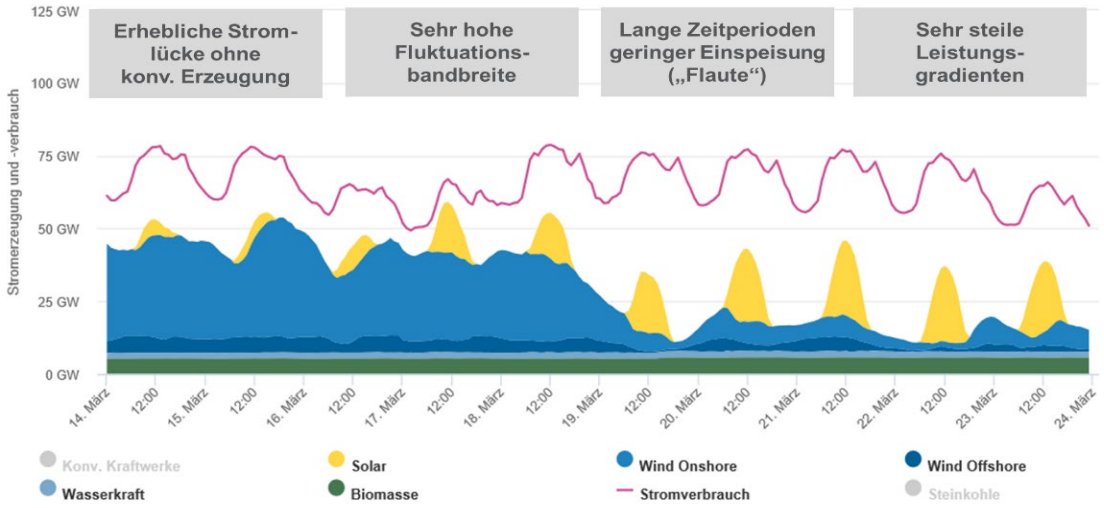


Abb. 4: Bedarf und Lastdeckung über 10 Tage (Quelle: Agora-Energiewende.de)

Die verbleibende Residuallast (Bedarf abzüglich volatiler dargebotsabhängiger Erzeugung) kann hohe positive und negative Momentan-Werte zeigen (siehe Abb. 7). Werden die kurzzeitigen Überschüsse gespeichert, können sie zum Ausgleich von Bedarfsspitzen genutzt werden. Diese Saldierung wird oft nur bilanziell vollzogen, ohne dass sie technisch möglich ist. Die zunehmende Volatilität der Stromerzeugung aus PV- und Wind-Kraftwerken stellt in Verbindung mit der fort-

schreitenden Abschaltung leicht steuerbarer konventioneller (z.B. fossiler) Kraftwerke also die wesentliche technische Herausforderung für die Energiewende mit folgenden Konsequenzen dar:

- Sehr hohe und schnelle Fluktuationsbandbreite der Einspeisung
- Zeiten mit Stromüberschuss (negative Residuallasten)
- Lange Zeiten geringer Einspeisung („Flaute“ bis „kalte Dunkelflaute“)

Die Herausforderung durch die zunehmende Volatilität stellt hohe Anforderungen an die Flexibilität des Stromsystems sowohl auf Verbraucherseite (demand side management) als auch auf Seiten des zukünftigen Kraftwerksparks.

2.1 Erkennbare Lücken der Energiebilanz

Die AGAW-Studie stellt auf Basis der Zahlen von 2017 für das europäische Verbundnetz (ENTSO-E) sehr transparent dar, dass die geplante Reduzierung fossiler Kraftwerke (bisheriger Anteil = 66%) eine Energielücke von mehr als 2.000 TWh/a bewirken wird (Abb. 5). Dabei ist noch nicht berücksichtigt, dass durch „Sektorkopplung“ der Bedarf an elektrischer Energie noch steigen wird. Daraus wird die „Versorgungslücke“ ersichtlich, die nur mit einer Kombination **aller realistischen Optionen** (incl. Einsparmaßnahmen) gedeckt werden kann.

Dabei darf nicht vergessen werden, dass die hohe erforderliche Bereitstellung aus EE zu wachsenden Interessenskonflikten führen wird. Ein Erfolgsfaktor ist deshalb, dass effiziente transparente Abwägungsprozesse etabliert werden, die effektive Konsens-Lösungen ermöglichen.

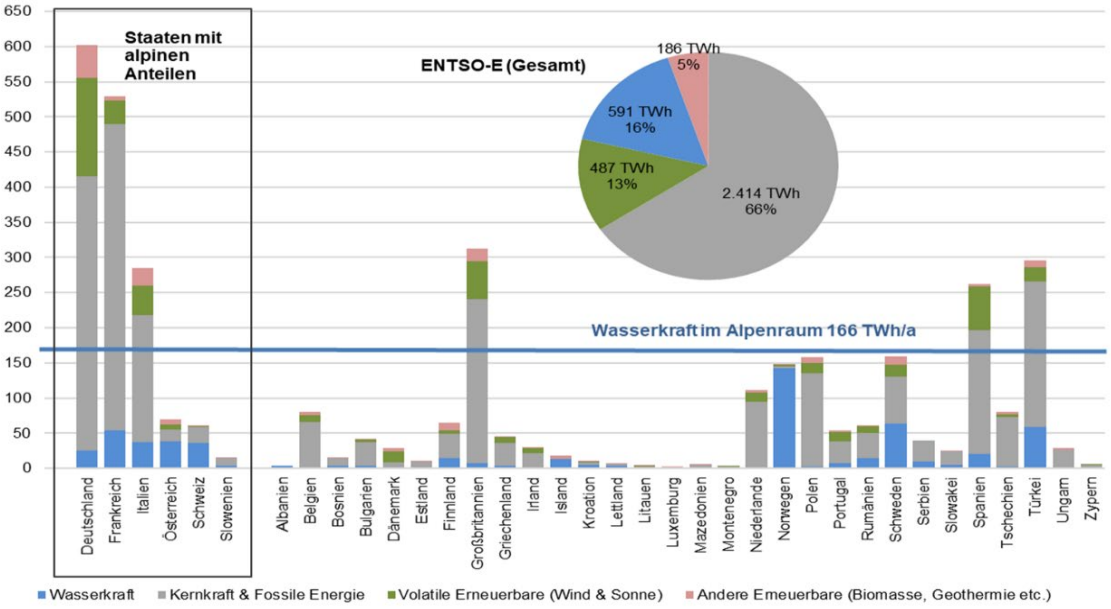


Abb. 5: Jahres-Arbeitsvermögen der Kraftwerke im europäischen Verbundnetz (ENTSO-E)

2.2 Erkennbare Defizite der Leistungsbilanz und Systemstabilität

Das elektrische Versorgungssystem für eine industriell und informationstechnisch hoch entwickelte Region kann nur sinnvoll betrieben werden, wenn Erzeugungsleistung und Verbraucherlast in jedem Moment ausgeglichen sind. Die AGAW-Studie zeigt in diesem Kontext die Verteilung der installierten Leistungen im ENTSO-E-Gebiet mit insgesamt 1150 GW. Die Perspektive, dass ca. 50% dieser Leistung, die bisher von steuerbaren Kraftwerken bereitgestellt werden, in Zukunft fehlen werden, stellt ein Risiko für die notwendige Frequenz- und Spannungshaltung dar. Systemstabilität ist nur erreichbar, wenn die fast 600 GW durch eine hoch verfügbare Kraftwerkskapazität oder ein akzeptiertes Abschaltmanagement ersetzt werden.

3 Perspektiven für die Energiewende mit starker Wasserkraft

3.1 Wasserkraft-Lösungen für das zukünftige Energiesystem

Der Ausbau von Kapazitäten zur Speicherung von Strom-Überschüssen und zur leistungsstarken Rückverstromung ist eine mögliche Lösung der hier aufgezeigten Lücken in der Energie- und Leistungsbilanz.

Durch Bereitstellung gesicherter Leistung und höchster Flexibilität (Abb. 6) bildet die Wasserkraft das Fundament dafür, volatile erneuerbare Energie in großem Ausmaß in das Stromsystem zu integrieren, insbesondere durch den Ausgleich kurzzeitiger Leistungs-Überschüsse und -Defizite. Die Wasserkraft hat systemrelevante Fähigkeiten (Schwarzstartfähigkeit zum Netzwiederaufbau, Frequenz- und Spannungshaltung, schnelle Leistungsbereitstellung, etc.) und leistet ihren Teil für eine stabil funktionierende Stromversorgung.

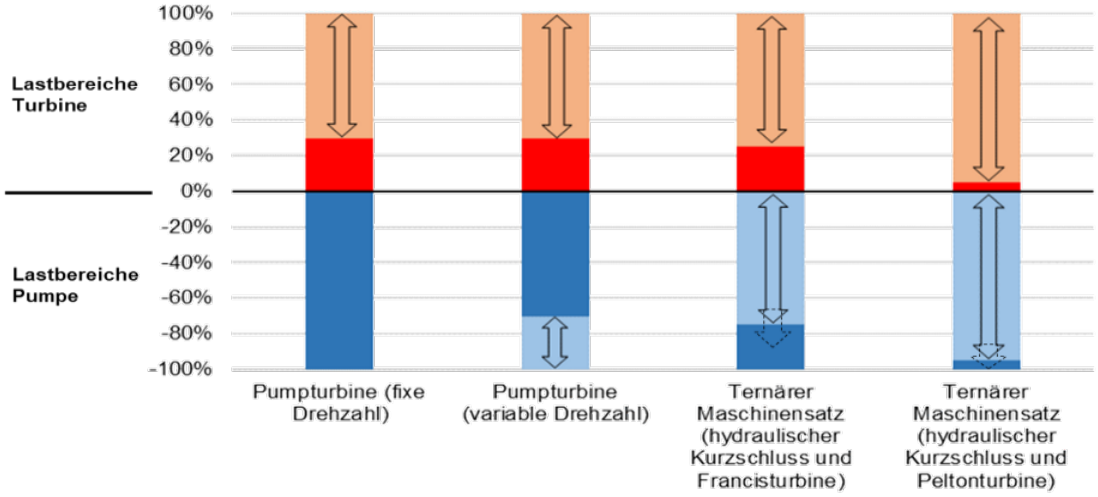


Abb. 6: Flexible Leistungsfähigkeit verschiedener Pumpspeicherkonzepte

Neben dem Beitrag zur Systemstabilität sind Wasserkraftkonzepte und ihre mehrfach genutzten Speicher eine hervorragende Unterstützung diverser Problemlösungen (z.B. Hochwasserschutz, Niedrigwasser-Aufbesserung, Trinkwassersicherung, Energieversorgung, Landwirtschaft, Tourismus). Angesichts des Klimawandels ist der umfassende gesellschaftliche Nutzen neuer Wasserkraft-Projekte fair und mit dem erforderlichen Weitblick zu bewerten.

3.2 Rahmenbedingungen belasten den Wasserkraftausbau

Die Wasserkraft bietet hierfür technische Potenziale, die jedoch infolge hoher Risiken durch regulatorische bzw. wirtschaftliche Rahmenbedingungen oder wegen unüberschaubarer Widerstände einzelner Interessensgruppen derzeit oft nicht nutzbar sind.

Obwohl die Wasserkraft benötigt wird und z.T. fertig entwickelte Projekte vorhanden sind, erkennt man derzeit nur wenige Ausbau-Aktivitäten. Das ist ein eindeutiger Hinweis darauf, dass zu viele hemmende Faktoren existieren. Erfahrungen der AGAW-Mitglieder deuten u.a. auf folgende Restriktionen:

- Umlagen und Abgaben sowie regulative Eingriffe sind ökonomische Risiken während der wirtschaftlichen Betrachtungszeit.
- Regionale Widerstände gegen neue Projekte in Verbindung mit geringer politischer Unterstützung erschweren die Realisierung.
- Verzerrter Wettbewerb z.B. durch Förderung konkurrierender Lösungen (P2G, Batterien, etc.) begünstigen nicht den Ausbau der Wasserkraft.
- Lange Umweltdiskussionen incl. Rechtsunsicherheit stellen erhebliche Risiken für große Investitionsvorhaben dar.

Da viele Leistungen der Wasserkraft häufig ohne Aufmerksamkeit und Vergütung bereitgestellt und in Anspruch genommen werden, gibt es keine öffentliche Diskussion über deren Ausbau im Rahmen der Energiewende.

3.3 Stromüberschuss und Nachverwertung

Eine korrekte Diskussion der in Kap. 2 benannten bilanziellen Bedarfsdeckung durch Stromerzeugung aus EE versus ausgeglichener Residuallast ergibt für Energietechniker und entsprechenden Wissenschaftler folgendes Bild:

- Zielzustand (mit **geringer Residuallast**): Die EE-Einspeisung deckt für Stunden nahezu den gesamten Bedarf, dennoch laufen zur Absicherung Regelkraftwerke mit.

- **Überproduktion** (negative Residuallast): Die EE-Einspeisung ist häufig höher als der Bedarf; die „überschüssige“ Leistung wird mit negativen Preisen verteilt. Derzeit werden die EE-Einspeiser begrenzt (auch die Wasserkraft) und Energiemengen werden nur teilweise gespeichert.
- **Unterdeckung** (positive Residuallast): Die EE-Einspeisung ist z.B. bei „Flaute“ geringer als der Bedarf und für die „fehlende“ Leistung werden hohe Preise geboten. Speicher werden entladen.

Die farbig hinterlegten Flächen in Abb. 7 zeigen die Zeitbereiche negativer Residuallasten. Im Jahr 2016 war in Deutschland noch keine negative Residuallast erkennbar, bis 2050 werden etwa 2300 h/a erwartet. In Österreich lag 2016 bereits über 1000 Stunden lang der Bedarf unter der Stromerzeugung; diese Situation wird in 2030 etwa über 3600 h/a vorliegen. Durch diese Verschiebung der Residuallast zu negativen Leistungen entsteht häufiger eine temporäre Zwangs-Überschuss-Situation, die durch negative Preise (Abb. 8) und Einspeisemanagement (Abregelung) von volatilen Einspeisern beherrscht wird, wenngleich per Jahressaldo eine ausgeglichene Energiebilanz zu erwarten ist.

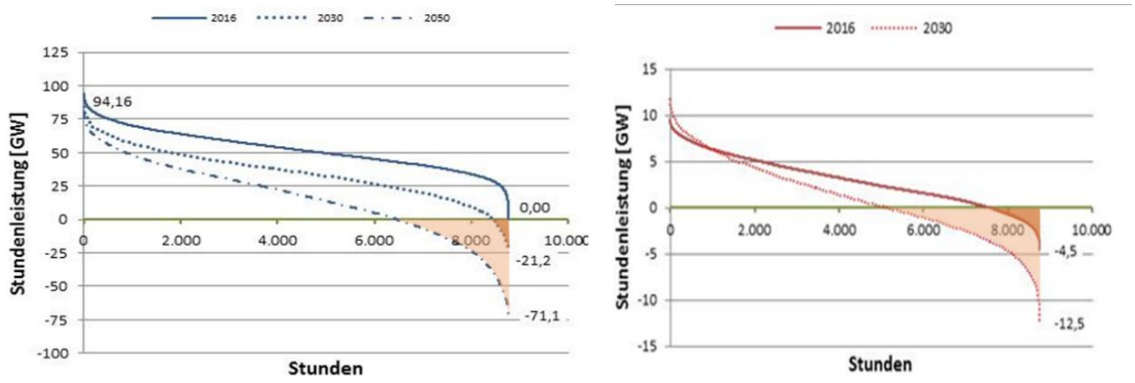


Abb.7: Dauerlinie der Residuallast in Deutschland (links) und Österreich (rechts)

Die ökonomische Bewertung basiert auf der Relation Strompreis zu Residuallast. Gemäß Merit-Order-Prinzip werden bei steigendem Bedarf teurere Produktionsmittel eingesetzt. Dagegen wird bei negativer Residuallast mit anderen Methoden eingegriffen und die Stromerzeugung vermieden, d.h. es wird Überschussproduktion aus erneuerbarer Energie nicht zugelassen. Dann wird also nicht „geerntet“ was verfügbar wäre.

Würde das „Verwerfen“ der EE-Produktion vermieden, entstünden mehr Chancen für Pumpspeicherkraftwerke, den Überschussstrom sinnvoll und mit hohem Wirkungsgrad zu speichern. Da die negativen Pumpstromkosten bisher durch Abschalten begrenzt sind, fehlen hierfür starke wirtschaftliche Anreize.

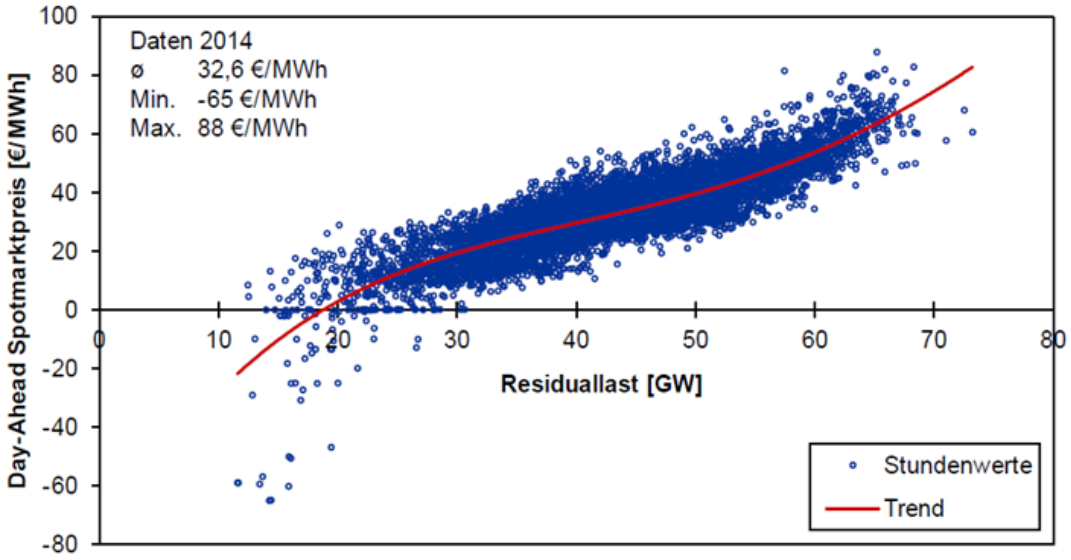


Abb. 8: Kennlinie zur Residuallast – Bepreisung

4 Zusammenfassung und Ausblick

Alle Bestrebungen zur Begrenzung des Klimawandels zielen auf einen massiven Zubau von Wind- und PV-Anlagen ab. Flexible Regelkraftwerke werden für die Systemstabilität, Versorgungssicherheit und Integration dieser volatilen Erneuerbaren benötigt. Wasserspeicher gewinnen zur Minderung der negativen Folgen des Klimawandels an Bedeutung. Wasserkraftwerke, insbesondere Wasserkraftspeicher und Pumpspeicher, bieten hierfür die Lösungen in allen Zeitskalen bis hin zur saisonalen Verlagerung.

Erfolgskritisch ist das Etablieren von Abwägungsprozessen bei zunehmenden Interessenkonflikten, um soziale Akzeptanz und Investitionssicherheit zu schaffen.

Wenn eine Wertediskussion auch das Verwerfen von temporär auftretendem Überschussstrom bei gleichzeitig absehbarer Strommangelsituation anspricht, wird aus dieser „Strom ist wertvoll“-Debatte ein Rückenwind für alle Strom-Speicher entstehen.

Ein Vergleich mit diskontinuierlicher Produktion von Lebensmitteln (z.B. Getreide) zeigt die Selbstverständlichkeit von täglicher bis mehrjähriger Bewirtschaftung wertvoller Ressourcen mittels Speicher (vgl. Kornspeicher). Auch Strom ist ein „Lebensmittel“.

Referenzen

Baumgartner, A., Rienessel, C. (2019). Wasserkraft & Flexibilität, AGAW-Studie, http://www.alpine-wasserkraft.com/

Baumgartner, A., Schönberg, M. (2017). Status und Zukunft der alpinen Wasserkraft, AGAW-Studie, http://www.alpine-wasserkraft.com/

Adressen der Autoren

Hans-Peter Ernst

Uniper Kraftwerke GmbH

D-84034 Landshut, Luitpoldstr. 27

Hans-Peter.Ernst@uniper.energy

Peter Bauhofer

TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG

A-6020 Innsbruck, Eduard Wallnöfer Platz 2

peter.bauhofer@tiwag.at

Orkan Akpinar

Schluchseewerk AG

D-79725 Laufenburg, Säckinger Str. 67

Akpinar.Orkan@Schluchseewerk.de

Gottfried Goekler

illwerke vkw AG

A-6773 Vandans, Anton-Ammann-Straße 12

Gottfried.Goekler@illwerkevkw.at

Die Rolle der Wasserkraft in der Schweizer Energiestrategie

The role of Hydropower in the Swiss Energy Strategy

Matteo Bonalumi, Thomas Putzi, Guido Federer, Christian Dupraz

Kurzfassung

Die Wasserkraft spielt in der Schweizer Energiestrategie 2050 eine zentrale Rolle; ihre Nutzung und ihr Ausbau sind gemäss dem neuen Energiegesetz von nationalem Interesse. Das Bekenntnis zu einem weiteren Zubau der Wasserkraft drückt sich auch durch den im Gesetz verankerten Richtwert für Produktion aus Wasserkraft von 37'400 GWh für das Jahr 2035 aus. Für das Jahr 2050 geht der Bundesrat von einer Produktion aus Wasserkraft von 38'600 GWh aus. Die BFE-Studie zum Ausbaupotenzial vom 2. September 2019 zeigt, ausgehend vom aktuellen Wert von 35'990 GWh, in welchen Bereichen (u.a. Gross/Kleinwasserkraft) wieviel Potential bis im Jahr 2050 erwartet wird. Dabei wird auch auf die Themen Klimawandel, Gletscherseen und Mehrzweckspeicher eingegangen. Die Herausforderung, sowohl Erhalt als auch Zubau sicherzustellen, ist gross, zumal zu berücksichtigen ist, dass Produktionseinbussen infolge der neuen Restwasserbestimmungen zu kompensieren sind.

Heute sind viele Fragen offen: Wie sind die Ausbauziele der Wasserkraft unter den heutigen gesetzlichen Bedingungen erreichbar? Welchen Effekt werden die klimatischen Veränderungen und der Gletscherrückzug in den Alpen auf die Wasserkraft haben? Wie steht es um die Versorgungssicherheit und welche Chancen bieten neue Speicherseen oder Erweiterungen?

Das Bundesamt für Energie (BFE) versucht, auf diese Fragen eine Antwort zu geben und die neuesten Entwicklungen auf regulatorischer Ebene aufzuzeigen.

Abstract

Hydropower plays a key role in the Swiss Energy Strategy 2050. Exploitation and development of hydropower plants are considered of national interest in the new Energy Law. The same Energy Law foresees an increase of electricity production from hydropower up to a yearly production of 37'400 GWh in 2035 and 38'600 GWh in 2050. A study commissioned by the Swiss Federal Office of Energy (SFOE) and published in September 2019 estimates the hydropower potential until 2050 weighting different variables, such as climate change, new glacier lakes and the increase of residual water. As a result of this investigation, the

SFOE tries to answer different open questions: Are the hydropower exploitation goals achievable under the current laws? Which impact do the climate change and the glacier retreat have on hydropower? How relevant is the security of supply and what kind of opportunity offer new reservoirs and expansion projects?

1 Die Energiestrategie 2050

1.1 Ziele

Im Laufe des Jahres 2011, als Folge der Nuklearkatastrophe von Fukushima in Japan, haben der Bundesrat und das Parlament einen schrittweisen Ausstieg aus der Kernenergie entschieden. Am 4. September 2013 hat der Bundesrat seine Botschaft zur Energiestrategie 2050 verabschiedet[1]. Ziel dieser Strategie ist der etappenweise Umbau der Energieversorgung bis 2050, der insbesondere durch die Senkung des Energieverbrauchs und den tragbaren Ausbau der erneuerbaren Energien erreicht werden soll. Gleichzeitig wurden weitere Stossrichtungen festgelegt: den Zugang zu internationalen Energiemärkten sicherstellen, den Um- und Ausbau der elektrischen Netze und Energiespeicherung, eine neue Vorbildfunktion der öffentlichen Hand (z. B. mit den Labels Energiestadt und Energie-Region) und die Verstärkung der internationalen Zusammenarbeit im Energiebereich. Die parlamentarische Beratung wurde mit Annahme des Gesetzespaketes in der Schlussabstimmung vom 30. September 2016 abgeschlossen. In der Volksabstimmung vom 21. Mai 2017 wurde das neue Energiegesetz mit einer Mehrheit von 58.2% angenommen.

1.2 Die Rolle der Wasserkraft

Die Wasserkraft spielt in der Energiestrategie 2050 besonders aufgrund der langfristig erfolgenden Ausserbetriebnahme der fünf Kernkraftwerke eine zentrale Rolle. Die inländische Produktion aus Wasserkraft soll im Jahr 2035 37'400 GWh und im Jahr 2050 38'600 GWh betragen, d.h. +1'410 GWh/Jahr und +2'610 GWh/Jahr im Vergleich zur Produktionserwartung im Jahr 2019 von 35'990 GWh[1].

Der Zuschlag auf dem Strompreis (Netzzuschlag) ist im neuen Energiegesetz von 1.5 Rp./KWh auf 2.3 Rp./kWh erhöht worden. Diese Erhöhung stellte in den letzten drei Jahren weitere Gelder zur Förderung der erneuerbaren Energien zur Verfügung und davon konnten mittels der folgenden drei Förderinstrumente mehrere Wasserkraftprojekte finanziert werden:

- Einspeisevergütung (EVS): Die Vergütung ist auf 15 Jahre befristet und ist gemäss dem neuen Energiegesetz nur für Neuanlagen zwischen 1 und

[1] https://www.bfe.admin.ch/bfe/de/home/politik/energiestrategie-2050.html

10 MW möglich (mit Ausnahmen, u.a. für Trink- und Abwasserkraftwerke < 1 MW). Die Vergütung beträgt zwischen 6.6 (10 MW Leistung) und 9.0 Rp./kWh (1 MW Leistung), die höher liegen kann für Anlagen mit geringer Fallhöhe und hohe Wasserbaukosten. Gemäss Cockpit der Pronovo AG (Vollzugsstelle der Einspeisevergütung) sind per 1. Januar 2021 656 Anlagen mit einer Einspeisevergütung gefördert worden, wovon 100 Anlagen mit einer Stromproduktion von ca. 360 GWh/Jahr seit dem Inkrafttreten des neuen Energiegesetzes (weitere 80 Anlagen mit einer erwarteten Produktion von 400 GWh/Jahr haben einen positiven EVS-Bescheid erhalten, wurden aber noch nicht realisiert). Die Gesamtproduktion dieser geförderten Anlagen seit der Einführung der Einspeisevergütung am 1. Januar 2009 beträgt etwa 1‘800 GWh/Jahr[2].

- Marktprämie (MP): Diese Massnahme ist beschränkt auf die Periode 2018-2022. Anspruch haben Anlagen mit einer mechanischen Bruttoleistung > 10 MW_{br}, welche die Elektrizität am Markt zu Preisen unterhalb der Gestehungskosten verkaufen müssen. Die Vergütung beträgt max. 1 Rp./kWh. Eine Marktprämie haben in den Jahren 2018, 2019 und 2020 46 resp. 27 resp. 33 unrentable Wasserkraftwerke erhalten, die 13'575 GWh resp. 8'850 GWh resp. 9'585 GWh Strom unter den Gestehungskosten absetzen mussten.
- Investitionsbeiträge (IB): Ein Investitionsbeitragsgesuch kann bis 2030 gestellt werden. Neuanlagen der Grosswasserkraft (d.h. > 10 MW_{br}) können bis zu 40% der anrechenbaren Investitionskosten erhalten, wobei Anlagen mit Speicher bevorzugt werden. Erweiterungen und Erneuerungen der Grosswasserkraft erhalten einen Beitrag von bis zu 40%, resp. 20%, jene für Kleinwasserkraft (d.h. 300 kW_{br} - 10 MW_{br}) einen Beitrag von 60% resp. 40%. Insgesamt sind seit dem Inkrafttreten des neuen Energiegesetzes 18 Investitionsbeiträge (15 Kleinwasserkraftwerke und 3 Grosswasserkraftwerke) zugesichert worden, die künftig eine Produktionszunahme von insgesamt 60 GWh/Jahr ermöglichen.

2 Ausbaupotenzial der Wasserkraft

2.1 Resultate einer BFE-Studie

Die Studie, die das BFE im Jahr 2019 veröffentlicht hat, weist ein totales Ausbaupotenzial der Wasserkraft von −60 (unter heutigen Nutzungsbedingungen) bis +1'560 GWh/Jahr (unter optimierten Nutzungsbedingungen) im Jahr 2050 aus (Bundesamt für Energie, 2019). Ausgehend von der mittleren Nettoproduktion am

[2] https://pronovo.ch/de/services/berichte

1. Januar 2019 (35'990 GWh/Jahr), liegt die erwartete jährliche Produktion im Jahr 2050 je nach Szenario bei 35'930 GWh oder bei 37’550 GWh. Im Vergleich zum Jahr 2012 und unter Berücksichtigung des Zubaus (+640 GWh/Jahr seit dem 1. Januar 2012) ist die Einschätzung für das totale Wasserkraftpotenzial um 960 GWh/Jahr zurückgegangen. Während das Ausbaupotenzial der Neubauten und der Erweiterungen bzw. Erneuerungen bei der Grosswasserkraft fast unverändert bleibt (−50 GWh/Jahr im Vergleich zur Studie 2012), fallen 830 GWh (1'600 GWh in der Studie 2012 und 770 GWh in der Studie 2019) bei der Kleinwasserkraft weg: U.a. wird mit dem Wegfall derjenigen Kleinwasserkraftwerke gerechnet, die ohne Förderung nicht mehr rentabel sind und ohne ein neues Fördersystem für neue Kleinwasserkraftwerke weniger zugebaut werden. Eine weitere Reduktion des Wasserkraftpotenzials von 500 GWh/Jahr (−1'400 GWh in der Studie 2012, −1'900 GWh in der Studie 2019) ist mit der Minderproduktion infolge Umsetzung der Restwasserbestimmungen zu erklären.

Das Potenzial von neuen Gletscherseen (ca. 700 GWh/Jahr gemäss der Studie, bis 1.6-1.8 TWh/Jahr gemäss einer anderen Studie, die schweizweit die besten 20 möglichen Standorte untersucht hat (Ehrbar *et al.*, 2019) wurde in der Analyse nicht berücksichtigt. Ebenfalls fehlen allfällige Projekte, die aus Vertraulichkeitsgründen nicht offengelegt wurden. Es ist zu vermuten, dass diese Projekte eine Steigung der jährlichen Produktion um mehrere hundert Gigawattstunden ausmachen und damit die Ziele der Energiestrategie erreicht werden könnten.

3 Perspektiven

3.1 Förderung

Seit Inkrafttreten des neuen Energiegesetzes gibt es Investitionsbeiträge für die Gross- und Kleinwasserkraft (bis 2030 rund 60 Millionen Franken pro Jahr) sowie eine Marktprämie für die Grosswasserkraft (bis 2022 ca. 100 Millionen Franken pro Jahr). Weil diese zwei Fördermittel befristet sind und das Einspeisevergütungssystem ab 2023 keine Neuanlagen mehr aufnimmt, strebt der Bundesrat nach weiteren Lösungen. Gemäss der Medienmitteilung des Bundesrates vom 27. September 2019 sollen die im Gesetz enthaltenen Richtwerte für den Ausbau der Wasserkraft und anderer erneuerbaren Energien für 2035 als verbindlich erklärt werden. Die bis 2030 befristeten Investitionsbeiträge sollen bis Ende 2035 verlängert und die Mittel für die Investitionsbeiträge für die Grosswasserkraft verdoppelt werden (Bundesrat, 2019). Der Entwurf des revidierten Energiegesetzes, welches frühestens im Jahr 2023 in Kraft treten könnte, liegt vor und die Vernehmlassung wurde am 12. Juli 2020 abgeschlossen. Die Untergrenze für Investitionsbeiträge für neue Anlagen ist auf 1 MW statt die heutigen 10 MW vorgese-

hen; diese Untergrenze soll für Nebennutzungsanlagen wie z.B. Trinkwasserkraftwerke nicht gelten. Neu soll der Bund auch 40% der Projektierungskosten von neuen Anlagen und erheblichen Erweiterungen übernehmen[3]. Um die Versorgungssicherheit im Winterhalbjahr zu stärken, soll zudem die Revision des Stromversorgungsgesetzes eine zusätzliche Unterstützung des Ausbaus der Speicherwasserkraft einführen[4].

3.2 Politisches und wirtschaftliches Umfeld

Die Wasserkraft befindet sich momentan in einem sehr dynamischen Umfeld. Im März 2019 hat das Parlament beschlossen, das bundesrechtliche Maximum für den Wasserzins bis im Jahr 2024 bei 110 CHF/kW_{br} zu belassen. Im gleichen Monat hat das Bundesgericht entschieden, dass ehehafte Rechte künftig mit Konzessionen nach heutigem Recht ersetzt werden müssen[5]. Weitere Herausforderungen für Behörden und Betreiber stehen in den nächsten Jahrzehnten an, u.a. die Erneuerung einer Vielzahl von Konzessionen und deren Heimfallregelungen sowie die Sanierung Wasserkraft (Fischgängigkeit, Schwall/Sunk, Geschiebehaushalt, neue Restwassermengen usw.), die eine Produktionsminderung verursachen können. Auf der anderen Seite hat das Parlament mit der Annahme der parlamentarischen Initiative Rösti für eine grössere Rechtssicherheit bei Konzessionserneuerungen gesorgt (der Umweltverträglichkeitsbericht nimmt neu Bezug auf den Ist-Zustand einer Anlage und nicht mehr auf den ursprünglichen Zustand[6].

3.3 Hydrologie

Die Hydrologie wird sich in den nächsten Jahren stark verändern, wie verschiedene wissenschaftliche Studien darlegen. Einen wesentlichen Einfluss auf das hydrologische Regime haben die in der Schweiz vorhandenen Gletscher als Wasserspeicher (Schleiss, 2016; Farinotti *et al.*, 2019; Schaefli *et al*., 2019; Felix *et al.*, 2020). Deren Abschmelzen führt bereits heute, aber auch noch die nächsten Jahrzehnte, zu höheren Abflussmengen und damit verbunden zu einer höheren Wasserkraftproduktion. Gleichzeitig ist ein für die Wasserkraft positiver Effekt zu erwarten, nämlich eine leichte Verlagerung der Produktion vom Sommer in den Winter. Sind die Gletscher jedoch abgeschmolzen, fehlt deren natürliche Speicherfunktion für die anfallenden Niederschläge (Bundesamt für Energie,

[3] https://www.admin.ch/ch/d/gg/pc/documents/3117/EnV_Foerdermassnahmen-ab-2023_Entwuf_de.pdf
[4] https://www.admin.ch/gov/de/start/dokumentation/medienmitteilungen.msg-id-81068.html
[5] https://www.bger.ch/ext/eurospider/live/de/php/aza/http/index.php?highlight_docid=aza%3A%2F%2F29-03-2019-1C_631-2017&lang=de&type=show_document&zoom=YES&
[6] https://www.parlament.ch/de/ratsbetrieb/suche-curia-vista/geschaeft?AffairId=20160452

2019). Dieser Effekt kann teilweise nur aufgefangen werden, wenn die freiwerdenden Geländemulden für Stauseen genutzt werden.

4 Zusammenfassung

Das Umfeld für die Wasserkraft bleibt anspruchsvoll, insbesondere bedarf es grosser Anstrengungen, um das heutige Niveau zu halten und den massvoll vorgesehenen Ausbau zu realisieren. Gletscherseen und bisher unbekannte Projekte können dabei helfen. Der weitere Ausbau durch die Strombranche wird jedoch massgeblich von der Entwicklung der wirtschaftlichen Rahmenbedingungen für die heimische Wasserkraft abhängen. Für die Stärkung der Versorgungs-sicherheit ist ein Ausbau der Wasserkraft relevant, insbesondere im Bereich der Speicherseen, die eine Erhöhung der Stromproduktion im kritischen Winterhalbjahr ermöglichen (Ehrbar *et al.*, 2019; Felix *et al.*, 2020).

Referenzen

Bundesamt für Energie (2019). Wasserkraftpotenzial der Schweiz.

Bundesrat (2019). Bundesrat bekräftigt vollständige Öffnung des Strommarktes. Medienmitteilung vom 27. September 2019.

Ehrbar D., Schmocker L., Vetsch D. F., Boes R. (2019). Wasserkraftpotenzial in Gletscherrückzugsgebiet der Schweiz, Wasser Energie Luft 111(4), 205-212

Farinotti D., Round, V., Huss M., Compagno L., Zekollari H. (2019). Large hydropower and water storage potential in future glacier-free basins. Nature 575, 341-344.

Felix D., Müller-Hagmann M., Boes R. (2020). Ausbaupotential der bestehenden Speicherseen in der Schweiz. Wasser Energie Luft 112(1): 1-10.

Schaefli, B., Manso, P., Fischer, M., Huss, M., & Farinotti, D. (2019). The role of glacier retreat for Swiss hydropower production. Renewable Energy, 132, 615-627

Schleiss A. J. (2016). Talsperren und Speicher als lebenswichtige Infrastrukturanlagen für den weltweiten Wohlstand. WasserWirtschaft 106(6), 12-15.

Adressen der Autoren

Matteo Bonalumi (korrespondierender Autor)
Thomas Putzi, Guido Federer, Christian Dupraz

Bundesamt für Energie (BFE)

CH-3003 Bern

matteo.bonalumi@bfe.admin.ch

Ausbau der Speicherwasserkraft als Voraussetzung für die Integration hoher Anteile hochvolatiler erneuerbarer Erzeugung

Increasing the storage hydropower capacity to integrate a higher share of intermittent renewables

Peter Bauhofer, Michael Zoglauer

Kurzfassung

Mit dem Nationalen Energie und Klimapaket setzt sich Österreich zum Ziel, bis 2030 bilanziell ausgehend von heute ca. 74 % eine zu 100 % auf erneuerbaren heimischen Energiequellen beruhende Stromversorgung aufzubauen. Wasserkraft und die volatilen Quellen Windkraft und solarer Photovoltaik (PV) werden die zentrale Rolle spielen.

Die vorliegende Studie hat zum Ziel, die Entwicklung der Kenngrößen der Residuallast Österreichs (Last des öffentlichen Netzes abzüglich der Erzeugung aus Photovoltaik, Wind- und Laufwasserkraft) zu erfassen, um eine Abschätzung für den Flexibilisierungsbedarf Österreichs zu geben. Dafür werden stündliche Zeitreihen von Last und Erzeugung des Jahres 2016 für ausgewählte Stützjahre bis 2050 skaliert.

Die Residuallast und damit der Flexibilisierungsbedarf nehmen für folgende Kenngrößen auf allen Zeitebenen und in beiden Energieflussrichtungen überproportional zu: Leistungsspitzen, Energie, Gradienten (Rampen) und Lastwechsel. Es zeichnet sich ab, dass schon ab etwa 2025 die Leistungsgrenze des vorhandenen steuerbaren Kraftwerksparks erreicht wird. Es wird erwartet, dass bis 2030 mindestens ca. 7 TWh/a zusätzlich mittels Speicherwasserkraft- und Pumpspeicheranlagen vom Sommer in den Winter umzulagern sind. Für die Systemstabilität und Versorgungssicherheit ist daher der rasche Ausbau kalkulierbarer, effizienter Einheiten in Form großer Wasserkraftspeicher und Pumpspeicher (unter Nutzung natürlicher Zuflüsse) notwendig. Diese werden durch steuerbare thermische Einheiten und längerfristig auch durch *Power-to-Gas* (P2G)-Anlagen unterstützt. Flächendeckende Korrelationen der Erzeugung aus Windkraft und PV bis hin zur so genannten Dunkelflaute lassen die Nutzung von *Cross-Border*-Flexibilität nur in moderatem Maß als ratsam erscheinen.

Die Kernaussagen sind für Elektrizitätsversorgungssysteme mit einem hohen Erneuerbaren-Anteil in erster Näherung verallgemeinerbar. Vertiefende Analysen zur Bestimmung der Bandbreiten werden für weitere Jahre mit anderem Wettergeschehen empfohlen.

Abstract

Today, renewable energies contribute to 74% of Austria's electricity production. The Austrian energy policy aims at increasing this share to 100% on a yearly balance until 2030, mainly based on hydropower and highly intermittent wind power as well as solar photovoltaics (PV).

To estimate the need for flexibility, the evolution of Austria's residual load, i.e. the load of the public grid minus the generation from photovoltaics, wind and run-of-river hydropower, are analyzed with an hourly resolution. Thereby, the key parameters such as peaks, ramps, duration and energy content of residual load blocks for both energy flow directions are investigated with a focus on 2030 and a prospect to 2050.

The residual load and thus the need for flexibility increase disproportionately for the following parameters at all time frames and in both energy flow directions: power peaks, energy, gradients (ramps) and load changes. It is anticipated that Austria's flexible units will not be able to meet its flexibility needs already after 2025. It is expected that by 2030 at least an additional 7 TWh/a will have to be transferred from summer to winter by means of storage hydropower and pumped storage plants. For system stability and security of supply, the rapid expansion of controllable, efficient units in the form of large hydropower storage and pumped storage also using natural inflows is therefore necessary. These are supported by dispatchable thermal units and, in the longer term, also by power-to-gas (P2G) installations. Possible wide-area correlations of wind and solar radiation PV may lead to system-wide imbalances. As occasional very low generations from wind and PV in large regions cannot be excluded, it is advisable to rely only to a limited extent on cross-border flexibility.

The core statements can be generalized for electricity supply systems with a high share of intermittent renewables. Additional analyses to determine the bandwidths are recommended for further years with different weather patterns.

1 Residuallastanalyse

Die Energiewende wird zunehmend von folgenden Knappheitsgütern gekennzeichnet sein: Akzeptanz, Leistbarkeit sowie jederzeitige Verfügbarkeit der Grundversorgung für das Individuum und die Wirtschaft. Die Systemstabilität und

Versorgungssicherheit sind daher notwendige Voraussetzungen, dass die Energiewende weiterhin mitgetragen wird. Die bisherige Versorgungssicherheit war durch die Reserven der Energieinfrastruktur gewährleistet. Diese Reserven sind so gut wie aufgebraucht. Der Kohleausstieg in Deutschland beschleunigt diesen Prozess. Das Stromsystem ist, verglichen mit anderen leitungsgebundenen Energiesystemen (Gas und Öl), äußerst sensibel. Sein stabiler Betrieb verlangt den jederzeitigen Ausgleich von Erzeugung und Verbrauch (Last). Die Mechanismen zum Erhalt dieses Gleichgewichts setzen in allen Zeitbereichen an, beginnend im subtransienten Spektrum (Momentanreserve aus der Trägheit – Inertia - rotierender Maschinen) bis hin zur Energieverlagerung über mehrere Monate (saisonale Flexibilität).

1.1 Systemflexibililät

Die Fähigkeit eines Systems auf Änderungen zu reagieren, wird als Systemflexibilität bezeichnet (ENTSO-E 2015). Die bloße Sicherstellung einer ausgeglichenen Jahresenergiebilanz, wie im energiepolitischen Diskurs oft dargestellt, genügt hingegen keineswegs. Die Residuallast *PRL* wird auf Systemebene in stündlicher Auflösung als die Leistungsdifferenz zwischen der Last des öffentlichen Netzes ($LastÖN$) und der dargebotsabhängigen Einspeisung ($RESEvol(t)$) aus erneuerbaren Quellen in das öffentliche Netz bestimmt:

$$PRL(t) = Last\ddot{O}N(t) - \sum RESEvol(t) \quad [1]$$

Weil auch die saisonalen Effekte erfasst werden sollen, wird die Erzeugung aus Laufwasserkraft mitberücksichtigt. Die Residuallast ist ein Maß dafür, in welchem Ausmaß innerhalb der jeweiligen Stunde zur Aufrechterhaltung der Bilanz mit Hilfe von Flexibilisierungsmaßnahmen Leistung aus dem System entnommen oder zugeführt werden muss. Im ersteren Fall mit negativer Residuallast würde temporärer Erzeugungsüberschuss bestehen, im letzteren Fall mit positiver Residuallast würde zu wenig erzeugt. Die Technologiewahl und Dimensionierung der Flexibilisierungsoptionen wird künftig maßgeblich von den Kenngrößen der Residuallast jeweils in beiden Energieflussrichtungen beeinflusst. Dabei werden betrachtet: Leistungsspitze ($PRLmax$), Stundengradient/-Rampe ($\Delta PPRL)$, Energieinhalt je Leistungsblock (ERL) sowie die Anzahl der Vorzeichenwechsel.

Die Ausbauziele für die hochvolatile Erzeugung aus Windkraft und PV werden infolge des dafür erforderlichen starken Zuwachses an installierter Anlagenleistung (Wind: + ca. 4.5 GW, PV: + ca. 10.5 GW) das österreichische Stromsystem spätestens ab 2025 einer enormen Belastung aussetzen, die relativ gesehen jene in Deutschland übersteigt. Dies führt unter anderem im Zeitraum Mai bis September trotz dezentraler Dämpfungsmaßnahmen zur wiederholten Umkehr

der Residuallast (Erzeugungsüberschüsse) in allen Zeitbereichen samt ausgeprägten Leistungsspitzen und Rampen. Der Sommerüberschuss ist dem Stromsystem im Winter in geeigneter Form möglichst verlustarm wieder zuzuführen (Langfristflexibilisierung).

1.2 Kenngrößen der Residuallast

Im Folgenden werden für die Jahre 2016, 2020, 2030, 2040 und 2050 die Ergebnisse zu den Kenngrößen der Residuallast zusammengefasst. Die Darstellungen entsprechen, soweit nicht anders angeführt, dem koordinierten Ausbau von Laufwasserkraft, Windkraft und PV mit gleichbleibenden Erzeugungsanteilen (jeweils durchgezogene Linien). Zur Auslotung der Sensitivität sind überdies als strichlierte Linien hypothetische Ausbauszenarien nur auf Basis von Wind, oder nur PV oder nur in Kombination der beiden dargestellt. Eine übliche Kenngrösse ist der *RES-Load-Penetration Index* (RES = Renewable Energy Sources)

$$RLPI = max\left(\frac{PWind(t)+PPV(t)}{Last\ddot{O}N(t)}\right) \quad [2]$$

als Jahresmaximum des Verhältnisses zwischen der zeitgleichen Einspeiseleistung aus Windkraft plus PV und der Last des öffentlichen Netzes (ENTSO-E 2015). Der $RLPI$ gibt also Auskunft über den maximalen stündlichen Deckungsgrad der Last mit Hilfe der volatilen Einspeisung innerhalb eines Jahres. Bereits in 2025 liegt dieser Index für Österreich in der Größenordnung von 130 %, steigt rasch an und erreicht bis 2050 Werte bis 260 %.

Stromsysteme mit hohen volatilen Erzeugungsanteilen benötigen nicht nur Einrichtungen zur Flexibilisierung mit hoher Leistung und zum Teil hoher Energiespeicherkapazität jeweils in beiden Energierichtungen. Die künftig zu erwartende hohe Dynamik verlangt von ihnen auch eine ausgeprägte Rampungsfähigkeit. Das Einspeisegradienten-Last-Verhältnisses ist neben dem Residuallastgradienten (Ramping) ein Indiz dafür, wie schnell die Flexibilisierungseinrichtungen ihre Einspeisung bzw. Rücknahme einsteuern müssen, um jederzeit das System auszubilanzieren. Diese Notwendigkeit ist jahresdurchgängig geben. In beiden Energieflussrichtungen sind jahresdurchgängig bereits bis 2030 Werte über 20 %, in Einzelfällen bis zu 40 % möglich. Das heißt, von einer Stunde zur nächsten kann sich die Produktion aus Wind und Sonne so stark ändern, dass dies bis zu 40% des Verbrauchs ausmacht.

Unter den gegebenen Annahmen wachsen die Kenngrößen sowohl der positiven wie auch der negativen Residuallast zum Teil stark an. Die negative Residuallast nimmt sowohl betreffend Energie als auch für Leistungsspitzen wesentlich stärker zu als die positive.

Der kumulierte Energieinhalt aller Stunden mit negativer Residuallast eines Jahres wird sich von derzeit ca. -0.4 TWh/a bereits bis 2025 auf mindestens -3 TWh/a und bis 2030 auf ca. -7 TWh/a erhöhen. Bis 2050 ist ein Wert bis -12 TWh/a (temporärer Energieüberschuss aus Photovoltaik und Wind) bei einem angenommenen Gesamtstromverbrauch von ca. 110 TWh/a nicht ausgeschlossen.

Die minimale negative Residuallastspitze *PRLmin* wird sich von heute ca. -3 GW bereits bis 2025 auf ca. -6 GW verdoppeln und bis 2030 etwa -9 GW erreichen (Abb. 1 und 2). Bis 2050 sind bereits bei einem ausgewogenen Ausbau -17 GW zu erwarten; bei einer Übergewichtung von Windkraft und/oder PV wesentlich mehr. Bereits die Kombination von Wind und PV führt in beiden Energieflussrichtungen zur deutlichen Dämpfung der Entwicklung. Dieser Effekt wird über die Harmonisierung mit dem Laufwasserkraftausbau weiter verstärkt.

Der Energieinhalt aller Stunden mit positiver Residuallast (Erzeugungsdefizit momentan-dargebotsabhängiger Quellen) beträgt in 2030 ca. 20 TWh und erreicht bis 2050 ca. 30 TWh. Die Spitzenleistung *PRLmax* bleibt bis 2030 mit ca. 10 GW etwa unverändert und wächst bis 2050 auf etwa 15 GW (Abb. 1, 2).

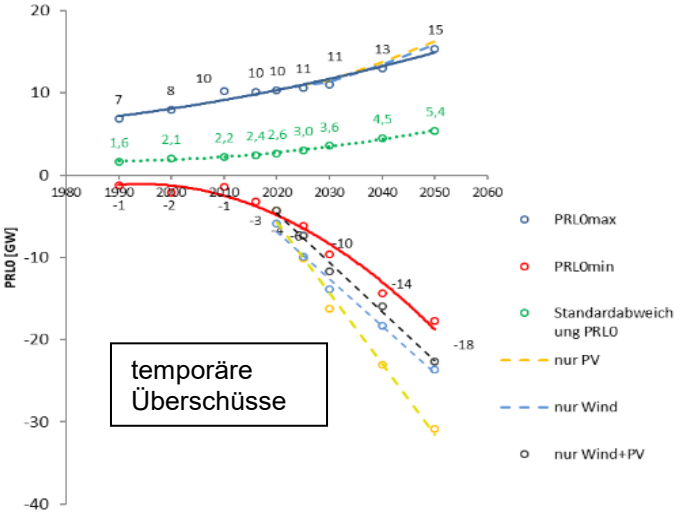


Abb. 1: Entwicklung der Residuallastspitzen PRL [GW] samt Standardabweichung 1990 bis 2050.

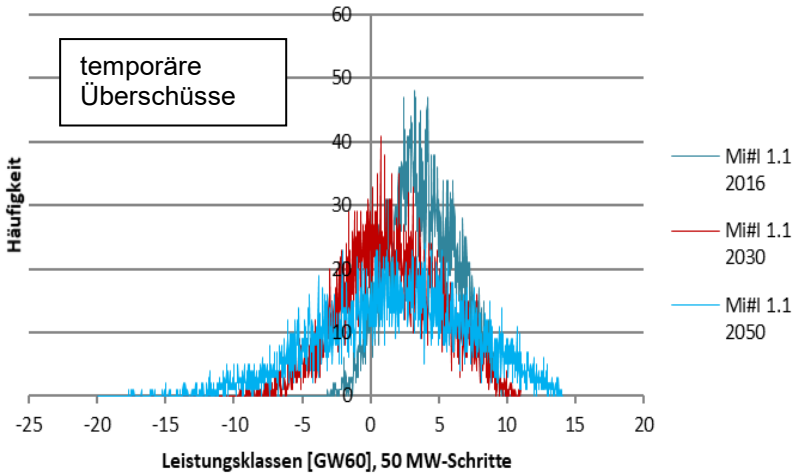


Abb. 2: Häufigkeitsverteilung für PRL [GW] für die Jahre 2016, 2030 und 2050.

Die Blockdauer der negativen Residuallast mit maximalem Energieinhalt wächst von ca. 16 h (-0.02 TWh) auf 117 h (-0.6 TWh) bereits in 2030. Deren Pendant, die positive Residuallast, fällt von ca. 2460 h (12 TWh) auf 430 h (3 TWh) in 2030. Die Anzahl der Blöcke mit positiver bzw. negativer Residuallast nimmt ausgehend von jeweils ca. 110 Ereignissen pro Jahr in 2016 auf jeweils ca. 340 Ereignisse pro Jahr in 2030 zu und erfährt damit etwa eine Verdreifachung.

Ein ähnliches Bild ergibt sich für die Stundengradienten der Residuallast ΔPRL (Abb. 3 und 4). Der Glättungseffekt der Laufwasserkraft auf den Residuallastgradienten ist noch ausgeprägter als für die Residuallast-Spitzen. In beiden Energieflussrichtungen nehmen die Maximalwerte von heute ca. +/- 2 GW/h auf ca. +/- 4 GW/h in 2030 bzw. +/- 6 GW/h in 2050 stark zu. Die Häufigkeit kleiner Gradienten nimmt künftig ab, während sie in allen höheren Klassen für beide Richtungen zunimmt. Die Entwicklung der Leistungswerte und Gradienten der Residuallast erhöhen den Bedarf an Kurzfristflexibilität beträchtlich.

Im Fall des Ausbaus nur jeweils einer volatilen Erzeugungsart bzw. der Kombination ergibt sich ein zu den Leistungsspitzen identes Bild. Traten in 2016 nur minimale Überschüsse in den Sommermonaten auf, erreichen diese in 2025 bereits 2.8 TWh (11% der dargebotsabhängigen Sommererzeugung) und liegen in 2030 bei etwa 6 TWh (18 % der dargebotsabhängigen Sommererzeugung bzw. ca. 9 % der dargebotsabhängigen Jahreserzeugung) mehr als doppelt so hoch.

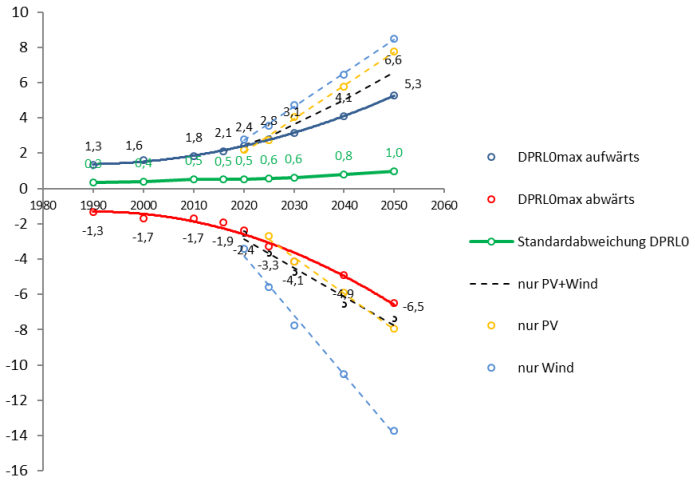


Abb. 3: Stundengradient DPRL [GW] samt Standardabweichung 1990 bis 2050.

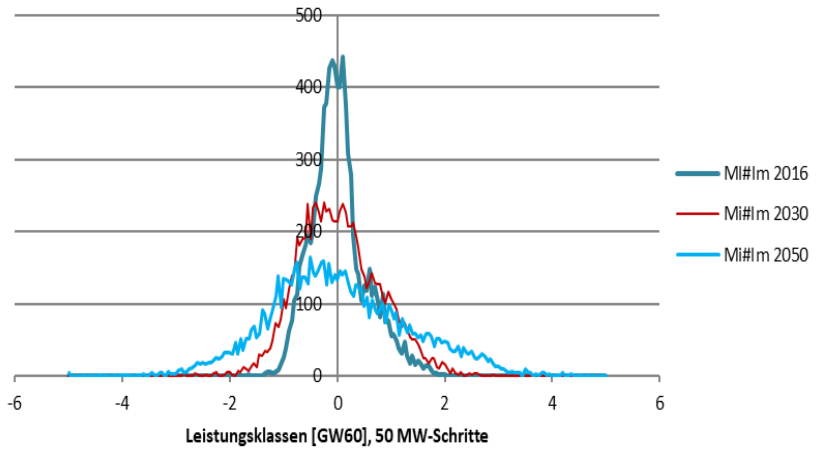


Abb. 4: Häufigkeitsverteilung des Stundengradienten DPRL [GW] der Residuallast für die Jahre 2016, 2030, 2050.

Die Frage der saisonalen Flexibilität wird daher für Österreich bereits Mitte der 2020er Jahre von erhöhter Relevanz. Hand in Hand mit der Zunahme der Residuallastspitzen erfährt auch das Jahresmaximum der Tageshübe

$$\vartheta = \max(PRLmax(d) - PRLmin(d)) \qquad [3]$$

einen überproportionalen Zuwachs. Dieses erreicht bereits in 2025 mindestens 9 GW und steigt bis 2050 auf mindestens 20 GW. Ein forcierter PV- und/oder Windkraftausbau führen zu beträchtlichen Erhöhungen dieser Werte.

2 Vorteile von (Pump-)Speicherwasserkraft

Für den Ausgleich in beide Energieflussrichtungen sind hoch verfügbare, energetisch wie wirtschaftlich hoch effiziente, planbare und mit „steilen Rampen“ betreibbare Technologien gefragt. Die Flexibilisierungsoptionen richten sich nach den technisch-ökonomischen Möglichkeiten ihrer Anwendung (Speicher- und Pumpspeichersysteme, thermische Erzeugung, Sektorkopplungstechnologien bis hin zu dezentralen Lösungen, wie etwa Laststeuerung und Batteriespeichern) sowie der individuellen energiewirtschaftlichen Zielsetzungen der Marktteilnehmer.

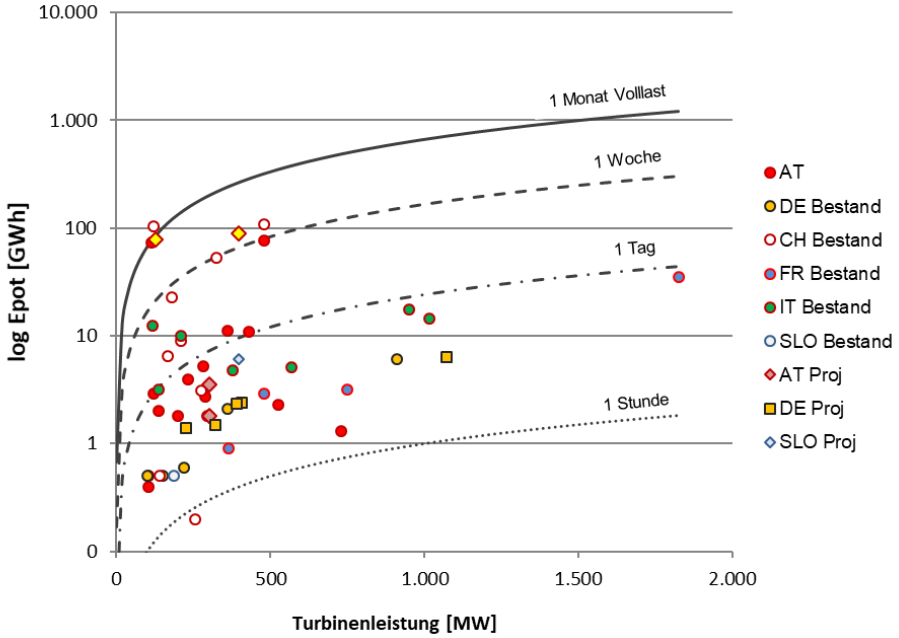


Abb. 5: Speicherkapazität (E_{pot}), Leistungen und Laufreserven von Pumpspeicheranlagen in den Alpen (Quelle: AGAW, TIWAG 2020).

Die Wasserkraft erfüllt kalkulierbar und über den Lebenszyklus weitgehend frei von Treibhausgasemissionen diese Anforderungen im Spitzenfeld und bewirkt überdies beträchtliche Kosten- und CO_2-Einsparungen für den Betrieb thermischer Anlagen, weil diese effizienter betrieben werden können. Als Alleinstellungsmerkmal können Wasserkraftspeicher und Pumpspeicher mit natürlichem Zufluss bereits die Primärenergie des Wassers zum Teil in beträchtlichem Ausmaß (s. Abb. 5) nahezu verlustfrei speichern und Strom erst dann erzeugen, wenn er benötigt wird. Dies gelingt weder für die im Wind gespeicherte Energie, noch für die solare Strahlung.

In Europa stellt die Wasserkraft Flexibilität oft aus Kraftwerksgruppen zur Verfügung. Diese können aus einer betrieblich optimierten Kombination von Speicher-

und Pumpspeicherkraftwerken, gegebenenfalls auch mit nachgereihten Kaskaden bestehen (s. Abb. 6). Zukunftsorientierte Anlagen-dimensionierungen sind dabei nach Möglichkeit auf eine Saison- oder gar Jahresflexibilisierung ausgerichtet.

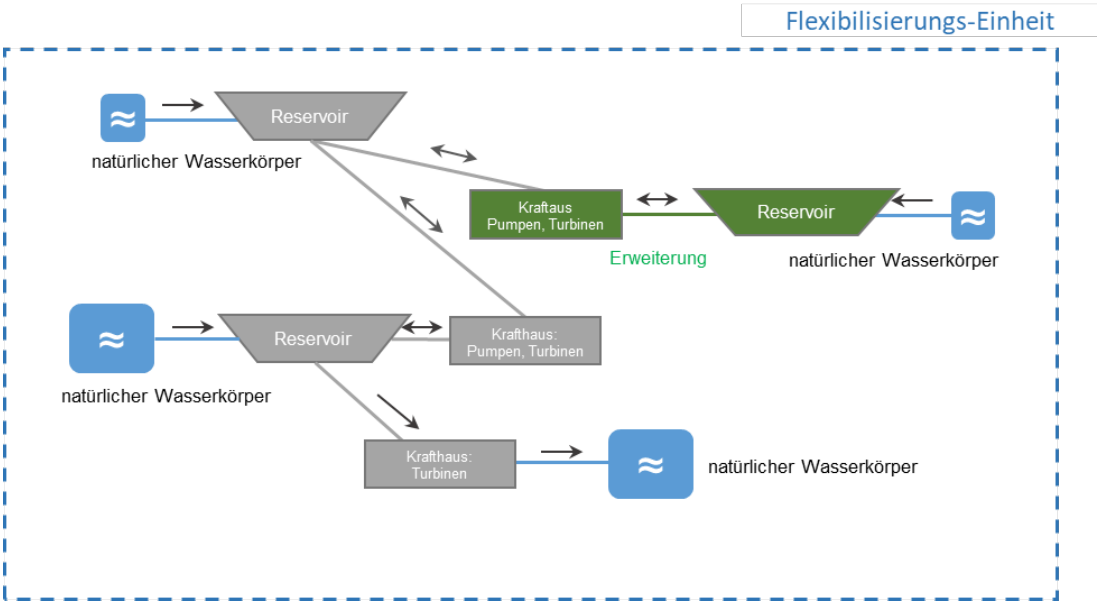


Abb. 6: Effiziente Flexibilisierung mit Kraftwerksgruppen (Quelle: TIWAG 2021).

Weiter sind große, primärregelfähige Laufkraftwerke, Wasserkraftspeicher und Pumpspeicher wichtig, um krisenhafte Netzzustände zu bewältigen. Damit kann ein Netzzerfall eingedämmt oder gar vermieden werden und im Fall eines Blackouts die Versorgungsunterbrechung kurz sowie der volkswirtschaftliche Schaden geringgehalten werden. Diese Bedeutung der Wasserkraft wurde einmal mehr im Zuge des Großstörungsereignisses vom 8. Januar 2021 aufgezeigt, als im zentraleuropäischen Netzbereich hochflexible Einheiten der Großwasserkraft maßgeblich dazu beigetragen haben, dass der Netzzerfall nicht weiter eskaliert ist.

3 Zusammenfassung und Ausblick

Die österreichischen Ziele zur Energiewende lassen bereits ab Mitte der 2020er-Jahre einen raschen Anstieg der Spitzenleistungen, Leistungsänderungen (Rampen) und Energieinhalte der Residuallast in beiden Energieflussrichtungen erwarten. Bereits mittelfristig wird die preiswerte und verlustarme Umlagerung von Strom vom Sommer in den Winter eine bedeutende Rolle spielen. Der Verzicht auf die Energieabnahme von unplanbaren Erzeugungsanlagen in Überschusszeiten („Abregelungen“) in großem Stil erscheinen nicht sinnvoll. Bis 2030 wird das österreichische Elektrizitätsversorgungssystem in Ergänzung zum bestehen-

den Wasserkraftspeicher- und Pumpspeicherpark weitere ca. 7 TWh an hoch zuverlässiger, flexibel abrufbarer Kapazität benötigen. Die installierten Leistungen bestehender flexibler Kraftwerksanlagen werden dem Bedarf nicht mehr genügen. Dem grenzüberschreitenden Flexibilitätsimport, der ein moderates Ausmaß übersteigt, ist angesichts signifikanter, flächendeckender Korrelationen der Erzeugung aus Windkraft und PV bis hin zum Phänomen der Dunkelflaute sowie der Folgen des anstehenden Kohleausstiegs mit Vorsicht zu begegnen. Die Wasserkraft erfüllt die gestellten Anforderungen auch zukünftig im Spitzenfeld der Optionen. Die zeitgerechte Nutzung des beträchtlichen Potenzials der Speicherwasserkraft- und Pumpspeicheranlagen aus Erweiterungen und Neubauten verlangt nach fairen Rahmenbedingungen für alle Energieumwandlungstechnologien sowie beschleunigte Verfahrensabwicklungen.

Referenzen

ENTSO-E (2015). Scenario Outlook & Adequacy Forecast. https://docs.entsoe.eu

ENTSO-E (2018). Completing the Map 2018. System Needs Analysis. https://docs.entsoe.eu

Pöyry (2018). Wasserkraftpotenzialstudie Österreich, Aktualisierung 2018. https://oesterreichs-energie.at

SuREmMa (2017). Sustainable River Management –Energiewirtschaftliche und umweltrelevante Bewertung möglicher schwalldämpfender Maßnahmen. Technischer Bericht C. Die Rolle der Speicherwasserkraft im österreichischen und europäischen Stromsystem. https://www.e3-consult.at

AGAW (2019). Wasserkraft & Flexibilität. http://www.alpine-wasserkraft.com/

Bauhofer, P., Zoglauer, M. (2019). Pumped hydro storage as enabler for energy transition. Proc. Hydro Conference, Porto, Portugal, paper no. 15d.01.

Adressen der Autoren

Dr. Peter Bauhofer (korrespondierender Autor)
Dipl. Ing. Michael Zoglauer

TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG

AT-6020 Innsbruck, Eduard Wallnöfer Platz 2

peter.bauhofer@tiwag.at
michael.zoglauer@tiwag.at

Hydraulische Energiespeicherung untertage: effizient, vielseitig, innovativ

Underground Pumped-Storage Hydropower: future-proof, versatile, innovative

Franz Georg Pikl, Wolfgang Richter, Gerald Zenz

Kurzfassung

Pumpspeicherkraftwerke sind das robuste Nonplusultra für ausgeglichene und stabile elektrische Energiesysteme, denn diese führen nicht nur im großen Stil Lastverschiebungen durch und regeln kurzfristige Schwankungen im elektrischen Netz aus, sondern sorgen auch für die immer wichtigere Netzstützung durch große träge Massen und große Lastgradienten. Gerade in Zeiten des fundamentalen energetischen Systemumbaus und des globalen Klimaschutzes sind konkrete Neubauprojekte aus lokalen ökologischen Gründen immer schwieriger realisierbar. Mangelnde topographische Voraussetzungen schließen eine Errichtung von konventionellen Pumpspeicherkraftwerken außerdem meist vollkommen aus.

Unterirdische Pumpspeicherkraftwerke werden zum vielversprechenden Ansatz für die Bewältigung verschiedenster Herausforderungen des notwendigen Energieumbaus für ein klima- und umweltfreundliches Zeitalter. Sie ermöglichen zudem von natürlichen Randbedingungen zumeist unabhängige, flexibel adaptierbare Kraftwerksanlagen und garantieren maximale Umweltverträglichkeit über den gesamten Lebenszyklus bei nahezu unlimitiertem Ausbaupotenzial. Darüber hinaus ist die langlebige untertägige Bauausführung Grundlage für die neu entwickelte, multifunktionale Energiespeicherung in thermischen Pumpspeicherkraftwerken zur zusätzlichen saisonalen Wärme- und/oder Kältespeicherung. Eine weitere innovative technologische Evolution sind unterirdische Meerwasser-Pumpspeicherkraftwerke, die integrativ mit einer Meerwasserentsalzungsanlage kombiniert werden.

Abstract

Pumped-storage hydropower is the efficient and most mature grid-scale energy storage for balanced and stable electrical energy systems. Underground pumped hydro is becoming a promising concept to address various challenges and enabling completely new, multifunctional plant concepts regardless topography and geographical limits. Thermal pumped-storage hydropower as combined electric

and thermal energy storage is the innovative technological evolution for a holistic and resource-efficient, renewable energy supply.

Another pioneering and future-proof technological innovation are underground seawater pumped-storage plants that are synergistically combined with a seawater desalination plant.

1 Einleitung

Seit Beginn des 20. Jahrhunderts sind Pumpspeicherkraftwerke (PSKW) unabdingbares und systemrelevantes Rückgrat des elektrischen Energiesystems. Aufbauend auf dem technisch bewährten Prinzip der hydroelektrischen Speichertechnologie werden PSKW durch einen interdisziplinären Entwicklungsprozess seit jeher an die Bedürfnisse der Elektrizitätswirtschaft angepasst, wodurch sie mit hochflexiblen Betriebsweisen auch den Anforderungen einer zusehends erneuerbar basierten, volatilen Energieversorgung gerecht werden. Mit der notwendigen Ökologisierung und Dekarbonisierung des Energiesystems, der Industrie und des Verkehrs steigt zudem massiv der Bedarf an jederzeit abrufbarer, effizient gespeicherter Energie und Leistung, unabhängig von der temporär entkoppelten Primärenergieerzeugung unerschöpflicher aber intermittierender Energieträger.

Zuverlässige Energiespeicher sind auch am thermischen Sektor für eine klima- und umweltgerechte Energieversorgung von zentraler Bedeutung. Unter anderem sind großtechnische saisonale Wärmespeicher die forcierte Technologie für eine versorgungssichere und bedarfsgerechte Bereitstellung von erneuerbarer Fernwärme für urbane Gebiete und Städte. Hocheffizient ist dabei die seit Jahrzehnten großtechnisch eingesetzte Heißwasser-Wärmespeicherung in unausgekleideten Felskavernen mit saisonalen Wirkungsgraden von über 90% (Åsberg, 2011).

Zwei Energiespeichertechnologien, ein gemeinsamer Energieträger: Es liegt auf der Hand, die Vorteile beider etablierter hydraulischer Energiespeichersysteme durch die energetische Hybridnutzung des Wassers in sogenannten thermischen PSKW zu vereinen (Pikl, 2017). Zusammen mit physikalischer Vernetzung von elektrischer und thermischer Energieinfrastruktur erlaubt diese technologische Errungenschaft die effiziente und sektorenübergreifende Kopplung erneuerbarer Primärenergieerzeuger mit diversen Energiekonsumenten zur nachhaltigen und gesamtintegrativen Energieversorgung.

2 Untertägige Pumpspeicherkraftwerke

Bereits für die ersten Hochkulturen der Menschheitsgeschichte waren insbesondere zur Trinkwasserversorgung errichtete Untertagebauwerke unverzichtbare

Grundlage für langfristigen Wohlstand, Wachstum und sozialen Frieden (Garbrecht, 1995). Die beständigen und robusten, bei stabilen Untergrundverhältnissen jedenfalls bis zur nächsten Gebirgsfaltung dauerhaften Bauwerke, weisen zudem technische Lebensdauern auf, die oftmals die Nutzungsdauern übersteigen.

Der zentrale Eckpfeiler der entwickelten Energiespeicherkombination ist die vollkommen unterirdische Errichtung von PSKW mit geschlossenem Wasserkreislauf. Die Unabhängigkeit gegenüber topographischen und geographischen Gegebenheiten ermöglicht nicht nur die standortvariable Errichtung in zuvor erkundeten, geeigneten geologischen Bereichen von Tallagen bzw. in der peripheren Umgebung von Ballungsräumen und Städten, sondern erleichtert auch die Erschließung und die Logistik für Bau und Betrieb. Die Nähe zu bestehenden Energienetzen erleichtert die wirtschaftliche Anbindung an das Energiesystem, wobei unter Umständen eine direkte Integration ins Niederspannungsnetz eine Option darstellt.

Durch die unmittelbare übereinanderliegende Anordnung der Speicherkavernen ermöglicht ein kurzes, primär auf den Druckschacht als direkte vertikale Verbindung reduziertes Triebwassersystem eine sehr kompakte Ausführung (Pikl, 2017). Mit der Realisierung von sehr großen und von natürlichen Gegebenheiten unabhängigen Fallhöhen können auszubrechende Speichervolumina einerseits und die Dimensionen der Triebwasserführung und der Maschinen andererseits für festgelegte Energiemengen bzw. installierte Kraftwerksleistungen signifikant reduziert werden. Dadurch werden Investitionen und die Wirtschaftlichkeit eines Projekts direkt optimierbar. Die optionale mehrstufige Ausführung ermöglicht die Skalierbarkeit von PSKW in die Tiefe, so dass mit der seriellen Stufenteilung, neben der üblichen Parallelschaltung von Maschinensätzen in den Kraftstationen, auch erhöhte flexible Betriebsweisen der Gesamtanlage einhergehen.

Außerdem wird maximale Umwelt- und Naturverträglichkeit über den gesamten Lebenszyklus gewährleistet. Naturlandschaften bleiben unberührt, mit dem künstlich geschaffenen Wasserkörper wird weder in den natürlichen Wasserhaushalt sowohl von Grund- als auch Oberflächenwässern eingegriffen, noch spielen Schwall- und Sunkerscheinungen als gewässerökologische Einwirkungen eine Rolle. Der geschlossene, von natürlichen Gewässern und der obertägigen Biosphäre entkoppelte unterirdische Wasserkreislauf schließt den Sedimenteintrag, Verlandungen und Verdunstungsverluste grundsätzlich aus und sichert gleichbleibendes Wasservolumen, sowie uneingeschränkten Betrieb über die gesamte Lebensdauer. Der Kraftwerksbetrieb ist außerdem frei von Emissionen jeglicher Art. Nachteilig ist lediglich die eingeschränkte freizeitliche touristische Nutzbarkeit, die viele große Talsperren in den Alpen auszeichnet.

3 Thermische Pumpspeicherkraftwerke

Basierend auf der unterirdischen Errichtung werden die energetisch dual genutzten PSKW (Abb. 1) technisch an die bis zu 90 °C heißen Wassertemperaturen und dadurch bedingten thermischen bzw. mechanischen Beanspruchungen adaptiert (Pikl, 2017; Pikl *et al.*, 2017). Das hohe Temperaturniveau wird mit der Vernetzung von verschiedenen Wärmequellen und der effizienten Wärmepumpentechnologie über Fernwärmeübertragungsleitungen erreicht. Das Ein- und Ausspeichern der Wärme in den vom Fernwärmenetz unabhängigen Wasserkörper des PSKW erfolgt mit Wärmetauschern bzw. Sekundärsystemen, was eine effiziente Integration von Power-to-Heat zur Sektorkopplung ermöglicht. Das umgebende Gebirge der heißwasserbeaufschlagten Bauwerke ist nicht nur natürliche Wärmedämmung und schützt vor äußeren Einflüssen, sondern ist auch zusätzliche wärmespeichernde Masse. Darüber hinaus garantiert der Luftdruckausgleichsschacht konstanten Luftdruck im Speicherkavernensystem unabhängig von den Staupegeln, und verhindert Wärme- und Verdunstungsverluste an die Umwelt (Pikl, 2017). Der Luftstrom ausgleichender Luftmassen kann überdies mit einer bidirektional anströmbaren Luftturbine energetisch genutzt werden.

Untertägige Heißwasser-PSKW mit geschlossenem Wasserkreislauf ermöglichen zudem die thermische Nutzbarmachung von hydraulischen Strömungsverlusten des Kraftwerkbetriebs (Pikl *et al.*, 2019a). Die größtenteils in Wärme übergehenden Reibungsverluste werden ohne weitere Betriebs-einrichtungen zur direkt verwertbaren thermischen Energie, wodurch der Gesamtwirkungsgrad des Heißwasser-Pumpspeichers auf über 98% in Bezug auf die elektrische Eingangsenergie gesteigert werden kann. Darüber hinaus bietet die jederzeitige Erweiterbarkeit von Speichervolumen bzw. die mögliche asymmetrische Größenauslegung der Speicherkavernen oder ein Leistungszubau zusätzliche Flexibilisierungsoptionen, um das kombinierte Speichersystem sich verändernden Versorgungsanforderungen oder (energie-) wirtschaftlichen Randbedingungen anzupassen.

Die Wärmespeicherung kann nicht nur im Wasserkörper und in den umgebenden Gebirgsbereichen der Speicherkavernen erfolgen, sondern auch im verbleibenden Hohlraumvolumen des Speicherkavernensystems (Pikl *et al.*, 2019a). Bereits hochtemperiertes Wasser wird dazu aus dem Pumpspeichersystem entnommen, um daraus mit energieeffizienten Technologien, insbesondere Hochtemperatur-Wärmepumpen, Wasserdampf zu erzeugen, der anschließend im luftgefüllten Hohlraumvolumen über dem freien Wasserspiegel der unterirdischen Speicherbauwerke, unabhängig von den anderen Energiespeichermöglichkeiten, vorgehalten wird.

Aufgrund des energieintensiven Phasenüberganges können beträchtliche zusätzliche thermische Energiemengen in der Gasphase gespeichert werden, die über einen geschlossenen Kreislauf sowohl für Industrieprozesse und das regenerative Beheizen von Gewächshäusern zur lokalen, jahreszeitlich unabhängigen Nahrungsmittelproduktion eingesetzt werden können.

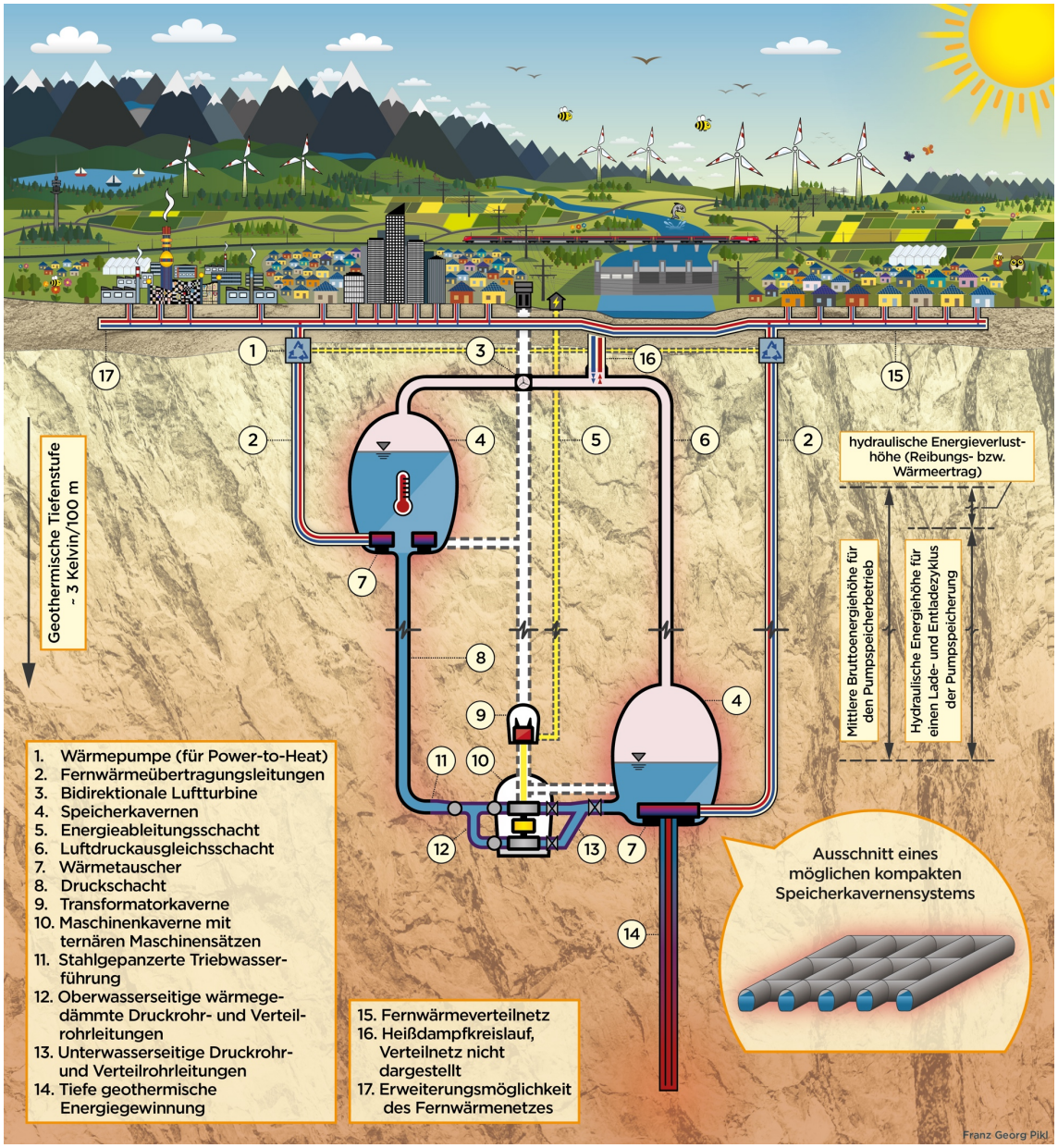


Abb. 1: Vision eines großtechnischen thermischen PSKW zur universellen und effizienten Energieversorgung ganzer Städte und deren peripheren Umgebung

4 Unterirdische Meerwasser-Pumpspeicherkraftwerke

Konventionelle Meerwasser-PSKW, die sich dem Meer als unterem Reservoir bedienen, sind vermehrt projektierte Alternative zu herkömmlichen Süßwasser-

Pumpspeichern, deren Errichtung ist jedoch vom Relief der Erdkruste küstennaher Gegenden abhängig. Bildet umgekehrt der Ozean das natürliche Oberbecken und tiefliegende Speicherkavernen das künstlich geschaffene Unterbecken, können nicht nur die genannten Potenziale der unterirdischen Bauweise genutzt werden, sondern leistungsstarke PSKW in unmittelbarerer Nähe von Küstenmetropolen und großen Verbrauchern realisiert werden (Abb. 2). Wohlstandssichernde und elementare Lebensgrundlage ist neben der zuverlässigen Energieversorgung auch die ständige Verfügbarkeit ausreichenden und sauberen Trinkwassers. In bevölkerungsreichen, aber wasserarmen Küstenregionen wird die essenzielle Wasserversorgung oftmals durch Meerwasserentsalzungsanlagen ergänzt. Die bedeutendste der allesamt energieintensiven Entsalzungsverfahren ist die Umkehrosmose, wo Meerwasser unter hohem Druck durch semipermeable Membranen gepresst wird.

Beide Schlüsseltechnologien der Energiespeicherung und der Meerwasser-entsalzung können effektiv und ressourcenschonend in unterirdischen Meerwasser-PSKW zusammengeführt werden. Für die Umkehrosmose wird der erforderliche Druck dabei nicht klassisch mit Hochdruckpumpen erzeugt, sondern über den hybrid genutzten Druckschacht des Meerwasser-PSKW und den in entsprechenden Tiefenlagen anstehenden, immer verfügbaren hydraulischen Druck. Die Vorbehandlung des Meerwassers erfolgt größen- und konzeptabhängig entweder noch an der Oberfläche oder direkt vor der Entsalzungsanlage. Der nach dem Entsalzungsprozess anstehende Restdruck befördert das saubere Wasser in eigens dafür vorgesehene Kavernen zur temporären Zwischenspeicherung. Die verbleibende geodätische Höhendifferenz zu den Verbrauchern wird mit Pumpen überbrückt, wobei das Hochpumpen direkt in den Speicherbetrieb des Pumpspeichersystems integriert wird, oder die erforderliche Energie von jenem bezogen wird. Die zusätzliche Errichtung oberer Speicher(-kavernen) ermöglicht außerdem die Realisierung eines vollständig vom Meerwasser-PSKW unabhängigen Süßwasser-Pumpspeichersystems. Darüber hinaus erfolgt die Rückführung der abgeschiedenen Sole in das Meer in sehr verdünnter Form, nachdem diese dem Druckschacht des Meerwasser-PSKW während dem Pumpbetrieb zugegeben wird. Dadurch werden ökologische Auswirkungen auf die marine Flora und Fauna nachhaltig reduziert.

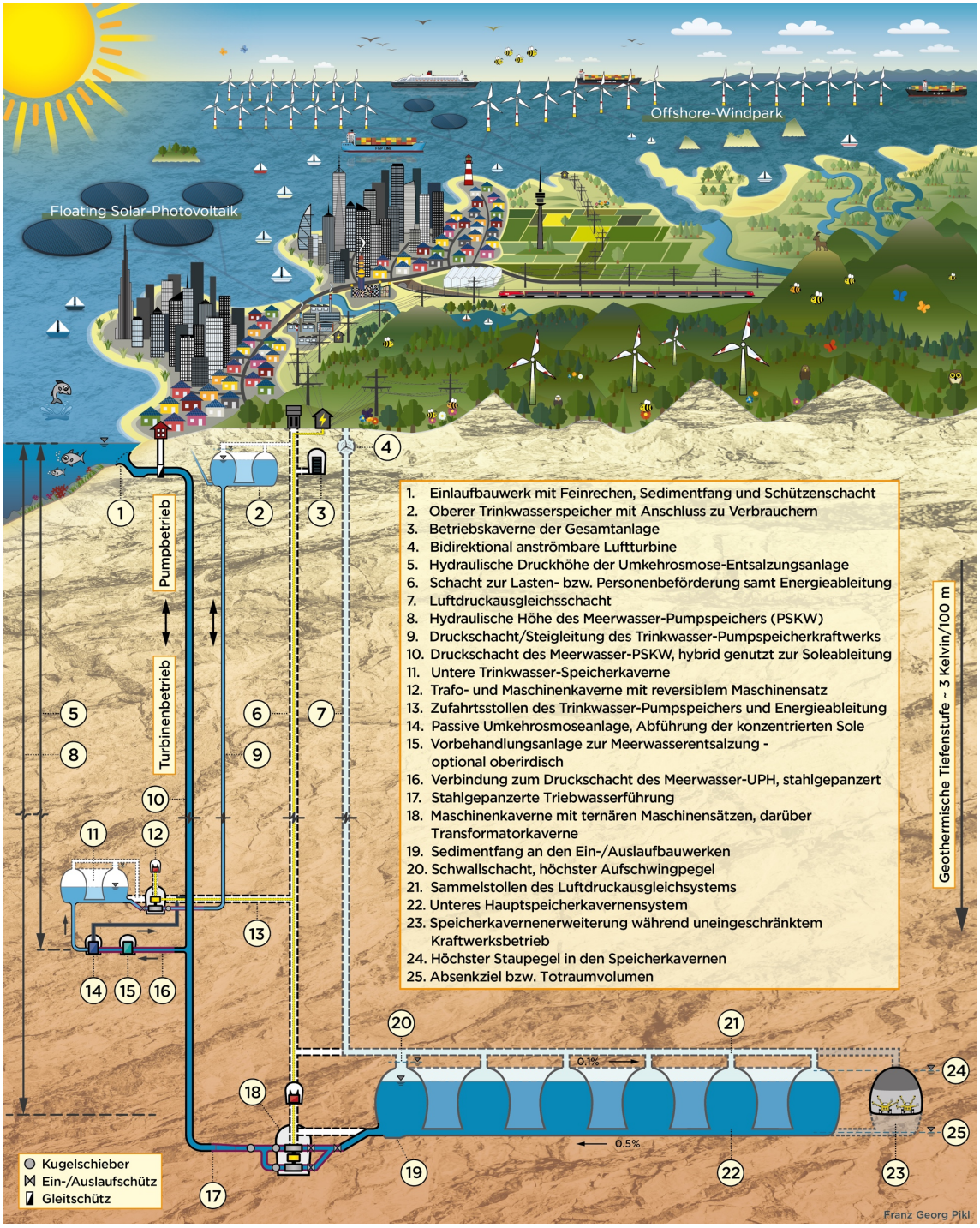


Abb. 2: Unterirdisches Meerwasser-PSKW, synergetisch kombiniert mit einer energie-effizienten passiven Umkehrosmose-Meerwasserentsalzungsanlage

5 Wirtschaftlichkeit unterirdischer Pumpspeicherkraftwerke

Ressourceneffiziente PSKW weisen bei hochwertiger Auslegung, regelmäßiger Wartung und konsequenten Instandhaltungsmaßnahmen technisch unbegrenzte Lebensdauern auf. Sie sind zuverlässige Vermögenswerte eines sich stets wan-

delnden, anspruchsvollen Energiesystems mit steigendem Energiebedarf. Untersuchungen zeigen, dass vollständig unter Tage errichtete PSKW nicht nur sehr kosteneffizient realisiert werden können, sondern zumeist auch wirtschaftlicher sind als neue, konventionelle PSKW mit oberirdischen Speichern (Pikl *et al.*, 2019a; Pikl und Richter, 2019b; Chas. T. Main, 1982; Willett, 1981) (Abb. 3). Ausschlaggebend dafür ist, dass durch adaptierbare und große hydraulische Höhen gezielt wirtschaftlich maßgeschneiderte Anlagenkonzepte für vorgegebene Investitionsvolumina ausgearbeitet werden können. Eine besonders ökonomische Möglichkeit bietet zudem die Erweiterung von bestehenden, obertägigen Speichern durch tiefliegende Speicherkavernen, um eine signifikante Erhöhung des Energieinhalts herbeizuführen und dabei ähnlich den unterirdischen Meerwasser-PSKW bereits vorhandene Speicherpotenziale nachhaltig zu erschließen (Abb. 3).

Thermische Pumpspeicherkraftwerke erfahren durch die gekoppelte saisonale thermische Energiespeicherung bei nahezu unverändertem Ressourcenverbrauch gegenüber konventionellen PSKW einen bedeutenden gesamtökonomischen Wertzuwachs, nicht zuletzt durch die signifikante Steigerung der spezifischen Energiedichte. In weiterer Folge können die spezifischen Investitionskosten für untertägige Heißwasser-Pumpspeicher deutlich gesenkt werden (Abb. 3).

6 Zusammenfassung

Wertbeständige unterirdische Pumpspeicherkraftwerke sind die wirtschaftliche, umwelt- wie klimafreundliche und langlebige Weiterentwicklung einer seit über 110 Jahren technisch notwendigen, erprobten und verfügbaren Technologie zur großtechnischen Speicherung elektrischer Energie und sicheren Strom-netzstabilisierung. Mit der Standortflexibilität und der Wahl von geologisch geeigneten Gebieten, der auf wirtschaftliche Forderungen abstimmbaren großen hydraulischen Höhen und gleichzeitig reduzierten Speichervolumina sowie der jederzeitigen und einfachen Skalierbarkeit von Kraftwerksleistung und Energiespeichervermögen ergeben zusammen mit betrieblichen Vorteilen bis dato noch nicht da gewesene Flexibilisierungsmöglichkeiten von Pumpspeicherkraftwerken.

Die gesamtsystematische und interdisziplinäre Vereinigung von ausgereiften technologischen Anwendungen ermöglicht darüber hinaus Synergien und die Erschließung neuer ökonomischer Potenziale. Die innovativen, multifunktionalen unterirdischen Pumpspeicherkraftwerke stehen für eine neue und zukunftssichere Generation von Energiespeichern, die nicht auf Einzellösungen fundieren, sondern das Gesamtsystem sektorenübergreifend verflechten und eine langfristige Gesamtlösung zur Versorgung mit lebensbestimmenden Ressourcen bieten.

So kann über ein ausgefeiltes Zusammenspiel bewährter Technologien in thermischen Pumpspeicherkraftwerken regenerative Energien für verschiedenste Anwendungszwecke höchst effizient aus einem vereinten hydraulischen Energiespeichersystem zur Verfügung stellen. Damit wird einerseits wertvolle regenerative Primärenergie energieeffizient und ressourcenschonend durch Synergieeffekte, wie zum Beispiel dem Wärmeertrag aus den hydraulischen Reibungsverlusten, nutzbar. Andererseits kann damit die unabdingbare ökologische Transformation des Energiesystems leistbar, ressourcenschonend und rasch erfolgen - bei gleichzeitigem Schutz und Erhalt von ursprünglichen Landschaften und Naturräumen.

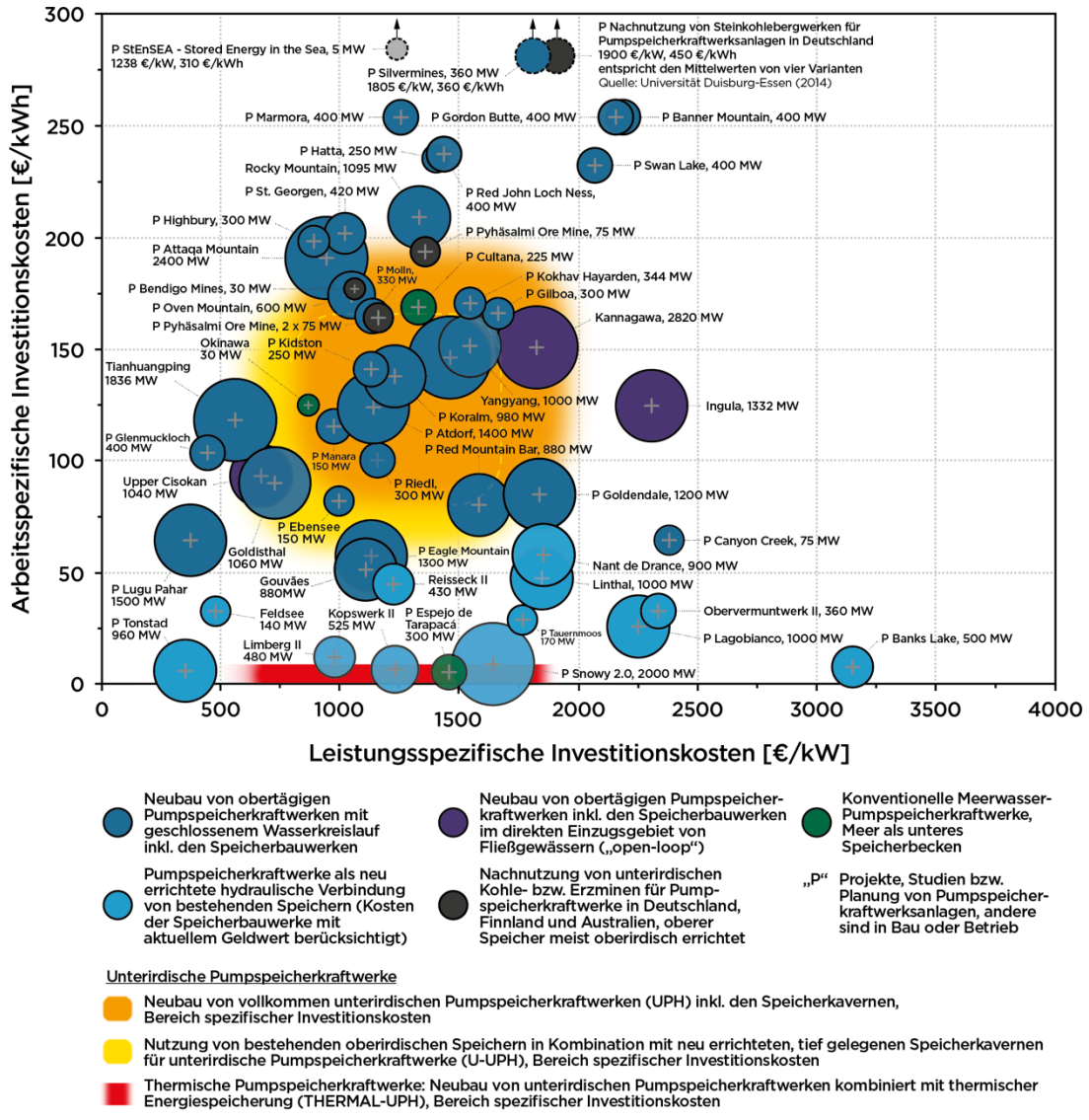


Abb. 3: Gegenüberstellung der spezifischen Investitionen von PSKW mit leistungsspezifischen [€/kW] und arbeitsspezifischen Kosten [€/kWh], bezogen auf die installierte Turbinenleistung und den einmaligen Energieinhalt des Oberbeckens, Preisbasis 2020

Referenzen

Åsberg, C. (2011). Solar heat with seasonal storage in Lyckebo, Master's thesis, Uppsala University, Sweden.

Chas. T. Main, Inc. (1982). Report on Technical Feasibility of Underground Pumped Hydroelectric Storage in a Marble Quarry Site in the Northeast United States, U.S. Department of Energy, Washington.

Garbrecht, G. (1995). Meisterwerke antiker Hydrotechnik, Teubner: Stuttgart, Leipzig.

Pikl, F.G. (2017). Kombination der Pumpspeichertechnologie mit thermischer Energiespeicherung, Masterarbeit, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz.

Pikl, F.G., Richter, W., Zenz, G. (2017). Pumpspeichertechnologie kombiniert mit thermischer Energiespeicherung – Kraftwerks- und Druckstollenkonzept, Geomechanics and Tunnelling, 10(5), 611-619.

Pikl, F.G., Richter, W., Zenz, G. (2019a). Großtechnische, wirtschaftliche und effiziente untertägige Energiespeicher, Geomechanics and Tunnelling, 12(3), 251-269.

Pikl, F.G., Richter, W. (2019b). Economic analysis of pumped-storage hydropower facilities, Unpublished research study, Graz University of Technology.

Willett, D.C. (1981). Preliminary design study of underground pumped hydro and compressed-air energy storage in hard rock, Vol. 1: Executive Summary, Buffalo.

Adressen der Autoren

DI Franz Georg Pikl (korrespondierender Autor)
DI Dr. Wolfgang Richter, Prof. DI Dr. Gerald Zenz

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz

AT-8010 Graz, Stremayrgasse 10/2

franz.pikl@tugraz.at

Aktueller Stand zur Schlauchwehrtechnik

Current Status in Rubber Dam Technology

Paul Oberleitner, Rudolf Fritsch

Kurzfassung

Das Schlauchwehr ist ein beweglicher Wehrverschluss -entweder wasser- oder luftgefüllt – und wird seit vielen Jahren zur Stauhaltung, Wasserspiegelregulierung und im Hochwasserschutz eingesetzt. In den Jahren 1977 bis 2020 wurden von Hydroconstruct mehr als 100 Anlagen erfolgreich ausgeführt.

Der Beitrag fasst den aktuellen Stand in der Schlauchwehrtechnik zusammen. Im Hinblick auf Innovationen und Erfahrungen aus ausgeführten Projekten werden folgende Punkte behandelt:

- Dimensionen und Einsatzgrenzen von Schlauchwehranlagen
- Wahl des Schlauchwehrsystems, entweder wasser- oder luftgefüllt
- Voraussetzungen und Erfahrungen beim Genehmigungsverfahren
- Techn. Gestaltung und Bemessung Verankerungs- und Klemmsystems
- Steuerungs- und Regeltechnik
- Eignung des Schlauchwehres als Fischabstieg
- Schlauchwehr und Wasserkraftnutzung

In der Zusammenfassung wird auch auf die gewonnenen Erfahrungen beim Betrieb und der Wartung von Schlauchwehranlagen eingegangen.

Abstract

The rubber dam is a flexible weir gate - either water filled or air inflated – and is used for reservoir control and flood protection and has been in operation for many years. Hydroconstruct supplied and installed more than 100 rubber dams since 1977.

This paper summarizes the current state in rubber dam technology. With regards to innovations and experiences from executed projects the following issues are treated: Range of dimensions, selection of rubber dam systems, issues and conditions for approvals for rubber dam projects, dimensioning of anchoring and clamping system, regulation and control system, eligibility for downstream fish migration, experiences of rubber dam application in combination with low head

hydropower projects. The summary further covers hands on experiences from rubber dams in operation.

1 Dimensionen und Einsatzgrenzen von Schlauchwehranlagen

Die wesentlichen Dimensionen eines Schlauchwehres sind die Länge gemessen in der Sohle und die Konstruktionshöhe. Sie ist die Differenz zwischen fester Wehrschwelle und der Wehrkrone. Die nachstehenden Abbildungen 1 und 2 für ein System mit Wasserfüllung veranschaulichen diese maßgebenden Dimensionen.

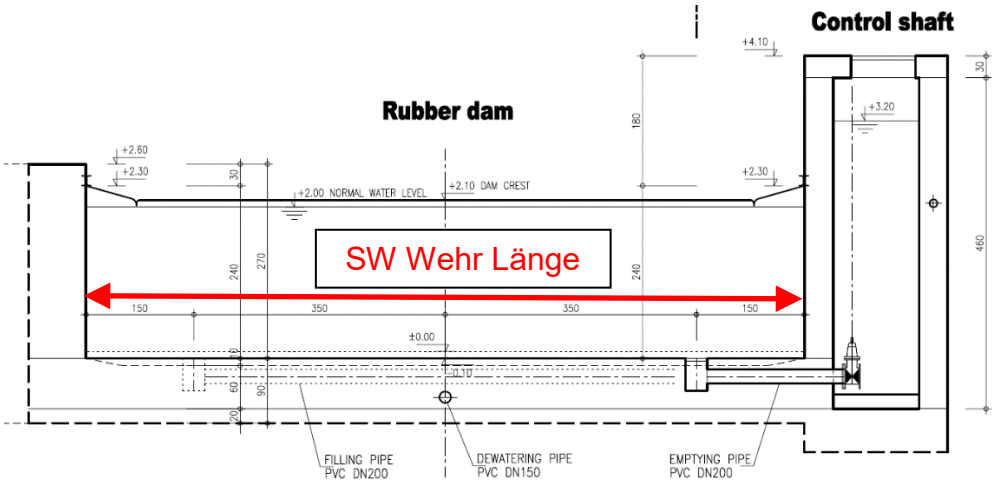


Abb. 1: Längsschnitt Schlauchwehr Höhe 2.10 m

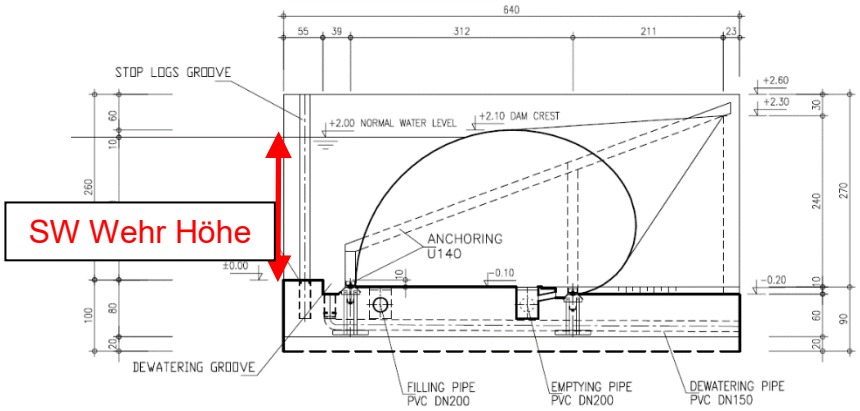


Abb. 2: Querschnitt Schlauchwehr mit Wasserfüllung, Höhe 2.10 m

Mit der Maßgabe, dass sich im Absenkfall der Wehrschlauch zur Gänze auf die feste Wehrplatte ablegen kann und der hydraulische Querschnitt voll zur Verfügung steht, sind die Klemmschienen unterhalb des hydraulischen Profils angeordnet. Damit vergrößert sich die effektive Konstruktionshöhe des Schlauchwehres um bis zu 20 cm.

Schlauchwehre können für Wehrhöhen von 50 cm bis 4.50 m und Längen bis über 100 m ausgeführt werden. Die Einsatzgrenzen sind abhängig vom Verhältnis Höhe zu Länge und dem Transportgewicht der Membrane, das bei max. 20 to liegt. Die Abmessungen werden begrenzt durch das Maß der vollflächigen Vulkanisation in einem Stück im Herstellerwerk mit einer Konstruktionshöhe von 4.50 m.

In der nachstehenden Tabelle 1 sind die Ausführungsgrenzen anhand von kennzeichnenden Daten ausgeführter Projekte ersichtlich.

Tab. 1: Ausführungsgrenzen Schlauchwehranlagen

Anlage / Fluss / Ort / Jahr	**Dimensionen**	**Anmerkung**
Asti /Tanaro Piemont, Italien, 2020	1 Wehrfeld L=124 m, H=1.80 m	Längstes Einzelwehrfeld L=124 m
Casale Monferrato / Po Piemont, Italien, 2020	4 Wehrfelder L=47,5 m; H=4.30 m	Größte ausgeführte Verschlussfläche F=817 m²
Gomti Wehr / Gomti River Lucknow U.P., Indien, 2017	4 Haupt Wehrfelder L=56 m, H=3.00 m 3 Schleusen Wehrfelder L=16 m, H=3,70 m	Längste Gesamtwehrlänge L=272 m
Spathara Wehr / Drin River Shkodra, Albanien, 2010	4 Wehrfelder L=62.5 m, H=2.50 m	Gesamtwehrlänge L=250 m
Lechbruck / Lech Kempten im Allgäu, Deutschland, 2000	4 Wehrfelder L=47/30, H=1.25/3.35 m	Gesamtwehrlänge L=170 m

Schlauchwehre eignen sich besonders gut bei einer Revitalisierung von bestehenden – zumeist festen – Wehranlagen. Sie können auf bestehende ebene und auch gekrümmte Wehrkörper aufgesetzt werden.

Im internationalen Bereich sind bereits Schlauchwehre mit größeren Dimensionen ausgeführt worden. Soweit bekannt, sind diese Projekte jedoch Sonderlösungen mit mehrzelligen Querschnitten oder mehrfachen Montagenähten, welche nicht den technischen Regelanforderungen in Europa entsprechen.

2 Wahl des Schlauchwehrsystems

Die Systemanforderungen an ein Schlauchwehr werden bei der Ausarbeitung des wasserbautechnischen Gesamtprojektes definiert. Das Schlauchwehr kann als wasser- oder luftgefülltes System ausgeführt werden.

2.1 Schlauchwehr mit Wasserfüllung

Bei Wasserfüllung wird das Betriebsmedium Wasser über einen Pumpenschacht in den im Regulierschacht angeordneten Füllschacht gepumpt, welcher als „kommunizierendes Gefäß“ mit dem Wehrschlauch verbunden ist. Der Regulierschacht ist mit den Regulierseinrichtungen ausgestattet, welche im Wesentlichen Füll- und Entleerpumpen, sowie Schieber und Rohrklappen sind (Abschn. 5.1). Mit der Entleerpumpe wird der Schlauch stufenlos bis auf die feste Wehrschwelle abgesenkt.

Die Vorteile dieses Systems sind die zuverlässige Haltung eines Staupegels auch im Fall eines Unterwassereinstaus der Anlage. Außerdem sind wasserfüllte Schlauchwehre mit großer Überströmhöhe noch stabil. Mit der Auswahl und der Anzahl der Pumpen werden die geforderten Stellzeiten gewährleistet.

Der Querschnitt eines wassergefüllten Schlauchwehres (Abb. 2) erfordert eine breitere feste Wehrschwelle als beim luftgefüllten System (Abb. 3).

Wassergefüllte Schlauchwehre werden wegen der stabilen Wasserstandsregelung bei Anlagen mit Wasserkraftnutzung ausgeführt. Bei den jüngst ausgeführten Schlauchwehren wurde eine Kronenhöhenerfassung implementiert. Mit Drucksonden wird im Schlauchinneren in Kronenhöhe der Wasserdruck erfasst und über den Steuerrechner als Kronenhöhe angezeigt. Unter Verwendung der Überfallformel im Rechner kann mit der Erfassung des Staupegels und der Kronenhöhe die Überlauf Wassermenge über den Wehrschlauch permanent angezeigt werden.

2.2 Schlauchwehr mit Luftfüllung

Bei Luftfüllung ist der Wehrschlauch über Druckluftleitungen mit dem Betriebsschacht und dem Betriebsraum verbunden (Abschn. 5.2). Dort befinden sich die Gebläse für die Druckluft Befüllung. Zu den Regulierseinrichtungen im Betriebsraum gehören zudem die gesteuerten Luftklappen, über welche die Druckluft wieder abgelassen werden kann. Der Schlauch legt sich dann auf die feste Wehrplatte ab und gibt den gesamten Abflussquerschnitt frei (Abb. 3).

Luftgefüllte Schlauchwehre werden bei Hochwasserentlastungsanlagen ausgeführt, wo sie die Funktion vorwiegend im aufgerichteten Zustand erfüllen und nur im extremen Hochwasserereignis komplett abgesenkt werden. Eine Regulierung des Staupegels ist nur eingeschränkt möglich. Zudem ist die Überströmhöhe bei

luftgefüllten Schlauchwehren wegen der Stabilität mit der 1,2-fachen Regelstauhöhe begrenzt (PIANC, 2018).

Die luftgefüllten Schlauchwehre zeichnen sich durch kurze Stellzeiten aus, die Wehrplatte ist kürzer und die Dimensionen der Rohrleitungen sind kleiner als jene bei Systemen mit Wasserfüllung. Bei Grundwehren mit einem Einstau vom Unterwasser her wird dieses System wegen der eingeschränkten Stabilität des Wehrkörpers aus wasserbautechnischer Sicht nicht empfohlen.

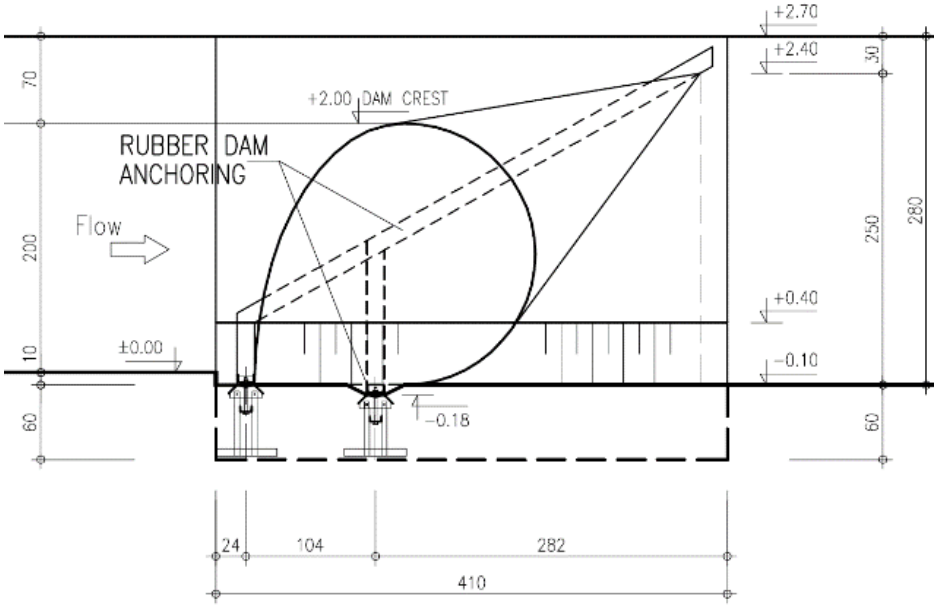


Abb. 3: Querschnitt Schlauchwehr H=2.0 m mit Luftfüllung

3 Erfahrungen bei Genehmigungsverfahren

Die Erfahrungen bei den Genehmigungsverfahren im EU-Raum zeigen, dass das Schlauchwehr von den Sachverständigen der Behörden mit hoher Akzeptanz beurteilt wird. Die wesentlichen Anforderungen und Aspekte dazu sind:

- Bewegliche Wehranlage ohne mechanische Teile und damit auch Schmiermittel, bietet höhere Sicherheit im Betriebsfall. In Österreich ist für Schlauchwehre keine n-1 Regel einzuhalten.
- Dauerhaftigkeit des Gummi Materials. Das hochwertige Schlauchmaterial ist resistent gegen Abrieb und hoch alterungsbeständig (Lebensdauer mindestens 30 Jahre). Ein Austausch der Membran als Ersatzteil ist problemlos möglich. Die Materialprüfung erfolgt nach anerkannten EU Standards (Gebhardt und Maisner, 2006, 2008).
- Freihaltung des Stromstrichs im HW-Fall. Das Schlauchwehr kann lange Wehrfelder überspannen und legt sich gesichert auf die feste Wehrschwelle ab.

- Teilung des Wehres in mehrere Wehrfelder zur Ermöglichung von Bauumleitung und Revisionen (Oberleitner und Fritsch, 2018).
- Hydraulische Stabilität beim Überströmen. Durch Anordnung von Störkörpern an der Membran wird der Überfallstrahl aufgerissen und unerwünschte Vibrationen werden verhindert.
- Geschiebedurchgängigkeit. Die abgesenkten Klemmprofile mit der Gummi Membran bieten geringen Widerstand gegen Geschiebedrift.
- Bewegliche Wehranlage mit gesicherter Störfallfunktion. Mechanischer Absenkmechanismus auch ohne Energiezufuhr wirksam. Möglichkeit eines Absenkens durch einfache Bedienung des Entleerungsschiebers von außen durch das Betriebspersonal.
- Eisdrift im Hochwasserfall. Der elastische Wehrkörper eines Schlauchwehres ermöglicht die Abfuhr von Eisschollen.
- Zuverlässigkeit im Winterbetrieb. Im Regelfall reicht das Füllvolumen aus, um eine Vereisung zu verhindern. Maßnahmen gegen Vereisung sind zudem ein automatischer Umwälzbetrieb bzw. eine künstliche Erwärmung im Regulierschacht.

4 Verankerungs- und Klemmsystem

Bei der Schlauchwehrtechnik kommt der zuverlässigen Verankerung und Klemmung große Bedeutung zu. Die Verankerung ist integraler Bestandteil einer Wehrplatte aus Stahlbeton und leitet die Kräfte in den Wehrkörper ab. Die Befestigung der Schlauchmembran erfolgt durch das Klemmsystem, wobei sich speziell die Schlaufenanordnung bewährt hat (Abb. 4). Eine bewährte Ausführung ist ein Verankerungssystem aus unbehandeltem Stahl, da es eine bessere Haftung im Stahlbeton bietet. Die Klemmschienen werden im Regelfall aus feuerverzinktem Stahl hergestellt, bei sehr aggressiven Wässern ist eine Ausführung aus rostfreiem Stahl möglich.

Eine Verankerung über Bohr- oder Klebeanker in die Wehrplatte wird wegen der verminderten Dauerhaftigkeit nicht empfohlen.

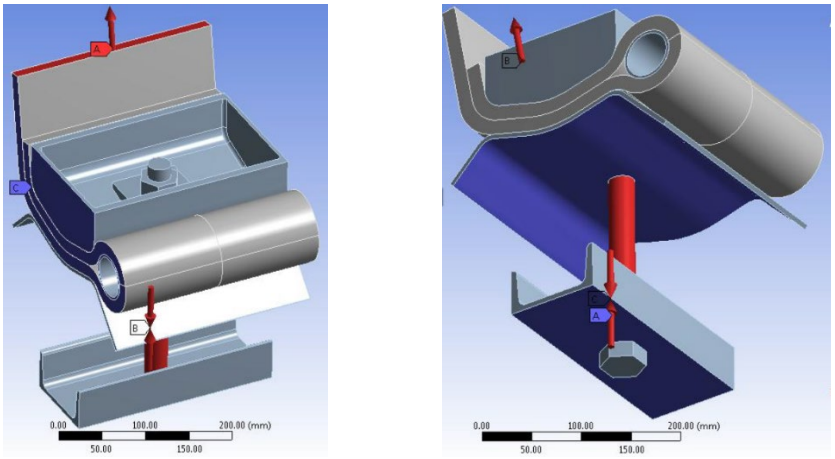
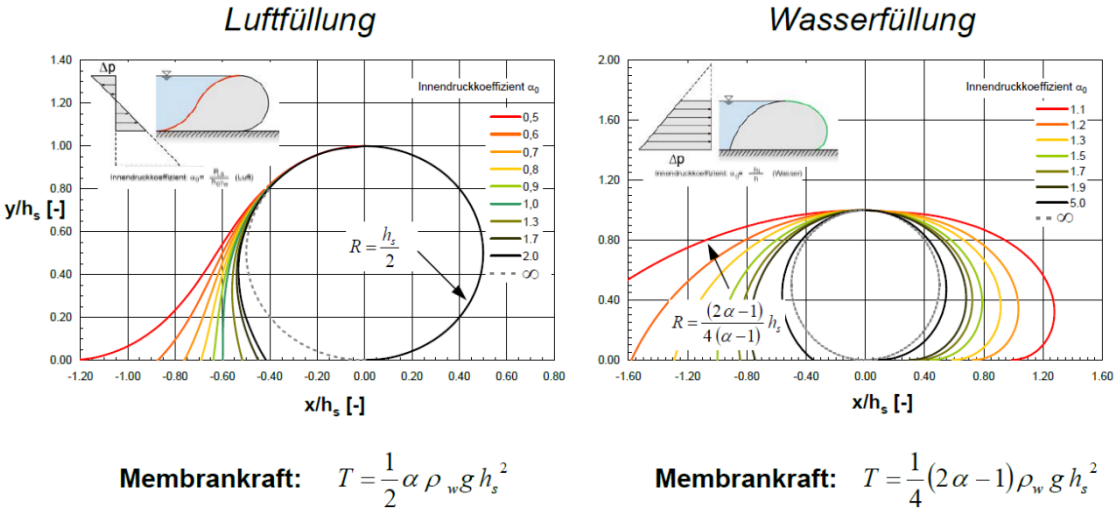


Abb. 4: Klemmsystem mit Verankerungsschlaufe (Quelle: TU-Graz, Institut für hydraulische Strömungsmaschinen, FE Analyse)

Die statische Bemessung des Verankerungssystem umfasst die Berechnung der Zugkraft in der Membran als Linienlast (Abb. 5), welche über die Anker in den Wehrkörper abgeleitet wird. In der Regel werden 4 Anker pro Laufmeter angeordnet.

Im Regelfall ist der maßgebende Innendruck der 1,5-fache Wasserdruck bei Stauziel (= maßgebender Lastfall).



Membrankraft: $T = \frac{1}{2}\alpha \rho_w g h_s^2$ **Membrankraft:** $T = \frac{1}{4}(2\alpha - 1)\rho_w g h_s^2$

Abb. 5: Berechnung Membrankraft

Beim Tragfähigkeitsnachweis wird die zulässige Ankerkraft mit Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte der aufzunehmenden Zugkraft von der Membran gegenübergestellt. Die einzuhaltenden Bemessungskriterien sind:

- Tragfähigkeitskriterium: Zugkraft aus Membran < Tragkraft
- Dichtigkeitskriterium: Zugkraft aus Membran < Dehngrenze des Ankers

5 Steuerungs- und Regeltechnik

5.1 Schlauchwehr mit Wasserfüllung

Die Regulierung des wassergefüllten Schlauchwehres erfolgt über den Regulierschacht mit Pumpen und Steuerungsapparaturen. Mit den Daten aus den Drucksonden werden die Wasserspiegel im Ober- und Unterwasser, sowie die Wasserdrücke in den Regulierschächten erfasst und in der Steuerung als Signale an die Betriebsorgane wie Pumpen und Schieber verwertet. Die Regelgenauigkeit des Staupegels liegt bei +/- 1-2 cm.

Im Betriebsraum befindet der Schaltschrank und die Kontrolleinrichtungen zur Steuerung des Schlauchwehres. In Abbildung 6 ist ein Regulierschacht mit Pumpen-, Füll-, Kontroll- und Auslaufschacht dargestellt.

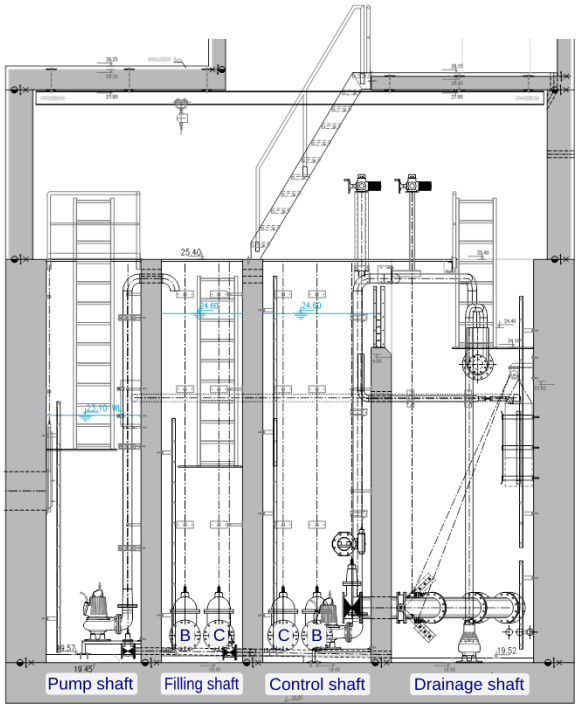


Abb. 6: Regulierschacht System Wasserfüllung

5.2 Schlauchwehr mit Luftfüllung

Im Betriebsraum befinden sich die Verdichter Einheit, der Schaltschrank und die Kontrolleinrichtungen zur Steuerung des Schlauchwehres (Abb. 7). Im Bild dargestellt sind: 01- Verdichter Einheit, 02 Sicherheitseinrichtung, 03 Behälter mit Wasserfüllung zum Ausgleich von Druckschwankungen. Ähnlich wie beim wassergefüllten System werden die Wasserspiegel über Drucksonden permanent erfasst und im Steuersystem zur Regulierung des Luftdruckes verwendet. Die Regelgenauigkeit des Staupegels liegt bei +/- 5-10 cm.

Für die gesicherte Entwässerung- und Ableitung des Kondenswassers aus dem Wehrschlauch ist seitlich ein Drainageschacht angeordnet.

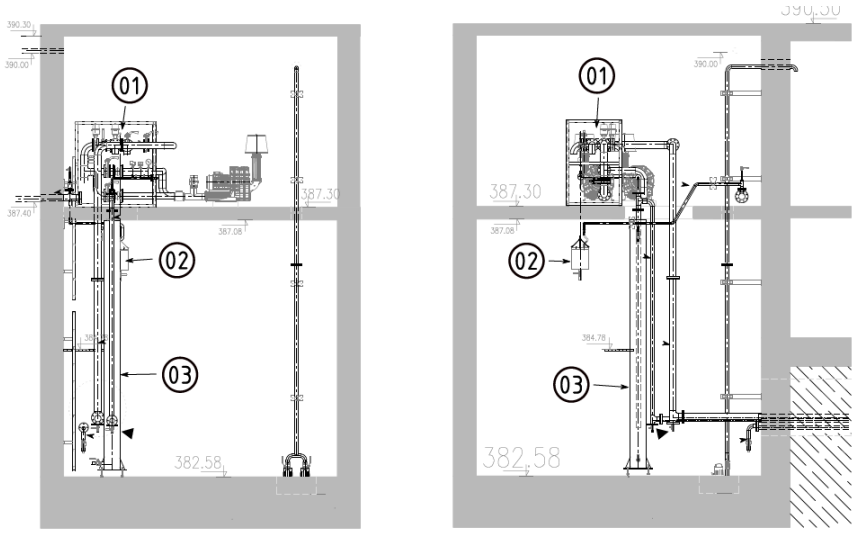


Abb. 7: Regulierschacht System Luftfüllung, Betriebsraum (links oben) und Entwässerungs-Schacht.

6 Eignung des Schlauchwehrs als Fischabstieg

Die bisher gewonnenen Erfahrungen bei der Ausführung von Schlauchwehren zeigen, dass Schlauchwehre, die sohlgleich eingebaut und somit einen permanenten Rückstau vom Unterwasser her aufweisen, als Fischabstieg tauglich sind. Bei vielen Projekten wird neben dem Schlauchwehr ein Nebenauslass mit Spülfunktion bzw. für Umleitungen im Revisionsfall angeordnet. In diesem Fall kann dort eine bewegliche Klappe aufgesetzt und damit der Fischabstieg über die Wehranlage gewährleistet werden.

7 Schlauchwehr und Wasserkraftnutzung

Wie in der vorliegenden Ausarbeitung ausgeführt, eignet sich das Schlauchwehr vor allem zum Aufstauen breiter Flüsse. Mit einer Konstruktionshöhe von bis zu 4.50 m bieten sich gute Voraussetzungen für die Stauhaltung von Niederdruck-Kraftwerksanlagen. In mehr als 80% der ausgeführten Schlauchwehranlagen ist neben der Wehranlage ein Wasserkraftwerk angeordnet. Für geringe Fallhöhen ab 2.0 m stehen am Markt spezielle Turbinensysteme zur Verfügung (z.B. VLH-Turbinen, Wasserkraftschnecken…).

Bei einer Wasserkraftnutzung kommt einer genauen Regelung des Stauspiegels im Oberwasser große Bedeutung zu. Daher wird in diesen Fällen vorwiegend das wassergefüllte Schlauchwehrsystem ausgewählt.

8 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag werden Grundlagen zu den Abmessungen eines Schlauchwehres aufgezeigt und auf die Grenzen der Anwendung eingegangen.

Mit der wasserbautechnischen Gesamtplanung werden die hydraulischen und technischen Randbedingungen für die Wehranlage definiert. Das Schlauchwehr kann mit den beiden verfügbaren Betriebssystemen – Luft oder Wasser - die Aufgabe als beweglicher und zuverlässiger Wehrverschluss sehr gut erfüllen. Übergeleitet wird auf die gewonnenen Erfahrungen aus den Genehmigungsverfahren.

Das Verankerungs- und Klemmensystem wurde aufgrund zahlreich ausgeführter Anlagen und begleitender Untersuchungen in Material Labors zu einer sehr dauerhaften und sicheren Ausführungslösung entwickelt.

Im Abschnitt Steuer- und Regeltechnik wird vor allem der Unterschied zwischen den beiden Schlauchwehr Systemen aufgezeigt.

Abgerundet wird der Beitrag mit Aussagen zur Eignung des Schlauchwehres als Fischabstieg und es wird über die Erfahrungen bei der Kombination mit Niederdruck-Wasserkraftanlagen berichtet.

Die Rückmeldungen der Betreiber von ausgeführten Schlauchwehranlagen zeigen, dass sich das einfache System des Schlauchwehrs sehr gut in der Praxis bewährt und der laufende Wartungsaufwand gering ist.

Referenzen

Gebhardt M., Maisner M. (2008). Bemessung und Werkstoffe für Schlauchwehre, BAW Proceedings 235, TU Karlsruhe (2006) (auch in BAW-Kolloquium 2008).

PIANC InCom WG Report (2018). Report No. 166 Inflatable Structures in Hydraulic Engineering, ISBN 978-2-87223-254-3

Oberleitner P., Fritsch R. (2018). Rubber Dam Construction with Navigation Locks, 26th world congress ICOLD 2018, Vienna, Austria

Adressen der Autoren

Dipl.-Ing. Paul Oberleitner (korrespondierender Autor)

Hydroconstruct GmbH

A-4400 Steyr, Schuhbodengasse 12

oberleitner@hydroconstruct.at

Dipl.-Ing. Dr. techn. Rudolf Fritsch

ZT-Fritsch GmbH

A-4400 Steyr, Wieserfeldplatz 9

Rutschinduzierte Impulswellen im Kontext periglazialer Wasserkraftentwicklung

Slide-induced impulse waves in the context of periglacial hydropower development

Frederic Evers, Benno Schwegler, Andres Fankhauser, Robert Boes

Kurzfassung

Aufgrund schwindender Gletscher erschliessen sich in Zukunft neue potentielle Standorte für den Bau von Stauanlagen zur Wasserkraftnutzung. Die periglaziale Umgebung dieser Anlagen ist dabei in zunehmendem Ausmass von Massenbewegungsprozessen betroffen. Neben Schneelawinen und Gletscherabbrüchen stellen auch instabile Hänge, welche bis anhin vom Gletschereis gestützt worden waren, sowie das Auftauen von Permafrost infolge steigender mittlerer Lufttemperaturen ein Risiko für zukünftige Speicher dar: Tauchen diese Rutschmassen mit hoher Geschwindigkeit in einen Stausee ein, werden tsunami-artige Impulswellen erzeugt. Das Sperrenbauwerk als am niedrigsten gelegener Uferbereich ist dabei besonders gefährdet und kann bereits durch relativ kleine Wellen überströmt werden. Impulswellen stellen somit ein zu berücksichtigendes Risiko bei der Planung neuer Anlagen dar.

Abstract

Due to retreating glaciers, new potential locations for the construction of dams for hydropower use will open up in the future. The periglacial environment of these facilities is increasingly affected by mass wasting processes. In addition to snow avalanches and glacier break-off, unstable slopes previously supported by glacier ice and the thawing of permafrost due to rising mean air temperatures pose a risk to future reservoirs: If these landslides enter a reservoir at high speed, tsunami-like impulse waves are generated. The dam structure as the lowest situated shore area is particularly endangered and can be overtopped by relatively small waves. Impulse waves therefore represent a risk that must be taken into account when planning new facilities.

1 Einführung

Das Abschmelzen von Gletschern und deren damit verbundener Rückzug ermöglichen die Erschliessung neuer Standorte für den Bau von Stauanlagen zur Wasserkraftnutzung (NELAK 2013; Ehrbar *et al.*, 2019). Basierend auf einer Stu-

die von Ehrbar *et al.* (2018) geht das Schweizer Bundesamt für Energie von einem Wasserkraftpotenzial von rund 1 TWh/Jahr in diesem periglazialen Umfeld für die Schweiz bis 2050 aus (BFE, 2019). Die beiden Standorte, an welchen sich zur Zeit Projekte in der Planung befinden, Gorner- und Triftgletscher, decken mit zusammen 380 GWh/Jahr bereits mehr als ein Drittel dieses Potentials ab. Gemäss Ehrbar *et al.* (2019) könnten neue Wasserkraftanlagen an den 20 am besten geeigneten Standorten in den Gletscherrückzugsgebieten der Schweiz bis zu 1.8 TWh/Jahr produzieren, wobei sich der Energieinhalt und das Speichervolumen auf mindestens 1.4 bzw. 700 Mio. m^3 belaufen würden. Farinotti *et al.* (2019) untersuchten weltweit 185'000 periglaziale Standorte und gehen unter Berücksichtigung technischer, ökologischer und wirtschaftlicher Faktoren von einem nutzbaren Potential von 533±200 TWh/Jahr aus. Drei Viertel der gesamten untersuchten Standorte weltweit werden bis zum Jahr 2050 als eisfrei erwartet.

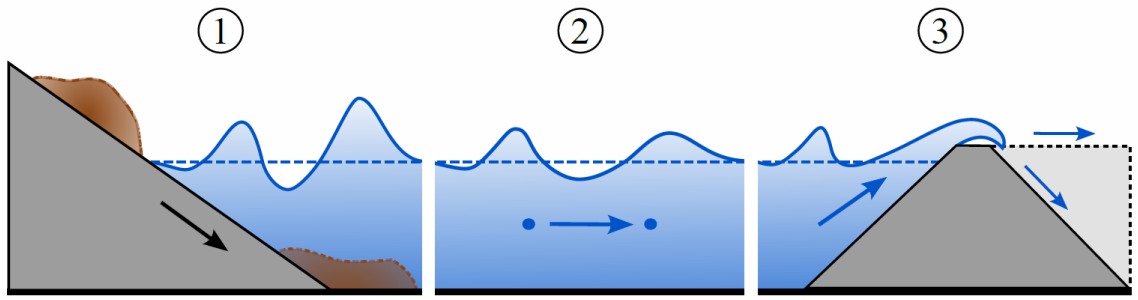


Abb. 1: Prozesskette eines Impulswellenereignisses mit (1) Wellenerzeugung, (2) Wellenausbreitung und (3) Uferinteraktion (Wellenauflaufen, Überlandströmung, Überschwappen) (Evers, 2017)

Nach dem Rückzug eines Gletschers können die eisfrei gewordenen Gebiete geomorphologisch sehr instabil und daher von erheblichen Massenbewegungsprozessen betroffen sein (NELAK 2013; Klimeš *et al.*, 2016). Wenn eine grössere Rutschmasse mit hoher Geschwindigkeit in einen Wasserkörper, wie beispielsweise einen Stausee, eintaucht, entstehen sogenannte Impulswellen. Die Prozesskette eines Impulswellenereignisses ist in Abb. 1 dargestellt: (1) die eintauchende Rutschmasse verdrängt das Wasser und erzeugt einen Impulswellenzug mit mehreren Wellenbergen und -tälern; (2) die Impulswellen breiten sich über den Wasserkörper aus und verändern dabei ihre Grösse und Form; (3) an den Ufern des Wasserkörpers laufen die Wellen tsunami-artig auf – an einem Sperrenbauwerk kann es im Falle eines zu geringen Freibords zum Überschwappen kommen. Infolge überschwappender Wassermassen können neben direkt an den Stausee angrenzenden Uferbereichen auch weit unterhalb gelegene Gebiete von Überflutungen betroffen sein. In Extremfällen kann es insbesondere bei Staudämmen durch luftseitige Erosion sogar zu einem Bauwerksversagen kommen.

Die massgeblichen Auftretensformen von Massenbewegungen mit hoher Geschwindigkeit im periglazialen Umfeld sind:

- Fels-/Bergstürze
- Moränenrutschungen
- Murgänge
- Gletscherabbrüche
- Schneelawinen

Fels- und Bergstürze können aufgrund des Auftauens des Permafrosts zukünftig insbesondere während sommerlicher Hitzeperioden zunehmen (BAFU, 2005; BAFU, 2016; PERMOS, 2019). Zwar ist zu erwarten, dass die Gefahr von Gletscherabbrüchen mit fortschreitendem Abschmelzen tendenziell abnehmen wird; allerdings zeigen Dalban Canassy *et al.* (2011), dass sich in Abhängigkeit der Topographie auch zuvor ungefährliche Gletscher innerhalb weniger Jahre zu einem Risiko entwickeln können. Neu entstehende proglaziale Gletscherseen können infolge eintauchender Rutschmassen ebenfalls Ausbruchsfluten (sogenannte GLOFs – glacier lake outburst floods) mit verheerenden Auswirkungen für die Unterlieger verursachen (Klimeš *et al.*; 2016). Werden natürliche Gletscherseen durch Sperrenbauwerke für die Wasserkraft nutzbar gemacht, kann daher gleichzeitig eine Schutzwirkung gegen derartige Ereignisse erreicht werden (NELAK, 2013).

Die Berücksichtigung von Impulswellenszenarien ist ein wichtiger Bestandteil des Sicherheitskonzepts von Stauanlagen und findet Einzug in einschlägige Richtlinien und Empfehlungen (z.B. Achterberg *et al.*, 1998; BFE, 2017). Bei der Entwicklung periglazialer Wasserkraftstandorte ist möglichen Impulswellen infolge Massenbewegungen daher besondere Aufmerksamkeit zu schenken.

2 Fallbeispiel Speichersee Trift

Mit einer geplanten Stromproduktion von 145 GWh/Jahr deckt allein der Neubau des Speichersees und Kraftwerks Trift durch die KWO AG rund bereits ein Siebtel des seitens BFE (2019) prognostizierten Wasserkraftpotentials im periglazialen Umfeld ab. Eine 167 m hohe Staumauer soll dabei ein Speichervolumen von 85 Mio. m^3 einstauen, was einem Energiewert von 215 GWh entspricht. Die Kraftwerksturbinen mit einer installierten Leistung von 80 MW können eine Fallhöhe von 440 m energetisch nutzen. Abb. 2 zeigt die Zunge des Triftgletschers im Jahr 1948. Der Gletscher breitet sich in einem Becken aus, welches am nördlichen Ende durch einen Felsriegel begrenzt wird. Im Jahr 2006 hatte sich der Gletscher bereits stark zurückgezogen und das freigegebene Becken wurde durch einen

proglazialen See gefüllt, der durch ein enge Schlucht im Felsriegel abfliesst. Wie die Fotomontage für das Jahr 2028 zeigt, soll für den Speichersee Trift eine Bogenstaumauer im Bereich dieser Schlucht gebaut werden. Aufgrund dieser vorteilhaften Gegebenheiten bietet dieser Standort ein sehr günstiges Verhältnis von für das Sperrbauwerk benötigtem Betonvolumen zu resultierendem Speicherinhalt (Schweizer *et al.*, 2020).



Abb. 2: Triftgletscher im Jahr 1948 (links, Archiv der Gesellschaft für Ökologische Forschung, Dalban Canassy *et al.*, 2011), Triftgletschersee im Jahr 2006 (mittig, Françoise Funk-Salamí, Dalban Canassy *et al.*, 2011) und Fotomontage des Speichersees Trift im Jahr 2028 (rechts, Evers *et al.*, 2018)

Geotechnische Untersuchungen der periglazialen Umgebung haben ergeben, dass Massenbewegungen wie Fels- bzw. Bergstürze sowie Moränenrutschungen aktuell keine primäre Gefahrenquelle für den geplanten Speichersee darstellen. Allerdings könnten Gletscherabbrüche und Schneelawinen den Speichersee erreichen und Impulswellen auslösen. Dalban Canassy *et al.* (2011) hatten bereits für den proglazialen See eine Gefahrenanalyse infolge eines Gletscherabbruchs durchgeführt und dabei auch die Entstehung von Impulswellen berücksichtigt. Abb. 3 zeigt vier mögliche Szenarien, in welchen Schneelawinen den zukünftigen Speichersee erreichen könnten. Die Ausbreitung der Lawinen wurde zunächst ohne Berücksichtigung des Wassers numerisch simuliert. Die an der Grenze zum Wasserkörper ermittelten Rutscheigenschaften wie beispielsweise die Fliessgeschwindigkeit dienen als Eingangsparameter für eine anschliessende Gefahrenbeurteilung erzeugter Impulswellen (Abb. 3). Zusätzlich wurden auch Szenarien von potentiellen Gletscherabbrüchen berücksichtigt. Bei den untersuchten Rutschungen handelt es sich jeweils um Worst-Case-Szenarien im Rahmen einer Risikoanalyse, deren Ziel es ist, kritische Systemzustände bereits vor ihrem Eintreten durch entsprechende Gegenmassnahmen auszuschliessen. Aufgrund der durchgeführten geologischen Untersuchungen ist nicht zu erwarten, dass kurz- oder mittelfristig durch Fels- oder Bergstürze Impulswellen ausgelöst werden

könnten. Unter Berücksichtigung der weiteren klimatischen Entwicklung (weiterer Gletscherrückzug, weiteres Auftauen des Permafrosts) gilt dies auch für die langfristigen Szenarien.

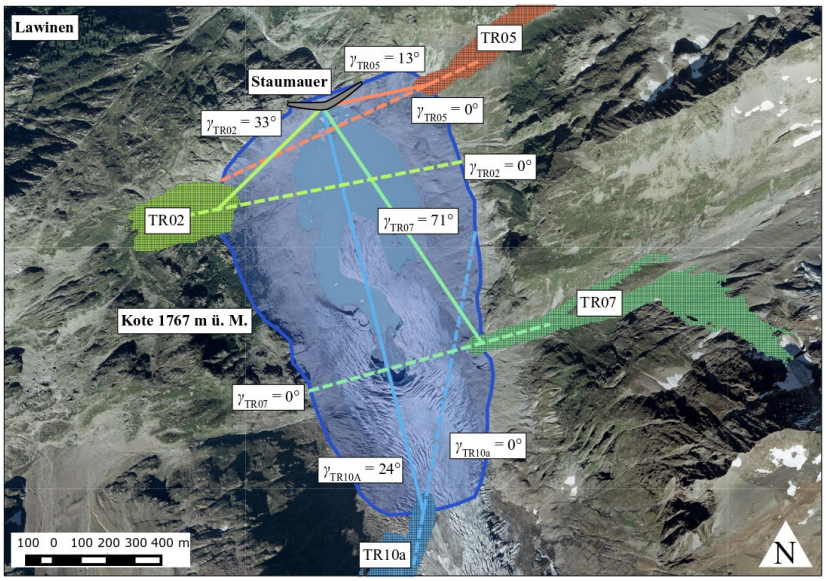


Abb. 3: Draufsicht des Triftspeichersees im Betriebszustand bei einem Stauziel von 1767 m ü. M. mit ausgewählten Schneelawinenszenarien und den Wellenausbreitungswinkeln γ (Orthofoto reproduziert mit Genehmigung von swisstopo (JA100120))

3 Gefahrenbeurteilung

Basierend auf im hydraulischen Labormodell entwickelten Gleichungen stellten Heller *et al.* (2008) eine Berechnungsmethodik zusammen, welche die gesamte in Abb. 1 dargestellte Prozesskette abdeckt. Diese erste Ausgabe des VAW-Impulswellenleitfadens ermöglichte eine schnelle Abschätzung der Auswirkungen eines Impulswellenereignisses, wie beispielsweise Wellen- und Auflaufhöhen. Neben der Anwendung bei kurzfristig eingetretenen Notsituationen erwies sich der Leitfaden auch als hilfreiches und kostengünstiges Werkzeug in der Vorprojektierung diverser Speicherseen. In der zweiten, aktualisierten Ausgabe des Leitfadens wurden neue Forschungsergebnisse und zusätzliche Berechnungsansätze ergänzt (Evers *et al.*, 2019). Neben den für die Staudammsicherheit relevanten grossen Rutschereignissen können bei einem geringen Freibord bereits Impulswellen mit vergleichsweise kleinen Wellenhöhen zu einem Überströmen der Krone des Sperrenbauwerks führen. Im periglazialen Umfeld können insbesondere kleinere Ereignisse mit einer grösseren Häufigkeit auftreten. Auch wenn kleinere Rutschungen mit folglich kleineren Wellenhöhen keine direkte Gefahr für die Stauanlagensicherheit darstellen, so sollten diese dennoch in der Freiborddimensionierung für den täglichen Betrieb mitberücksichtigt werden. Kastinger *et al.* (2020) untersuchten das Auflaufverhalten von Impulswellenzügen mit kleinen

relativen Wellenhöhen und stellen einen geeigneten Berechnungsansatz vor. Im Gegensatz zu durch grosse Massenbewegungen ausgelösten Impulswellen treten bei kleineren Rutschungen die maximalen Wellenhöhen innerhalb des Wellenzuges häufig erst hinter der ersten oder zweiten Welle auf.

In Abb. 4 ist eine Vorgehensweise zur Gefahrenbeurteilung von Impulswellen bei der Projektierung eines Speichersees im periglazialen Umfeld dargestellt. Nach der Identifikation potentieller Rutschmassen kann anhand des Impulswellenleitfadens im Rahmen einer Voruntersuchung eine erste Abschätzung des Impulswellenrisikos erfolgen. Lässt sich für die gewählten Extremszenarien eine Gefährdung, beispielsweise des Sperrenbauwerks, nicht ausschliessen, ist zu entscheiden, ob die Ergebnisse der Voruntersuchung aufgrund der örtlichen Gegebenheiten zu grosse Unsicherheiten aufweisen und sich weitere Detailanalysen empfehlen. Solche Detailanalysen können dabei durch Labormodelle oder Computersimulationen erfolgen. Während diese Verfahren bei fachgerechter Anwendung und Interpretation zwar genauere Ergebnisse ermöglichen, sind sie jedoch auch mit einem erheblich höheren Aufwand verbunden. Abschliessend können auf Basis der berechneten Impulswellen geeignete Gegenmassnahmen, wie beispielsweise eine temporäre Stauseeabsenkung oder ein Rückhalt im Entstehungsgebiet der Massenbewegung (z.B. Lawinenverbauungen), geplant werden.

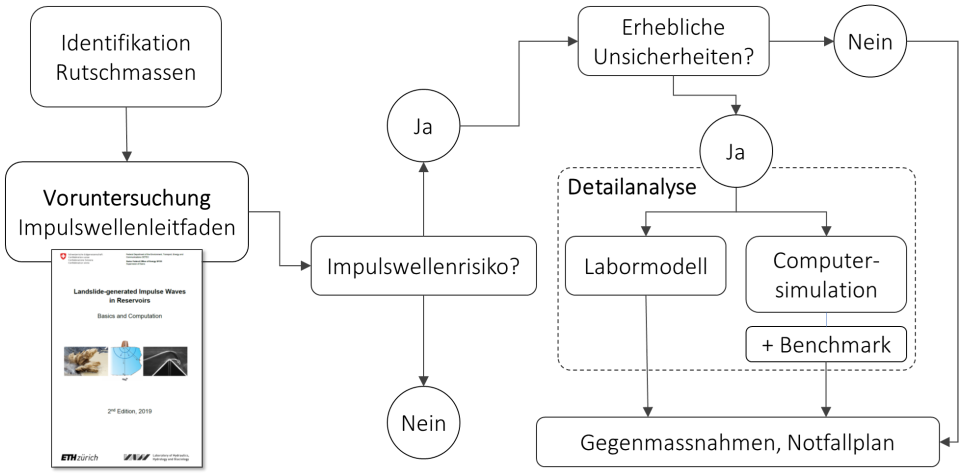


Abb. 4: Vorgehensweise einer Gefahrenbeurteilung von Stauseen infolge Impulswellen

4 Zusammenfassung

Aufgrund erheblicher Massenbewegungsprozesse sind Impulswellen bei der Entwicklung von Wasserkraftprojekten im periglazialen Umfeld zu berücksichtigen. Bei der Planung des Speichersees Trift wurden mögliche Impulswellenszenarien infolge Schneelawinen und Gletscherabbrüchen berücksichtigt, um deren Eintreten mit gezielten Gegenmassnahmen zu vermeiden. Der an der VAW erstellte

Impulswellenleitfaden stellt eine praxisnahe Methode zur schnellen Gefahrenbeurteilung dar, welche bei Bedarf durch genauere Untersuchungsmethoden ergänzt werden kann.

Danksagung

Diese Arbeit wurde im Rahmen des Schweizer Kompetenzzentrums für Energieforschung – Strombereitstellung (SCCER-SoE) erstellt und durch das Bundesamt für Energie BFE sowie die Schweizerische Agentur für Innovationsförderung Innosuisse unterstützt.

Referenzen

Achterberg, D., Gotzmer, J. W., Spath, R., Tseng, M., Woodward, D. E., Miller, N., Shipman, S. A. (1998). Federal guidelines for dam safety: selecting and accommodating inflow design floods for dams. Dept. of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

BAFU (2005). Hinweiskarte der potenziellen Permafrostverbreitung. Bundesamt für Umwelt BAFU, Bern.

BAFU (2016). Schutz vor Massenbewegungsgefahren - Vollzugshilfe für das Gefahrenmanagement von Rutschungen, Steinschlag und Hangmuren. Bundesamt für Umwelt BAFU, Bern.

BFE (2017). Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen – Teil C2: Hochwassersicherheit und Stauseeabsenkung. Bundesamt für Energie BFE, Bern.

BFE (2019). Wasserkraftpotenzial der Schweiz – Abschätzung des Ausbaupotenzials der Wasserkraftnutzung im Rahmen der Energiestrategie 2050. Bundesamt für Energie BFE, Bern.

Dalban Canassy, P., Bauder, A., Dost, M., Fäh, R., Funk, M., Margreth, S., Müller, B., Sugiyama, S. (2011). Hazard assessment investigations due to recent changes in Triftgletscher, Bernese Alps, Switzerland. Natural Hazards and Earth System Sciences, 11(8), 2149-2162.

Ehrbar, D., Schmocker, L., Vetsch, D.F., Boes, R.M. (2018). Hydropower potential in the periglacial environment of Switzerland under climate change. Sustainability, 10(8), 2794.

Ehrbar, D.; Schmocker, L.; Vetsch, D.; Boes, R. (2019). Wasserkraftpotenzial in Gletscherrückzugsgebieten der Schweiz. Wasser, Energie, Luft 111(4): 205-212.

Evers, F.M. (2017). Spatial propagation of landslide generated impulse waves, VAW-Mitteilung 244 (R. Boes, Hrsg.), ETH Zürich, Zürich.

Evers, F.M., Heller, V., Fuchs, H., Hager W.H., Boes, R.M. (2019). Landslide-generated impulse waves in reservoirs - Basics and computation, VAW-Mitteilung 254 (R. Boes, Hrsg.), ETH Zürich, Zürich.

Evers, F.M., Schmocker, L., Fuchs, H., Schwegler, B., Fankhauser, A.U., Boes, R.M. (2018). Landslide generated impulse waves: assessment and mitigation of hydraulic hazards, ICOLD Kongress 2018, Wien.

Farinotti, D., Round, V., Huss, M., Compagno, L., Zekollari, H. (2019). Large hydropower and water-storage potential in future glacier-free basins. Nature, 575(7782), 341-344.

Heller, V., Hager W.H., Minor, H.-E. (2008). Rutscherzeugte Impulswellen in Stauseen Grundlagen und Berechnung, VAW-Mitteilung 206 (H.-E. Minor, Hrsg.), ETH Zürich, Zürich.

Kastinger, M.B.A., Evers, F.M., Boes, R.M. (2020). Run-up of Impulse Wave Trains on Steep to Vertical Slopes, Journal of Hydraulic Engineering. (in Begutachtung)

Klimeš, J., Novotný, J., Novotná, I., de Urries, B. J., Vilímek, V., Emmer, A., Strozzi, T., Kusák, M., Rapre, A.C., Hartvich, F., Frey, H. (2016). Landslides in moraines as triggers of glacial lake outburst floods: example from Palcacocha Lake (Cordillera Blanca, Peru). Landslides, 13(6), 1461-1477.

NELAK (2013): Neue Seen als Folge des Gletscherschwundes im Hochgebirge – Chancen und Risiken. Formation des nouveux lacs suite au recul des glaciers en haute montagne – chances et risques. Haeberli, W., Bütler, M., Huggel, C., Müller, H. Schleiss, A. (Hrsg.), Forschungsbericht NFP 61, vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zürich, Zürich.

PERMOS 2019. Permafrost in Switzerland 2014/2015 to 2017/2018. Noetzli, J., Pellet, C. and Staub, B. (Hrsg.), Glaciological Report Permafrost No. 16–19 of the Cryospheric Commission of the Swiss Academy of Sciences.

Schweizer, S., Schwegler, B., Rohrer, M., Meyer, M., Schläppi, S., Baumgartner, J., Berger, B., Fahner, S., Fankhauser, A., Zeh Weissmann, H., Niedermayr, A., Roulier, C., Döring, M. (2020) Das Triftprojekt – ein Überblick zu Projekt, Ökologie und Partizipation. Wasser Energie Luft, 111(4), 213-221.

Adressen der Autoren

Dr. Frederic Evers (korrespondierender Autor)
Prof. Dr. Robert Boes

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

CH-8093 Zürich, Hönggerbergring 26

evers@vaw.baug.ethz.ch

Benno Schwegler, Andres Fankhauser

Kraftwerke Oberhasli AG

CH-3862 Innertkirchen, Grimselstrasse 19

Sanierung Stauanlagen im Zürcher Oberland

Renovation of small dams in the canton of Zürich

Lukas Schmocker, Hans Müller, Isabelle Frei, Jacqueline Stalder, Brigitta Gander

Kurzfassung

Aufgrund der Anpassung des Stauanlagengesetzes (StAG) resp. der Stauanlagenverordnung (StAV) müssen schweizweit sämtliche kleine Stauanlagen betreffend der besonderen Gefährdung bei einem Dammbruch überprüft werden. Eine besondere Gefährdung besteht, wenn bei einem Dammversagen Menschenleben gefährdet oder grössere Sachschäden verursacht werden können. Basierend auf dieser Überprüfung wurden mehrere Stauweiher, die nur noch einen ökologischen bzw. Naherholungscharakter aufweisen, dem StAG und der StAV unterstellt, womit erhöhte Anforderungen an die Dammstabilität, die Hochwassersicherheit sowie Unterhalt und Überwachung gestellt werden. Basler & Hofmann AG hat bei mehreren Stauweihern im Kanton Zürich die Flutwellenausbreitung gutachterlich oder mittels 2D-Flutmodellen bestimmt, die Dammstabilität überprüft und die Hochwasserentlastung betreffend Kapazität und Schwemmholzverklausung beurteilt. Basierend auf diesen Erkenntnissen wurden Sanierungsprojekte so erarbeitet und durchgeführt, dass die Unterstellung unter das StAG und die StAV aufgehoben werden kann. Somit kann mit wenig Aufwand die Sicherheit der teilweise denkmalgeschützten Stauanlagen z.B. «Unterer Weiher» im Neuthal garantiert werden und die Weiher können gleichzeitig als Naturschutzgebiete erhalten bleiben.

Abstract

Due to the adaptation of the Water Retaining Facilities Act (WRFA) and of the Water Retaining Facilities Ordinance (WRFO), all small dams in Switzerland must be checked with regard to the high-risk potential due to a dam breach. A high-risk potential exists if the collapse of a water retaining structure could endanger human lives and/or result in extensive property damage. Based on this safety check, several dams that only have an ecological or local recreational character had to be subjected to the WRFA and WRFO, which requires increased demands on the dam stability, flood safety, and both maintenance and monitoring. Basler & Hofmann AG has assessed the flood wave propagation at several small dams in the canton of Zurich using 2D modeling, checked the dam stability and assessed the flood spillway in terms of capacity and driftwood blocking. Based on these investigations, renovation projects were projected and constructed, so that

the dams are no longer subject to the WRFA and WRFO. This means that the safety of the partially listed facilities can be guaranteed with little effort and the ponds are preserved as nature reserves.

1 Einleitung

Aufgrund der Anpassung des Stauanlagengesetzes (StAG) resp. der Stauanlagenverordnung (StAV) wurden im Kanton Zürich rund 350 Stauanlagen überprüft, ob von Ihnen eine besondere Gefährdung ausgeht. Eine besondere Gefährdung besteht, wenn bei Dammversagen Menschenleben gefährdet oder grössere Sachschäden verursacht werden können. Das Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft (AWEL) des Kantons Zürich hat ab 2008 sämtliche Weiheranlagen durch die Pöyry AG prüfen lassen (Pöyry, 2009 und 2015). Aufgrund der Überprüfung wurden auch mehrere Stauanlagen des Amts für Landschaft und Natur (ALN) dem StAG und der StAV unterstellt, unter anderen der Sülibachweiher in Bauma und der Brauiweiher in Weisslingen.

Basler & Hofmann AG hat bei diesen Stauweihern die Flutwellenausbreitung und die Dammstabilität überprüft, sowie die Hochwasserentlastung (HWE) betreffend Kapazität und Schwemmholzverklausung beurteilt. Basierend auf diesen Erkenntnissen wurden Sanierungsprojekte so erarbeitet und durchgeführt, dass die Stauweiher nicht mehr dem StAG und der StAV unterstellt werden müssen. Somit können die Naturschutzgebiete der beiden Weiheranlagen erhalten bleiben.

2 Vorgehen bei der Projektierung

Viele der Stauweiher gehören zu ehemaligen Wasserkraftanlagen, die oft zur Energieerzeugung in der Textilindustrie genutzt wurden. Die Anlagen sind oft sehr alt und ihr Zustand nur schlecht dokumentiert. Heute sind die Stauanlagen teilweise Naturschutzgebiete und bieten einen wertvollen Lebensraum für Flora und Fauna. In den letzten Jahrzehnten wurden verschiedene Anlagen punktweise saniert, um z.B. Leckstellen zu schliessen. Für die Beurteilung der heutigen Dammstabilität, die Abschätzung der Flutwelle, sowie die zukünftige Überwachung, wurde ein systematisches Vorgehen gewählt:

- Vermessung der Dämme und Echolotaufnahmen des Weiheruntergrunds zur Festlegung der Dammabmessungen und des effektiven Stauvolumens
- Durchführung von Baugrunduntersuchungen (Kernbohrungen) zur Bestimmung der Bodenkennwerte und Installation von Piezometern für die zukünftige Überwachung
- Erbringen der Nachweise zu Dammstabilität, Erdbebensicherheit und Hochwassersicherheit

- Flutwellenberechnung bei Dammbruch zur Ermittlung der besonderen Gefährdung

Basierend auf diesen Untersuchungen wurden mittels Variantenstudium bewilligungsfähige Sanierungsprojekte erarbeitet, mit denen die Dammstabilität und Hochwassersicherheit gewährleistet wird, sowie die besondere Gefährdung entfällt. Ziel war es jeweils, die Stauziele der Weiher so wenig wie nötig zu verändern, um den Lebensraum bestmöglich zu erhalten.

3 Beispiele Sanierungsprojekte

3.1 Sülibachweiher

Der Sülibachweiher ($V \approx 30'000$ m^3) in Bauma liegt in einem kleinen Seitental des Tösstals im Hauptschluss zum Sülibach. Vor rund 150 Jahren wurde im Sülibachtobel ein Damm (H = 9 m) aufgeschüttet und der heutige Weiher für die Wassernutzung eingestaut. Der frühere Bestandteil der Wasserkraftanlage ist nun als Naturschutzgebiet von überkommunaler Bedeutung inventarisiert. Aus der Beurteilung der Dammstabilität resultierte, dass der Damm des Sülibachweihers, basierend auf den geologischen Untersuchungen, die Stabilitätsnachweise gemäss SIA und BFE nicht erfüllte. Der Damm musste daher saniert werden. Zur Abschätzung der Abflussintensitäten bei Dammbruch wurden das Bruchszenario und der Breschenabfluss anhand der vorhandenen Pläne überprüft und die Fliesswege an der Feldbegehung abgeschätzt. Der maximale Breschenabfluss wurde mit dem progressiven Breschenabflussmodell Breach_Macchione der ETH Zürich abgeschätzt (VAW, 2011). Mit diesen Angaben wurden die Abflussintensitäten im Ausbreitungsbereich der Flutwelle mittels einfachen Querprofilbetrachtungen unter Annahme von Normalabflussbedingungen berechnet und die besondere Gefährdung nachgewiesen. Bei der Sanierung wurde angestrebt, gleichzeitig die Unterstellung des Sülibachweihers unter das StAG und die StAV aufzuheben.

Basierend auf den Untersuchungen zur Flutwellenausbreitung und der Überprüfung der Dammstabilität wurde ein Variantenstudium für die Sanierung des Sühlibachweihers erarbeitet. Insgesamt wurden fünf Varianten (Rückbau Anlage, Neubau Damm, Sanierung sowie zwei Reduktionen des Stauziels) betrachtet und nach verschiedenen Kriterien bewertet (Basler & Hofmann AG, 2018). Die Bestvariante sah vor den Damm um 3.0 m abzusenken und den Damm wasserseitig mit 30 cm Lehm abzudichten. Die luftseitige Böschung war insbesondere im oberen Bereich sehr steil und wies infolge Setzungen verschiedene Mulden auf. Diese Unterschiede in der luftseitigen Böschungsneigung sollten im Zuge der Dammsanierung ausgeglichen werden. Bei der Absenkung der Dammhöhe

wurde eine einheitliche Böschungsneigung von 45% hergestellt. Das neue Auslaufbauwerk des Weihers wurde am Standort des alten Auslaufbauwerkes auf tieferem Niveau neu erstellt. Die Hochwasserentlastung (HWE) wurde ebenfalls um 3 m abgesenkt und am bestehenden Standort wieder gebaut (Abbildung 1 und 2).



Abb. 1: Neu geschüttet Luftseite des Damms



Abb. 2: Abgesenkte und breitere Dammkrone mit neuem Auslauf

Infolge der Sanierungsmassnahmen reduzieren sich die Dammhöhe sowie das Stauvolumen. Der Breschenabfluss wird dadurch soweit reduziert, dass keine besondere Gefährdung infolge eines Dammbruchs mehr besteht und die Damm-

stabilität nach SIA kann gewährleistet werden. Die Unterstellung des Sülibachweihers unter das StAG und die StAV konnte aufgehoben werden und gleichzeitig konnte zumindest ein Teil des wertvollen Naturschutzgebietes erhalten bleiben. Die Bauarbeiten wurden im Winter 2018/2019 durchgeführt.

3.2 Brauiweiher

Der Brauiweiher liegt zwischen Weisslingen und Agasul. Der Brauiweiher (V = 110'000 m^3) und das 1891 eingerichtete Wirtshaus Brauerei erinnern noch heute an die Kleinbrauerei Wagner, welche von 1884 bis 1903 an der Illnauerstrasse von Weisslingen nach Agasul betrieben wurde. Der damals kleine Weiher diente der Eisproduktion für die Brauerei. 1820 wurde der Brauiweiher mit Hilfe eines Dammes (H = 3 m) zusätzlich aufgestaut und vergrössert. Er diente der Firma Moos AG als Wasserreservoir. Der frühere Bestandteil der Wasserkraftanlage ist nun als Naturschutzgebiet von überkommunaler Bedeutung inventarisiert zum Schutz des Lebensraums seltener und gefährdeter Tier- und Pflanzenarten und –gemeinschaften.

Der Brauiweiher wurde aufgrund der Untersuchungen von Pöyry AG (2009) dem StAG und der StAV unterstellt, da bei einem Dammbruch eine besondere Gefährdung in Weisslingen gegeben ist. Zudem resultierte aus der Beurteilung der Dammstabilität, dass der Damm nicht genügend stabil ist. Die Hochwassersicherheit ist auch aufgrund der Verklausungsanfälligkeit des bestehenden Auslasses ungenügend. Der Damm des Brauiweihers muss deshalb saniert werden, so dass die notwendige Dammstabilität wieder gegeben und die Hochwassersicherheit erfüllt ist. Bei der Sanierung wurde gleichzeitig angestrebt, dass die Unterstellung des Brauiweihers unter das StAG und die StAV aufgehoben werden kann.

Basierend auf den Untersuchungen zur Flutwellenausbreitung und der Überprüfung der Dammstabilität wurde ein Variantenstudium für die Sanierung des Brauiweihers erarbeitet (Neubau Damm, Sanierung Damm sowie Reduktionen Stauziel). Es wurden verschiedene Möglichkeiten zum Erreichen der Dammstabilität und zur Reduktion des Breschenabflusses betrachtet. Folgende Massnahmen wurden für das Sanierungsprojekt angedacht (Basler & Hofmann, 2019):

- Ausgleich der Unregelmässigkeiten und Schaffung einer einheitlichen Dammhöhe
- Anschüttung der Böschung luftseitig auf 1:2.5 von ursprünglich ca. 1:2
- Abdichtung des Damms mittels Verlängerung der teilweise bereits bestehenden Spundwand über die gesamte Dammkronenlänge

Mit diesen Massnahmen kann die Dammstabilität gewährleistet werden. Zur Sicherstellung der Hochwassersicherheit, wurden folgende Massnahmen umgesetzt:

- Abbruch des alten Auslaufbauwerks, welches gleichzeitig auch als HWE diente, und Rückbau des Ablaufgerinnes.
- Neubau des Weiherauslaufs in Dammmitte, als Niederwasserrinne in der neuen HWE integriert. Die Ableitung luftseitig besteht aus einem natürlichen Gerinne, das mit Blocksteinen befestigt ist und 1.5 m breit ist.
- Neubau HWE als 8 m breite und freie Überlaufsektion die garantiert, dass die HWE nicht mehr infolge Schwemmholz verlegen kann. Die luftseitige Böschung der HWE hat neu eine Neigung von 1:2.5 und wird mittels Rasengittersteinen (Creabeton) vor Erosion geschützt. Die Rasengittersteine werden mittels Ankerbügel zusätzlich gesichert. Die Energiedissipation erfolgt in einem Tosbecken am Ende der Schussrinne, das ebenfalls 8 m breit ist. Vom Tosbecken wird das Wasser in den Fürbach geleitet.

Der Grundablass wird beibehalten bzw. luftseitig in das neue Tosbecken geführt. Die Sanierungsmassnahmen haben im November 2019 begonnen und wurden im März 2020 abgeschlossen (Abbildung 3).



Abb. 3: Neu geschütteter Damm mit integriertem Auslauf und Hochwasserentlastung

Nach der Umsetzung der Sanierungsmassnahmen ist die HWE nicht mehr verklausungsanfällig. Somit kann zur Berechnung der Flutwelle bei einem Dammbruch die Oberkante der HWE neu als Referenzpunkt gewählt werden. Die massgebende Dammhöhe zur Berechnung der Flutwelle beträgt dann noch 2.4 m. Die Flutwelle wurde mittels Basement 2D einem simuliert. Die Überflutungsberechnung zeigt, dass entlang den Gebäuden im Siedlungsgebiet von Weisslingen keine besondere Gefährdung mehr besteht. Die Dorfstrasse in Weisslingen gilt

als nicht stark befahren und wird aus diesem Grund bei der Flutwellenausbreitung als nicht relevant eingestuft. Somit kann mit der Sanierung des Brauiweihers die Gefährdung soweit reduziert werden, dass die Unterstellung des Brauiweihers unter das StAG und die StAV aufgehoben werden kann.

4 Schlussfolgerungen

Aufgrund der Anpassung des StAG und der StAV wurden im Kanton Zürich rund 350 Stauanlagen überprüft. Basierend auf dieser Untersuchung werden verschiedene Stauweiher aufgrund des Kriteriums der besonderen Gefährdung bei einem Dammbruch dem StAG und der StAV unterstellt. Die Unterstellung führt zu hohen Anforderungen an die Dammstabilität und Hochwassersicherheit, die bei vielen kleinen Stauanlagen nur mit unverhältnismässigem Aufwand erfüllt werden können. Viele der Weiheranlagen sind kommunale oder kantonale Naturschutzgebiete, welche stark unter baulichen Eingriffen oder notwendigen Anpassungen der Stauziele leiden. Mittels moderaten Sanierungsprojekten kann in vielen Fällen die Sicherheit der Stauanlagen garantiert und gleichzeitig die Unterstellung unter das StAG und die StAV vermieden oder aufgehoben werden. Somit können ökologisch wertvolle Weiheranlagen mit verhältnismässigem Aufwand weiterbestehen.

Referenzen

Basler & Hofmann (2018). Sanierung Sülibachweiher, Technischer Bericht.

Basler & Hofmann (2019). Sanierung Brauiweiher, Technischer Bericht.

BFE (2014). Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil B: Besonderes Gefährdungspotenzial als Unterstellungskriterium. Version 2.0

BFE (2017). Richtlinie über die Sicherheit von Stauanlagen. Teil C1: Planung und Bau, Version 2.1

BFE (2019). Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C3: Erdbebensicherheit, BFE, Version 2.0

Pöyry Schweiz AG (2009). Prüfbericht kleinere Stauanlagen im Kanton Zürich, Wasserrecht h0104, Brauiweiher, Weisslingen

Pöyry Schweiz AG (2015). Prüfbericht Kleinere Stauanlagen im Kanton Zürich, Wasserrecht H0151, Sülibachweiher, Bauma.

VAW (2011). Benutzeranleitung für BREACH_MACCHIONE. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW). (erhältlich online: www.basement.ethz.ch). Project gesponsert vom AWEL, Kanton Zürich, Schweiz.

Adressen der AutorInnen

Lukas Schmocker (korrespondierender Autor)
Hans Müller

Basler & Hofmann AG

CH-8133 Esslingen, Bachweg 1

lukas.schmocker@baslerhofmann.ch

Isabelle Frei

Marti AS

NOR-0278 Oslo, Karenslyst Allé 8b

Jacqueline Stalder

Amt für Landschaft und Natur, Fachstelle Naturschutz

CH-8090 Zürich, Stampfenbachstrasse 12

Brigitta Gander

Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft, Aufsicht Stauanlagensicherheit Kt. ZH

CH-8090 Zürich, Walcheplatz 2

Rehabilitierung des Oberbeckens 1 des Pumpspeicherkraftwerks Coo in Belgien

Rehabilitation of Upper Reservoir 1 of the Pumped Storage Plant Coo in Belgium

Florian Höllerhage

Kurzfassung

Das Pumpspeicherkraftwerk Coo – Trois-Ponts in den belgischen Ardennen ist seit über 50 Jahren in Betrieb. Aufgrund der Zunahme von Rissen und Leckagen in der bestehenden Asphaltbetonoberflächendichtung des ersten Oberbeckens hat der Betreiber Engie Electrabel für die Erneuerung der Dichtung das Ingenieurbüro Tractebel Engineering mit der Planung, Erstellung der Ausschreibungsunterlagen, Unterstützung bei der Vergabe und Überwachung der Baumaßnahmen beauftragt.

In der Machbarkeitsstudie hat Tractebel eine Lösung erarbeitet, bei der nur der obere Bereich der Beckenböschungen mit einer neuen Asphaltdichtung rehabilitiert wird. Aus der Bestandsdokumentation war bekannt, dass der bestehende Asphaltbeton mit Asbestfasern verstärkt worden war. Zur Kostenminimierung und Begrenzung der Asbestfreisetzung plante Tractebel, dass nur die obersten Millimeter der bestehenden Dichtung abgefräst werden. Dieses oberflächliche Fräsen sollte ausreichen, um den Verbund zwischen alter und neuer Dichtschicht zu gewährleisten. Die Maßnahmen wurden im Spätsommer 2019 nach umfangreichen Labor- und Feldversuchen zur Umsetzbarkeit erfolgreich durchgeführt.

Abstract

The pumped storage hydropower plant in Coo – Trois-Ponts in the Belgian Ardennes is in operation for more than 50 years. Due to the increase of cracks and leakages in the existing asphalt concrete surface sealing of the upper reservoir 1, the owner Engie Electrabel awarded the consultant Tractebel Engineering with the contract for planning, preparation of tender documents, assistance during tender and site supervision for the rehabilitation of the surface sealing.

During the feasibility study, Tractebel elaborated the solution to only rehabilitate the upper part of the reservoir slopes with a new dense asphalt layer. It was known from the as-built documentation, that the existing asphalt concrete had been reinforced with asbestos fibres. To limit the release of asbestos fibres and

minimize costs, Tractebel planned that only upper millimetres of the existing sealing layer should be milled off. This superficial milling should suffice to guarantee a bonding between old and new sealing layer. After extensive laboratory and field tests, the rehabilitation was successfully performed in late summer 2019.

1 Einleitung

Das Pumpspeicherkraftwerk Coo wurde 1969 in Betrieb genommen und 1978 um ein zweites Oberbecken erweitert. Die Speicherbecken fügen sich harmonisch in das Landschaftsbild der belgischen Ardennen ein (siehe Abb. 1).



Abb. 1: Blick auf das Pumpspeicherkraftwerk Coo mit leerem Oberbecken 1

Nach fast 50 Jahren im Betrieb hat die Asphaltdichtung des Oberbeckens 1 mit einem Speichervolumen von etwa 4'000'000 m³ das Ende seiner wirtschaftlichen Gebrauchstauglichkeit erreicht. Immer häufiger bildeten sich Risse in der Oberfläche, durch die Wasser in den Dammkörper eindringen konnte. Bei größeren Leckagen musste der Betrieb unterbrochen und die Risse schnellstmöglich lokal ausgebessert werden. Zusätzlich mussten jedes Jahr aufwendige Wartungsarbeiten durchgeführt werden (siehe Abb. 2). Um die Stabilität des Ringdamms zu gewährleisten, einen unterbrechungsfreien Betrieb zu ermöglichen und die Kosten für den Unterhalt zu begrenzen, wurde entschieden, eine grundlegende Rehabilitierung der 100'000 m² umfassenden Dichtschicht durchzuführen.



Abb. 2: Böschung des Oberbeckens 1 mit sichtbaren Ausbesserungsmaßnahmen

Der Betreiber der Anlage, Engie Electrabel, beauftragte Tractebel Engineering im Sommer 2015 mit den Ingenieurdienstleistungen für die Rehabilitierung der Dichtschicht auf den Beckenböschungen des Oberbeckens 1.

2 Machbarkeitsstudie

Üblicherweise wird zur Rehabilitation bei ähnlichen Vorhaben die bestehende Asphaltdichtschicht komplett abgefräst und anschließend eine neue Dichtung aufgebracht. Allerdings wurde im Oberbecken 1 der Asphaltbeton mit Asbestfasern verstärkt. Messungen zeigten eine Konzentration von etwa 0,010 Fasern/cm³. Aufgrund der hohen Umweltanforderungen an die Rehabilitierung im Zusammenhang mit einer Asbestfreisetzung plante der Bauherr Electrabel eine Lösung, bei der die Altlast eingekapselt werden sollte. Der Bauherr schlug Untersuchungen einer Abdichtung mittels Aufbringung einer Geomembran auf die bestehende Oberfläche vor. Tractebel beschäftigte sich in der Machbarkeitsstudie vor allem mit der Frage, wie eine Geomembran auf der Böschung befestigt werden kann. Die Windlasten in der Wasserwechselzone stellten eine besondere Herausforderung an das Design. Die Verankerung der Geomembran muss große Kräfte aufnehmen können. Um das vorhandene Material und seine Fähigkeit Kräfte aufzunehmen beurteilen zu können, wurden mehrere Bohrkerne entnommen und im Labor untersucht (siehe Abb. 3).

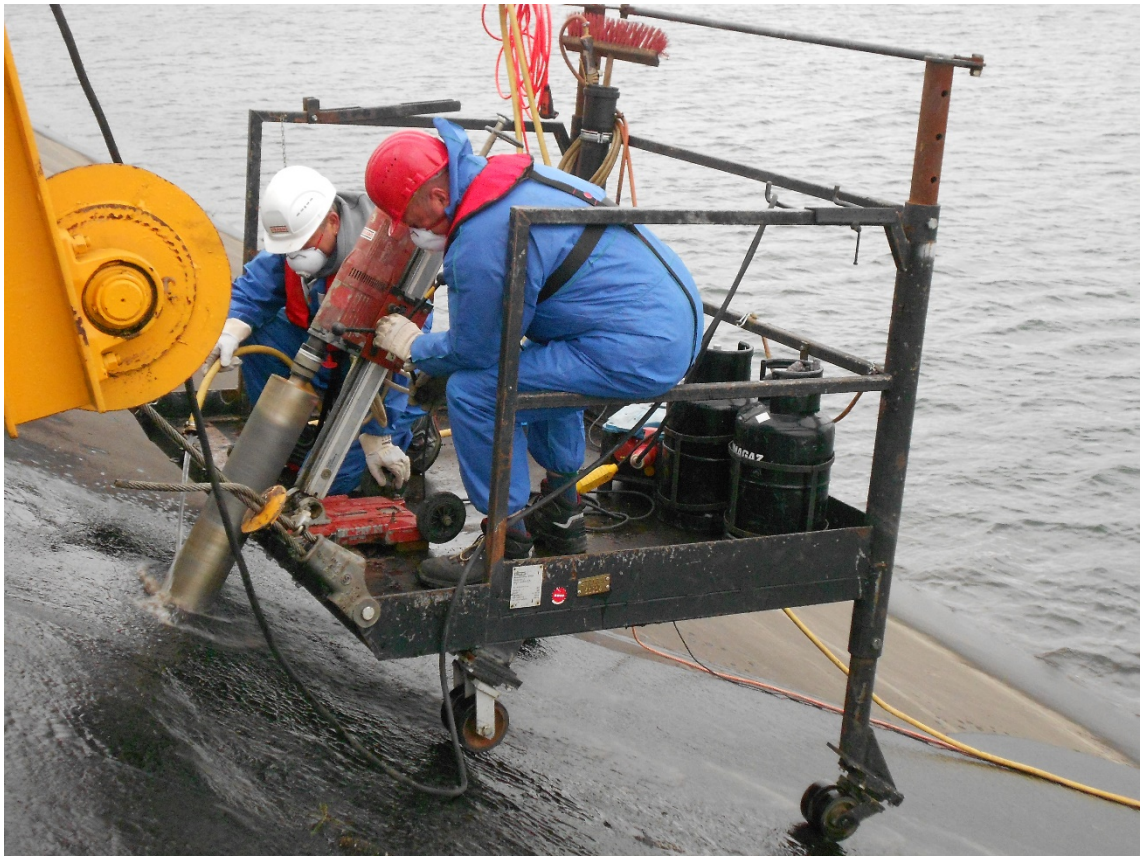


Abb. 3: Entnahme eines Bohrkerns mit entsprechenden Sicherheitsmaßnahmen

Da sich abzeichnete, dass die Geomembranlösung technisch sehr anspruchsvoll und dadurch kostenintensiv sein würde, untersuchte Tractebel parallel mit spezialisierten Unternehmen Möglichkeiten einer begrenzten Oberflächenbehandlung im Bestand und der Aufbringung einer neuen Asphaltbetondichtung. Durch oberflächliches Fräsen von nur 5-20 mm würde die Menge an freigesetztem Asbest und kontaminiertem Fräsgut gering gehalten. Die relativ große Spanne der Frästiefe wird durch die Unebenheit der Oberfläche bedingt. Die hergestellte Rauigkeit sollte dabei ausreichen, um eine stabile Verbindung zwischen alter und neuer Asphaltschicht herzustellen. Für ein solches Verfahren existierten für Maßnahmen dieser Größenordnung bis dato jedoch noch keine Referenzen. Zur weiteren Untersuchung wurde ein Testfeld auf der Böschung des Oberbeckens 1 gebaut (siehe Abb. 4). Über Messpunkte wurde kontrolliert, ob der neue Asphaltbeton kriecht und das Feld auf der Böschung abrutscht. Innerhalb eines Jahres wurden keine Verformungen festgestellt. Aufgrund dieser Messergebnisse haben Electrabel und Tractebel die Methode als geeignet bewertet und für die Rehabilitierung in Betracht gezogen.



Abb. 4: Asphalttestfeld mit Messpunkten

Ein weiterer wichtiger Baustein zur Begrenzung des Rehabilitierungsumfangs und der Kosten war die Auswertung und Analyse aller Schäden der letzten zehn Jahre. In Abb. 5 repräsentiert jeder Punkt eine gemessene Leckage. Auf der Abszisse ist der im Drainagesystem gemessene Durchfluss in ml/s aufgetragen, der Aufschluss über die Größe der Leckage gibt. Auf der Ordinate ist der zugehörige Wasserstand im Oberbecken 1 aufgetragen. Die Beckensohle liegt im Mittel auf etwa 482.00 m ü.NN und die Dammkrone auf 510.00 m ü.NN.

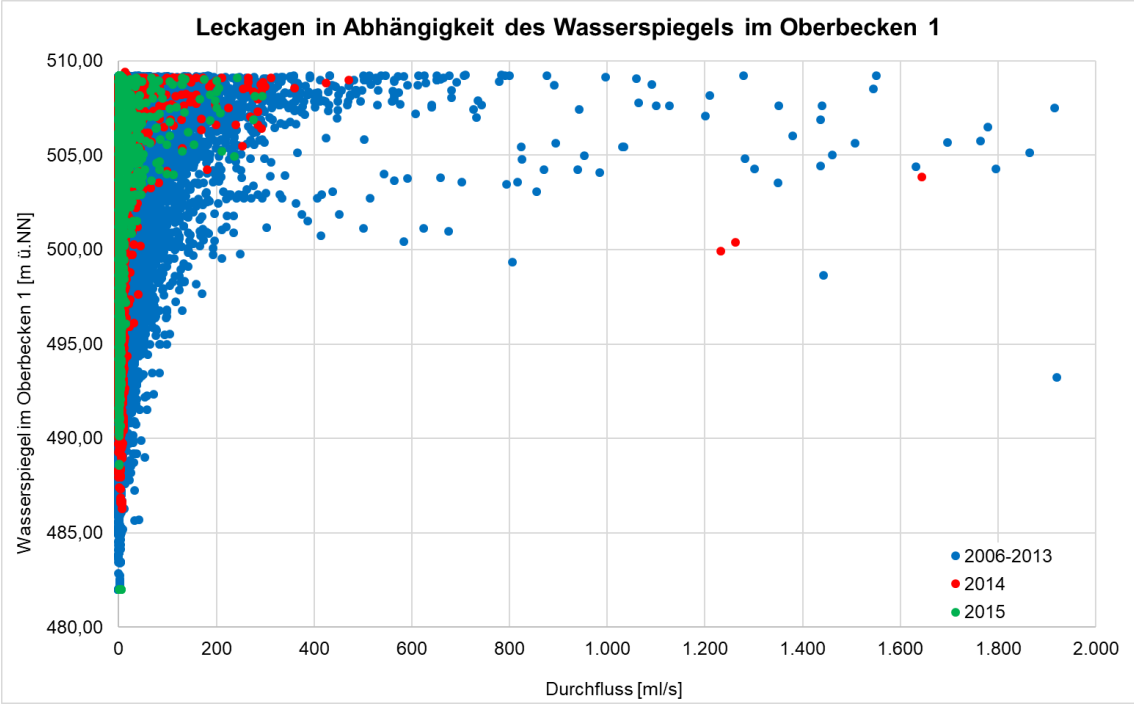


Abb. 5: Leckagen in Abhängigkeit des Wasserspiegelniveaus im Oberbecken 1

Aus der Datenanalyse konnte Tractebel erkennen, dass die Anzahl und Größe der Schäden oberhalb von 500 m ü.NN exponentiell zunimmt. Durch den Betrieb des Pumpspeichers schwankt der Wasserspiegel in den Speicherbecken kontinuierlich. Besonders der obere Teil der Beckenböschungen ist tagsüber oft nicht mit Wasser bedeckt und somit der UV-Strahlung durch die Sonne ausgesetzt. Diese führt beim Asphalt zu einer schnelleren Alterung und Ermüdung des Materials. Auf Grundlage dieser Auswertung wurde entschieden, nur die Beckenböschung oberhalb 496 m ü.NN zu rehabilitieren. Dadurch konnte der Umfang der Baumaßnahmen von etwa 100'000 m² auf 54'000 m² reduziert werden.

3 Offene Ausschreibung mit Alternativen

Es wurde ein offenes Ausschreibungsverfahren gewählt, das den Bietern die Möglichkeit gab, sowohl eine Geomembranabdichtung als auch eine Rehabilitierung mittels Erneuerung der Asphaltbetonoberfläche anzubieten. Die Auswertung der eingereichten Angebote zeigte, dass die Asphaltlösung wirtschaftlicher ist. Das lag vor allem an den hohen Materialpreisen für Geomembranen und ihre aufwendige Verankerung. Zudem bietet Asphalt eine größere Robustheit und längere Lebensdauer, bei der Geomembran blieben Fragen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit der Befestigung offen. Folglich gab der Bauherr einem Bieter mit Asphaltlösung den Zuschlag.

4 Bauausführung

Tractebel hat die Bauausführung überwacht, die im Herbst 2019 erfolgreich und zur vollsten Zufriedenheit des Bauherrn zum Abschluss gebracht wurde. Aufgrund der guten Kooperation aller Beteiligten wurden die besonderen Umweltauflagen hinsichtlich Asbestfreisetzung und -entsorgung während der Fräsarbeiten (siehe Abb. 6) optimal koordiniert und erfolgreich umgesetzt.

Hervorzuheben sind Logistik und Bauablauf der Asphaltarbeiten, die der Unternehmer speziell für den Asphalteinbau auf Böschungen entwickelt hat (siehe Abb. 7). Generell werden alle Baumaschinen durch Drahtseile von den auf der Dammkrone stehenden Winden gesichert. Die LKW dienen im Rückwärtsgang auf der schmalen Kronenstraße an und kippen den heißen Asphalt in einen an der Winde befindlichen Behälter. Dieser wiederum entlädt das Material in eine mobile Mulde mit Gummireifen. Die Mulde wird am Stahlseil die Böschung heruntergelassen und befüllt den Asphaltfertiger, der sich, von der Winde gezogen, die Böschung hocharbeitet. Schließlich folgt die mehrfache Verdichtung durch Vibrationswalzen, die ebenfalls an Drahtseilen befestigt sind.



Abb. 6: Fräsarbeiten auf der Beckenböschung



Abb. 7: Asphalteinbau auf der Böschung

5 Zusammenfassung

Die drei wichtigsten Erkenntnisse aus diesem Projekt sind:

1. Eine partielle Rehabilitierung der Beckenböschungen mit der beschriebenen Oberflächenbehandlung zur Erneuerung der Asphaltbetondichtung ist technisch realisierbar und trägt erheblich zur Senkung der Kosten sowie zur Verkürzung der Bauzeit bei. Auch bei Becken ohne Asbestbelastung ist es zu empfehlen, diese Methodik in Betracht zu ziehen.
2. Durch eine enge Begleitung des Bauherrn sowie gute Kooperation des Bauunternehmers und seiner Mitarbeiter konnten die Herausforderungen an den Umgang mit der asbesthaltigen Altlast gemeistert werden.
3. Der wichtigste Faktor für die erfolgreiche Umsetzung der Baumaßnahmen innerhalb der vorgegebenen Zeit und des Budgets war die positive Zusammenarbeit zwischen Bauherrn, Ingenieurbüro und Bauunternehmer.

Adresse des Autors

Florian Höllerhage

Tractebel Engineering GmbH

DE-61118 Bad Vilbel, Friedberger Straße 173

florian.hoellerhage@tractebel.engie.com

Ejektorkraftwerk – Vertikale Kaplanturbine mit im Grundriss gekrümmtem Saugrohr

Ejector hydropower plant – vertical Kaplan turbine with laterally displaced and curved suction tube

Rudolf Fritsch

Kurzfassung

Bei konventionellen Niederdruckwasserkraftanlagen nimmt die Leistung ab, wenn der Zufluss die Ausbauwassermenge überschreitet. Der Grund dafür ist die bei steigendem Unterwasserspiegel abnehmende Fallhöhe bei begrenztem Turbinendurchfluss.

In diesem Beitrag wird dargestellt, wie ein Teil der Energie des nicht turbinierbaren Wassers (Überwasser) für die Elektrizitätsproduktion genutzt werden kann, indem es mit einer speziellen geometrischen Anordnung über eine Rampe gezielt am Saugrohraustritt von vertikalen Kaplanturbinen zugeführt wird. Durch den so genannten Ejektor-Effekt wird die Strömung aus dem Saugrohr beschleunigt und es wird eine größere Fallhöhe nutzbar. Dieser positive Effekt wird aufgrund von Messungen und Beobachtungen am Ejektorkraftwerk Gaissulz an der Ybbs, Österreich, dargelegt.

Mit der vorgeschlagenen Bauweise kann die Kraftwerksleistung bei Über- und Hochwasser um bis zu 30% gesteigert werden, wodurch es zu einer wesentlichen Zunahme der jährlichen Produktion kommt. Bei Neuanlagen lässt sich die Ejektorrampe ohne nennenswerte Mehrkosten, typischerweise über der Geschiebespülgasse, ins Wehr integrieren.

Abstract

In conventional low-head hydropower plants (HPPs), the electric output decreases when the river flow exceeds the HPP’s design discharge. This is due to decreasing head as the tailwater level rises.

This contribution shows how a part of the energy of the excess discharge (overflow) can be used for electricity production by feeding it via a ramp to the draft tube outlet of vertical Kaplan turbines using a special geometric arrangement. Due to the so-called ejector effect, the flow from the draft tube is accelerated and a greater head can be used. This positive effect is explained on the basis of measurements and observations at the ejector HPP Gaissulz on the Ybbs river in Austria.

With the proposed design, the HPP capacity can be increased by up to 30% in periods of high river discharge, this leads to an essential increase in annual production. For new HPPs, the ejector ramp can be integrated into the weir without significant additional costs.

1 Laufkraftwerke im Niederdruckbereich – Ertragseinbuße bei höherer Wasserführung

Folgende Darstellung (Abb. 1) zeigt an Hand von Dauerlinien beispielhaft die typischen Zusammenhänge zwischen Abfluss, Turbinendurchfluss, Fallhöhe (als Differenz des UW-Spiegels zu OW-Spiegel) und Leistung für ein Laufkraftwerk an der Ybbs, einem Fluss im Österreichischen Voralpenland.

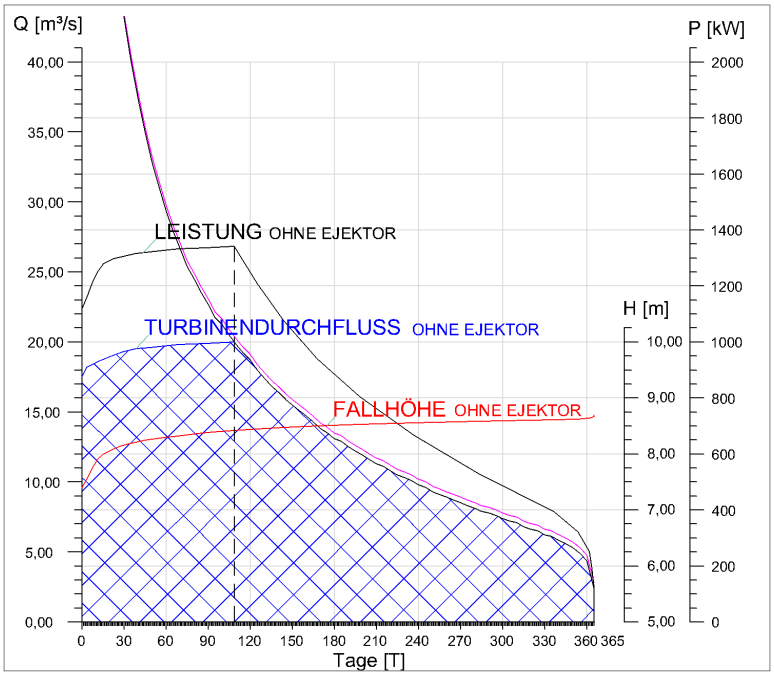


Abb. 1: Abflussdauerlinie / Fallhöhen-Leistungsdiagramm beispielhaft mit einer Auslegung $Q_{T,max} = 20\,m^3/s$ bei 8,4 m Fallhöhe

Die Turbine wird, abhängig vom Regelverhalten im Teillastbereich, auf eine optimale Nutzbarkeit für die vorhandene Abflusscharakteristik des Gewässers ausgelegt, wobei durch die veränderlichen Fallhöhenverhältnisse das Leistungsoptimum punktuell nur bei Erreichen der Volllast möglich ist. Bei Überschreiten dieses Abflusses wirkt die geringere Fallhöhe leistungsmindernd.

Für den Überwasser- bzw. Hochwasserfall, mit Energieverlusten infolge der Fallhöhenreduktion und einem suboptimalen Wirkungsgrad, sind Lösungen gefragt, welche die Wirtschaftlichkeit von Anlagen verbessern und zur optimalen Nutzung der Wasserkraft als nachhaltige, erneuerbare Energie beitragen.

2 Ejektorwirkung als Fallhöhenmehrer

Einen Ansatz für die Lösung des Problems kann das Ejektorkraftwerk (Fritsch, 2019) bieten, dessen Besonderheit darin liegt, die Energie des überschüssigen Wasserdargebotes teilweise zu nutzen, um durch Über- oder Umströmung des Saugrohr-Austritts das bereits energetisch genutzte Triebwasser nochmals zu beschleunigen und so den Druck im Saugrohr bzw. am Übergang zum Unterwasser zu reduzieren und somit zusätzliche Fallhöhe zu gewinnen. Bereits seit Beginn des 20. Jahrhunderts gibt es generelle Untersuchungen zur Ejektorwirkung für verschiedene Anlagentypen. Diese sind jedoch auf den in diesem Beitrag behandelten Typ nicht direkt übertragbar.

Die in diesem Beitrag dargestellte spezielle Bauweise, mit dem über die Ejektorschleuse und die Rampe beschleunigten Überwasserabfluss (Ejektornutzung bei $Q_{ges} > Q_T$), folgt diesem Ansatz und bietet somit eine effiziente Optimierungsmöglichkeit für eine Wasserkraftanlage im Niederdruckbereich.

Dieses Ejektorkraftwerk ist in den Ansätzen aus einer für Niederdruckanlagen in der Kleinwasserkraft typischen Konstellation entstanden und ist unter der Federführung des Autors bereits an drei Standorten verwirklicht worden.

Die gezielte Zusammenführung des bereits in der Turbine energetisch genutzten Triebwassers mit der Energie des konzentriert abgeführten Überwassers wird durch eine im Grundriss gekrümmte Saugrohrführung möglich (Abb. 2).

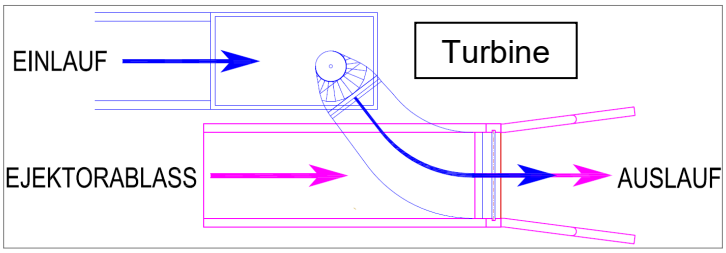


Abb. 2: Prinzipieller Grundriss eines Ejektorkraftwerkes mit gekrümmtem Saugrohr

Wesentliche variable Größe ist dabei der Ejektorrampenabfluss (Q_E), welcher größtmöglich zu beschleunigen ist (Abb. 3), um im Unterwasser über den Impuls aus dem Ejektor die bereits erwähnte Erhöhung der Abflussgeschwindigkeit des vereinigten Stromes und damit verbunden eine Druckreduktion am Saugrohrende zu erzeugen.

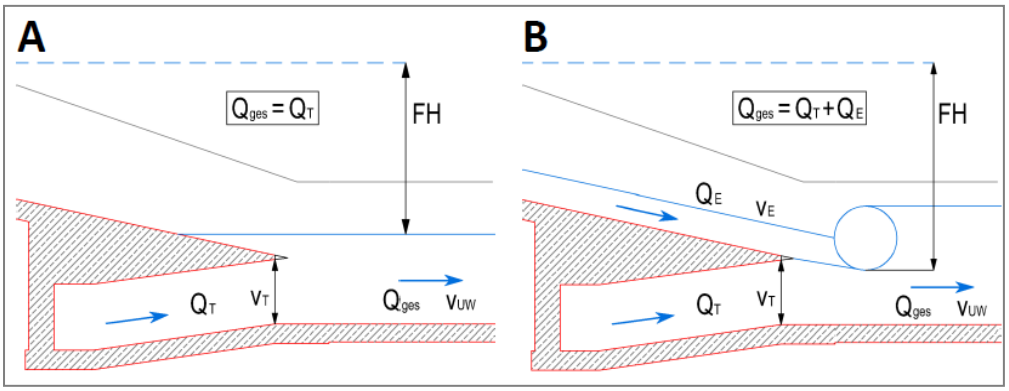


Abb. 3: Ejektorprinzip und Wirkung – Schnitt durch Rampe und Saugrohr
(A) Situation ohne Ejektor: Q_T entspricht dem Durchfluss bei Auslegungsfallhöhe
(B) Ejektor in Betrieb: Überwasser wird bis zum Erreichen des maximal möglichen Ejektorabflusses (Q_E) über die Ejektorrampe geführt.

Die spezielle Saugrohrführung (Abb. 4 und Abb. 5) unter der Kies- bzw. Ejektorschleuse verhindert durch die permanente Spülung während Über- und Hochwasser, gleichsam als positiver Nebeneffekt, eine ansonst gegebene Anlandungsproblematik. Bei starkem Überwasser bzw. Hochwasser, wenn konventionelle Anlagen oft bereits vom Netz genommen werden müssen, ist durch den Ejektor sowohl die Betriebssicherheit als auch die Nutzbarkeit der Anlage verbessert.

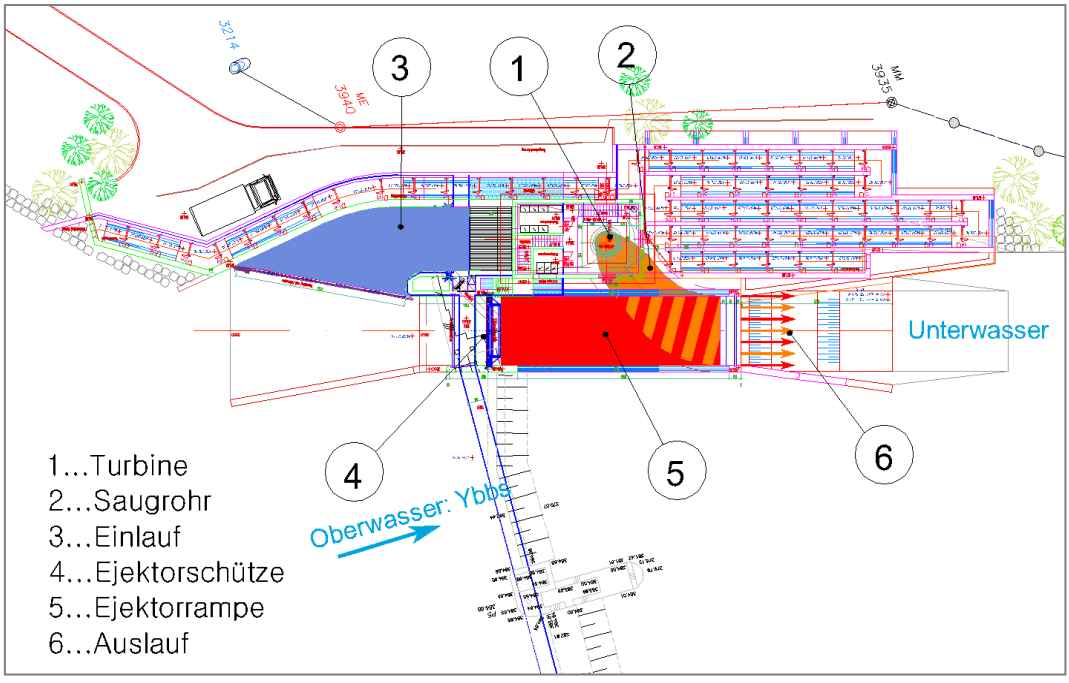


Abb. 4: Grundriss der Ejektorkraftwerksanlage Gaissulz mit wesentlichen Anlagenteilen

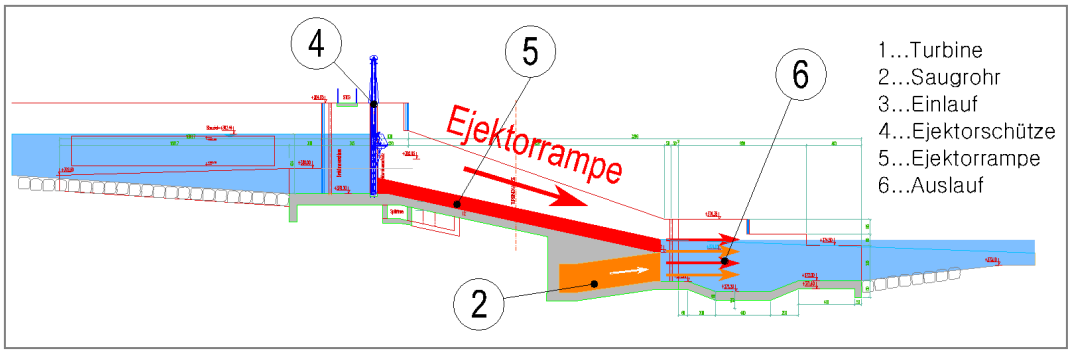


Abb. 5: Schnitt durch die Ejektorrampe mit Vereinigungsbereich Saugrohr / Ejektorrampe

Die baulichen Aufwände werden im Vergleich zur konventionellen Lösung nicht erhöht. Der Hochwasserabflussquerschnitt wird durch die Abrückung des Krafthauses aus dem Stromstrich (Nutzbarkeit des natürlichen Querschnittes, ohne Behinderung durch Einbauten) wesentlich verbessert. Die Kiesschleuse (Abb. 5) stellt durch die größere Dimension für den Überwasserabfluss ein wesentliches Organ dar.

3 Wirkbereich des Ejektors

Aus der untenstehenden Darstellung des hydraulischen Leistungsdargebotes (Abb. 6) wird ersichtlich, dass der energetisch wirksame Bereich für die Ejektornutzung auf die Dauer des Volllast-Betriebs (Umrandung) begrenzt ist. Diese wird bei der Auslegung der Turbine an die jeweils unterschiedliche Abfluss-Charakteristik des Gewässers angepasst.

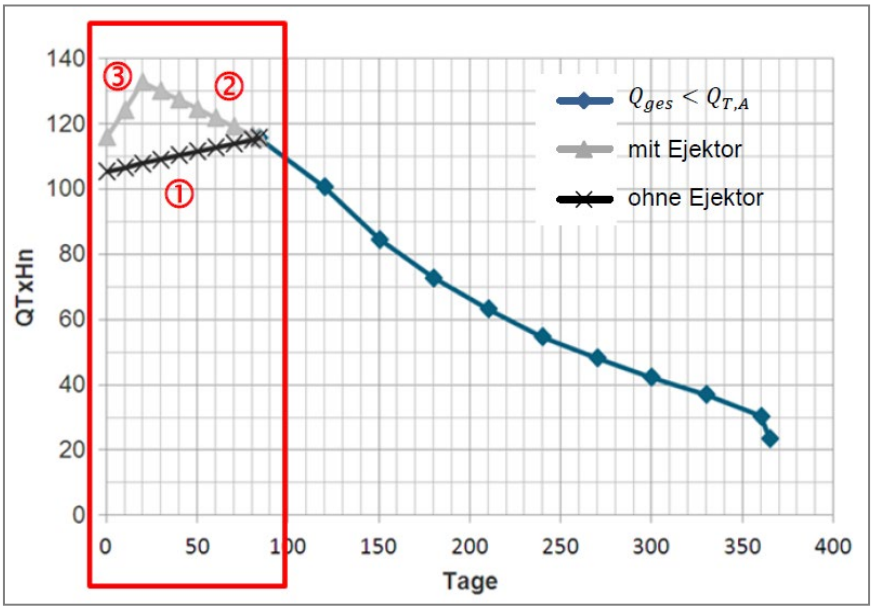


Abb. 6: Beispielhafte Darstellung des Energiegewinnes durch Ejektornutzung
Hydraulisches Leistungsdarbot (Q_T x H_n) in Funktion der Überschreitungsdauer (Tage pro Jahr)

Die Kurve ① stellt die bei Normalbetrieb ohne Ejektor – entsprechend dem Unterwasseranstieg bei zunehmendem Abfluss – sinkende Leistung dar.

Die Kurve ② zeigt die Steigerung der Leistung bei Fallhöhenmehrung durch den Ejektor bis zum Erreichen des maximalen Ejektorabflusses (begrenzt durch die Ejektorschleusengeometrie).

Die Kurve ③ zeigt die Reduzierung der Leistung bzw. der Fallhöhenmehrung bei maximaler Schleusenöffnung, unter dem Einfluss des weiter ansteigenden Unterwassers.

Die Wirkung des Ejektors ist in der Veränderung des Wasserdruckes unmittelbar am Saugrohrauslauf und somit der Fallhöhe darstellbar, wie am Beispiel des Ejektorkraftwerkes Gaissulz / Ybbs in den Aufzeichnungen der Messwerte im folgenden Abschnitt aufgezeigt wird.

4 Beispiel Ejektorkraftwerk Gaissulz / Ybbs

Das Ejektorkraftwerk Gaissulz / Ybbs in Niederösterreich (Abb. 7) ist auf einen Durchfluss von $\mathrm{Q_{T,A}}$ = 16 m³/s und eine Fallhöhe von $\mathrm{FH_{Brutto}}$ = 8,4 m ausgelegt. Abbildung 8 zeigt einen Auszug aus den Betriebsdaten-Aufzeichnungen mit Darstellung des zeitlichen Verlaufes der Fallhöhenmehrung z und des Ejektorabflusses $\mathrm{Q_E}$ bei abklingendem Hochwasser.



Abb. 7: Luftbild des KW Gaissulz / Ybbs, neues Ejektorkraftwerk links

In Abbildung 8 ist auch die generelle Proportionalität der Fallhöhenmehrung zum Ejektorabfluss erkennbar, wobei jedoch, in Abhängigkeit von der Geometrie am Saugrohrende, die Effizienz einem speziellen Verlauf folgt.

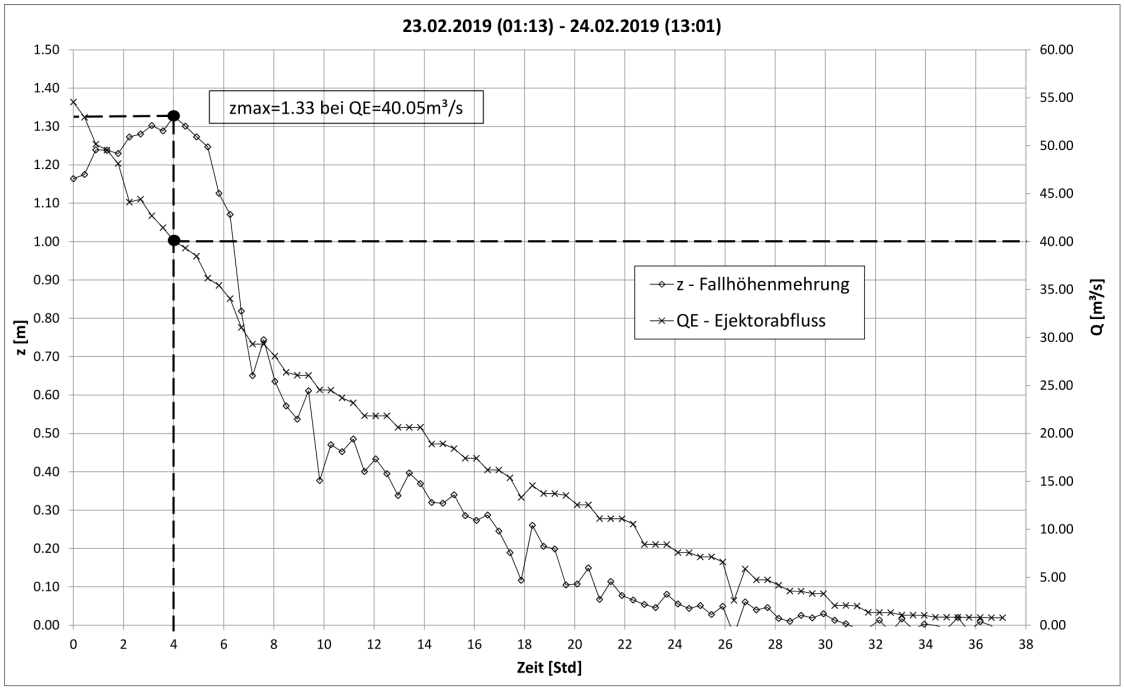


Abb. 8: Fallhöhenmehrung und Ejektorabfluss während abklingendem Hochwasser 23.02.2019 (01:13) – 24.02.2019 (13:01)

Die folgende Analyse der wesentlichen Kenngrößen für den Ejektorbetrieb (Abb. 9) bezieht sich auf die, an der Anlage an einem Hochwasserereignis aufgezeichneten gemessenen bzw. berechneten Werte für:

- Generatorleistung mit Ejektor
- Generatorleistung ohne Ejektor
- Wasserspiegel Oberwasser how
- Wasserspiegel Unterwasser huw
- z – Fallhöhenmehrung absolut
- Leistungssteigerung in %
- Fallhöhenmehrung in %

Die Unstetigkeiten resultieren aus den Veränderungen der Unterwassersituation.

Obwohl der Unterwasserspiegel ( ) ansteigt bzw. die Bruttofallhöhe bei steigendem Abfluss abnimmt, steigt das hydraulische Leistungsdargebot durch die Wirkung des Ejektors an und es kann, entsprechend der Fallhöhenmehrung ( ) eine Leistungssteigerung ( ) von ca. 26% bei Q_E = 40 m³/s (ca. 2,5 x $Q_{T,A}$) Ejektorabfluss dokumentiert werden.

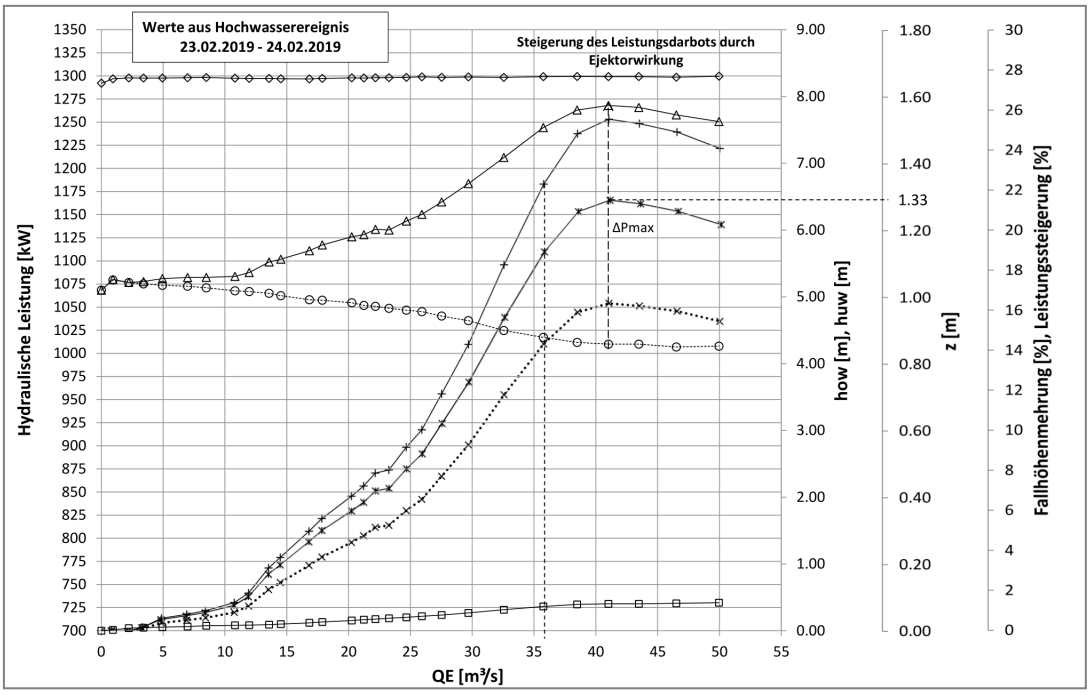


Abb. 9: Werte aus Hochwasserereignis 23.02.2019 – 24.02.2019

Das Foto in Abb. 10 illustriert die Wasserspiegel-Verhältnisse im unmittelbaren Vereinigungsbereich. Der aufgrund der Wasserspiegeldifferenz sichtbaren Fallhöhenmehrung von z_0 = 2,50 m entspricht die wirksame Fallhöhenmehrung von z = 1,33 m. Die Steigerung der Generatorleistung bei Betrieb ohne Ejektor von $P_{G,B}$ = 1.010 kW auf $P_{G,z}$ = 1.270 kW im Betrieb mit Ejektor, entspricht ca. 26%.



Abb. 10: Sichtbare Eintiefung des Wasserspiegels (z_0 = 2,5 m) unmittelbar nach der Rampe im Turbinenauslaufbereich

Die Dimensionen der Ejektorrampe sind an den Saugrohr-Endquerschnitt und die Fallhöhe angepasst. Die Energieumwandlung am Fuß der Rampe (Abb. 11) geschieht in Form eines gewellten bis schwachen Wechselsprunges (Fr_1 ≤ 2,5).



Abb. 11: Blick auf die Ejektorrampe KW Gaissulz mit Energieumwandlung bei einem Ejektorabfluss von Q_E = 40 m³/s. Die Rampe mündet direkt über dem Saugrohrauslauf

5 Schlussfolgerungen

Die Fallhöhenmehrung infolge der Ejektorwirkung bei Niederdruckturbinen wurde für Auslegungen von $Q_{T,A}$ = 10 m³/s bis 50 m³/s je Turbine und für Bruttofallhöhen von FH_{Brutto} = 5,0 m bis 12,0 m untersucht und es konnte dabei eine Leistungssteigerung im Überwasserfall von über 30% an Pilotprojekten (Fritsch *et al.*, 2015) und im Labor (Schiffer *et al.*, 2015) nachgewiesen werden, was sich für den Volllastbereich von z. B. 100 Tagen mit einer Steigerung der Energieproduktion um rund 10% auswirkt, bzw. bezogen auf das Jahresarbeitsvermögen um rund 4%.

Umgekehrt könnte so der Ausbaudurchfluss für die Turbinen im Vergleich zu konventionellen Anlagen bei gleichbleibender Jahresproduktion theoretisch um 9 % verringert werden, was für Neuanlagen eine erhebliche Reduktion der Errichtungs- bzw. Investitionskosten bedeutet. Aus energiewirtschaftlicher Sicht ist jedoch eine Steigerung des Jahresarbeitsvermögens anzustreben.

Als bei der Planung zu berücksichtigende Randbedingungen sind der Turbinenauslegungsdurchfluss, die Fallhöhe ohne und mit Ejektor, der Ejektorabfluss und das Kavitationsverhalten der Turbine, aber auch die Generatorauslegung wesentliche limitierende Größen. Weitere Grenzen für die Effizienz des Fallhöhenmehrers „Ejektorimpuls“ resultieren aus den Unterwasser-Einstaubedingungen am Saugrohraustritt und in der Sohlgestaltung des Vereinigungsbereiches von Triebwasser und Ejektorabfluss. Hierzu ist in Zusammenwirken mit dem Institut

HFM der TU Graz eine patentierte Optimierungslösung (Europäisches Patent EP3299611) entstanden.

In der ZT-Fritsch GmbH konnte für die Bemessung von Ejektorkraftwerken ein Berechnungsprogramm auf Grundlage der Impuls- und Energiegleichung erstellt werden, in welchem auch die wesentlichen Randbedingungen berücksichtigt werden.

Das Ejektorkraftwerk stellt einen wichtigen Lösungsansatz zur optimalen energetischen Nutzung der Fließgewässer-Ressourcen bei stark variablem Wasserdargebot dar. Es wird empfohlen, den Einsatz dieses Systems bei jedem Neubau einer Wasserkraftanlage mit vertikalen Kaplanturbinen und entsprechenden Anlageverhältnissen zu prüfen.

Referenzen

Europäisches Patent EP3299611 „Niederdruck-Wasserkraftwerk mit einer Ejektorrampe für einen Überwasserstrahl“, ZT-Fritsch GmbH, 14.08.2019

Fritsch, Ru., Schiffer, J., Fritsch, Re. (2015). Ejektorwirkung bei Überwasser mit Vertikaler Kaplan-Turbine, *WasserWirtschaft*, 2015, 10, 32-35.

Fritsch, R (2019). Ejektorwirkung Vertikale Kaplanturbine mit im Grundriss gekrümmtem Saugrohr, Dissertation, TU Graz.

Schiffer, J., Benigni, H., Jaberg, H., Fritsch, R. (2015). Experimentelle Untersuchung der Ejektorwirkung bei vertikalen Kaplan-Turbinen, *WasserWirtschaft*, 2015, 05, 33-39.

Adresse des Autors

Rudolf Fritsch Dipl.-Ing. Dr. techn.

Geschäftsführung ZT-Fritsch GmbH

A-4400 Steyr, Wieserfeldplatz 9

office@zt-fritsch.at

Hydraulische Auslegung und Optimierung des Kavernenspeichers des PSW Forbach

Hydraulic design and optimisation of the underground storage cavern of the Forbach PSP

Hannes Blindenhöfer, Wolfgang Richter

Kurzfassung

Im Zuge der Erneuerung und Erweiterung des Rudolf-Fettweis-Werks Forbach beabsichtigt die EnBW AG den Bau und Betrieb des Pumpspeicherkraftwerks (PSW) Forbach mit einem Neubau des Schwarzenbachwerks als hochflexibles Pumpspeicherkraftwerk und des Murgwerks als Hochdruckanlage in Kavernenbauweise. Dabei wird die vorhandene Schwarzenbachtalsperre weiterhin als Oberbecken genutzt. Zur Erhöhung der Speicherkapazität des PSW Forbach muss ein zusätzliches Volumen von ca. 200'000 m³ im Unterwasserbereich bereitgestellt werden. Nicht zuletzt, um die ökologischen Auswirkungen möglichst gering zu halten und die Akzeptanz in der Bevölkerung zu erhöhen wurde die Möglichkeit eines untertägigen Kavernenspeichers zur Erhöhung des unterwasserseitigen Stauraumvolumens ausgewählt. Der Kavernenspeicher wurde von der Tractebel Engineering GmbH auf der Grundlage einer 1D-Berechnung und der Erfahrung der Hydraulikingenieure dimensioniert. Der Fokus lag hierbei auf der Sicherstellung, dass während des Pumpbetriebs keine Luft in die Pumpturbine eingezogen werden kann. Um ein ausreichendes Nachfließen sicherzustellen wurden die Fließwiderstände und die Stollenneigungen genauer untersucht und festgelegt.

Die Auslegung des Kavernenspeichers wurde von der TU Graz mittels hydraulischen 1D- und 3D-Berechnungen überprüft und dessen Funktionalität bestätigt. Die hydraulischen Verluste im Unterwasserbereich konnten im Zuge einer Optimierung um nahezu 30% reduziert werden. Außerdem wurde die Wellenbildung im Kavernenspeicher mittels 1D numerischer Simulationen untersucht und als unbedenklich erachtet.

Die Untersuchungen ergaben interessante Fragestellungen für weitere Forschung, zur Erhöhung der Wirtschaftlichkeit von Kavernenspeichern. Auch aus diesem Grund stellt die Abwicklung des PSW Forbach ein Projekt dar, das neben seinen technischen Herausforderungen auch ein gutes Beispiel dafür ist, dass aus einer Zusammenarbeit von Forschung und Consulting neue und wertvolle Erkenntnisse gewonnen werden können.

Abstract

In the course of the renovation and extension of the Rudolf-Fettweis hydropower plant Forbach, EnBW AG intends the construction and operation of the Forbach pumped storage plant (PSP). This includes the reconstruction of the Schwarzenbach and the Murg hydro power plants, integrated in a new cavern power plant with extended pump storage capacity. The existing storage of the Schwarzenbach dam as upper reservoir will continue to be used. In order to increase the overall storage capacity of the Forbach PSP, an additional volume of approx. 200'000 m³ must be provided in the lower reservoir. For this, the option of an underground storage cavern was selected, which has amongst others the benefits of small ecological impacts as well as a good acceptance by the local communities. The underground storage cavern was designed by Tractebel Engineering GmbH based on the experience of the hydraulics engineers and by applying a 1-dimensional flow simulation model. The main emphasis was on avoiding potential air intrusion during pump operation. To avoid flow separation, which might promote the development of vortices or air intrusion, the flow resistance and tunnel slopes were studied in detail.

In a subsequent step, the underground storage cavern was reassessed by TU Graz in 1-dimensional as well as 3-dimensional numerical models and its functionality could be confirmed. In an optimization process, the hydraulic head losses at the intake bay could be reduced by 30%. Furthermore, the development of surge waves during transient scenarios was examined and considered as uncritical.

1 Einleitung

Das Pumpspeicherkraftwerk (PSW) Forbach wird als Teil der Erneuerung und Erweiterung des zwischen 1914 und 1926 gebauten, Rudolf-Fettweis-Werkes errichtet. Das PSW Forbach stellt ein Konzept dar, wie ein langlebiges Hochdruckwasserkraftwerk mit einem wertvollen Speicher, wie der Schwarzenbachtalsperre, zu einem flexiblen Pumpspeicherkraftwerk aufgerüstet werden kann, um den modernen Anforderungen des Stromnetzes und der Energiewende Rechnung zu tragen.

Hierzu wird der Unterwasserbereich mit einem Kavernenspeicher ausgerüstet werden, welcher zusammen mit dem bereits vorhandenen Ausgleichsbecken Forbach das erforderliche Wasservolumen für den Betrieb des neuen Pumpspeicherkraftwerks bereithalten soll. Durch die Integration von zukünftig drei Turbinen des Murgwerks und einer Pumpturbine des Schwarzenbachwerks in einem gemeinsamen Kavernenkraftwerk kann es durch zeitgleiche Lastfallsituationen zu sehr komplexen Abflussverhältnissen im Kavernenspeicher kommen. Ziel der

hydraulischen Dimensionierung des Kavernenspeichers war es trotz dieser Herausforderungen einen ungestörten zeitgleichen (oder auch individuellen) Betrieb von Murgwerk und Schwarzenbachwerk zu gewährleisten, ohne dass es zu Betriebseinschränkungen aufgrund des physikalischen Entwurfs kommt.

2 Das Forbach Projekt und die wichtige Rolle der Pumpspeicherwerke für die Energiewende

Die Energiewende beschreibt den Umbau des Energiesystems auf erneuerbare Stromerzeugung aus Wasser, Wind und Sonnenenergie. Da Wasserkraft für die Primärerzeugung nicht ausreichen wird, sind insbesondere große Ausbauten von Wind- und Photovoltaikanlagen notwendig. Da diese jedoch sehr fluktuierende Erzeugungscharakteristiken über die Jahreszeiten aufweisen sind große Energiemengen verlässlich zu speichern und mit großen Leistungen vorzuhalten, um eine adäquate Netzfrequenzhaltung garantieren zu können. Die großen Vorteile von Pumpspeicherkraftwerken sind im Wesentlichen:

- Hoher Wirkungsgrad
- Hoher Speicher-Erntefaktor
- Große Leistung
- Lange Lebensdauer
- Geringe spezifische Kosten
- Geringe Treibhausgas Emissionen

Daraus ergeben sich erhebliche volkswirtschaftliche und betriebswirtschaftliche Vorteile gegenüber anderen Speichertechnologien (Lambert, *et al.,* 2014). Insbesondere sind auch die ökologischen Auswirkungen von PSW signifikant geringer als beispielsweise für Batterien, wenn die Herstellungsprozesse über den Lebenszyklus mitbetrachtet werden (Immendoerfer, *et al.,* 2017). Auch weisen Pumpspeicherkraftwerken die geringsten Treibhausgasemissionen im Vergleich zu anderen Speichertechnologie für die Stromspeicherung auf (Abdon *et al.,* 2017).

Die Effizienz des PSW Forbach zeichnet sich insbesondere durch den Ausbau einer seit über 100 Jahren genutzten Energieinfrastruktur aus. Durch den Ausbruch und die Nutzung von Felsholräumen wird die Speicherkapazität des Ausgleichsbeckens wirtschaftlich und ohne übertägige Beeinträchtigung erweitert. Untertägige Pumpspeicherkraftwerke können auch generell eine wirtschaftliche Speicheroption darstellen. Beispielhaft ist hierbei die untertägige Erweiterung des PSW Nassfeld in Österreich mit 175'000 m³ (Pikl *et al.*, 2019). Umfassend wird das Thema der Untertage PSW in Pickard (2012) beschrieben.

Abb. 1 zeigt den Speicher-Erntefaktor (Energy stored to energy invested). Dieser beschreibt den Quotienten aus der gespeicherten Energie über die Lebensdauer dividiert durch die Energie welche für dessen Herstellung benötigt wird. Der signifikante Faktor der PSW unterstreicht dessen energie-ökonomische Zukunftsfähigkeit. Weitere Untersuchungen zu Untertage PSW sind noch nötig. Da diese aber große Fallhöhen mit spezifisch geringen Wassermengen aufweisen, sowie potenziell auch zur saisonalen thermischen Speicherung herangezogen werden können, sind sogar noch höhere Speichererntefaktoren möglich.

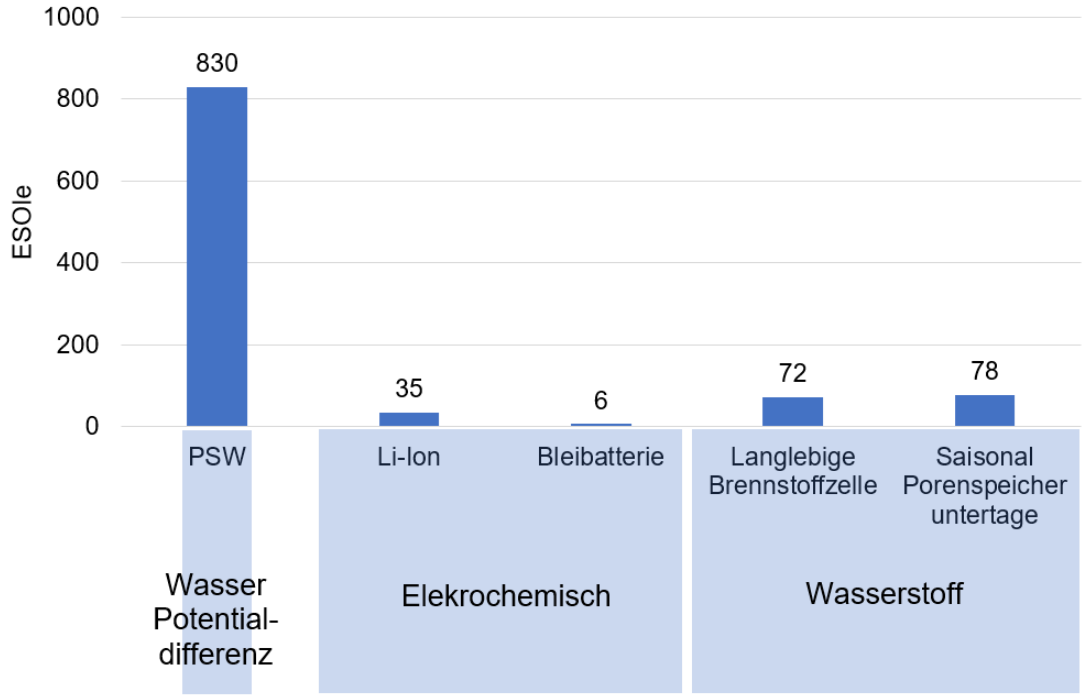


Abb. 1: Speicher-Erntefaktor Technologievergleich (Daten aus Pellow, *et al.* 2015)

Abb. 2 zeigt das Anlagenschema des Kraftwerksystems Forbach mit den Ausbauoptionen der Oberstufe und der Unterstufe mit dem Kavernenspeicher. Diese Unterstufe des Ausbaus ist Gegenstand der Untersuchungen und der hydraulischen Optimierungen.

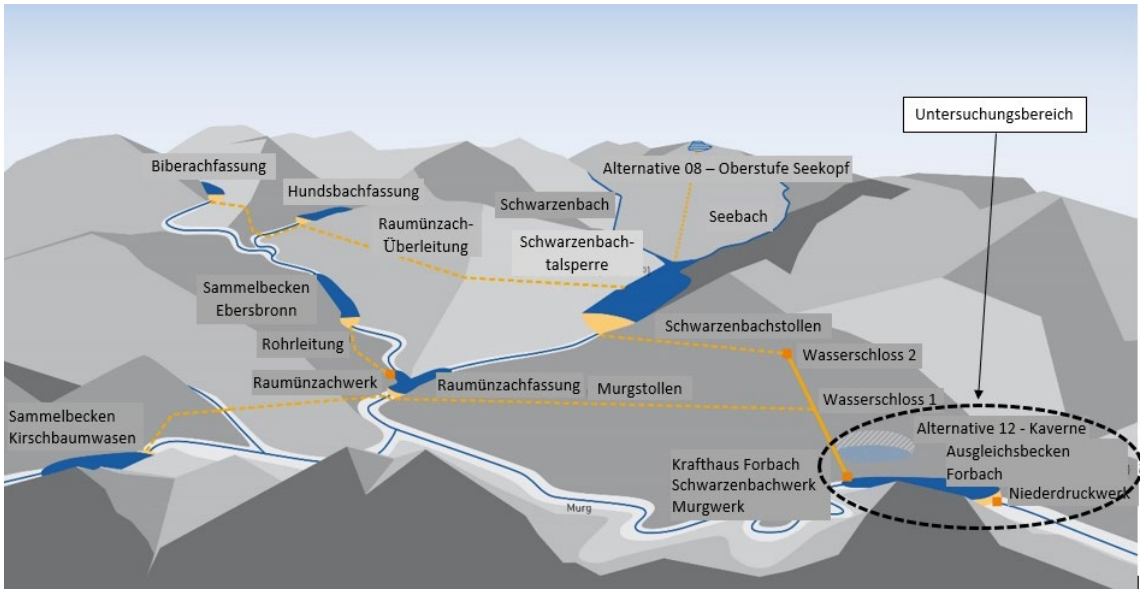


Abb. 2: Übersicht Kraftwerksystem Forbach mit Ausbauvorhaben (EnBW, 2012)

3 Dimensionierung des Kavernenspeichers

Um genügend Stauraum für den zukünftigen Pumpspeicherbetrieb des Schwarzenbachwerks bereit zu stellen soll das bestehende Ausgleichsbecken um einen untertägigen Kavernenspeicher erweitert werden.

Wie in Abb. 3 dargestellt, besteht dieser Kavernenspeicher aus einem Hauptstollen, der das Ausgleichsbecken mit dem Unterwasser (UW)-Druckwasserstollen des Murgwerks sowie des Schwarzenbachwerks verbindet. Entlang des Hauptstollens sind sechs Nebenstollen an den Hauptstollen angeschlossen, die mit ihrem gedrungenen Querschnitt den Großteil des benötigten Stauvolumens zur Verfügung stellen. Für den Anschluss des Hauptstollens an die Unterwasser-Druckstollen wird eine Kopfkaverne ausgebrochen.

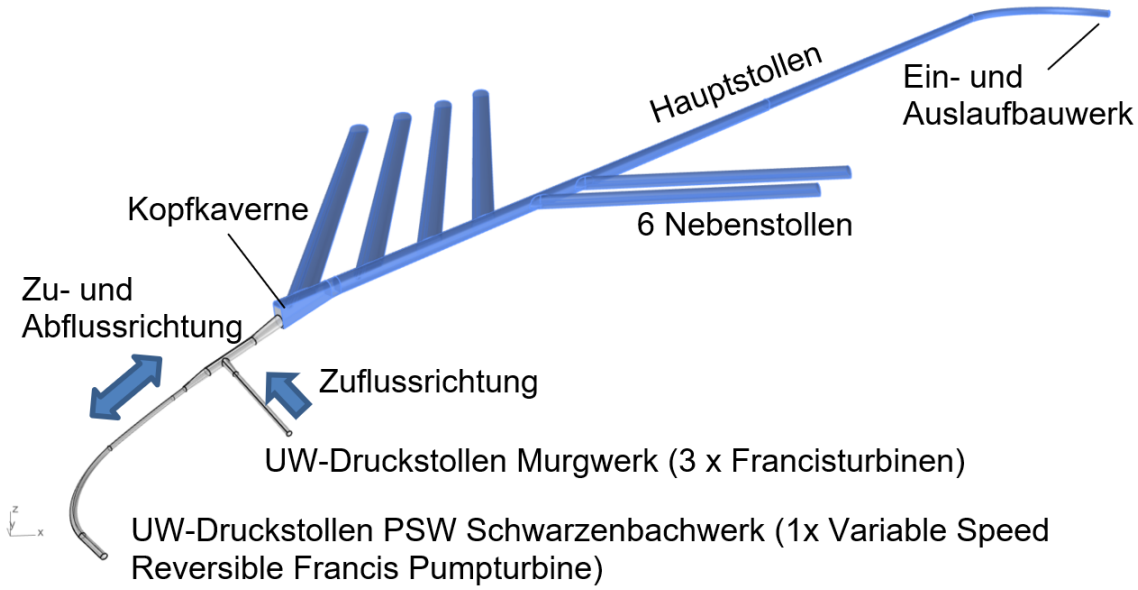


Abb. 3: Gesamtgeometrie Kavernenspeicher

Der Entwurf und die Dimensionierung des Kavernenspeichers berücksichtigen neben der grundsätzlich benötigten Bereitstellung des Speichervolumens, auch (i) die Bemessung der Querschnitte und Sohllagen, (ii) die Bemessung der Totraumgräben in den Nebenstollen, (iii) die Bemessung der Ein- bzw. Auslaufdiffusoren der UW-Stollen, sowie (iv) die Sicherstellung einer ausreichenden Einlaufüberdeckung am Einlauf- bzw. Auslaufbauwerk zum UW-Stollen des Schwarzenbachwerks in der Kopfkaverne.

Die erforderlichen Sohlbreiten und Sohllagen wurden so ausgewählt, um ein Abreißen des Zuflusses bei dem Entwurfsabfluss (aufgrund ungünstiger hydraulischer Radien) unter allen Umständen zu vermeiden, da dies sonst zu Betriebseinschränkungen führen könnte. Auch die Totraumgräben in den Nebenstollen werden bereitgestellt, um den hydraulischen Radius bei niedrigen Wasserständen hoch zu halten und somit ein ausreichendes Nachfließen sicherzustellen.

Der Auslaufdiffusor des Murgwerks wurde mit einem inneren Öffnungswinkel von 8° und einer großen Fläche am Ende des Diffusors vordimensioniert, um Strömungsablösungen zu vermeiden und geringe Fließgeschwindigkeiten zu erreichen. Damit können die hydraulischen Verluste geringgehalten und die potentielle Wirbelbildung in der Kopfkaverne während simultanem Betrieb des Murgwerks und des Schwarzenbachwerks minimiert werden.

Die Bereitstellung einer ausreichenden Einlaufüberdeckung soll sicherstellen, dass es während des Pumpbetriebs des PSW nicht zu einer Wirbelbildung mit Lufteinzug oberhalb des UW-Stollens des Murgwerks kommt. Die benötigte Ein-

laufüberdeckung wurde mit der empirischen Formel nach Gordon (1970) ermittelt, jedoch um eine nicht unerhebliche Sicherheit (Faktor ca. 2.40) erhöht um der Drallwirkung, die durch den seitlichen Zufluss des Murgwerks entstehen kann und die Wirbelbildungs- bzw. Lufteintragungsgefahr erhöhen könnte, Rechnung zu tragen.

Der auf diese Weise vordimensionierte Kavernenspeicher wurde von der TU Graz mit 1D- sowie 3D-numerischen Strömungssimulationen geprüft und bestätigt. Hierbei wurde auch das Zuschlagen der Kaverne aufgrund von auftretenden Schwall- und Sunkwellen bei zyklischen Schaltvorgängen untersucht und ausgeschlossen. Damit wird einerseits die druckstoßreflektierende Wirkung der Kopfkaverne beibehalten und andererseits ein Ausblasen von komprimierter Luft vermieden.

4 Optimierungen des Kavernenspeichers durch numerische Simulationen

Der Kavernenspeicher wurde mittels 3D-numerischer Simulationen mit Ansys CFX mit dem RANS (Reynolds-Averaged Navier-Stokes) Ansatz und dem SST (Shear Stress Turbulence) Model bezüglich der lokalen Einlaufverluste der Stollenanschlüsse untersucht. Es wurden hierbei Variantenstudien durchgeführt, um den hydraulisch günstigsten Anschluss zu erhalten. Abb. 4 zeigt den Kavernenkopf in einer 2-phasen Simulation mit freiem Wasserspiegel während eines zeitgleichen Turbinenbetriebs des PSW Schwarzenbachwerk und des KW Murgwerk.

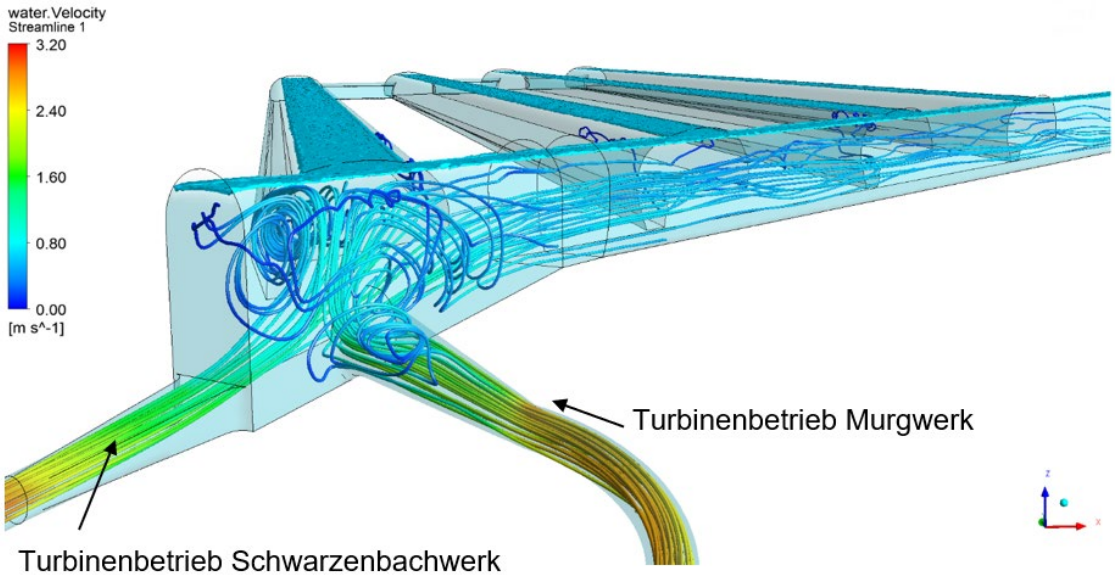


Abb. 4: 3D CFD Turbinenzufluss in die Kopfkaverne des Kavernenspeichers

Abb. 5 zeigt die Ausgangsvariante sowie vier der untersuchten Geometrievarianten für den Kavernenanschluss. Es wurde hierbei die Stollengeometrie sowie die Geometrie der Kopfkaverne modifiziert. Als hydraulisch beste Lösung hat sich Variante 5) mit einem Bifurkator im Stollen gezeigt. Hierbei kann am effizientesten ein hydraulischer Kurzschluss zwischen dem Murgwerk und dem Schwarzenbachwerk betrieben werden.

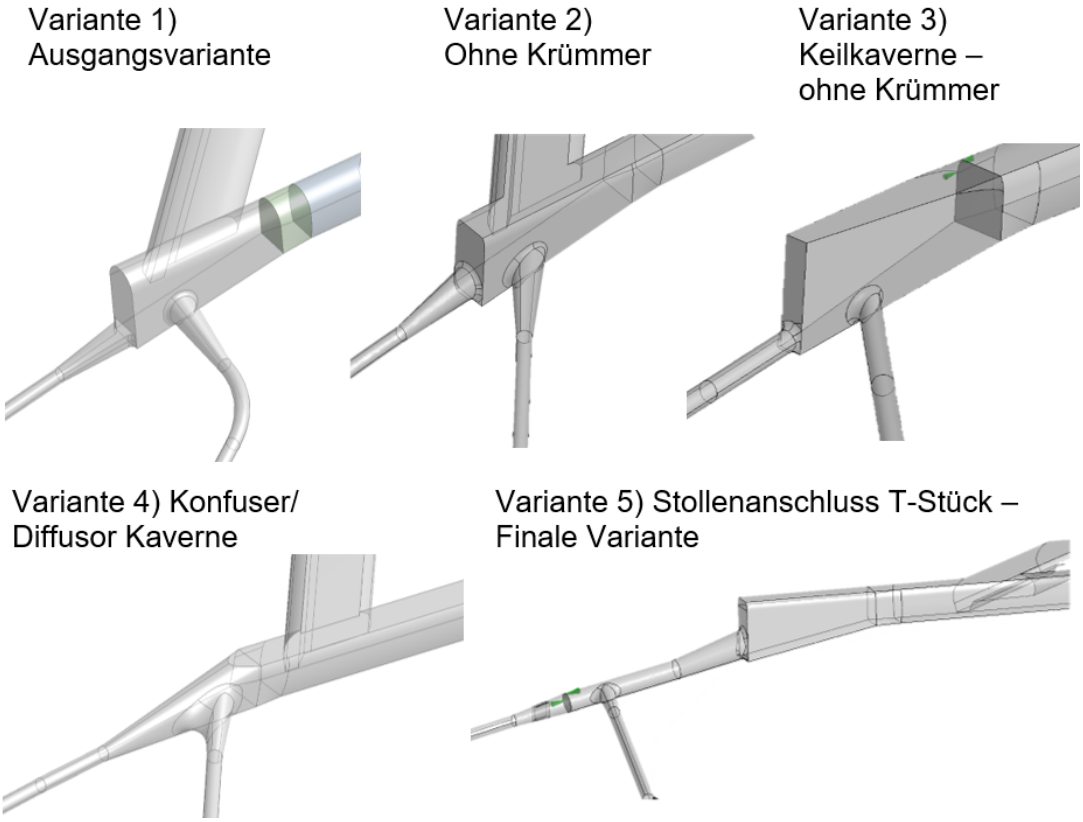


Abb. 5: Variantenstudie – Kavernenanschluss an Unterwasserstollen, Variante 5) Ausführungsvorschlag

5 Schlussfolgerungen und Ausblick

Pumpspeicherkraftwerke sind aufgrund ihrer hohen Energiespeichereffizienz, der langen Lebensdauer und der hohen Flexibilität ideale Speicher- und Ausgleichskraftwerke für den Umbau des Energiesystems auf volatile erneuerbare Primärenergiequellen wie Sonnen- und Windkraft. Das Projekt PSW Forbach stellt eine Erweiterung eines bestehenden Wasserkraftwerks mit großem Speichersee auf ein flexibles Pumpspeicherkraftwerk mit der Integration eines zweiten Hochdruckwasserkraftwerks dar. Die hierfür notwendige Erweiterung des Unterwasser-Speichers wird mittels eines aufzufahrenden Kavernenspeichers bewerkstelligt. Dadurch befinden sich alle relevanten und neu zu bauenden Bauwerke vollkommen untertage. Der Kavernenspeicher wurde für den flexiblen hydraulischen

Betrieb, inkl. dem hydraulischen Kurzschlussbetrieb entworfen und durch die Anwendung von 3D numerischer Modellierung optimiert.

Aufgrund der Untersuchungen an der Speicherkaverne von Forbach werden von der TU Graz inzwischen verstärkt Forschungsaktivitäten für die Entwicklung von vollständigen Untertage PSW und der optimalen Nutzung und Auslegung von Kavernenspeichern durchgeführt.

Durch die Nutzung von Felsholräumen, und den sich daraus ergebenden Freiheitsgraden, bieten Kavernenspeicher eine ideale Möglichkeit Pumpspeicherkraftwerke zu erweitern bzw. neu zu bauen. Bei gutem Gebirge können diese Hohlräume unausgekleidet sein und daher sehr wirtschaftlich in der Herstellung und jederzeit erweiterbar. Auch bieten Kavernenspeicher ökologische sowie genehmigungsrelevante Vorteile.

Referenzen

Abdon, A., Zhang, X., Parra, D., Patel, M.K., Bauer, C., Worlitschek, J. (2017). Techno-economic and environmental assessment of stationary electricity storage technologies for different time scales, Energy 1173 - 1187.

EnBW Energie Baden-Württemberg AG (2012).

Gordon, J.L. (1970). Vortices at Intakes, Water Power Journal 137-138.

Immendoerfer, A., I. Tietze, H. Hottenroth, und T. Viere. 2017. Life-cycle impacts of pumped hydropower storage and battery storage, Int J Energy Environ Eng 231–245.

Lambert, J.G., Hall, C.A.S., St. Balogh, Arnold, M. (2014). Energy, EROI and quality of life, Energy Policy 64: 153-167.

Pellow, M.A., Emmott, C.J.M., Barnhart, C.J., Benson, S.J. (2015). Hydrogen or batteries for grid storage? A net energy analysis. Energy Environ. Sci., 8: 1938--1952.

Pickard, W. F. (2012). The History, Present State, and Future Prospects of Underground Pumped Hydro for Massive Energy Storage, Proceedings of the IEEE, DOI: 10.1109/JPROC.2011.2126030 100 (2): 473 - 483.

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.

Adressen der Autoren

Hannes Blindenhöfer (korrespondierender Autor)

Tractebel Engineering GmbH

Friedberger Strasse 173, 61118 Bad Vilbel

hannes.blindenhoefer@tractebel.engie.com

Wolfgang Richter

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz

AT-8010 Graz, Stremayrgasse 10/2

wolfgang.richter@tugraz.at

Differentiales Schachtwasserschloss für das Pumpspeicherkraftwerk Gouvães

Differential Shaft Surge Tank for the Pumped Storage Hydropower plant Gouvães

Wolfgang Richter, Franz Georg Pikl, Gerald Zenz, Christophe Nicolet, Christian Landry, Juan Carlos Vera, Luis de La Torre

Kurzfassung

Das Pumpspeicherkraftwerk (PSKW) Gouvães in Portugal ist ein Regelkraftwerk mit vier reversiblen Pumpturbinen mit insgesamt 880 MW installierter Leistung. Es können 19 GWh elektrischer Energie gespeichert werden. Das PSKW ist Teil des Wasserkraftprojektes Alto Tâmega von Iberdrola, am Fluss Tâmega. Das oberwasserseitige (OW) Wasserschloss wird als differentiales Schachtwasserschloss ausgeführt. Der Hauptschacht mit 21 m Innendurchmesser ist gedrosselt an den Druckstollen angeschlossen. Ebenfalls an den Druckstollen ist ein ungedrosselter Differentialschacht mit 8 m Durchmesser angeordnet, welcher in den Hauptschacht integriert ist und als Schützenschacht dient. Dieser weist einen Überfall in den Hauptschacht auf, der bei Notschlusslastfällen einen Wasserfall erzeugt. Ein zusätzlicher Luftschacht ermöglicht für extreme Lastfälle zu jeder Zeit einen Notschluss des Schützes. Das Wasserschloss wurde in einem numerischen und einem instationären physikalischen Modell im Maßstab 1:25 an der TU Graz untersucht. Es wurden dazu eine asymmetrische Düsendrossel und die finale hydraulische Konzeption entwickelt und überprüft. Die hydraulische Wirkung des Wasserschlosses wurde bezüglich der Druckstoßkompensierung und der Minimierung der Volumenanforderung für die Massenschwingung durch ungünstige Anregung des hydraulischen Systems für Resonanzschaltfälle optimiert und bestätigt. Aufgrund der direkten Integrierung eines Überlaufs mit Wasserfall wird keine Luft in den Druckstollen eingezogen. Die transienten Druckstoßphänomene wurden von Power Vision Engineering (PVE) untersucht und bilden insbesondere für ungünstige Lastabwürfe aus dem Turbinen- und Pumpbetrieb wichtige Randbedingungen für ein robustes Wasserschlossdesign. Es wird im vorliegenden Artikel auf die Auslegungslastfälle für das Wasserschloss und das Pumpspeicherkraftwerk eingegangen.

Abstract

The pumped-storage hydropower plant (PSH) Gouvães in Portugal is a grid regulation power plant with four reversible Francis pump turbines with 880 MW total

installed capacity, providing 19 GWh of energy storage capacity. The PSH is part of the hydroelectric project Alto Tâmega of Iberdrola on the Tâmega River. The upstream surge tank is a throttled shaft surge tank with integrated gate shaft which is an unthrottled riser connected to the pressure tunnel. It has an overflow into the main shaft. An additional aeration shaft enables an emergency closure of the gate at any time and for extreme load cases. The surge tank was examined in a transient hydraulic model on a scale of 1:25 at Graz University of Technology. For this purpose, an asymmetric orifice throttle and the final hydraulic design were developed and tested. The hydraulic effect of the surge tank was optimized and confirmed with regard to the water hammer compensation and the minimization of the volume requirement for the mass oscillation by unfavorable excitation of the hydraulic system for resonance load cases. Due to the direct integration of an overflow with a waterfall, no air is entrained into the pressure tunnel. The transient pressure surge phenomena were investigated by Power Vision Engineering (PVE) and are important boundary conditions for the robust surge tank design, especially for unfavorable extreme load rejections in generating and pump mode operations.

1 Kraftwerksbeschreibung

Das differentiale Schachtwasserschloss ist im oberwasserseitigen Druckstollen mit der Länge von 4.7 km und einem inneren Durchmesser von 7.3 m positioniert (Abb. 1). Der Stollen ist mit einer Ortbetonauskleidung ausgestattet. Die Kraftkaverne ist mit einem 860 m langen Unterwasser (UW)-Triebwasserstollen mit dem UW-Speicher Daivões verbunden. Das UW-Wasserschloss ist ein Kammerwasserschloss, welches nahe an den Maschinensätzen errichtet wurde, um möglichst geringe Trägheitswerte aufzuweisen (Richter, *et al.*, 2019).

Daten der Kraftwerksanlage Gouvães und der fixed-speed Pumpturbinen:

- Q Turbinenbetrieb: 160 m³/s
- P Turbinenbetrieb: 880 MW
- Q Pumpbetrieb: 132 m³/s
- P Pumpenbetrieb: 880 MW
- Rohfallhöhe: 666 m, Stauziel (STZ) OW – Absenkziel (ASZ) UW
  645 m, ASZ OW – STZ UW

Ein Schütz als oberwasserseitiges Absperrorgan ist in das Wasserschloss integriert. Das Wasserschloss dämpft die Massenschwingung des oberwasserseitigen Druckstollens, es minimiert die Druckstoßbelastungen des Systems und erlaubt die Regelfähigkeit der Maschinen. Extreme Belastungen können durch

Pumpenabwürfe und Turbinenabwürfe aus Volllast zu ungünstigen Zeitpunkten auftreten.

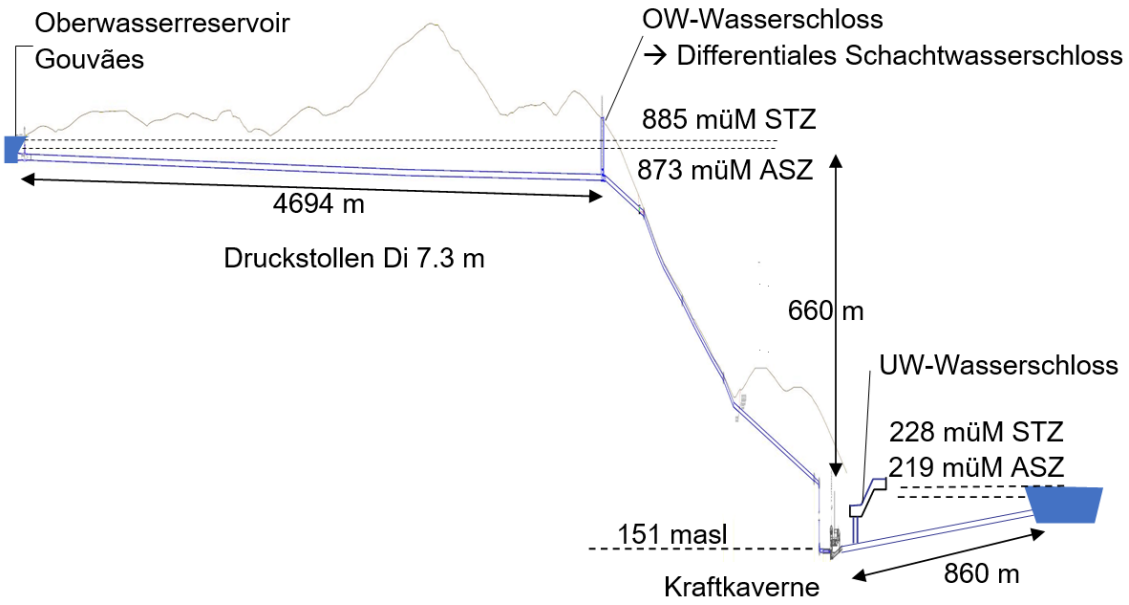


Abb. 1: Längenschnitt Oberwassersystem PSKW Gouvães

Das Wasserschloss (Abb. 2) besteht aus einem Hauptschacht, einem Differentialschacht und einem Belüftungsschacht. Die Schächte stehen in direkter Verbindung mit der Atmosphäre. Der Differentialschacht mit dem Schütz ist ungedrosselt an den Druckstollen angeschlossen, während der Hauptschacht mittels einer differentialen Drossel mit dem Druckstollen verbunden ist. Die Düsendrossel weist ein asymmetrisches Drosselverhältnis mit einem höheren Aufschwingwiderstand im Vergleich zum Abschwingverlust auf.

Der Differentialschacht repräsentiert die Druckverhältnisse am Fußpunkt des Wasserschlosses entsprechend dem Wasserpegel, während der Hauptschacht gemäß den instationären Drosselverlusthöhen einen tieferen bzw. höheren Pegel einnimmt. Die differentiale Wirkung des Wasserschlosses ermöglicht eine effiziente Reaktion des Wasserschlosses, was geringerer Wasservolumina und daher Ausbruchsmengen bedarf. Für Belastungssituationen wie Lastabwürfe und Pumpenabwürfe reagiert der ungedrosselte Differentialschacht entsprechend rasch mit Pegeländerungen. Der Wehrüberfall des Differentialschachts wirkt als limitierende Komponente, welcher beim Überlauf einen Wasserfall generiert. Dieser wiederum trägt unweigerlich Luftblasen in den Hauptschacht ein. Aufgrund der Gleichzeitigkeit des Lufteintrags über den Wasserfall, welcher mit dem Aufschwingvorgang einhergeht, strömt Wasser durch die Drossel in den Hauptschacht, was wiederum einen Luftblaseneintrag in den Druckstollen verhindert.

Für den darauffolgenden Abschwingvorgang bleibt den Luftblasen ausreichend Zeit um im Hauptschacht aufzusteigen.

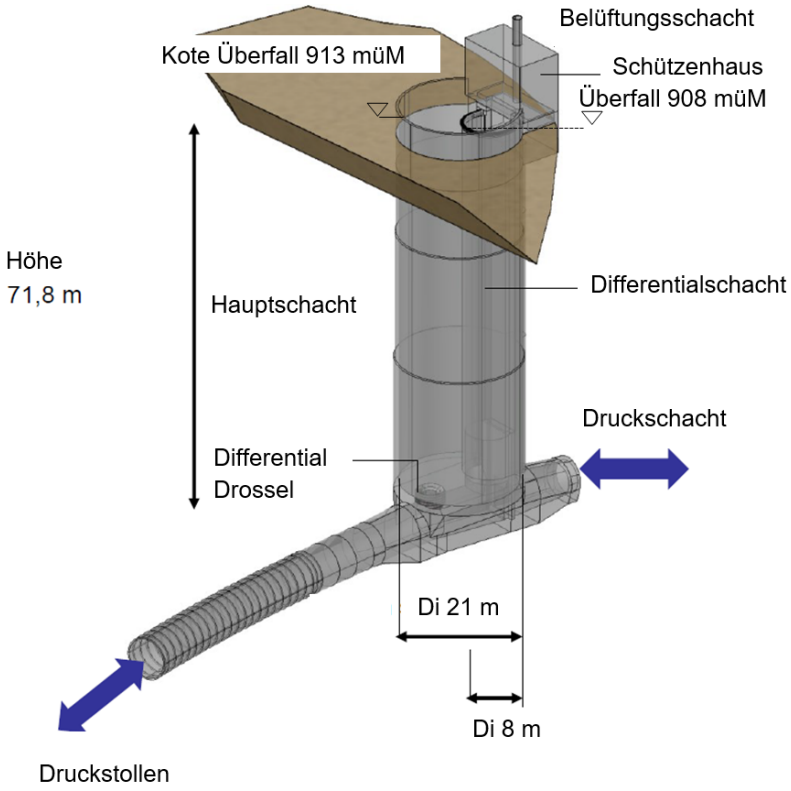


Abb. 2: Geometrie des differentialen OW-Wasserschlosses

2 Lastfälle

Das Pumpspeicherkraftwerk ist hydraulisch dimensioniert, um in 90 Sekunden auf Volllast Turbinenbetrieb anzufahren und auch wieder auf Nulllast im zyklischen Betrieb reduzieren zu können. Das Wasserschloss darf für keinen Betriebsfall überlaufen, bzw. auslaufen. Auch dürfen keine kritischen Unterdrücke im Triebwassersystem, insbesondere im Bereich des Übergangs in den Druckschacht auftreten. Eine Vielzahl von Lastfällen hinsichtlich des Druckstoßes und der Massenschwingung wurden von PVE sowie vom Maschinenlieferanten in den Vorstudien und begleitenden Berechnungen durchgeführt. Die Schaltvorgänge können zum ungünstigsten Zeitpunkt auftreten und dabei das Wasser im Druckstollen anregen. Der Turbinenresonanzfall beschreibt ein Anfahren auf Volllast, ein Umschalten auf Nulllast zum ungünstigsten Zeitpunkt, darauffolgend ein Wiederbelasten auf Volllast wiederum zum ungünstigsten Zeitpunkt. Für die Auslegung des Oberwasser-Wasserschlosses wurden drei signifikante Lastfälle definiert:

- LF A) Turbinenresonanzfall für maximalen Pegel im Wasserschloss

- LF B) Turbinenresonanzfall für minimalen Pegel im Wasserschloss
- LF C) Pumpenlastfall für minimalen Pegel im Wasserschloss

LF A) beschreibt einen zyklischen Turbinenbetrieb bei Stauziel des Oberbeckens mit Anfahren in 90 Sekunden, Lastreduktion auf Nulllast in 90 Sekunden, Wiederbelastung auf Volllast in 90 Sekunden und ungünstigem Lastabwurf aller Turbinen. Die Schaltpunkte werden so definiert, um ein möglichst ungünstiges Schwingverhalten mit hohen Amplituden zu erreichen.

LF B) Beschreibt denselben Turbinenresonanzlastfall wie bei LF A), allerdings bei Absenkziel im Oberwasserbecken. Nach der Wiederbelastung der Turbinen zum ungünstigen Zeitpunkt kommt es zu einem raschen Absinken des Pegels im Differentialschacht, um effektiv Wasser für die Turbinen bereit zu stellen.

LF C) Beschreibt einen Volllast-Pumpenabwurf zum ungünstigsten Zeitpunkt, nachdem diese hochgefahren wurden. Dieser Lastfall beschreibt wie LF B) ein rasches Absinken des Pegels im Differentialschacht. In diesem Fall wird dies durch die Umkehrung der Wassersäule im Druckschacht hervorgerufen, da die Strömungsrichtung der Pumpen im Fall eines Pumpenabwurfes innerhalb weniger Sekunden umdreht, bevor der Leitapparat vollständig schließt. Dieser Lastfall ist auch für die Situation des minimalen Drucks im Wasserschlossbereich wichtig.

3 Modellversuch

Das Wasserschloss wurde als transientes hydraulisches Modell im Maßstab 1:25 im Wasserbaulabor der TU Graz errichtet und nach den Froude'schen Modellgesetzen betrieben. Abb. 3 zeigt das Oberwasserwasserschloss mit zwei markierten Startpegeln für das Absenk- und das Stauziel. Das Modellwasserschloss ist aus dem Triebwasserweg herausgeschnitten, wobei die instationären Strömungen des Systems als Randbedingungen angesetzt wurden. Die instationären Durchflüsse wurden mittels 1D-numerischer Simulation für die Bemessungslastfälle für den Prototypen ermittelt und mittels Froude'scher Ähnlichkeitsgesetze für die Modellanlage umgerechnet.

Der Modellversuch wird instationär mittels druckluftbetriebener Ventile durchgeführt, welche mittels PID Regler gesteuert werde. Der PID Regler vergleicht stets die Istwerte vom Momentandurchfluss des Modellversuchs mit den Sollwerten aus der 1D-numerischen Simulation und steuert entsprechend der kalibrierten Parameter die Ventile. Die transienten Durchflüsse des Stollens (Wasserschlossschwingung) und des Schachts (transiente Turbinen- und Pumpendurchflüsse) wurden überlagert, um den instationären Zufluss bzw. Abfluss aus dem Modell

auf eine transiente Ganglinie zu reduzieren. Der Vorteil liegt in der zeitlich exakten Überlagerung der Durchflüsse, was insbesondere für die extremen Lastabwürfe bedeutend ist.

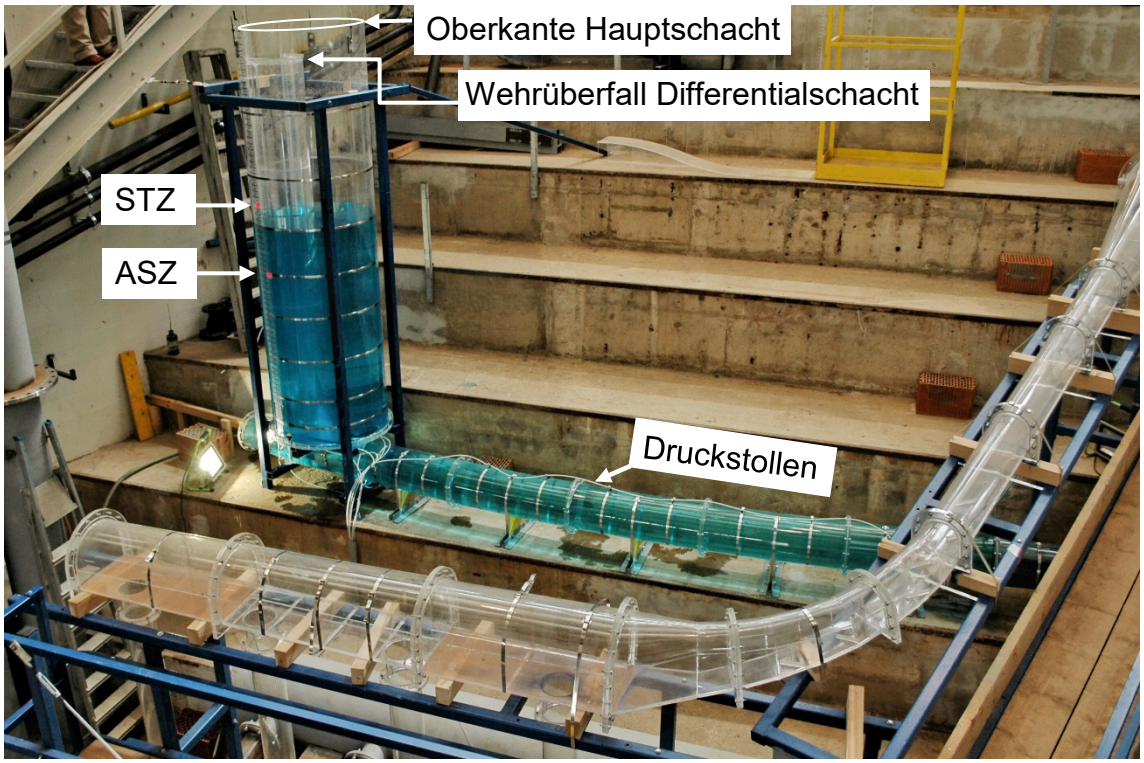


Abb. 3: Physikalischer Modellversuch 1:25, Oberwasser-Wasserschloss Gouvães, Wasserbaulabor TU Graz 2018. Im Vordergrund das Unterwasser-Wasserschloss des PSKW Gouvães

Abb. 4 zeigt die Positionierung der Drucksensoren in einem Schnitt des Druckstollens im Bereich des Wasserschlosses. Die Sensoren im Kreisprofil werden mittels Ringleitungen mit acht Bohrungen definiert. Es ergeben sich drei Pegel aus den drei Schächten, wobei im kleinsten Schacht, dem Belüftungsschacht, ein Trägheitseffekt feststellbar ist, welcher diesen höher aufschwingen lässt als die zwei größeren Schächte, was in der Konstruktion des Prototyps berücksichtigt wird. Der Differentialschacht beschreibt den Druckpegel im Wasserschlossfußpunkt, was dem Pegel im Hauptschacht plus der Wirkung der differentialen Drossel entspricht.

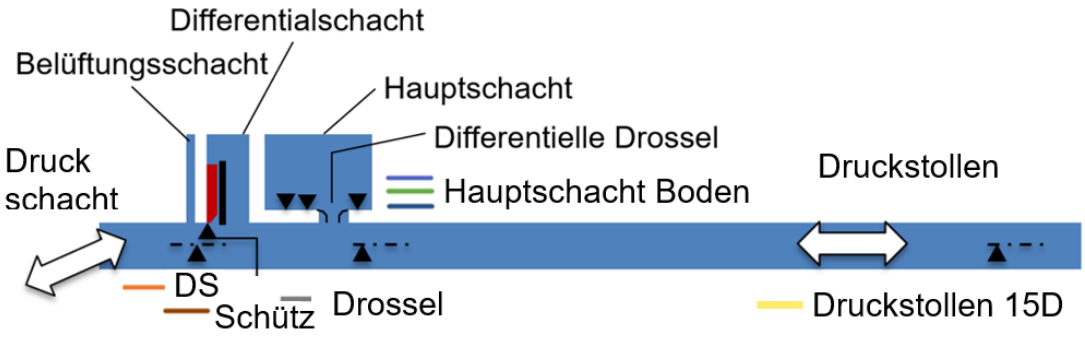


Abb. 4: Messstellen für Drucksensoren im Wasserschlossbereich im Druckstollen

Die Drossel wurde mittels 3D numerischer Simulationen ausgelegt, wobei eine 20%ige Abweichung hinsichtlich der ungünstigeren Seite des Verlustes angenommen wurde. Die Drossel wurde somit im physikalischen Vollmodell kombiniert untersucht. Der Einbau des Schützes im Differentialschacht ermöglicht in offener Position einen isobaren Zustand zwischen Unterkante und Oberkante des Schützes, wobei dieses sicher in Position bleibt.

4 Ergebnisse

Der Modellversuch bestätigt die Funktionsfähigkeit des Wasserschlosses für die Mehrfachschaltfälle bei Absenkziel und bei Stauziel für Turbinenbetrieb mit ungünstigen Lastabwürfen und für ungünstige Pumpenabwurfslastfälle. Abb. 5 zeigt beispielhaft den Vergleich der 1D-Simulation mit dem Modellversuch für den transienten Pegelverlauf im Differentialschacht und im Hauptschacht für den Mehrfachschaltfall bei maximalem Pegel im Oberwasserbecken (LF A).

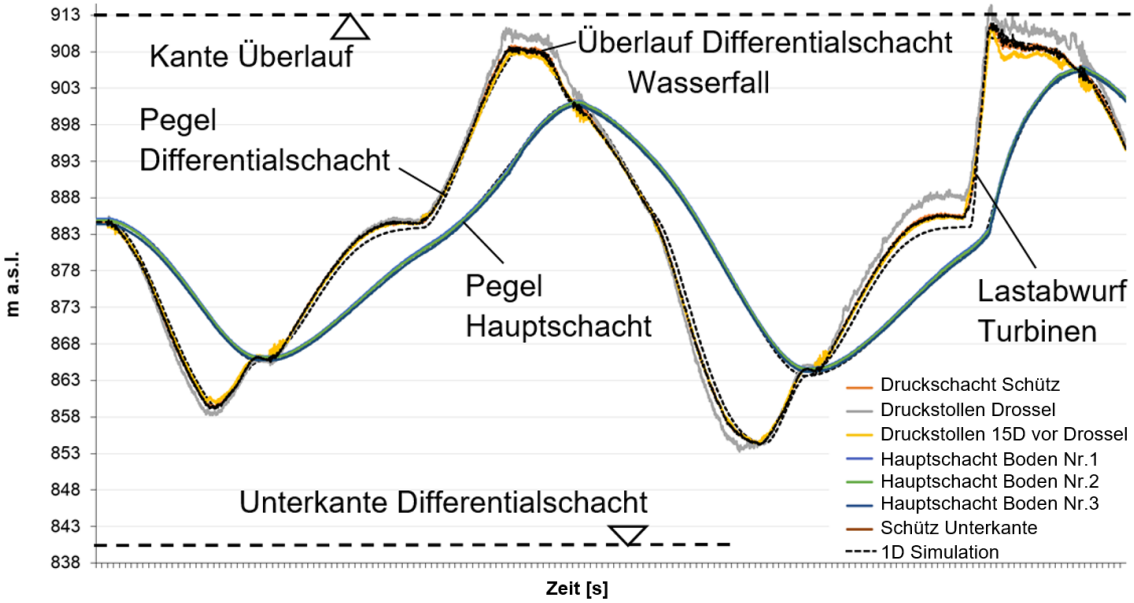


Abb. 5: Ergebnisse maximales Aufschwingen im Hauptschacht, LF A

5 Zusammenfassung

Das differentiale Oberwasser-Wasserschloss des PSKW Gouvães wurde mittels 1D-numerischem, 3D-numerischem und physikalischem Modellversuch untersucht sowie hydraulisch optimiert. Das Wasserschloss wird mit einer differentialen Drossel mit höherem Aufschwingwiderstand im Vergleich zum Abschwingwiderstand ausgerüstet. Im Differentialschacht ist ein notschlusstaugliches Schütz vorgesehen. Die Funktionsfähigkeit des Wasserschlosses sowie die effektive Dämpfung der Drossel für ungünstige Mehrfachschaltfälle im Turbinen- wie Pumpbetrieb konnte bestätigt werden.

Referenzen

Richter, W., Zenz, G., Nicolet, C., Landry, C., Vera Rodriuez, J., & De La Torre Abietar, L. (2019). Hydraulics of the Tail Race Surge Tank of Gouvães Pumped-Storage Hydropower. Wasserwirtschaft Extra, S1, 83-88.

Adressen der Autoren

Wolfgang Richter (korrespondierender Autor)
Franz Georg Pikl, Gerald Zenz

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz

AT-8010 Graz, Stremayrgasse 10/2

wolfgang.richter@tugraz.at

Christophe Nicolet, Christian Landry

Power Vision Engineering (PVE)

CH-1024 Ecublens

Juan Carlos Vera, Luis de La Torre

Iberdrola

E-28050, Madrid

KW Schils ein Pilotprojekt: mit BIM koordiniert und ohne Pläne ausgeführt

Schils HPP, a Pilot Project: Coordinated in BIM and Executed without Drawings

Gregor Heyer, Felix Oberrauch

Kurzfassung

Die Energiewende in der Schweiz führt zu zahlreichen Um- und Ausbauten von Wasserkraftwerken. Dabei wird nicht nur eine Erhöhung der Energieversorgung durch erneuerbare Energien angestrebt, sondern es bietet sich auch die Möglichkeit neue Ansätze aus dem Bereich der Digitalisierung in die Planungs- und Realisierungsphase einzuführen.

Der Umbau des 100-jährigen Kraftwerkes Schils in der Schweiz ist ein Pilotprojekt für die Anwendung von Building Information Modeling (BIM) in der Wasserkraft. Erstmals werden für ein Wasserkraftprojekt die gesamte Koordination und BIM2Field konsequent in BIM umgesetzt.

Für die Koordination ergibt sich mit der BIM-Methode für alle Beteiligen (Bauherr, Planer, Ausrüster und Bauunternehmer) eine neue Form der Zusammenarbeit. Die Beteiligten entwickeln und koordinieren gemeinsam, bereits vor Baubeginn, die digitalen Modelle des Kraftwerks.

KW Schils ist eine der ersten Baustellen der Schweiz, bei welcher modellbasiert gebaut wird, und auf jegliche Pläne verzichtet wird. Die Modelle für Aushub, Baugrube, Schalung und Bewehrung werden in die Cloud hochgeladen und vom Bauunternehmer direkt für die Realisierung des Bauwerkes herangezogen.

Durch die Anwendung der BIM-Methode werden Probleme frühzeitig erkannt, Änderungen während der Ausführung deutlich reduziert und es ergibt sich dadurch höhere Qualitäts-, Termin- und Kostensicherheit.

Der vorliegende Artikel zeigt die in der Praxis erprobten Methoden im Bereich der Koordination mit der BIM-Methode und im BIM2Field anhand des Pilotprojektes KW Schils auf.

Abstract

The renewable energy transition («Energiewende») in Switzerland is leading to the necessity for numerous adaptations and expansions of existing hydroelectric power plants. The aim is not only to increase the energy production from

renewable energy, but also to introduce new digitalization approaches in the planning and implementation phase.

The refurbishment of the 100-year old Schils power plant in Switzerland is a pilot project for the application of Building Information Modeling (BIM) in hydropower. For a hydroelectric power project, this is the first time in Switzerland that the entire coordination and BIM2Field have been consistently implemented in BIM.

For coordination, the BIM method offers a new form of cooperation for all parties involved (client, designers, equipment suppliers and contractors). Together they develop and coordinate the digital models of the power plant before construction begins.

KW Schils is one of the first construction sites in Switzerland, where model-based construction is used and no paper drawings are produced. The models for excavation, retaining wall, formwork and reinforcement are uploaded into the cloud and used directly by the contractor to construct the power plant.

By using the BIM method, problems are detected early on and changes during construction are significantly reduced, which results in higher quality and higher schedule and cost accuracy.

This article explains the methods tested in practice for the design and construction coordination using the BIM method and for BIM2Field on the basis of the pilot project KW Schils.

1 Erneuerung des Kraftwerks Schils

Das Kraftwerk Schils der SAK (St. Gallisch-Appenzellische Kraftwerke AG) ist nach der Erneuerung das drittgrösste Wasserkraftwerk im Kanton St. Gallen. Mit den baulichen Anpassungen steigt die Jahresproduktion um ca. 20% auf 48 GWh. Die Fassung Bruggwiti, die Zentrale in Flums mit zwei Pelton-Maschinen von zusammen 14 MW, und die Druckleitungen ab Pravizin werden komplett neu gebaut.

Der Umbau des 100-jährigen Kraftwerkes Schils ist ein Pilotprojekt für die Anwendung von Building Information Modeling (BIM). Erstmals werden für ein Wasserkraftprojekt die gesamte Koordination und BIM2Field konsequent in BIM umgesetzt.

2 Koordination mit der BIM-Methode

Die Planung und die Koordination mit der kollaborativen BIM-Methode wurden für die Zentrale im Sommer 2019 durchgeführt. Das komplette Bauwerk wurde zusammen mit dem Bauherrn, Sub-Planern, Ausrüstern und Bauunternehmern gemeinsam entwickelt.

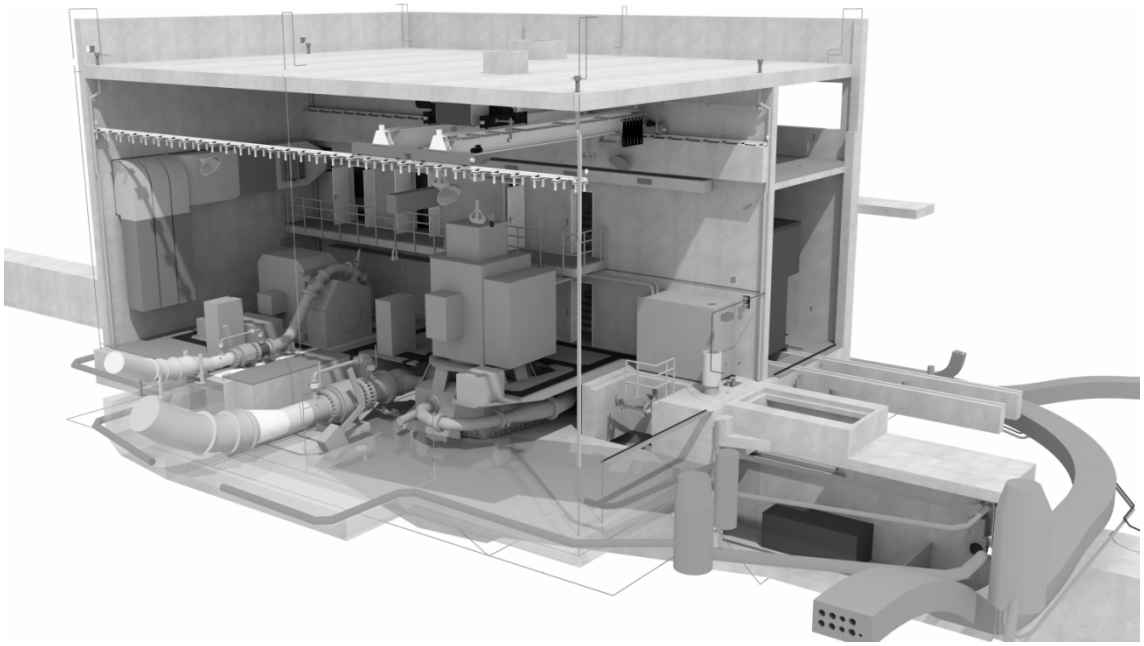


Abb. 1: Die kombinierten Teilmodelle der Zentrale des KW Schils

Jeder der Beteiligten ist für eines oder mehrere der über 60 digitalen Teilmodelle der Zentrale verantwortlich. Ein eigentliches Gesamtmodell, welches das gesamte Gewerk umfasst, gibt es grundsätzlich nicht. Vielmehr werden die verschiedenen Teilmodelle, welche alle georeferenziert in der Cloud abgelegt werden, in einem Viewer miteinander angezeigt.

Die Modellaktualisierungen sind während der gesamten Planungsphase wöchentlich getaktet. Jeder der Beteiligten hat an einem bestimmten Wochentag den aktuellen Planungsstand in der Cloud abzulegen. Ab dem Folgetag stehen die aktualisierten Teilmodelle für alle anderen Beteiligten zur Verfügung. Die überholten Modelle werden im Archiv abgelegt. Damit wird die Nachverfolgbarkeit von Änderungen sichergestellt.

Im ersten Teil der Koordinationsphase liegt der Fokus auf der gemeinsamen Entwicklung des Bauwerks. Die Anordnung und Auslegung der Ausrüstungen, die statischen Anforderungen der Tragstruktur, die Wünsche des Bauherrn und die Anforderungen an die Ausführung werden gemeinsam aufeinander abgestimmt. Im zweiten Teil der Koordinationsphase liegt der Fokus dann auf dem Lösen von Kollisionen. Diese erfolgt in einem ersten Schritt visuell, in einem zweiten Schritt automatisiert. Die in den Modellen hinterlegten Attribute wie beispielsweise die Bezeichnung der Ausrüstung, das Material von Rohren, der Zweck von Einlegeteilen oder der Betontyp unterstützen die Koordination.

Die Koordination erfolgt zum einen mittels Kollaborations-Workshops, sogenannten ICE-Sessions (Integrated Concurrent Engineering) und zum anderen mittels Software. Letztere erlaubt die Erfassung von «Issues», welche beispielsweise

Kollisionen, Änderungswünsche oder mögliche Probleme beinhalten. Parallel zur getakteten Modellaktualisierung werden diese Issues ebenfalls bearbeitet und aktualisiert, indem Anpassungen an den Modellen kommuniziert oder Lösungsvarianten vorgeschlagen werden. Alle am Issue Beteiligten müssen vor dem Schliessen des Issues die gefundene Lösung billigen.



Abb. 2: ICE-Session im BIM-Lab bei Pöyry in Zürich

Komplexere Issues werden für die ICE-Sessions aufbereitet und die involvierten Beteiligten bereiten sich mit Lösungsvorschlägen auf die ICE-Sessions vor. Da an den ICE-Sessions alle Beteiligten anwesend sind, können die Vor- und Nachteile der Lösungsvorschläge direkt besprochen werden. Nicht selten entstehen dabei neue Ideen, welche zu verbesserten Problemlösungen führen.

Damit werden Bauwerke und Ausrüstungen nach und nach verfeinert und aufeinander abgestimmt. Ziel der Koordinationsphase ist es, alle Schnittstellen zwischen Bauwerken und Ausrüstungen aufeinander abzustimmen. Am Ende der Koordinationsphase liegen die Betonkonturen der Bauwerke, inklusive aller Aussparungen und Einlegeteile, finalisiert vor.

Ab diesem Zeitpunkt wird von Ausrüstern und Planern die Detailplanung erarbeitet. So werden beispielsweise die detaillierte Statik und die Bewehrungsmodelle erstellt. An den Schnittstellen werden nur noch in absoluten Ausnahmefällen Änderungen zugelassen.

Die BIM-Methode vereinfacht die Koordination der Schnittstellen unter den verschiedenen Gewerken. Viele Probleme können bereits während der Planung am Modell erkannt und gelöst werden, da die Koordination früher und detaillierter durchgeführt wird. Ohne BIM würden diese Probleme später auf der Baustelle

auftauchen und müssten mit dem dann noch vorhandenen Spielraum gelöst werden.

3 BIM2Field – die modellbasierte Baustelle

Nach der Planung erfolgt die Umsetzung im KW Schils ebenfalls komplett digital. Nach Abschluss der Koordination werden die detaillierten Modelle für Baugrube, Rühlwand, Beton und Bewehrung erstellt, und im Pöyry-Büro in Zürich für die Baustelle aufbereitet. Via Cloud werden sie direkt auf die Baustelle in Flums und dort mit Geräten und Maschinen des ausführenden Unternehmens Strabag synchronisiert.

Die Arbeitsvorbereitung erfolgt im Büro des Unternehmers und in der Baracke der Poliere. Die verschiedenen Modelle können am Computer detailliert analysiert werden. Das Modell für den Erstbeton wird vom Unternehmer weiterverwendet, um beispielsweise die Schalung modellbasiert zu planen. Schalungselemente inklusive Abstützungen können so optimiert zusammengestellt werden und zum richtigen Zeitpunkt auf die Baustelle geliefert werden.

Danach werden die Modelle für die Baugrube direkt auf die Baggersteuerung geladen. So kann die Baggerschaufel mit dem Modell als Grundlage vom Maschinisten präzise geführt werden.

Für die Anker und Rühlwandträger der Baugrubensicherung, für Einlegeteile im Beton und für das Stellen der Schalungen werden Absteckpunkte benötigt. Diese werden direkt aus dem Modell für den Tachymeter aufbereitet. Wird der entsprechende Punkt auf dem Tachymeter angewählt, zeigt dessen Laserpointer präzise an, wo sich dieser befindet.



Abb. 3: Tachymeter und Tablet im Einsatz für die Absteckung der Baugrubensicherung

Den Eisenlegern stehen mehrere Tablets für das Verlegen der Bewehrung zur Verfügung. Die Bewehrungsmodelle werden direkt auf diese geladen. Etappenweise lassen sich hier die Bewehrungseisen Lage für Lage darstellen und zu jeder Verlegungsetappe können alle nötigen Informationen eingeblendet werden.



Abb. 4: Verlegung der Bewehrung – im Vordergrund Tablet-Häuschen mit Bewehrungsmodell

Bis heute wurde für diese Baustelle kein einziger konventioneller Plan herausgegeben. Dadurch, dass keine Baupläne erstellt werden, ist kein Informationsverlust zwischen Planungsbüro und Baustelle vorhanden. Alle nötigen Angaben werden durchgehend digital übermittelt und sind sofort vorhanden. Mit der durchgehenden Verwendung von digitalen Modellen existieren keine inkonsistenten Pläne und die Fehlinterpretationen von Plänen wird verhindert.

4 Zusammenfassung

Das Beispiel Kraftwerk Schils zeigt, dass BIM auch im Wasserbau seine berechtigte Anwendung findet und dass die konsequente Umsetzung von BIM erhebliche Vorteile bringt, sowohl für die Koordination wie auch für BIM2Field.

Gerade bei Wasserkraftprojekten, wo viele Ausrüstungen auf engem Raum zusammenspielen müssen, bringt die BIM-Methode für die Bauherrschaft einen signifikanten Mehrwert.

Durch die Anwendung der BIM-Methode werden Probleme frühzeitig erkannt, Änderungen während der Ausführung deutlich reduziert und es ergibt sich dadurch höhere Qualitäts-, Termin- und Kostensicherheit.

Beim KW Schils wurden neue und innovative Wege begangen – das Potential von BIM wurde aber bei weitem noch nicht ausgeschöpft. Man darf gespannt sein, wie BIM die Planung, die Ausführung, aber auch den Betrieb von Wasserkraftwerken verändern wird.

Danksagung

Wir danken der SAK und der Strabag für die sehr gute Zusammenarbeit in diesem wegweisenden Pilotprojekt.

Adressen der Autoren

Gregor Heyer
Dr. Felix Oberrauch

AFRY Schweiz AG (ehemals Pöyry Schweiz AG)

CH-8048 Zürich, Herostrasse 12

gregor.heyer@afry.com

Verträge zur Rehabilitation von Wasserkraftwerken

Contracts regarding the rehabilitation of hydro power plants

Bettina Geisseler

Kurzfassung

In einigen europäischen Ländern laufen die Konzessionen bzw. Bewilligungen für den Betrieb von (Lauf-) Wasserkraftwerken aus und werden neu erteilt. Die Betreiber werden die Neuerteilung zum Anlass für umfassende Rehabilitations-massnahmen an den Komponenten oder sogar zur Leistungs-erhöhung der Anlage nehmen. Andererseits verlangen die Behörden von den (bisherigen? / zukünftigen) Konzessionsinhabern häufig Nachrüstungen zur Verbesserung der Gewässerökologie (Uferlandschaft, Fisch- und Geschiebedurchgängigkeit).

Der Beitrag erläutert die ‘Kritischen Erfolgsfaktoren’ eines Rehabilitations-vertrages für Wasserkraftwerke. Je komplexer das Vorhaben, desto wichtiger ist es, angemessene und ausbalancierte vertragliche Regelungen zu treffen, um potentielle Projektrisiken zu minimieren, u.a.:

- eine klar und eindeutig formulierte Leistungsbeschreibung, die auch die anzuwendenden Normen, Standards sowie die vereinbarten technischen Garantien beinhaltet,
- ein durchdachtes Schnittstellenmanagement,
- die Zuweisung von potentiellen Ausführungsrisiken an eine (oder beide) Vertragsparteien,
- ein rigoroses Qualitätsmanagement.

Abstract

In some European countries the concessions/ permits for hydro power plants (HPP) are to be re-issued. The operators will take the opportunity to rehabilitate existent components or even to increase the capacity of the plant. On the other hand, the state authorities will often issue the concession only under conditions and oblige the operators to take appropriate measures to improve the ecological status of a river (renaturalisation measures, enabling fish migration, improving sediment continuity).

This article shows the ‘critical success factors’ of a HPP rehabilitation contract. In order to reduce project - related risks, it is important to draft adapted and balanced contractual provisions such as:

- a clear-cut description of the Scope of Works (including the agreed technical guarantees),
- a thought-out management of the interfaces,
- the allocation of risks,
- a strict quality management.

1 Die Leistungsbeschreibung

Eine der wichtigsten Vertragsbestimmungen ist die Leistungsbeschreibung. Sie ist das Herzstück des Vertrages. Sie sollte klar und eindeutig formuliert sein.

Denn: die Leistungsbeschreibung einschliesslich der Qualitätsanforderungen und vereinbarten technischen Garantien ist nicht nur die Messlatte für die Frage der Mängelfreiheit der durchgeführten Rehabilitationsmassnahme. Sie entscheidet auch darüber, ob vom Auftraggeber verlangte oder aus anderen Gründen erforderliche Arbeiten als Zusatzarbeiten zu qualifizieren sind, für die der Auftragnehmer eine Fristerstreckung zur Fertigstellung und ggf. den Ersatz von Mehrkosten erhält, oder eben nicht.

Viele Wege führen nach Rom: es gibt keine allgemeingültige Vorlage für eine Leistungsbeschreibung. Während in Ländern mit langer Tradition der Wasserkraftnutzung die Betreiber viel eigenes Know-how besitzen und häufig in den Leistungsbeschreibungen die kleinsten Details (z.B. die Spezifikationen des einzusetzenden Werkstoffs) vorgeben, bevorzugen Betreiber von Weltbank finanzierten Projekten häufig eine funktionale Beschreibung, die die zu erreichende Funktionalität genau beschreibt, es aber dem Unternehmer überlässt, wie er dieses Ziel erreicht.

Wichtig ist es, auf mehrdeutige Begriffe wie „Komponenten von hoher Qualität“ (nichtssagend, da mehrdeutig) zu verzichten und technische Standards ohne Gesetzeskraft, die von normgebenden Vereinigungen wie DIN, IEC, ASME erarbeitet wurden, ausdrücklich als verpflichtend anwendbar zu bezeichnen.

Die Parteien sollten ein Datum als das massgebende Datum für die Anwendung der einzuhaltenden Gesetze sowie der weiteren Normen vereinbaren. Dies besagt nicht, dass sich der Unternehmer bei Gesetzesänderungen nicht an geänderte, auf die Leistungserbringung anwendbare, Gesetze halten muss; das ist eine Selbstverständlichkeit, da sonst dem Betreiber schwerwiegende Schäden

bis hin zur Stilllegung der Baustelle und / oder der Widerruf der Betriebsgenehmigung drohen. Der als massgebendes Datum vereinbarte Stichtag bestimmt vielmehr darüber, ob dem Unternehmer bei nach dem Stichtag eintretenden Gesetzesänderungen eine Zeitverlängerung für die Erbringung der Leistungen und / oder der Ersatz von Mehrkosten zustehen. Hinsichtlich sich ändernder technischer Standards ohne Gesetzeskraft oder im Falle von sich abzeichnenden optimierten technischen Lösungen wird der Auftraggeber in der Regel den Unternehmer verpflichten, ihn darüber zu informieren und ein Nachtragsangebot zu unterbreiten.



Abb. 1: Anforderungen an die Formulierung der Leistungsbeschreibung

Besondere Sorgfalt sollten die Parteien auf die Definition der vereinbarten technischen Garantien (u.a. Verfügbarkeit, Leistung und Wirkungsgrad) und die Formulierung der Rechtsfolgen bei Nicht-Erreichen verwenden. Oft stehen die mathematischen Formeln z.B. zur Definition der Verfügbarkeit in den technischen Anhängen, die oft (leider) nur von den Ingenieuren, nicht aber den Juristen im Detail angeschaut werden. Dagegen stehen die Rechtsfolgen meist im Haupttext des Vertrages (kaufmännische Bedingungen), für den sich manche Ingenieure weniger interessieren. Folgendes Beispiel soll erläutern, wie wichtig ein genaues Verstehen der Definitionen und der Rechtsfolgen ist: es macht einen enormen Unterschied bei der Verfügbarkeitsgarantie, ob jegliche Nichtverfügbarkeit außerhalb des Verantwortungsbereichs des Auftragnehmers (z.B. auch die durch Dritte verursachte) nicht zu seinen Lasten zählt oder nur die Nichtverfügbarkeit nicht, die der Auftraggeber selbst verursacht hat. Schliesslich empfiehlt es sich, zu definieren, zu welchem Zeitpunkt bzw. über welchen Zeitraum und wie, d.h. unter

Anwendung welcher Messmethoden, das Erreichen der Garantien nachgewiesen wird. Das vermeidet späteren Streit der Vertragsparteien zum Zeitpunkt der Abnahme der Rehabilitationsarbeiten.

2 Schnittstellen und Schnittstellen-Management

Das «Managen» der Schnittstellen in Grossprojekten mit vielen Beteiligten ist immer eine grosse Herausforderung. Es gibt die Schnittstellen zwischen dem Auftraggeber der Rehabilitations- / Baumassnahme und den weiteren «stakeholders» des Projekts und es gibt die Schnittstellen zwischen den verschiedenen am Bau beteiligten Nebenunternehmern. Bei all diesen Schnittstellen gibt es gegenseitige Abhängigkeiten. Die Vorgaben und Auflagen aus der Konzession müssen vom Unternehmer/ Lieferanten umgesetzt werden. Bei einem „multi-contracting“ Projekt mit diversen Einzellosen hat der Auftraggeber ein immenses Interesse an einem reibungslosen Zusammenspiel seiner Unternehmer, damit der Umbau vollständig, ohne Zeitverzug und ohne Mängel erfolgt.

Und schliesslich gibt es die Schnittstellen zwischen den beiden Vertragsparteien, dem Auftraggeber und dem Unternehmer. Gerade bei Rehabilitationsmassnahmen wie dem nachträglichen Einbau von Fischauf- oder -abstiegshilfen oder baulichen Massnahmen / Lieferungen zur Leistungs- und Kapazitätserhöhung wird der Auftraggeber dem Unternehmer Unterlagen zur bestehenden Anlage zur Verfügung stellen.

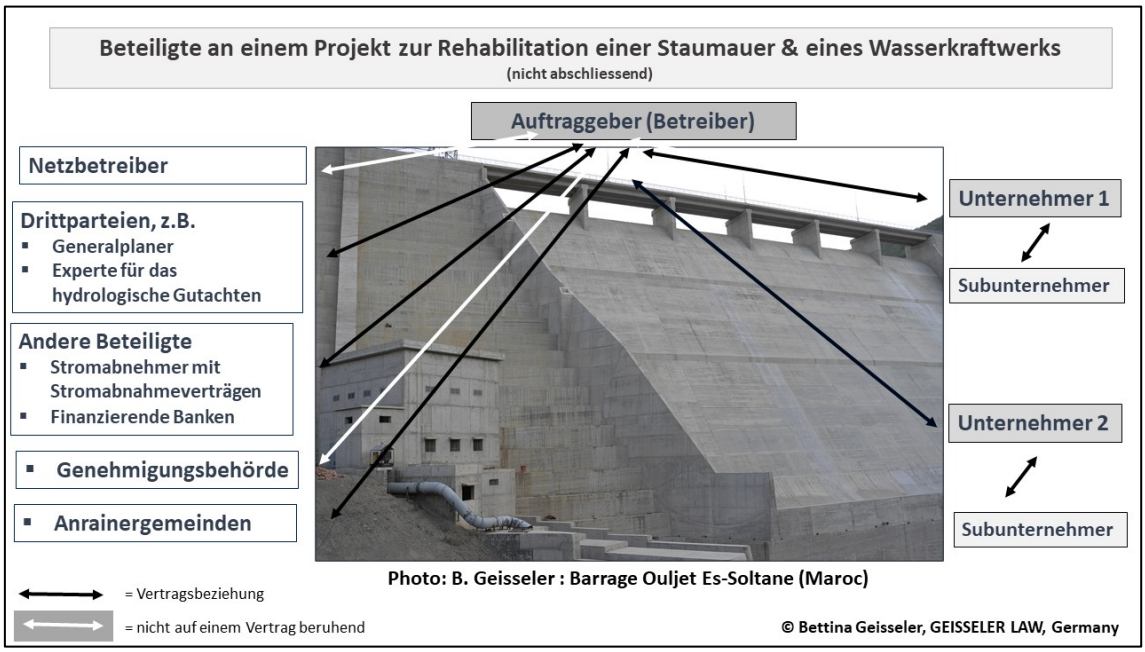


Abb. 2: «stakeholders» einer Massnahme

Die Frage ist, inwieweit der Unternehmer die Angaben nachprüfen muss oder ob er sich auf deren Richtigkeit verlassen darf. Aus Sicht des Unternehmers sollte der Vertrag bestimmen, dass es sich bei den überlassenen Unterlagen um eine sogenannte «rely upon information» handelt, die er nicht mehr nachprüfen muss.

Nicht ausreichend ist die in vielen Anlagenbauverträgen übliche Klausel: ‚Der Auftragnehmer erstellt innerhalb seines Leistungsumfangs eine vollständige Anlage und erbringt alle für die Funktionstüchtigkeit der Anlage notwendigen Leistungen, auch soweit diese in der Leistungsbeschreibung nicht spezifiziert sind', da diese Vollständigkeitsklausel sich nur auf den jeweiligen Leistungsumfang bezieht und beziehen kann.

Die möglichen vertraglichen Regelungen sind vielfältig. In der Regel kann nur der Auftraggeber das Schnittstellenmanagement wahrnehmen oder diese Aufgaben an z.B. den „owner's engineer" delegieren. Nur der Auftragnehmer hat zu seinen Unternehmern eine vertragliche Beziehung, aus der er Rechte gegenüber den Auftragnehmern geltend machen kann. Er kann diese vertraglich verpflichten, ihm die Angaben zu liefern, die ein anderer Unternehmer benötigt, oder an einer gemeinsamen Abnahme aller für den Umbau erbrachten Leistungen mitzuwirken. Hilfreich kann das Erstellen einer „Schnittstellenmatrix" als Anlage zum Vertrag sein. Der Auftraggeber muss bei der Kalkulation der Vertragspönalen für Verzug und der Ausgestaltung seiner Rechte im Falle von Mängeln die gegenseitige Abhängigkeit der Arbeiten im Auge behalten. Ausserdem ist ihm zu empfehlen, sich das Recht auf Unterbrechung („suspension") aller Arbeiten einräumen zu lassen für den Fall, dass die Arbeiten auf der Baustelle wegen einer enormen Verzögerung wesentlicher (Vor-) Arbeiten eines beteiligten Unternehmers aus den Fugen zu geraten drohen.

3 Risikozuweisung

Das Auftreten von unvorhergesehenen Bauerschwernissen und eine damit verbundene oft erhebliche Bauverzögerung gehören zum Alltag bei der Verwirklichung von Grossprojekten. Die Frage, die sich jeweils stellt, ist: wer trägt dieses Risiko? - der Bauherr mit der Folge, dass er dem Unternehmer gegebenenfalls eine Bauzeitverlängerung gewähren und Mehrkosten ersetzen muss, oder aber der Unternehmer, der in dem Fall dann keinen Ersatz von Mehrkosten beanspruchen kann und zudem Gefahr läuft, Pönalen wegen der auftretenden Verspätung zu zahlen.

Die Vertragsparteien sind gut beraten, sich zunächst Gedanken über typische Bau-/ Projektrisiken und möglicherweise eintretende Behinderungen zu machen und diese klar zu identifizieren. Ein typisches, und leider nicht selten auftretendes, Risiko beim Umbau oder der Rehabilitation eines Wasserkraftwerkes sind

die unterirdischen Arbeiten und das daraus resultierende Baugrundrisiko (unterirdisches Kavernenhaus oder ein unterirdisch verlegter Triebwasserstollen). Trotz Probebohrungen gibt es leider manchmal Überraschungen hinsichtlich der Qualität des Gesteins (Festigkeit, Abwesenheit von Asbest etc.). In einem zweiten Schritt sollten sich die Parteien überlegen, wer dieses Risiko tragen sollte. Zu beachten ist, dass das anwendbare Recht von Gesetzes wegen eine Lösung vorsehen kann, die die Parteien nicht wünschen. Im Rahmen des gesetzlich Zulässigen (d.h. bei sog. nicht zwingenden Gesetzesvorschriften) können sie davon abweichen, müssen dann aber auch eine entsprechende, abweichende Regelung ausdrücklich im Vertrag treffen.

Die Vertragsparteien schenken manchmal der Wechselwirkung zwischen der Risikozuweisung und einer „Force Majeure“ (Höhere Gewalt) Klausel nicht genügend Beachtung. Nicht jedes während der Bauphase auftretende Hindernis, mag es auch unvorhergesehen sein und eine unzumutbare Erschwernis für den Unternehmer darstellen, ist eine Force Majeure Situation. Bei Auftreten einer Force Majeure Situation ist der Unternehmer – während des Andauerns des Ereignisses - von der Leistung befreit und somit zu einer Zeiterstreckung für die Fertigstellung und ggf. auch zum Ersatz von Mehrkosten berechtigt.

Die Vertragspartei, die ein bestimmtes Risiko von Gesetzes wegen trägt oder vertraglich übernommen hat, kann sich nicht auf Force Majeure berufen, wenn das Risiko sich verwirklicht.

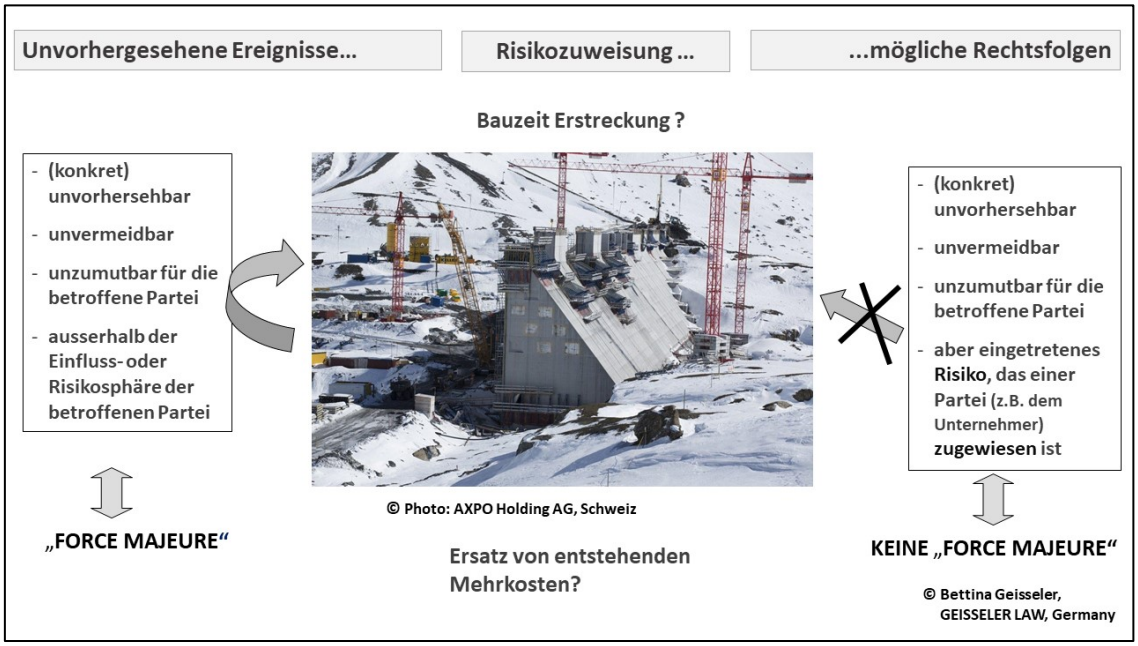


Abb. 3: Risikozuweisung: Was gilt als «Force Majeure»?

Zuweilen findet sich in Verträgen eine Generalklausel, mit der die gesamten Risiken dem Unternehmer überbürdet werden. Eine solche Klausel lautet z.B. „der Auftragnehmer hat sich mit der Baustelle und den dort gegebenen Umgebungsbedingungen eingehend vertraut gemacht hat und sämtliche Risiken in diesem Zusammenhang im Preis einkalkuliert“. Es scheint mir zweifelhaft zu sein, ob eine solche Pauschal-Klausel, ohne dass die Parteien darüber verhandelt haben und dies zu einer entsprechenden Einpreisung geführt hat, wirksam ist (abgesehen davon, dass dies bei Eintreten grösserer Risiken zu einer Insolvenz des Unternehmers führen könnte, womit dem Projektfortschritt und letztlich auch dem Auftraggeber nicht gedient ist).

Sinnvoll ist es vielmehr, sich mit typischen Risiken und deren Eintrittswahrscheinlichkeit auseinanderzusetzen und ggf. auch – vor allem auf Initiative des Unternehmers – Annahmen zu treffen.

Der Phantasie des Juristen sind bei der Regelung eines derartigen Sachverhaltes keine Grenzen gesetzt. Vertragliche Regelungen können das Risiko weitgehend einer Partei zuweisen, oder vorsehen, dass ab einem gewissen Schwellenwert (Betrag) die andere Partei das Risiko trägt. Allmählich kommen auch sogenannte Allianzverträge («risk-sharing» Ansatz) in Europa zur Anwendung, mit denen das Risiko weitgehend von beiden Vertragsparteien gemeinsam getragen werden soll.

4 Qualitätsmanagement

4.1 Berichterstattung und Monitoring

Gerade bei komplexen Bauvorhaben ist eine strikte Überwachung durch den Bauherrn unerlässlich. Nur eine engmaschige Berichtspflicht des Unternehmers an den Bauherrn versetzt diesen in die Lage, das Vorhaben zu steuern und bei auftretenden Schwierigkeiten angemessen zu reagieren. Üblicherweise verpflichten die Verträge den Unternehmer zu einer regelmäßigen, vollständigen und richtigen (wahren) Berichterstattung. Ergänzend wird der Unternehmer verpflichtet, zeitnah alle ihm bekanntwerdenden Umstände, die einen negativen Einfluss auf die termingerechte Erfüllung seiner Pflichten zu dem vereinbarten Preis haben könnten, «ad hoc» zu melden.

4.2 Qualitätssicherungssystem und Genehmigungsvorbehalte

In der heutigen Zeit einer immer mehr abnehmenden Fertigungstiefe bei der Herstellung komplexer Grosskomponenten empfiehlt sich die Erstellung eines guten Qualitätssicherungssystems. Der Vertrag sollte den Unternehmer verpflichten,

dieses seinem Auftraggeber zur Genehmigung vorzulegen, nach dessen Genehmigung all seinen Subunternehmern aufzuerlegen und diese zu verpflichten, eine entsprechende Pflicht wiederum ihren Lieferanten aufzuerlegen.

In der Regel behält sich der Auftraggeber das Recht vor, die Lieferanten der wesentlichen Grosskomponenten zu genehmigen (im Wege der Einzelgenehmigung oder vorab durch einen Anhang der genehmigten Hersteller/ Lieferanten).

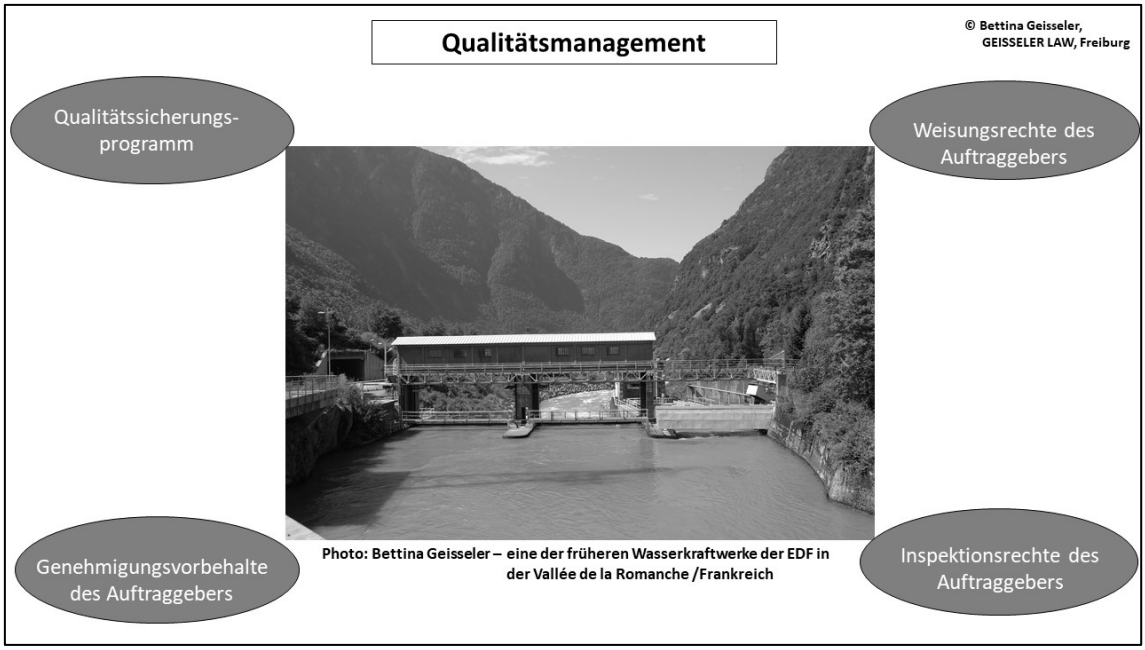


Abb. 4: Vertragliche Bestimmungen zum Qualitätsmanagement

4.3 Weisungs- und Inspektionsrechte des Bauherrn (Betreibers)

Üblicherweise behält sich der Auftraggeber weitreichende Inspektions- und ggf. auch Weisungsrechte vor, die von einer Inspektion während der Herstellung in den Produktionsstätten des Lieferanten bis zur Zwischenabnahme vor Einbau reichen. Die Erfahrung der Wasserkraftbetreiber des letzten Jahrzehnts zeigt, dass es in deren Interesse ist, diese Inspektionen unter Umständen bis zum letzten Sub-Sub-Unternehmer selbst vorzunehmen, auch wenn dies Reisen “bis an das andere Ende der Welt“ bedeutet.

Etwas zweischneidig kann das Ausüben von – gesetzlich vorgesehenen oder sich vertraglich vorbehaltenen – Weisungsrechten durch den Auftraggeber sein. Wenn eine solche Weisung erteilt wird, trägt der Auftraggeber das Risiko, dass die Ausführung gemäss erteilter Weisung “fit for the intended purpose“ ist. Der Unternehmer, der der Auffassung ist, dass die angewiesene Ausführung die Qualität der Leistung und insbesondere das Erreichen der vertraglich vereinbarten technischen Garantien gefährdet, muss den Auftraggeber unverzüglich – zu empfehlen ist: schriftlich – darauf hinweisen. Besteht der Auftraggeber gleichwohl

auf der angewiesenen Ausführung, muss der Unternehmer der Anweisung Folge leisten, ist aber von einer Haftung für Mängel, die durch die angewiesene Ausführung bedingt sind, befreit.

5 Zusammenfassung

Durchdachte, an das Projekt im Einzelfall angepasste, vertragliche Regelungen helfen, die Interessen der Projektbeteiligten auszubalancieren und Projektrisiken während der Ausführungsphase zu minimieren.

Referenzen/ Hinweise

Der Aufsatz weist auf einige wesentliche Punkte hin, denen die Vertragsparteien ihre Aufmerksamkeit widmen sollten. Er nimmt nicht in Anspruch, sämtliche wichtigen Punkte angesprochen zu haben. Er stellt keine Rechtsberatung dar und ersetzt auch eine solche nicht. Diese hängt u.a. vom massgeblichen Projekt - Sachverhalt und dem anwendbaren Recht ab.

Adresse der Autorin

Bettina Geisseler, Rechtsanwältin

GEISSELER LAW

D-79112 Freiburg i.Br., Im Rebstall 1

www.geisseler-law.com
geisseler@geisseler-law.com

Optimierung der Coanda-Rechen für Schweizer Gewässer

Optimization of Coanda-screens for Swiss water bodies

Max Witek, Imad Lifa

Kurzfassung

Die Fassung von Wasserkraftanlagen an meist geschiebereichen Gebirgsbächen erfolgt in der Schweiz überwiegend durch Fallrechen (Tiroler-Wehre). Seit einigen Jahren werden dafür alternativ vermehrt auch Coanda-Rechen eingesetzt. Im Rahmen einer Forschungsarbeit der FH Graubünden (finanziert durch das Bundesamt für Energie – Forschungsprogramm Wasserkraft) wurden verschiedene in Betrieb stehende Anlagen analysiert. Dabei konnten die bekannten Vorteile bestätigt werden, wie zum Beispiel das Fernhalten eines grossen Anteils der Feststoffe und des Geschwemmsels vom Triebwassersystem, Selbstreinigung des Rechens, geringe Betriebskosten, bei Verzicht auf einen Sandfang geringere Anlagekosten sowie eine anzunehmende Fischfreundlichkeit. Im zweiten Schritt wurden in der Versuchshalle der VAW (Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie) an der ETH Zürich ein Versuchsstand im Massstab 1:1 aufgebaut, um Versuche zu den Themen Geschiebeabweisung, Schluckvermögen und hydraulisches Verhalten durchführen zu können. Hierbei wurden marktübliche Rechen getestet. Im dritten Schritt wurden Versuche zur Fischverträglichkeit im Abstieg gemacht, um für die proklamierte Fischfreundlichkeit konkrete Messdaten zu ermitteln.

Die Ergebnisse der Versuchsanlage spiegeln die Ergebnisse aus den Feldversuchen wider. Es zeigt sich, dass die weit verbreiteten Behauptungen zum hohen Abweisungsgrad von Feststoffen nicht korrekt sind, wodurch weiterhin oft Massnahmen zum Ausscheiden der Feinanteile notwendig sind. Ausserdem liegt das erreichbare Schluckvermögen wesentlich höher als die oftmals in der Literatur publizierten 140 l/s.lfm.

Die Fischfreundlichkeit der Coanda-Rechen konnte in den Laborversuchen bestätigt werden. Der Abstieg über den Coanda-Rechen stellt für Bachforellen (Referenzfisch für alpine Gewässer in der Schweiz) kein Risiko dar, solange die anderen Anlageteile (Unterwasser etc.) passend ausgelegt sind. In Summe konnten mit dem Projekt wertvolle Daten für die Dimensionierung und Auslegung künftiger Anlagen gefunden werden. Darüber hinaus konnte die oftmals diskutierte Fischfreundlichkeit mit konkreten Daten unterlegt werden.

Abstract

In Switzerland, hydroelectric power plants on mostly bed loaded mountain streams are mainly captured by means of fall screens (Tyrolean weirs). For some years now, Coanda screens have been increasingly used as an alternative. Within the scope of a research project of the University of Applied Sciences of the Grisons (financed by the Swiss Federal Office of Energy - Hydropower research program), various operating plants were analysed. The well-known advantages have been confirmed, such as the removal of a large proportion of solids and alluvium from the motive water system, self-cleaning of the screen, low operating costs, lower installation costs if no sand trap is used, and the assumed fish-friendliness. In a second step, a 1:1 scale test rig was set up in the VAW test hall at the ETH Zurich in order to carry out tests on bed load rejection, absorption capacity and hydraulic behaviour. Commercially available Coanda screens were tested. In a third step, tests on fish-friendliness in the descent were carried out in order to obtain concrete measurement data for the proclaimed fish-friendliness.

The results of the test facility reflect the results of the field tests. It turns out that the widespread claims about the high degree of rejection of solids are not correct, which means that measures to eliminate the fines are still often necessary. Furthermore, the achievable swallowing capacity is higher than the often-published 140 l/s.rm.

The fish-friendliness of the Coanda-screens could be confirmed in the laboratory tests. The descent over the Coanda-screens does not pose a risk for brown trout (reference fish for alpine waters in Switzerland) as long as the other components of the facility (downstream etc.) are suitably designed.

Overall, the project provided valuable data for the planning and dimensioning of future installations. Furthermore, it was possible to back up the often-discussed fish-friendliness with actual data.

1 Einleitung

Im Rahmen des abgeschlossenen Forschungsprojekts SI/501288-01 im Jahr 2016 wurden 22 bestehende Anlagen in Bezug auf die Betriebserfahrungen analysiert. Dabei konnte festgestellt werden, dass viele Akteure im Markt auf dieselben wissenschaftlichen Ressourcen zurückgreifen, deren Wurzeln in der Entwicklungsphase des Coanda-Rechens liegen.

2 Methode

2.1 Grundlagen und Recherche

Für das Forschungsprojekt wurden alle relevanten Publikationen analysiert und ihre Aussagekraft für den Schweizer Markt überprüft.

Basierend auf den offenen Fragestellungen aus Praxis und bisherigen Publikationen sowie den Feldtests aus dem Vorprojekt wurden die Labortests samt Versuchsstand an der VAW entwickelt.

Durch den Feldversuch konnte nachgewiesen werden, dass die Behauptung mancher Hersteller, dass 90% der Partikel mit jeweils einem Durchmesser des halben Stababstands abgeschieden werden, nicht zutrifft. Daher sollte im Forschungsprojekt die Abscheidungscharakteristik sowie das tatsächliche Schluckvermögen der marktüblichen Coanda-Rechen untersucht werden. Das Projekt wurde um den Bereich Fischgängigkeit erweitert und die Auswirkungen des Abstieges über den Coanda-Rechen an Bachforellen erprobt.

2.2 Versuchsanlage

Bis März 2018 wurde der Versuchsstand an der VAW der ETH Zürich errichtet und in den darauffolgenden 2 Monaten schrittweise adaptiert und in Betrieb genommen. Die Coanda-Rechen können einfach gewechselt werden, die Rechen haben eine Breite von 1.115 m und werden von einer ausreichend langen Zulaufstrecke mit maximal 300 l/s Wasser versorgt. Der Zulauf kann mittels einer MID-Messung gemessen und reguliert werden. Ergänzend können Pegelstände, Fliessgeschwindigkeiten und andere Parameter gemessen werden. Unter dem Coanda-Rechen ist ein Ablauf vorhanden, wo das Geschiebe, welches den Rechen passiert, mittels Geschiebesack aufgefangen und später analysiert werden kann.

Im Februar 2019 wurde die Anlage auf eine überströmte Rechenbreite von 50 cm umgebaut. Dies erfolgte, um eine völlige Überströmung der Rechen zu erreichen und bei höheren spezifischen Durchflüssen bis zu 600 l/s.lfm die tatsächliche maximale Abflusskapazität der Rechen zu ermitteln. Bei den Tests in der ursprünglichen Konfiguration mit 1.115 m Breite hatte sich gezeigt, dass die von den Herstellern angegebenen Abflusskapazitäten problemlos erreicht werden konnten. Neben einer seitlichen Plexiglaswand am Rechen wurde hierzu auch die Zulaufstrecke erhöht und auf 50 cm Breite verschmälert.

In dieser Konfiguration wurden im August 2019 dann die Fischversuche durchgeführt, hierzu wurde bei der Anlage das Unterwasser so umgebaut, dass es dem Fischabstieg mittels Einstau des Beckens unterhalb des Rechens gerecht werden konnte.

2.3 Kapazitätstests

Alle zur Verfügung stehenden Rechen wurden ohne Geschiebe auf ihre maximale Schluckfähigkeit getestet. Hierzu wurde die Wassermenge im Zulauf sowie die Wassermenge, die nicht durch den Rechen geschluckt wurde und im Unterwasser landete, gemessen und gegenübergestellt. Da mit den ursprünglichen Zuflussmengen von maximal 300 l/s (entspricht 269 l/s.lfm) die maximale Schluckfähigkeit nicht erreicht werden konnte, wurden im zweiten Schritt nach Verschmälerung der Anlage auf 0.5m die marktüblichsten Rechen noch einmal mit höheren Durchflüssen von bis zu 600 l/s.lfm getestet. Aus diesen Daten konnte die maximale theoretische Schluckfähigkeit extrapoliert werden.

2.4 Abweisungsgrad Feststoffe

Für die Ermittlung der Abweisungsgrade wurden insgesamt drei standardisierte Geschiebemischungen eingesetzt. Das Korngerüst ist typisch für Schweizer Wildbäche. Es wurden 2 Geschiebemischungen aus Kantkorn eingesetzt (0-4 mm sowie 0-16 mm) und eine Geschiebemischung aus Rundkorn (0-8 mm). Von diesen Ausgangsgeschiebemischungen wurden jeweils 5 Sieblinien erstellt, um genauen Aufschluss über die Zusammensetzung des Ausgangsmaterials zu erhalten. Die Siebanalysen wurden mit Hilfe einer Haver-Analysensiebmaschine EML 450 Digital Plus T mit Siebaufsätzen zu 400 mm Durchmesser aus Edelstahl-Metalldrahtgewebe durchgeführt.

Insgesamt wurden 237 Versuche durchgeführt und ausgewertet. Zusätzlich wurden im November 2018 Versuche mit partieller Überströmung am Standardrechen Sb18 1.0 mm durchgeführt, um eine Vereisung oder einen anderen, ähnlichen Betriebszustand mit partieller Funktionslosigkeit zu simulieren. Dies wurde durch stellenweises Bekleben des untersuchten Rechens erreicht und mit unterschiedlichen Durchflüssen getestet. Die Geschiebeversuche wurden mit dem Geschiebetyp 0 – 4 mm Kantkorn durchgeführt.

Die Probeaufgabe erfolgte mit einem Geschiebesack direkt in die Zulaufstrecke. Das Geschiebe, welches den Rechen passierte, konnte mittels Gewebesäcken aus Polyethylen mit 0.18 mm Maschenweite unter dem Rechen aufgefangen werden. Dieses Material wurde für die weitere Untersuchung in einem Trocknungsofen getrocknet und anschliessend der Siebanalyse unterzogen. Dabei wurde die selbe Siebmaschine verwendet, mit welcher bereits das Ausgangsmaterial untersucht wurde.

2.5 Fischgängigkeit

Die Bachforelle ist die häufigste Fischart in alpinen Gewässern und dient daher als Versuchsfisch. Für den Versuch wurden Wildfische verwendet. Zuchtfische

als Ersatz sind keine Alternative, da diese oft ein anderes Verhalten als Wildfische zeigen. Die Fische wurden mittels Elektrofischerei in einem alpinen Fliessgewässer im Schanielabach (GR) gefangen und anschliessend ins Labor transportiert. Die Transportbehältnisse wurden mit Bachwasser gefüllt und ständig belüftet. Im Labor musste die Temperatur und Wasserqualität durch Wassertausch langsam an die Hälterungsbecken angepasst werden, um Stress bei den Fischen zu vermeiden.

Vor der Einhälterung wurden die Fische vermessen, gewogen und markiert (PIT-Tag). Das PIT-Tagging erfolgte anhand der Standard operating procedure (Vollzugshilfe BAFU: Fang, Markierung und Beprobung von freilebenden Wildtieren). Nach der Markierung wurden sie in die Hälterungsbecken gegeben und erst am nächsten Tag für die Experimente verwendet. Die Fischtanks und das Wasser für die Versuche wurden aus demselben Kreislauf entnommen, um Probleme mit der Akklimatisierung zu vermeiden. Für die Erhebung der biometrischen Daten (Längen/Gewicht, Verletzungsanalyse) und das Markieren (PIT-Tag) wurden die Fische anästhesiert.

Für das eigentliche Experiment wurden die Fische mittels Netz schonend aus den Hälterungsbecken entnommen. Jeder Fisch wurde vor Versuchsbeginn unter Anästhesie auf allfällige Verletzungen untersucht, in dem er beidseitig in einer Küvette mit Wasser fotografiert wurde. Anschliessend konnte sich der Fisch für eine Stunde im Aufwachbecken erholen, bis er mittels Eimer in das Startabteil des Kanals gebracht und freigelassen wurde. Die Fische passierten anschliessend den Coanda-Rechen und fielen ins Unterwasser, wo sie schonend abgefangen wurden. Die Fallhöhe misst 1.4 m (Oberkante Wehr bis Wasserspiegel Unterwasser), die Kolktiefe betrug 1.3 m. Die Fische wurden aus dem Unterwasser abgefischt, anästhetisiert und erneut fotografiert. Schliesslich wurde der Fisch wieder ins Hälterungsbecken entlassen. Das zeitaufwändige Protokollieren der Fische erfolgte später anhand der Fotos.

In die Versuche wurden die 2 häufigsten Rechen auf dem Markt einbezogen. Dabei wurden zwei verschiedenen Durchflüsse (100 und 300 l/s.lfm) und zwei verschiedene Grössenklassen von Bachforellen (unter bzw. 16 cm Länge) getestet. Pro Konfiguration wurden 12 Replikationen mit je 3 Forellen durchgeführt. Jede Forelle wurde zweimal verwendet, zusätzlich wurde zur Kontrolle von Handlingeffekten Kontrollfische eingesetzt. Gesamt wurden 216 Bachforellen in 4 Versuchswochen eingesetzt.

Die Fotos wurden intensiv auf Verletzungen untersucht, wobei das Foto vor dem Versuch mit dem Foto danach verglichen wurde. Hauptsächlich wurden mittels der Fotos Schuppenverluste ermittelt, da sonst keine Verletzungen festgestellt werden konnten.

3 Ergebnisse

3.1 Kapazitätstests

Das maximale Schluckvermögen lag so weit entfernt von den Angaben der Hersteller, dass das ursprüngliche Versuchsdesign der Anlage an seine Grenzen stiess. Daher wurden die Kapazitätstests mit der auf 0.5 m verschmälerten Anlage vervollständigt, untenstehend in Abbildung 1 sind die ermittelten Schluckfähigkeiten dargestellt. Dabei konnte pro untersuchtem Rechen eine Extrapolation der zu erwartenden maximalen Schluckfähigkeit beim zugehörigen Zufluss erstellt werden, sowie Daten zur wirtschaftlich sinnvollen Schluckfähigkeit gewonnen werden. Ergänzend zu den Daten muss noch erwähnt werden, dass die Rechen von Wild Metal häufig zusätzlich mit einem Schutzrechen verbaut werden, der das Schluckvermögen beeinträchtigen wird. Umgekehrt konnte der Rechen von Höhenergie aufgrund der Versuchsanlage nicht mit dem optimalen Einbauwinkel getestet werden, sodass bei optimalen Einbaubedingungen bei diesem Rechen das Schluckvermögen noch gesteigert werden kann.

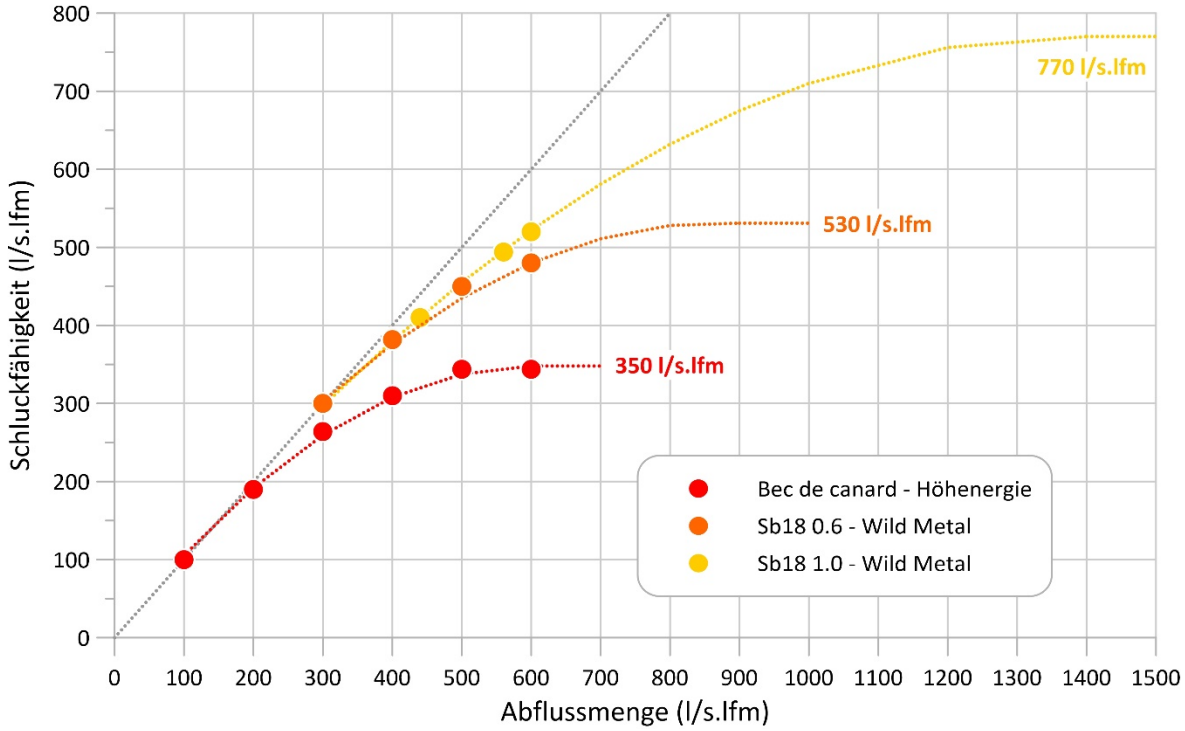


Abb. 1: Schluckvermögen unterschiedlicher Coanda-Rechen

3.2 Ausscheidungsgrad Feststoffe

Je höher der Wasserfluss über den Rechen ist, desto besser ist der Abweisungsgrad. In nachfolgender Abbildung 2 ist für den Standardrechen Sb18 1.0mm der Abweisungsgrad in Abhängigkeit der Durchflussrate dargestellt. Dieses Verhalten wurde ebenso bei den anderen getesteten Rechen beobachtet.

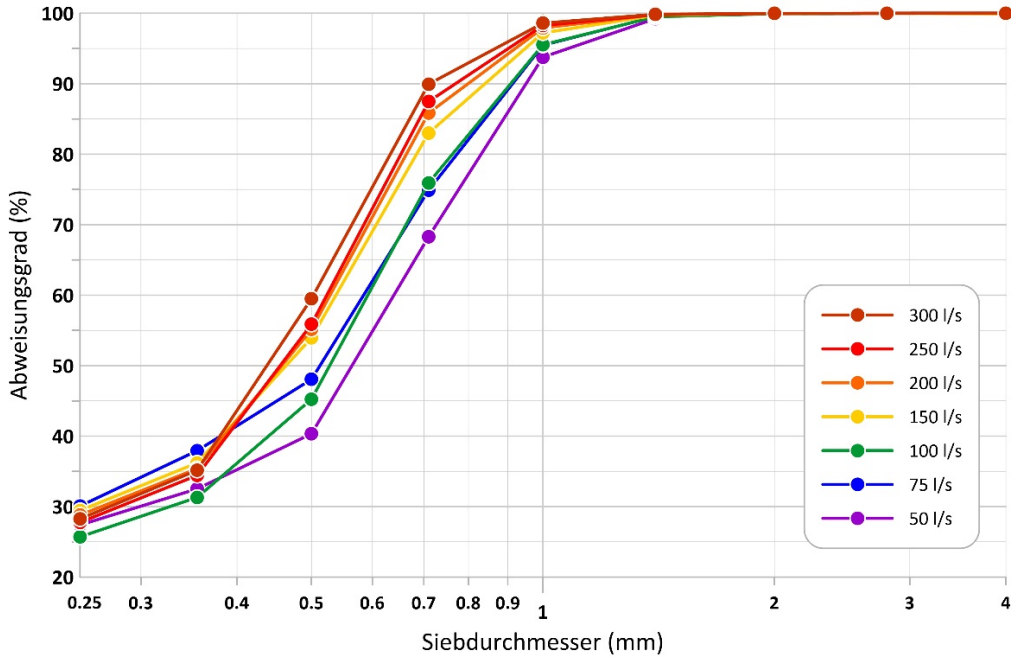


Abb. 2: Abweisungsgrad beim Standardrechen Sb18 1.0mm

Die Abweisungsgrade (Auswertung Stand März 2020) sind in der nachfolgenden Tabelle exemplarisch für den SB18 1.0 mm Rechen dargestellt. Bei Geschiebe mit der halben Spaltweitengrösse ist der Abweisungsgrad beim Sb18 1.0 mm Rechen bestenfalls 36%. Beim Rundkorn werden die feinsten Fraktionen schlechter abgewiesen als beim Kantkorn.

Tab. 1: Abweisungsgrade Sb18 1.0 mm Rechen, aufsummiert für halbe bzw. ganze Spaltweite

Durchfluss	Kantkorn 0-4 mm		Kantkorn 0-16 mm		Rundkorn 0-8 mm	
(l/s.lfm)	Abweisungsgrad (%)		Abweisungsgrad (%)		Abweisungsgrad (%)	
	bis 0.5 mm	bis 1.0 mm	bis 0.5 mm	bis 1.0 mm	bis 0.5 mm	bis 1.0 mm
44.8	31	48	11	40	0	26
67.3	36	55	keine Messung	keine Messung	keine Messung	keine Messung
89.7	30	52	14	50	5	33
134.5	34	59	23	58	7	36
179.4	29	57	13	54	0	28
224.2	32	61	13	58	6	41
269	33	63	14	61	0	34

Die Herstellerangaben von 90% Abweisungsgrad bei der halben Spaltweite wird damit beim Sb18 1.0 mm Rechen klar verfehlt, auch von keinem anderen getesteten Rechen wird dieser Wert erreicht. Im Schlussbericht zum Forschungsbericht sind alle ermittelten Abweisungsgrade genau dokumentiert, wodurch zukünftig Bemessungsgrundlagen für die Auslegung von Sandfängen vorhanden sind.

3.3 Fischabstieg

Wie im Kapitel Methode beschrieben, wurden die Auswirkungen des Fischabstieges über den Coanda-Rechen anhand der Schuppenverluste der einzelnen Exemplare bewertet, da dies die einzigen auftretenden Verletzungen waren. Dazu wurden alle Fotos vor und nach den Versuchen analysiert und die Prozentsätze der Schuppenverluste pro Fisch ermittelt. Dabei lassen sich die Ergebnisse folgendermassen zusammenfassen:

- Die Fische erlitten mit maximal 1% Schuppenverlusten keine gravierenden Verletzungen, die deren Tod bedeuten würden.
- Der statistische Unterschied zwischen Testfischen und Kontrollfischen (ohne Rechenübergang) ist äusserst gering.
- Insgesamt kann der Fischabstieg über die getesteten marktüblichen Coanda-Rechen als vertretbar beurteilt werden.

4 Fazit

Anhand des bestehenden Forschungsprojektes konnten zahlreiche Daten ermittelt werden, die teilweise bisher bestehende Annahmen widerlegen konnten. Auch in Bezug auf die Fischfreundlichkeit des Coanda-Rechens liegen nun konkrete Daten vor. Dennoch bleiben einige Fragen offen. Im Projekt hat sich gezeigt, dass die namensgebenden physikalischen Effekte (Coandaeffekt) bei den untersuchten Rechen nicht zu beobachten waren und die Funktionsweise aktuell zu einem grossen Teil auf dem Abscheren des Wasserfilms basiert. In einem Folgeprojekt könnten Optimierungen der Rechen in Hinblick auf Optimierung der Beschleunigungsplatte, Optimierung des Einbauwinkels und der Rechenform erfolgen.

Adressen der Autoren

Max Witek (korrespondierender Autor)
Prof. Dr. Imad Lifa

Institut für Bauen im alpinen Raum – FH Graubünden

CH-7000 Chur, Pulvermühlestrasse 80

max.witek@fhgr.ch
imad.lifa@fhgr.ch

Session
Gewässerschutz als Herausforderung für die Wasserkraft

Sessionsleiter
Prof. Dr. Gerald Zenz
Technische Universität Graz

Geschiebehaushaltsstudie zur Sanierung der Wasserkraft

Bed load balance study for remediation of hydropower

Luciano Giovanoli, Marius Bühlmann, Lukas Vonwiller

Kurzfassung

Die revidierte Gewässerschutzgesetzgebung verlangt die Reduktion der negativen Auswirkungen der Wasserkraftnutzung auf den Geschiebehaushalt. Für den Krebsbach in Wollerau im Kanton Schwyz wurde eine Studie mit dem Ziel verfasst, die Sanierungspflicht der Anlagen zu bestimmen und die Art und den Umfang der Massnahmen festzulegen.

Für die Beurteilung des Geschiebehaushalts wurden jeweils Transportdiagramme für den Ist- und Referenzzustand erstellt. Dabei wurde die Geschiebefracht unter Gleichgewichtsbedingung und unter Berücksichtigung einer mittleren jährlichen Abflussdauerkurve bestimmt. Basierend auf dem Transportdiagramm für den Ist-Zustand liessen sich Gewässerabschnitte identifizieren, in welchen die Geschiebedurchgängigkeit wesentlich beeinträchtigt ist. Für die relevanten Anlagen, welche die Geschiebekontinuität unterbrechen, wurden Sanierungsziele abgeleitet. Es hat sich gezeigt, dass insbesondere zwei Anlagen den Geschiebehaushalt massgeblich beeinträchtigen.

Mit den gewonnenen Ergebnissen wurden bauliche und betriebliche Massnahmen auf ihre Machbarkeit hin überprüft und ausgearbeitet. Anhand einer Kosten-Wirkungs-Analyse wurden diese verglichen und bewertet. Ein zentrales Kriterium stellte dabei die Gewährleistung der Hochwassersicherheit dar. In der Studie konnte gezeigt werden, dass mit der gewählten Methodik die Wegleitung BAFU (2018) an einem kleinen Gewässer erfolgreich umgesetzt werden kann.

Abstract

The revised Federal Act on the Protection of Waters requires a reduction of negative impacts on bed load balance due to hydropower utilization. The focus of this study is to determine the obligation for remediation of facilities at the Krebsbach River in Wollerau in the Canton of Schwyz and to define the type and scope of measures.

For the assessment of the bed load balance, transport rates were calculated for the current and the reference state based on morphological equilibrium conditions and a mean runoff duration curve. Based on the transport diagrams for the

current state, river sections with significantly impaired bedload continuity could be identified. Remediation targets were derived for the relevant facilities impairing the bed load continuity. In particular, two facilities were found to have a significant impact on the bedload balance.

Based on this, structural and operational measures were examined for feasibility and compared using cost-effect analysis and considering flood safety. The presented study shows a successful example of implementing the FOEN guideline (2018) on a small river with the chosen methodology.

1 Ausgangslage

1.1 Gesetzliche Grundlage

Die 2011 revidierte Gewässerschutzgesetzgebung verlangt die Reduktion der negativen Auswirkungen der Wasserkraftnutzung auf den Geschiebehaushalt. Die Sanierung des Geschiebehaushalts hat zum Ziel, die von Anlagen verursachten wesentlichen Beeinträchtigungen zu beseitigen und eine möglichst naturnahe Gerinneform, naturnahe Kiesablagerungen und ein heterogenes Substrat wiederherzustellen (BAFU, 2018).

Gemäss der strategischen Planung des Bundesamts für Umwelt (BAFU, 2012) hat die Sanierung des Geschiebehaushalts in fünf Phasen zu erfolgen. Im Kanton Schwyz wurde gemäss Amt für Wasserbau Kanton Schwyz (2014) eine kantonale, strategische Planung für die Sanierung des Geschiebehaushalts erarbeitet (Phase 1). Am Krebsbach im Bezirk Höfe (Kanton Schwyz) wurde die HOLINGER AG beauftragt, die Sanierungspflicht sowie die Art und den Umfang der Massnahmen festzulegen (Phase 2). Die Vollzugshilfe BAFU (2018) sieht dazu acht Arbeitsschritte mit einer Situationsanalyse (vertiefte Untersuchung Ist- und Referenzzustand), einer Zieldefinition für das Gewässer und die Anlagen, einer Massnahmendefinition und einem Konzept der Wirkungskontrolle vor.

1.2 Untersuchungsgebiet

Der Krebsbach entwässert ein 8.2 km^2 umfassendes Einzugsgebiet. Er entspringt beim Hüttnersee im Kanton Zürich und mündet bei Wollerau im Kanton Schwyz in den Zürichsee. Das Gerinne ist bis zu 10% steil. Im Krebsbach und den beiden Hauptzubringern Sihlegg- und Roosbach liegen sechs Anlagen, welche bezüglich Geschiebetransport genauer betrachtet wurden (Abb. 1). Entlang des Krebsbachs und im Mündungsbereich der beiden Hauptzubringer wird im Ist-Zustand Geschiebe entnommen. Im Weiteren ist im Einzugsgebiet ein Hochwasserschutzprojekt in Erarbeitung, welches die Anpassung der Geschiebesammler am Sihlegg- und Roosbach vorsieht (CES AG & Geoterra AG, 2019).

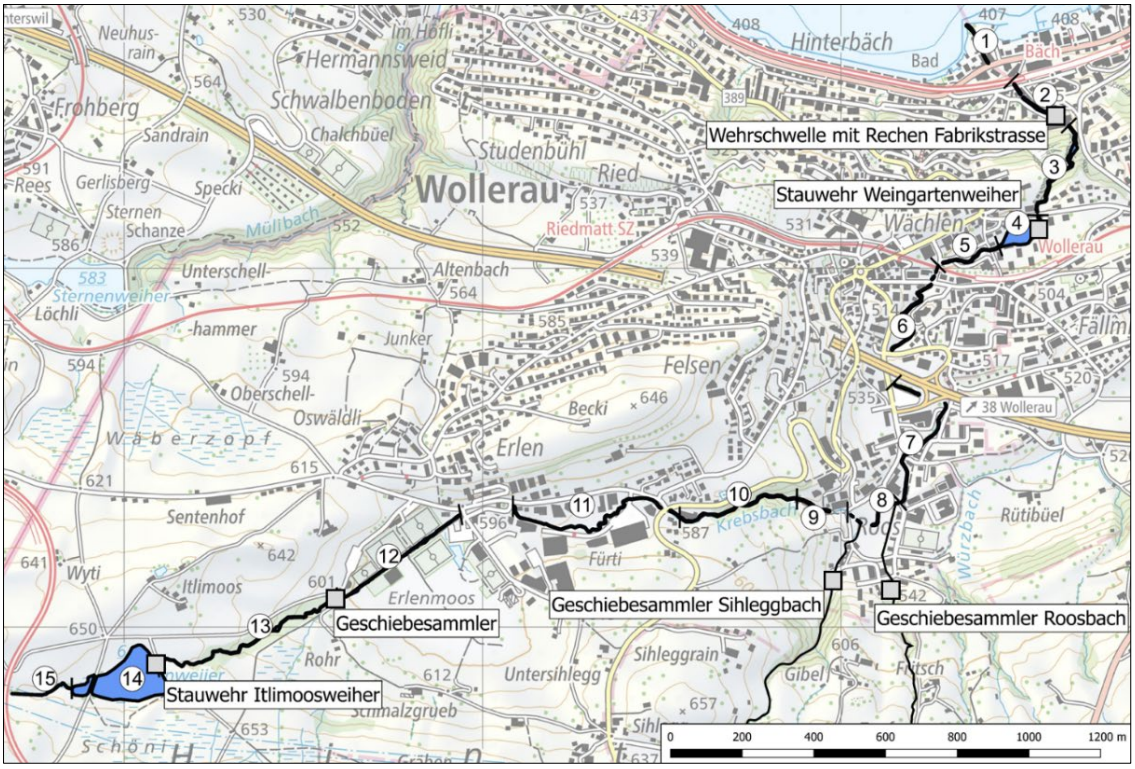


Abb. 1: Übersicht Krebsbach und Hauptzubringer mit charakteristischen Abschnitten (Nummern) und Anlagen (Rechtecke)

1.3 Hydrologie

Aufgrund von fehlenden Abflussmessdaten im Einzugsgebiet des Krebsbachs wurde mittels Gebietsübertragung - basierend auf Abflussdaten vom Nachbareinzugsgebiet (Aabach, Station ZH 589), aus 14 jährlichen Dauerkurven eine mittlere jährliche Abflussdauerkurve abgeleitet. Im Mündungsbereich resultiert ein maximaler Abfluss von 8.2 m^3/s und ein mittlerer Jahresabfluss von 0.2 m^3/s.

2 Ist- und Referenzzustand des Gewässers

2.1 Einteilung Gewässerabschnitte

Entlang des Längsprofils wurde der Krebsbach in 15 charakteristische Flussabschnitte eingeteilt (Abb. 1). Die einzelnen Abschnitte bestehen je nach Fliessgewässercharakter und Variabilität der Sohlbreite und des Sohlgefälles aus ein bis drei trapezförmigen Querprofilen mit einem mittleren Sohlgefälle. Daraus ergeben sich insgesamt 24 Querprofile. Die Gefälleverhältnisse im Krebsbach sind geprägt durch eine Abfolge von flachen Abschnitten und drei steilen Schluchtstrecken mit Wildbachcharakter in den Abschnitten 3, 10 und 13 (Abb. 2).



Abb. 2: Links: Flachstrecke im Abschnitt 12; rechts: Steilstrecke Fürtitobel im Abschnitt 10

2.2 Substratanalyse

Die Analyse des Substrats lieferte eine generelle Einschätzung über den Zustand der Geschiebedynamik. Zur Beurteilung des Substrats wurden der Substrattyp mittels Linienzahlanalysen bestimmt und der Kolmationsgrad erfasst. Aufgrund der kurzen Gewässerabschnitte wurden diese Parameter nicht flächendeckend, sondern anhand von einzelnen, repräsentativen Standorten im Gerinne erhoben.

2.3 Hydraulik und Geschiebetransport

Die Hydraulik basiert auf Normalabflussberechnungen in den 24 trapezförmigen Querprofilen. Basierend auf dem charakteristischen Korndurchmesser d_{90} ergibt sich für die Sohle ein Strickler Wert k_{st} von 29 $m^{1/3}/s$. Aufgrund der meist homogenen Verhältnisse wurden mit wenigen Ausnahmen (erhöhte Werte für Böschungen am Sihlegg- und Roosbach) dieselben Rauigkeitsbeiwerte für Sohle und Böschung verwendet. Die Geschiebetransportfrachten wurden unter Annahme der Gleichgewichtsbedingungen (stabiles Sohlgefälle) mit der Geschiebetransportformel von Smart und Jaeggi (1983) berechnet. Der Effekt von Formrauigkeiten wurde mit dem Ansatz nach Chiari und Rickenmann (2007) berücksichtigt. Die Geschiebefrachten ergaben sich durch die zeitliche Integration der Geschiebetransportkapazitäten der jeweiligen Querprofile und der ermittelten Abflussdauerkurve (Bezzola, 2012). Für jedes Querprofil wurde die maximale und minimale Geschiebefracht berechnet. Bei der Bestimmung der maximalen Geschiebefracht GF_{max} wurde davon ausgegangen, dass der Geschiebetransport der vollen Transportkapazität entspricht. Die minimale Geschiebefracht GF_{min} hingegen berücksichtigt, dass der Geschiebetransport erst beim Aufbrechen der Deckschicht einsetzt.

2.4 Geschiebetransportdiagramme

Zur Beurteilung des Geschiebehaushalts wurde je ein Transportdiagramm der jährlichen Geschiebefrachten für den Ist- und Referenzzustand erstellt (kombiniert in Abb. 3). Das Transportdiagramm entstand durch die Betrachtung der Geschiebeführung in den charakteristischen Abschnitten/Querprofilen entlang des Gewässers. Seitliche Zubringer wurden als lokale Quelle der Geschiebefracht berücksichtigt (sprunghafter Anstieg im Transportdiagramm). Bei einem Geschieberückhalt wurden die Entnahmemengen der Geschiebefracht entsprechend abgezogen (sprunghafte Abnahme im Transportdiagramm). Die Geschiebezufuhr in den obersten Abschnitt konnte aufgrund von fehlender Geschiebemobilisierung vernachlässigt werden. Das Transportdiagramm wurde mit den zur Verfügung gestellten jährlichen Entnahmemengen in den Anlagen kalibriert.

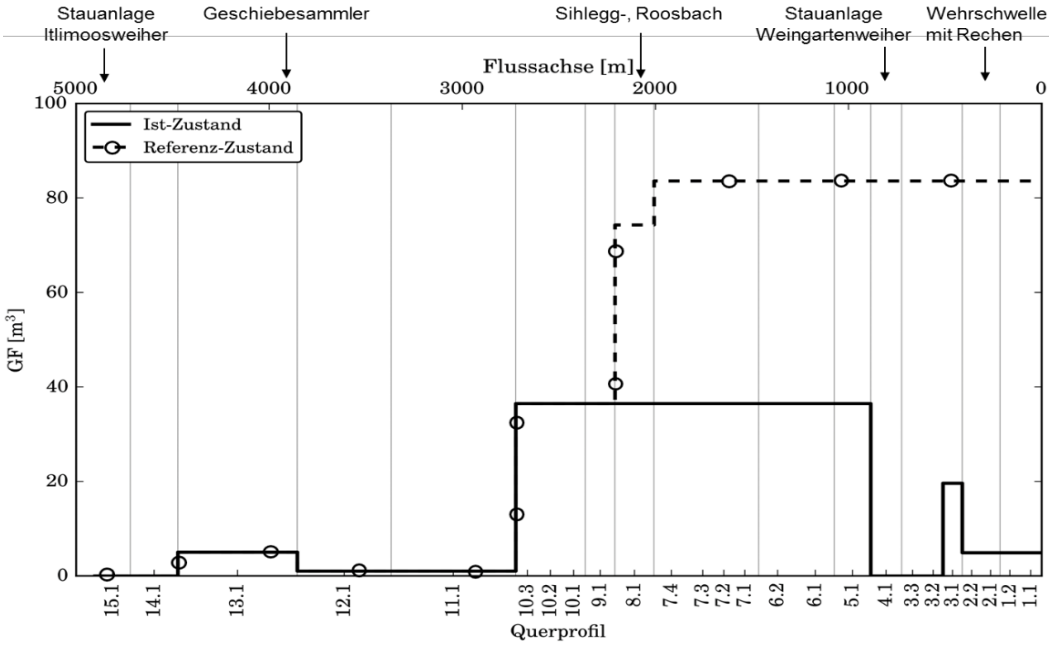


Abb. 3: Kombiniertes Transportdiagramm mit mittlerer jährlicher Geschiebefracht für den Ist- und Referenzzustand

Die Transportdiagramme (Abb. 3) zeigen, dass sich die Abschnitte in Erosionsstrecken, Gleichgewichtsstrecken und Ablagerungsstrecken unterteilen lassen. In den Abschnitten 11 und 12 wird im Ist- und im Referenzzustand kein Geschiebe transportiert. Das im Abschnitt 10 aufgenommene Geschiebe wird bis zum Weingartenweiher (Abschnitt 4) transportiert und dort zurückgehalten. Im Referenzzustand wird es zusammen mit dem Geschiebe der beiden Seitenzubringer (Abschnitt 8) durch den angepassten Weingartenweihers bis in den See transportiert. Der Weiher und die weiter unten im Abschnitt 2 gelegene Wehrschwelle stellen somit ein Hindernis für die Geschiebedurchgängigkeit dar.

3 Ziele

3.1 Ziele für Gewässer

Als übergeordnetes Ziel ist im Gewässerschutzgesetz (2017) definiert, dass die einheimischen Tiere, Pflanzen und deren Lebensräume, der Grundwasserhaushalt sowie der Hochwasserschutz nicht wesentlich beeinträchtigt werden dürfen.

In BAFU (2018) sind fünf Ziele definiert (1. Gerinneform, 2. Kiesablagerungen, 3. Substrat, 4. Grundwasserhaushalt, 5. Hochwasserschutz). Die Ziele für die Gerinneform und Kiesablagerungen wurden nicht verfolgt, da es sich um ein steiles Gerinne mit durchschnittlich mehr als 3% Gefälle handelt (BAFU, 2018). Lediglich in den Abschnitten 12 und 15, wo das Gefälle weniger als 3% beträgt, wurde eine lokale Betrachtung nach da Silva (1991) vorgenommen, welche im Referenzzustand auf eine leicht gewundene Gerinneform mit einer leichten Tendenz zu alternierenden Bänken ergab. Da der Grundwasserhaushalt nicht massgeblich durch den Krebsbach beeinflusst wird, wurde dieses Ziel ebenfalls nicht verfolgt.

Hingegen wurden die Ziele für das Substrat (Steigerung der Geschiebefracht) und den Hochwasserschutz (keine Beeinträchtigung der Hochwassersicherheit durch Massnahmen) verfolgt.

3.2 Sanierungsziele für Anlagen

Entsprechend der Geschiebefracht im Referenzzustand wurde für den Weingartenweiher als Sanierungsziel eine mittlere jährliche Geschiebefracht von 80 m^3/Jahr festgelegt (vollständige Geschiebedurchgängigkeit). Auch die weiter unten im Abschnitt 2 gelegene Wehrschwelle mit Rechen stellt ein Hindernis dar. Als Sanierungsziel wurde ebenfalls 80 m^3/Jahr festgelegt und somit das vollständige Durchleiten des Geschiebes bis in den Zürichsee. Die Transportkapazität im Mündungsbereich reicht aus, um diese Geschiebemengen zu transportieren.

4 Konzeptstudie Massnahmen

Mit den Ergebnissen wurden für die beiden sanierungsbedürftigen Anlagen bauliche und betriebliche Sanierungsmassnahmen auf Stufe Machbarkeit erarbeitet und bewertet (Tab. 1). Dazu wurde einerseits die Wirkung hinsichtlich der folgenden Kriterien qualitativ beurteilt, wobei diese bei allen Massnahmen annähernd gleich ist, da bei allen eine vollständige Geschiebedurchgängigkeit erreicht wird:

- Beeinträchtigung der Geschiebeführung im Ist-Zustand
- Ökologisches Potenzial mit verbesserter Geschiebeführung
- Beeinträchtigung der Hochwassersicherheit
- Beeinträchtigung der Produktion erneuerbarer Energie

Andererseits wurden die totalen, jährlichen Kosten mittels Erfahrungswerte abgeschätzt. Diese setzen sich aus einmaligen Investitionskosten (Projektierungs-, Bau-, Landerwerbskosten) sowie aus wiederkehrenden Kosten (betriebliche Massnahmen, Unterhalt von Bauwerken, Ertragseinbussen) zusammen.

Tab. 1: Massnahmenkatalog mit Typ (bau = bauliche, betr = betriebliche Massnahmen).

Anlage	Massnahmen	Typ
Stauanlage Weingartenweiher	M1.1: Anpassung Steuerung Wehr	betr
	M1.2: Erstellen Geschiebeumleitgerinne	bau
	M1.3: Geschiebezugabe im Unterwasser	betr
	M1.4: Rückbau der Anlage	bau
Wehrschwelle mit Rechen	M2.1: Umbau Wehrschwelle mit Rechen	bau
	M2.2: Geschiebezugabe im Unterwasser	betr
	M2.3: Rückbau der Anlage	bau

Zur Evaluation der Bestvarianten wurde eine Kosten-Wirkungs-Analyse durchgeführt, welche für die Stauanlage Weingartenweiher aufgrund der sehr geringen Investitionskosten als Bestvariante M1.3 (Geschiebezugabe im Unterwasser) ergab. Bei der Anlage Wehrschwelle mit Rechen hat sich M2.3 (Rückbau der Anlage) als Bestvariante ergeben. Dies bedingt allerdings den Ersatzneubau eines geschiebedurchgängigen Schwemmholzrechens oberhalb im Abschnitt 3 im Rahmen des Hochwasserschutzprojektes.

5 Zusammenfassung

Die in dieser Geschiebehaushaltsstudie zur Sanierung der Wasserkraft verwendete Methodik basiert auf Geschiebetransportberechnungen in charakteristischen Abschnitten unter Berücksichtigung einer mittleren Abflussdauerkurve. Daraus ergeben sich Transportdiagramme der mittleren jährlichen Geschiebefracht für den Ist- und Referenzzustand. Basierend auf den Ergebnissen konnten Sanierungsziele für die sanierungsbedürftigen Anlagen definiert und ein Massnahmenkatalog auf Stufe Machbarkeit erarbeitet werden. Auf Basis einer Kosten-Wirkungs-Analyse konnte für jede Anlage eine Bestvariante evaluiert werden.

Das Fallbeispiel Krebsbach zeigt, dass für kleine Gewässer mit dem gewählten einfachen Verfahren plausible Aussagen bezüglich der Geschiebedurchgängigkeit gemacht werden können. Basierend auf den Ergebnissen lassen sich Sanierungsziele für Anlagen entlang des Fliessgewässers festlegen.

Referenzen

Amt für Wasserbau Kanton Schwyz (2014). Renaturierung der Gewässer Phase 1 – Strategische Planung, Sanierung Geschiebehaushalt im Einzugsgebiet des Zürichsee (SZ) / Los Nord-Ost, Schlussbericht.

BAFU (2012). Sanierung Geschiebehaushalt – Strategische Planung: Ein Modul der Vollzugshilfe Renaturierung von Gewässer, Bundesamt für Umwelt (BAFU): Bern.

BAFU (2018). Geschiebehaushalt – Massnahmen: Ein Modul der Vollzugshilfe Renaturierung von Gewässer, V15, Entwurf, Bundesamt für Umwelt (BAFU): Bern.

Bezzola, G.R. (2012). Flussbau, Vorlesungsmanuskript, ETH Zürich.

CES AG und Geoterra AG (2019). Hochwasserschutz Krebsbach, Bauprojekt VORABZUG.

Chiari, M., Rickenmann, D. (2007). The Influence of Form Roughness on Modelling Sediment Transport at Steep Slopes, International Conference, Erosion and Torrent Control as a Factor in Sustainable River Basin Management, 25-28 September 2007, Belgrade, Serbia.

da Silva, A.M.A.F. (1991). Alternate Bars and Related Alluvial Processes, Master of Science Thesis, Queen's University: Kingston, Ontario, Canada.

Gewässerschutzgesetz (2017). Bundesgesetz über den Schutz der Gewässer vom 24. Januar 1991 (Stand am 1. Januar 2017).

Smart, G.M., Jäggi, M.N.R. (1983). Sedimenttransport in steilen Gerinnen, VAW-Mitteilungen 64 (D. Vischer), Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich.

Adressen der Autoren

Luciano Giovanoli (korrespondierender Autor)
Dr. Marius Bühlmann

HOLINGER AG

CH-4601 Olten, Bahnhofquai 2

luciano.giovanoli@holinger.com

Dr. Lukas Vonwiller

TK CONSULT AG

CH-8005 Zürich, Neugasse 136

lukas.vonwiller@tkconsult.ch

Sanierung des Gaulwerks – Variantenstudie unter Berücksichtigung von Umwelt, Sedimentmanagement und Hochwasserschutz

Rehabilitation of the Gaulwerk hydropower plant – study of alternatives considering environment, sediment management and flood protection

Christian Auel, Evelyn Gruber, Christian Moritz, Reinhard Fritzer, Franz Kircher, Thomas Huber

Kurzfassung

Das Wasserkraftwerk Gaulwerk der Stadtwerke Imst in Tirol ist seit 1963 in Betrieb und staut den Gurglbach durch ein 6.50 m hohes Wehr zu einem etwa 300 m langen Stausee auf. Der Stauraum ist mittlerweile vollständig mit Sedimenten gefüllt und wird als wertvoller Lebensraum für Fauna und Flora eingestuft. Durch die Verlandung des Stauraumes kommt es oberstrom bereits bei kleineren Hochwasserereignissen zu Ausuferungen. Gegen diese Ausuferung gibt es Beschwerden betroffener Grundstücksbesitzer und der Gemeinde Tarrenz. Zur Untersuchung nachhaltiger Lösungen ist eine Variantenstudie durchgeführt worden, bei welcher drei Varianten zur Verbesserung der Sediment- und Hochwassersituation oberstrom der Wasserfassung Gaulwerk untersucht wurden. Dieser Beitrag beschreibt die Variantenstudie aus dem Jahr 2019, in der (1) die Hochwassersituation, (2) das Sedimentmanagement, (3) die Sanierungsmaßnahmen und deren Kosten und (4) die Auswirkungen auf die Umwelt analysiert wurden.

Abstract

The Gaulwerk hydropower plant is in operation since 1963 and its 6.5 m high weir impounds a 300 m long reservoir. The storage is completely filled with sediments and is classified as a valuable habitat for fauna and flora. Due to the sedimentation, the area upstream of the reservoir head inundates about two to three times per year during small flood events, leading to complaints from affected landowners and adjacent municipalities. To investigate sustainable solutions, a study of alternatives has been carried out in which three alternatives to improve both the sediment and flood situation are being investigated. The paper summarizes the study of alternatives performed in 2019 encompassing the (1) flood situation, (2) sediment management, (3) rehabilitation measures of the hydraulic structures and their costs and (4) the environmental impact.

1 Einleitung

Das Wasserkraftwerk Gaulwerk wird von den Stadtwerken Imst betrieben, dem kommunalen Versorgungsunternehmen der Stadt Imst in Tirol. Das Gaulwerk ist seit 1963 in Betrieb und nutzt den Zufluss der beiden Alpenbäche Gurglbach und Salvesenbach. Das Gaulwerk hat eine Ausbauwassermenge von 3.5 m^3/s und erzeugt etwa 6.5 GWh Energie pro Jahr. Ein 6.50 m hohes Wehr staut den Gurglbach zu einem etwa 300 m langen See auf (Abb. 1a). Seit den 1990er Jahren ist der Stauraum vollständig mit Sedimenten gefüllt und gilt inzwischen als wertvoller Lebensraum für Fauna und Flora, der durch eine Silberweidenau und einen langsam fließenden Schilfbereich geprägt ist (Abb. 1b). Aufgrund der Verlandung wird das Gebiet an der Stauwurzel bei kleinen Hochwasserereignissen etwa zwei- bis dreimal pro Jahr überschwemmt, was zu Beschwerden von betroffenen Landbesitzern und angrenzenden Gemeinden führt.

Aus diesem Grund wurde eine Variantenstudie durchgeführt, in der drei Alternativen zur Verbesserung sowohl der Sediment- als auch der Hochwassersituation untersucht wurden. Für alle Varianten wurden die Umweltauswirkungen auf den Lebensraum eingehend untersucht. Zusätzlich werden, unabhängig von der Variante, die Restwassermenge angepasst, Fischaufstiegsanlagen (FAH) realisiert und das bestehende Wehr saniert.

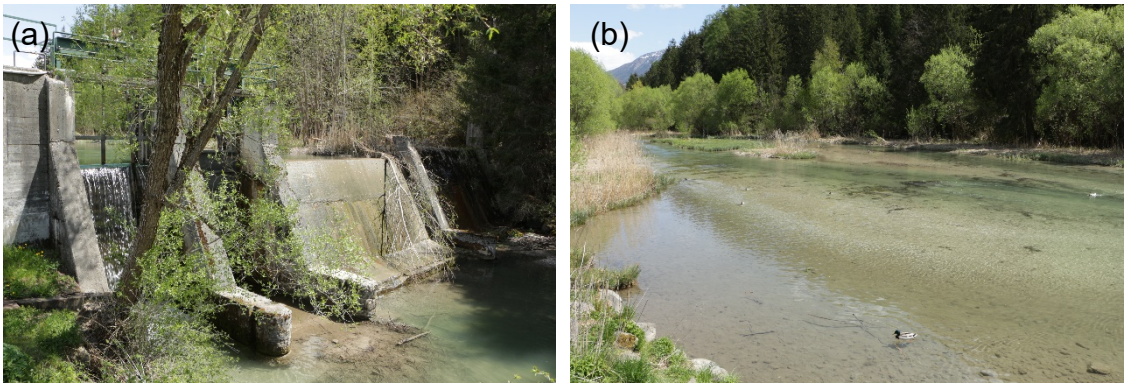


Abb. 1: Gaulwerk. a) Wehr mit zwei Schützen und zwei festen Überfällen, b) verlandeter Stausee mit Silberweidenau und Schilfbereich, Blick Richtung oberstrom. Fotos C. Auel.

2 Die Varianten

2.1 Variante A

Das vorhandene Wehr mit Einlaufbauwerk wird saniert. Die Betonstruktur und die bestehenden Schützen werden revidiert. Der Wasserspiegel des Stausees ändert sich bei dieser Variante nicht und entspricht der Überlaufkante des festen Wehrs. Das Sedimentmanagement erfolgt mittels Sedimentdurchleitung. Die

Schützen werden während Hochwasserereignissen geöffnet, der Stausee wird abgesenkt und die sedimenthaltigen Hochwasser werden stromabwärts geleitet. Dies sollte ein- bis zweimal jährlich für einige Tage erfolgen. Durch diesen Prozess bildet sich im Laufe der Jahre eine Tiefenrinne. Die Bildung dieser Rinne wird durch Ausbaggern beschleunigt, um eine erhöhte Sedimentfracht in den ersten Jahren stromabwärts zu verhindern. Auf der orografischen rechten Seite wird eine Fischaufstiegsanlage gebaut. Die zu überwindende Gesamthöhe beträgt ca. 4.5 m.

2.2 Variante B

In Variante B wird oberstrom der Tschirgantbrücke an der Stauwurzel ein neues Wehr gebaut (Abb. 2). Das Sedimentmanagement wird mittels Durchleiten identisch zu Variante A durchgeführt. Ein Schlauchwehr wird bei Hochwasserereignissen einige Tage lang ein- bis zweimal jährlich abgesenkt, um das Sediment durchzuleiten. Längsdämme schaffen einen neuen kleinen Stauraum und schützen die Umgebung vor Überschwemmungen. Die Dämme werden auf ein hundertjähriges Hochwasserereignis ausgelegt. Ein Entsander soll in der Nähe des vorhandenen Wehrs errichtet werden. Dies hat den Vorteil, dass zusätzlich das Wasser aus dem Salvesenbach im Entsander aufbereitet werden kann.

Das bestehende Bett des Gurglbachs wird oberstrom der Brücke auf einer Länge von rund 300 m eingetieft, um einerseits das neue Wehr zu errichten und andererseits den Hochwasserschutz zu gewährleisten. Das alte Wehr wird rückgebaut. Die Schützen werden über mehrere Jahre hinweg schrittweise entfernt, da das akkumulierte Sediment über einen langen Zeitraum in einzelnen Lamellen gespült werden sollte. Der Fischpass wird am orographisch linken Ufer neben dem Wehr angeordnet. Die zu überwindende Gesamthöhe beträgt ca. 2.5 m.

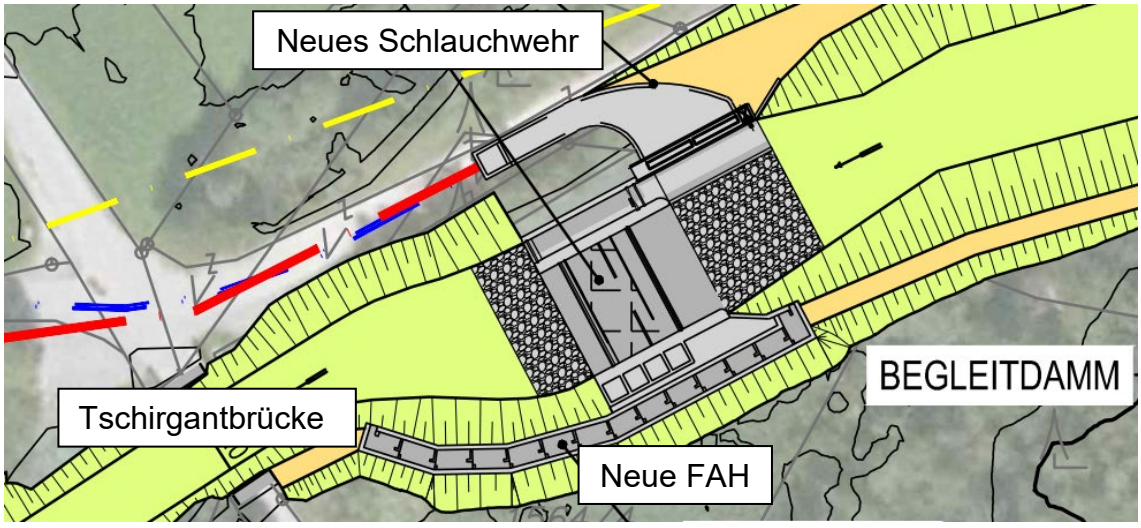


Abb. 2 Lageplan des neues Wehres und neuer Fischaufstiegsanlage.

2.3 Variante C

Das vorhandene Wehr wird identisch zu Variante A saniert. Um die Funktion der Schützen zu überprüfen, werden sie einmal im Jahr einige Stunden geöffnet. Es bildet sich somit keine Tiefenrinne oberstrom aus und der ökologisch wertvolle Biotopbereich bleibt erhalten. Es gibt kein aktives Sedimentmanagement wie bei Variante A.

Direkt unterstrom der Tschirgantbrücke wird ein Geschiebebecken mit einem Volumen von etwa 4'100 m^3 auf einer Fläche von rund 1'600 m^2 errichtet. Die abgelagerten Sedimente werden nach Bedarf ausgebaggert und anschließend einer Verwertung zugeführt oder deponiert.

3 Modellierung

Um die Auswirkungen des Hochwassers im Bereich oberstrom des Stausees zu analysieren, wurde eine zweidimensionale hydrodynamische Modellierung mit der Software HEC-RAS durchgeführt. Unter Verwendung der offiziellen Laserscandaten des Landes Tirol, einer geodätischen Vermessung des Stausees und den ursprünglichen Projektplänen wurde ein dreidimensionales Geländemodell mit einer Auflösung von 0.5 m × 0.5 m erstellt. Insgesamt wurden zehn Simulationen für den aktuellen Zustand und die drei Varianten durchgeführt: mittlerer Jahresabfluss *MQ* = 2.9 m^3/s, jährliches Hochwasser (*HQ*1) = 10 m^3/s, *HQ*2 = 13.9 m^3/s, und *HQ*100 = 78 m^3/s.

Die hier wiedergegebenen Simulationsergebnisse zeigen beispielhaft, dass der Abfluss im Istzustand während des *MQ* im Flussbett bleibt. Während des *HQ*1 wird das Gebiet oberstrom des Stausees jedoch überschwemmt, was die lokalen Beobachtungen bestätigt (Abb. 3a). Vergleichbare Simulationen für Alternative C zeigen geringfügig kleinere Überschwemmungen für das *HQ*1 aufgrund des ausgebaggerten Flussbettes und Geschiebebeckens (Abb. 3b). Diese Simulationen setzen voraus, dass das Geschiebebecken vor dem Hochwasser ausgebaggert wurde.

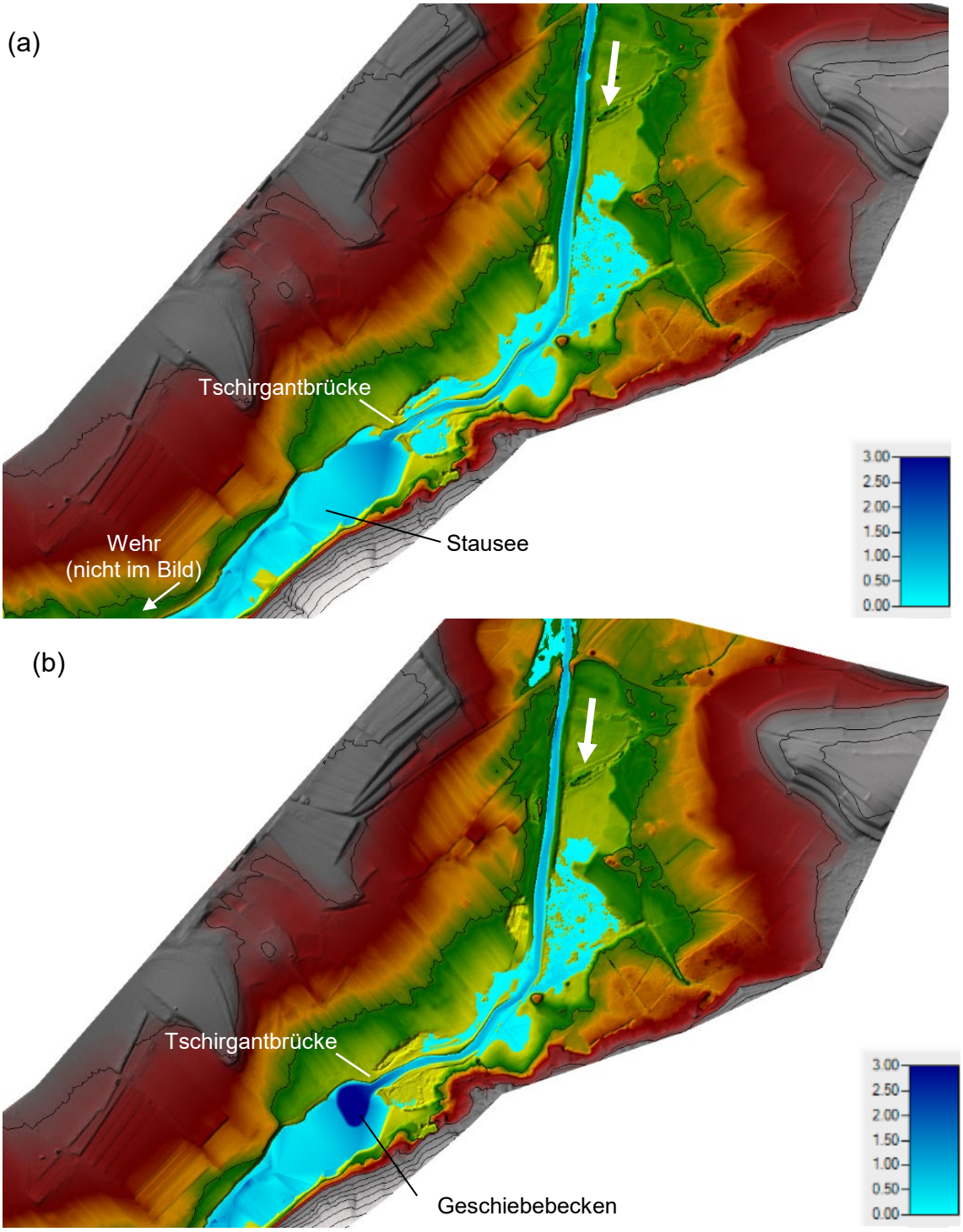


Abb. 3 Abflusstiefen. a) Istzustand *HQ*1 = 10 m³/s, b) Variante C *HQ*1 = 10 m³/s.

4 Terrestrische Ökologie

Die terrestrische Ökologie wurde auf Grundlange von mehreren Begehungen und langjährigen Beobachtungen durch Experten bewertet.

4.1 Flora

Als gefährdeter Biotoptyp im Untersuchungsbereich, der durch die Varianten beeinflusst wird, ist die Silberweidenau zu nennen. Gänzlich geschützte Arten wurden im Rahmen der Vegetationskartierung im Bereich eines lichten Föhrenwalds rund 400 m flussaufwärts der Knappenweltbrücke sowie im Bereich des Fichten-Föhrenwalds flussabwärts der Brücke angetroffen. Aufgrund des weitgehenden Erhalts der Silberweidenau sowie der langsam fließenden Bereiche des Gurglbachs mit den ausgebildeten Schilfbereichen unterhalb der Knappenweltbrücke wird der Variante C aus vegetationskundlicher Sicht der Vorzug gegeben und am besten bewertet. Unter der Annahme dessen, dass bei Neubau des Wehrs unmittelbar oberstrom der Knappenweltbrücke ein beträchtlicher Bereich der Silberweidenau durch Einstau dauerhaft verloren geht, und auch weite Teile der flussabwärts der Brücke bestehenden Schilfbereiche mittel- bis langfristig verloren gehen, wird Variante B am schlechtesten bewertet. Bei Variante A ist davon auszugehen, dass diese Bereiche deutlich weniger beeinträchtigt werden, auch wenn sich die Tiefenrinne über die Jahre dynamisch ändern und einige derzeitige Feuchtbereiche trockenfallen und verbuschen werden. Der Grundwasserspiegel wird aber im Wesentlichen unverändert sein, und damit der Einfluss auf die Feuchtlebensräume als deutlich geringer als bei Variante B angenommen.

4.2 Fauna

Für die Vogelwelt (vor allem Sumpfrohrsänger) stellen die Flachwasserbereiche mit den Schilfbeständen seltenen und hochwertigen Lebensraum dar. Die Flachwasserbereiche sind des Weiteren potentieller Lebensraum für die geschützten Arten Grasfrosch, Erdkröte und Ringelnatter. Aufgrund der hinsichtlich der Lebensräume bereits dargelegten Aussagen zum Erhalt der Schilfbereiche wird Variante C am besten und Variante B am schlechtesten bewertet.

4.3 Landschaftsbild

Der Erholungswert ist laut Tiroler Naturschutzgesetz 2005 eng mit jenem des Landschaftsbilds verbunden. Ebenso spielt der Tourismus eine nicht unwesentliche Rolle im Gurgltal, und ist in ländlichen Gebieten ebenso unweigerlich mit dem Landschaftsbild verknüpft. Die geringsten Auswirkungen auf Landschaftsbild und Erholungswert sind bei Variante C zu erwarten, da bei dieser Variante der geringste Eingriff in die sicht- und erlebbare Naturlandschaft erfolgt. Das Geschiebebecken im Bereich der Knappenweltbrücke wird vergrößert und könnte bei entsprechender Gestaltung als Bademöglichkeit vermehrt von Erholungssuchenden genutzt werden. Variante B unterscheidet sich hinsichtlich Landschaftsbild und Erholungswert v.a. durch den Neubau des Wehrs; weiteres ist bei Variante B eine

Veränderung der Feuchtlebensräume hin zu frei fließender Flussstrecke unterhalb der Knappenweltbrücke anzunehmen, die seichten Schilfbereiche werden zu einem beträchtlichen Teil verloren gehen. Aufgrund des geringeren dauerhaften Flächenverbrauchs an naturnahen Landschaftselementen wird Variante A gegenüber Variante B der Vorzug gegeben.

5 Gewässerökologie

Das Gewässer liegt in den nördlichen Kalkhochalpen und zählt zur unteren Forellenregion (Metarhithral) mit den Fischleitarten Bachforelle und Koppe. Der ökologische Zustand ist schlecht und auf die hydromorphologische Qualitätskomponente zurückzuführen. Abgesehen von der über weite Strecken monotonen Regulierung und dem verlandeten Staubereich des Gaulwerks ist bisher weder beim Stauwehr des Gaulwerks noch bei der Fassung des Salvesenbachs die Abgabe von Restwasser vorgeschrieben. An beiden Fassungsstellen ist auch die Fischpassierbarkeit nicht gegeben. Durch die mehr oder weniger vollständige Verlandung hat sich zumindest der Fließcharakter wieder eingestellt, wenngleich das Gefälle deutlich geringer als das Urgelände ist.

Die Gewässerökologie wurde auf Grundlange von mehreren Begehungen und Habitatsimulationen mit der Software CASiMiR durch Experten bewertet.

5.1 Staubeeinflussung

Bei Variante A wird sich durch das Ausbaggern der Tiefenrinne, dem mit der Staulegung bei Hochwasser verbundenem Sedimentaustrag bei gleichzeitiger Erhaltung des Stauziels anstelle des Fließcharakters ein überstauter Wasserkörper bilden. Dies stellt sowohl gegenüber dem Leitbild als auch dem Istzustand eine deutliche Verschlechterung dar. Bei Variante B kommen zwei unterschiedliche und hinsichtlich der Beurteilung gegensätzliche Mechanismen zum Tragen. Einerseits ist positiv zu bewerten, dass sich ein Fließgewässer mit standortgerechtem Gefälle entwickelt. Es ist z.B. zu erwarten, dass dann das Sohlsubstrat etwas grobkörniger und sich damit eine stärker dem Leitbild entsprechende Benthoszönose einstellen wird. Andererseits besteht dann als hydrologische Verschlechterung gegenüber dem Istzustand eine neue Restwasserstrecke, da das neue Wehr bachaufwärts verlegt wird. Bei Variante C verändert sich nichts gegenüber dem Bestand.

5.2 Durchgängigkeit

Die gewässerökologische Anforderung hinsichtlich der Durchgängigkeit betrifft nicht nur die Fischpassierbarkeit, sondern auch den Sedimenthaushalt. Die Durchleitung des ankommenden Sedimentes ist daher im Gegensatz zum Aus-

trag des heute im Stauraum akkumulierten Materials grundsätzlich positiv. Sowohl Variante A als auch Variante B werden diesbezüglich deutlich positiv bewertet, bei Variante C ändert sich nichts gegenüber dem Istzustand.

Negative Auswirkungen eines vollständigen Geschieberückhaltes auf das Unterwasser wie z.B. verstärktes Algenwachstum und Sohlverfestigungen durch latente Erosion sind grundsätzlich möglich. Im konkreten Fall ist dieser Einfluss jedoch gering, da durch den stark geschiebeführenden Salvesenbach das Bachbett des Gurglbachs bis zum Inn bereits heute relativ natürlich ausgebildet ist.

Neben den baulichen Änderungen durch die Wehranlage ist im derzeitigen Stauwurzelbereich die Sohlenlage auch im Hinblick auf die laufende Sedimentbewirtschaftung relevant. Bei Variante A liegt zwar die Sohle tiefer, ist jedoch überstaut und damit gewässerökologisch etwas nachteilig. Variante B ist demgegenüber deutlich positiver, da sich eine tiefere Sohlenlage entsprechend dem ursprünglichen Gelände mit freiem Durchfluss einstellt. Deutlich am nachteiligsten ist Variante C, da hier in einem vergrößerten Absetzbereich eine laufende Bewirtschaftung vorgesehen ist bzw. häufige Baggerungen erfolgen.

5.3 Fazit

Aus gewässerökologischer Sicht schneidet die Variante B relativ klar am besten ab. Die Varianten A und C sind schlechter bewertet, wobei Variante C etwas besser als Variante A abschneidet.

6 Kosten und Bewertung

Die in der Variantenstudie geschätzten Herstellungskosten entsprechen der AACE-Klasse 5 mit einer Abweichung von -50% bis +100% und belaufen sich bei Alternative A und C auf mehr als eine Million Euro und bei Alternative B auf mehr als vier Millionen Euro. Bei Alternative C erfolgt zusätzlich die jährliche Entfernung des Sediments. Die jährlichen Kosten für das Entleeren des Geschiebebeckens belaufen sich auf etwa 80'000 €.

Die Varianten wurden anhand einer detaillierten Matrix miteinander vergleichen. Die verschiedenen Gebiete wurden wie folgt gewichtet: Technik 35%, Umwelt 35%, und Kosten 30%. Die Bewertung erfolgte in drei Kategorien mittels Punktevergabe: Beste Variante 5 Punkte, Mittlere Variante 3 Punkte, Schlechteste Variante 1 Punkt.

Die Auswertung ergab, dass Variante C mit 3.58 Punkten nahezu identisch ist zu Variante A mit 3.57 Punkten. Variante B mit 2.74 Punkten ist vor allem aufgrund der hohen Kosten die schlechteste Variante.

7 Zusammenfassung

Der durch das Gaulwerk geschaffene etwa 300 m lange Stausee ist heute fast vollständig mit Sedimenten gefüllt und gilt als wertvoller Lebensraum für Fauna und Flora, der durch eine Silberweidenau und einen langsam fließenden Schilfbereich geprägt ist. Aufgrund der Verlandung wird das stromaufwärts gelegene Gebiet auch bei kleineren Hochwasserereignissen häufig überflutet. Es wurde eine Variantenstudie durchgeführt, in der drei Alternativen zur Verbesserung der Sediment- und Hochwassersituation untersucht werden. Für alle Varianten wurden die Umweltauswirkungen auf den Lebensraum eingehend untersucht.

Die Überschwemmungsflächen oberstrom des Stausees sind bei allen Varianten ähnlich. Variante B ist am besten, da begleitende Längsdämme errichtet werden müssen. Die Simulationsergebnisse zeigen, dass die Verbesserung des Hochwasserschutzes für die Varianten A und C für kleine Hochwasser gering, aber im Vergleich zum heutigen Zustand eine leichte Verbesserung darstellt. Stromabwärts des Gaulwerks ist Variante C aus Hochwasserperspektive vorteilhaft, da die Sedimente nicht ins Unterwasser gelangen, sondern ausgebaggert werden. Die Sedimentdurchleitung in den Varianten A und B führt zu morphologischen Veränderungen, die das Risiko einer Überflutung stromabwärts erhöhen könnten.

Aus terrestrisch-ökologischer Sicht schneidet Variante C, aus limnologischer Sicht Variante B am besten ab. Die Gesamtauswertung zeigt, dass Variante C minimal besser ist als Variante A. Variante B ist vor allem wegen der hohen Kosten die schlechteste Variante. Ende 2019 wurde seitens des Auftraggebers beschlossen, Variante C weiter auszuarbeiten. Die Einreichplanung für die Behörde wurde Ende 2020 abgeschlossen.

Adressen der AutorInnen

Dr. Christian Auel (korrespondierender Autor)
Evelyn Gruber, Reinhard Fritzer, Franz Kircher

ILF Consulting Engineers Austria GmbH

A-6063 Rum bei Innsbruck, Feldkreuzstraße 3

christian.auel@ilf.com

Christian Moritz

Ingenieurbüro für Gewässerökologie

A-6020 Innsbruck

Thomas Huber

Stadtwerke Imst

A-6460 Imst, Pfarrgasse 3

Gewässerökologische Auswirkungen einer Spülung des Speichers Rottau an der Möll (Kärnten, Österreich)

Effects of flushing of the Rottau reservoir on aquatic ecology of the river Möll (Carinthia, Austria)

Thomas Friedl

Kurzfassung

Vom 5.10 bis 7.10.2015 erfolgte eine Spülung der an der Möll gelegenen Stauhaltung Rottau. Dabei gelangten ca. 16.000 m³ an Sedimenten in die Ausleitungsstrecke. Das aus Fein- und Mittelsand bestehende Sediment erreichte kurzfristig Konzentrationen von mehr als 50 g/l. Das Ereignis führte zu einer erheblichen Ausdünnung der makrozoobenthischen Besiedelungsdichte. Die Zusammensetzung der Arten erfüllte jedoch die Vorgaben der EU-Wasserrahmenrichtlinie für den zumindest guten ökologischen Zustand. In der Fischaufstiegshilfe verendeten durch eine aufgrund eines technischen Defektes ausgefallene Notdotation mehrere Bachforellen, Regenbogenforellen, Koppen und Äschen. Auch gab es einen Ausfall an Fischen nach dem Schließen der Wehranlage und der Reduktion des Durchflusses auf die vorgeschriebene Restwassermenge in trocken fallenden Bereichen. In der Ausleitungsstrecke war ein reduzierter Jungfischbestand feststellbar. Ein direkter Vergleich war jedoch mit der unmittelbar vor der Spülung vorangegangenen Jungfischbestandserhebung auf Grund unterschiedlicher methodischer Ansätze nicht möglich. Die Spülung im Jahre 2015 selbst hatte augenscheinlich auf Basis der nach dem Ereignis durchgeführten E-Befischung keinen derart gravierenden Einfluss auf den Fischbestand wie auf Grund der erheblichen Sedimentbelastung zunächst angenommen. Die Vorgabe der EU-Wasserrahmenrichtlinie eines Fischbestandes von zumindest 50 kg/ha als KO-Kriterium wurde nicht unterschritten. Im Zuge der Erhebung konnte jedoch nicht geklärt werden, wie groß die Verdriftungsrate der Fische aus der Ausleitungsstrecke in die Drau und von Fischen aus dem Stau Rottau und der flussaufwärtigen Strecke ist. Ein diesbezügliches Forschungsprojekt ist im Laufen.

Abstract

From October 5 to October 7, 2015 there was a flushing by lowering the reservoir Rottau on the river Möll. Approximately 16.000 m³ of sediments reached the residual flow stretch of river Möll. The sediment, consisting of fine and medium sand, temporarily reached concentrations of more than 50 g/l. The event led to a

significant thinning of the macrozoobenthic population density. However, the composition of the species met the requirements of the EU Water Framework Directive for at least a good ecological status.

In the fish pass, several brown trouts, rainbow trouts, bullheads and graylings died as a result of a technical defect at the emergency dotation due to a lack of water. There was also a loss of fish after closing the weir trap and reducing the flow to the prescribed amount of residual water in dry-falling areas. The juvenile population decreased. A direct comparison with the young fish population before the flushing was not possible because of different methodological surveys. Based on the electro-fishing after the event, the flushing in 2015 obviously did not have such a serious impact on the fish population as it was assumed based on to the high sediment concentration.

The specification of the EU Water Framework Directive for a fish population of at least 50 kg/ha as a knockout criterion was not undercut. In the course of the investigation, however, it was not possible to clarify the rate of fish drift from water diversion into river Drau and from the reservoir Rottau and upstream into the residual flow stretch. A research project on this is in progress.

1 Beschreibung des Untersuchungsgebietes

Die Möll entspringt am Fuße des Großglockners beim Pasterze-Gletscher in Heiligenblut in 2.019 m Seehöhe. Entsprechend ist das Abflussregime nivo-glazial. Nach 80 km Fließstrecke mündet sie in die Drau. Das Einzugsgebiet beträgt 1105 km². Durch Verbauungen und Kraftwerksbetrieb beeinflusst, liegt heute im Oberlauf die Forellenregion vor, im Unterlauf der Übergang von Forellen zur Äschenregion. Die kraftwerksbeeinflusste Mittelwasserführung liegt bei 21 m³/sec. Der Fluss ist gekennzeichnet von diversen Kraftwerksausleitungen zu Speichern für die Spitzenstromerzeugung. Das Kraftwerk Gößnitz bei Möll km 30 besteht u.a. aus einem 1 km langen Rückstau mit einer Fläche von 26 ha und einem Volumen von 360.000 m³. Ca. 25 km flussab befindet sich der Stau Rottau mit einer Länge von 1,8 km, einer Fläche von 30 ha und einem Volumen von 1,2 Mio m³. Dazwischen befindet sich eine schwallbeeinflusste Fließgewässerstrecke mit einem maximalen Schwall/Sunk Verhältnis von 20:1. Der Stau Rottau dient als Ausgleichsbecken für den Schwall aus dem Oberlauf der Möll sowie als Unterbecken für die Kraftwerksgruppe Malta, in welcher Pump- und Turbinenbetrieb möglich ist. Eine weitere energetische Nutzung erfolgt über eine Ableitung zur Drau (Kraftwerk Malta-Unterstufe) und über eine Restwasserturbine bei der Wehranlage zur Dotierung der 6 km langen Ausleitungsstrecke der Möll im Ausmaß von konstant 5 m³/s. (Abb. 1). Diese Ausleitungsstrecke war durch die Spülung betroffen. Der

vorliegende Bericht handelt von den Auswirkungen auf die Fließgewässerbiozönose in dieser Strecke.

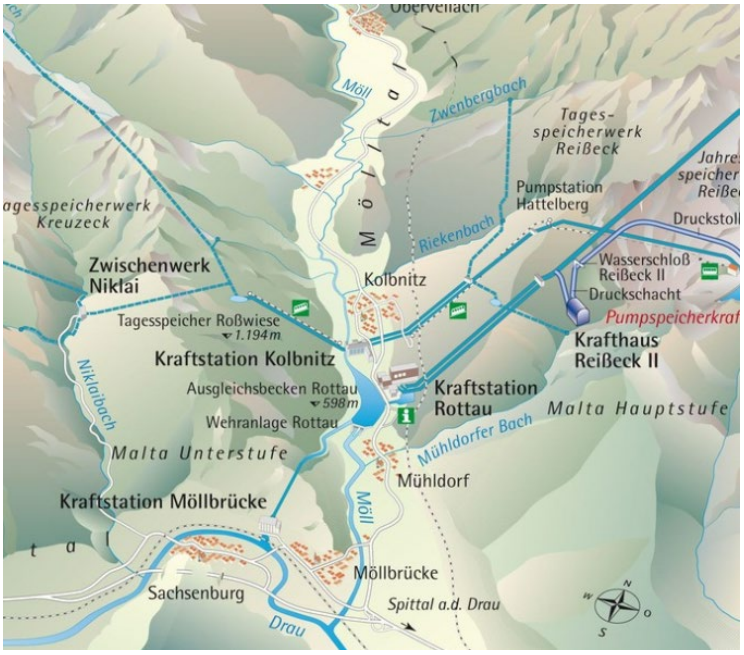


Abb.1: Ausschnitt der Kraftwerksgruppe Malta-Reißeck betreffend den Stau Rottau (Quelle: Verbund)

Im Stau Rottau befindet sich ein Leitdamm, sodass bei hochwasserbedingter Absenkung bzw. Staulegung das von der Möll kommende Wasser über die sogenannte Möllrinne durch das Becken in die Restwasserstrecke abfließt. Die Staulegung des Beckens zum Zwecke der Entlandung und Durchleitung der bei Hochwasser durch die Möll transportierten Feststoffe ist bescheidlich geregelt und hat bei einer Wasserführung der Möll größer 130 m³/s. zu erfolgen sowie, wenn hochwasserbedingt nicht erforderlich, einmal jährlich, wenn der Mindestabfluss der Möll 60 m³/s. beträgt und derjenige der Drau 120 m³/s.

2 Spülung Stau Rottau

Für die Sicherstellung des Hochwasserschutzes im Speicherbereich Gößnitz, die Durchführung von Instandhaltungsmaßnahmen und des Einbaues eines Fischliftes wurde nach erfolgter Saugbaggerung (50.000 m³ an Sedimenten wurden entfernt) der Speicher Gößnitz vom 05.10. bis 07.10.2015 abgesenkt. Während der Staulegung wurden ca. 21.000 m³ Feinsediment aus dem Stauraum ausgetragen, wovon der weit überwiegende Teil (über 90%) in den ca. 25 km flussabwärts liegenden Stauraum Rottau gelangte. Um Sedimentanlandungen im Stau Rottau zu verhindern, wurde er am 07.10. um ca. 06:00 Uhr abgesenkt, der freie Durchfluss wurde um ca. 12:00 Uhr erreicht. Der Wiederaufstau fand am 08.10.2015

um ca. 12:30 Uhr statt (Abb. 2). Dabei wurde der Zulauf und der Kraftwerkseinsatz der Speichergruppen abgestimmt, um eine ausreichende Wasserführung in der Möll gemäß Vorgabe sicher zu stellen. Die Trübungsmessung erfolgte mit dauerregistrierenden Sonden der Fa. Hach Lange. Eine Messstelle lag flussauf des Speichers Rottau und eine flussab in der Restwasserstrecke. Die Sonden geben die Trübung in mg/l aus. Zusätzlich erfolgten Entnahmen von Wasserproben zur Kalibrierung der Messwerte. Die Messwerte wurden in 15-minutigen Intervallen berechnet. Während der Spülung wurden ca. 16.000 m³ an Sedimenten aus dem Speicher (Speicherbereich „Möllrinne“) ausgetragen. Die maximale Schwebstoffkonzentration im Zulauf zum Stauraum Rottau während der Spülung Rottau betrug laut vorliegenden Messungen 1.200 mg/l. Der geforderte Minimalabfluss für eine Spülung von 60 m³/s wurde mit 87 m³/s eingehalten. Während der Spülung kam es an der ca. 4,2 km unter dem Rottauspeicher gelegenen Messstelle zu drei Belastungsspitzen der Schwebstoffkonzentration. Die Konzentration der ersten Spitze von ca. 11.000 mg/l wurde durch einen temporären Wiederaufstau deutlich reduziert. Der maximale Wert der zweiten Spitze konnte nicht genau festgestellt werden, da die Trübungssonde nur einen Maximalwert von 50.500 mg/l anzeigen kann. Diese Konzentration trat 7 Minuten lang auf. Die 3. Spitze erreichte einen Wert von ca. 9.000 mg/l (Abb. 3). Die Körnung des ausgespülten Sediments bestand überwiegend aus Fein- und Mittelsand (0,06 – 0,6 mm). Bei der Spülung wurde nahezu das gesamte angelandete Feinsediment aus der Möllrinne entfernt. Bei der Absenkung des Stauspiegels wird im Normalfall die Notdotation der Fischaufstiegshilfe aktiviert, diese ist jedoch aufgrund eines technischen Defektes ausgefallen, wodurch es zum Trockenfallen der Fischaufstiegshilfe kam.

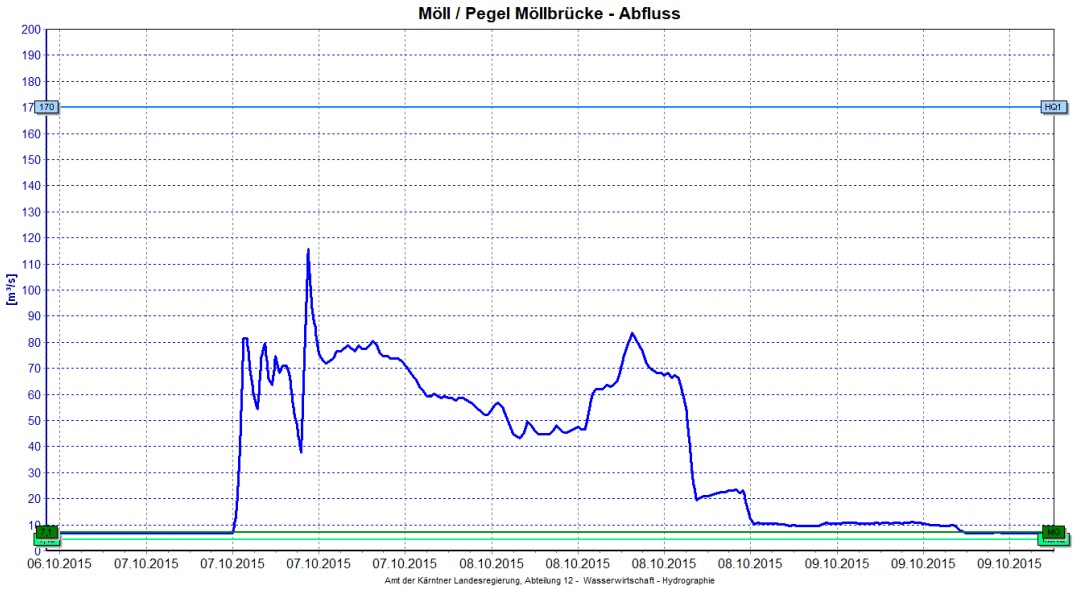


Abb. 2: Ganglinie der Wasserführung der Möll in der Ausleitungsstrecke flussab dem Stau Rottau

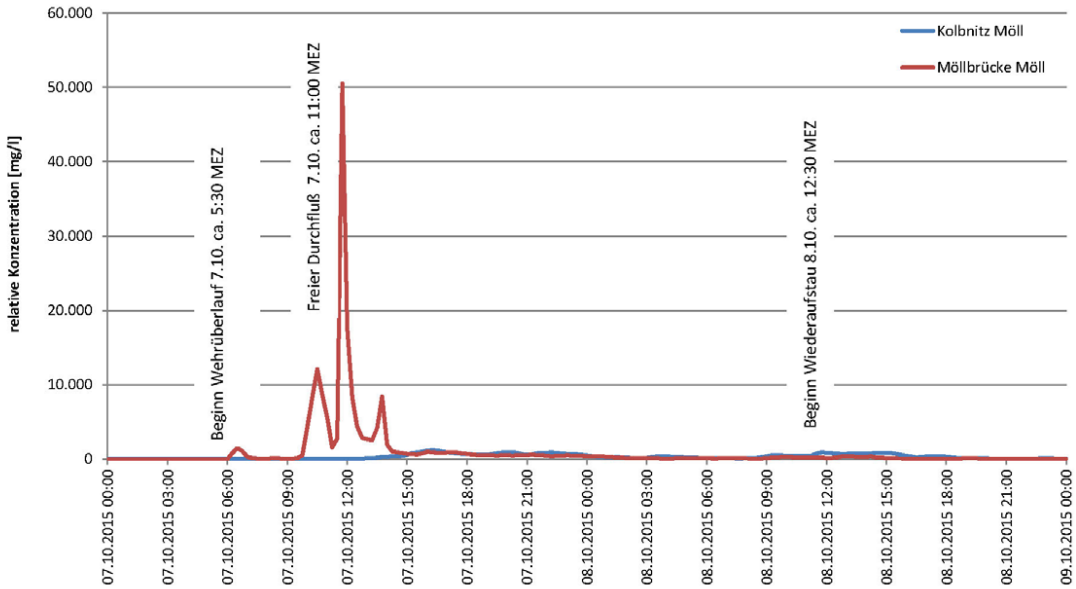


Abb. 3: Ganglinie der Schwebstoffkonzentration in der Ausleitungsstrecke flussab dem Stau Rottau

3 Auswirkungen auf die Fließgewässerbiozönose

3.1 Makrozoobenthos

Zur Eruierung der Beeinträchtigung des Makrozoobenthos erfolgten in der Ausleitungsstrecke am 12.10.2015 Erhebungen gemäß EU- Wasserrahmenrichtlinie an drei Bereichen. Vergleichsdaten liegen aus dem Jahre 2003 vor. Weitere Daten aus der Möll gibt es flussauf des Stauraumes bei Rakowitzen, einer vom Schwall unbeeinflusste Strecke, sowie von Moos und Tratten, das sind schwallbeeinträchtigte Strecken, aus dem Jahre 2007. Je nach Probestelle konnten zwischen 46 und 74 Arten nachgewiesen werden. Die Besiedelungsdichten betrugen 399 – 813 Ind/m² und sind als äußerst gering bis gering einzustufen. Eine vergleichende Erhebung in der Ausleitungsstrecke im Februar 2003 erbrachte 51 verschiedene Taxa. Die biologische Gewässergüte lag bei I-II, die ökologische Zustandsklasse bei gut. Die Individuendichte lag mit 3451 Ind/m² deutlich über der nunmehr festgestellten. In den im Jahre 2006 durchgeführten MZB-Erhebungen zwischen Rakowitzen und Tratten (flussauf des Staues) wurden zwischen 51 und 83 Taxa nachgewiesen. Die Dichten lagen zwischen 5.950 und 16.480 Ind/m². Dabei machen in der Schwallstrecke v.a. die Chironomiden einen maßgeblichen Anteil aus. Insgesamt hat das Ereignis zu einer Ausdünnung der Besiedelungsdichte, vergleichbar mit einem extremen Hochwasser mit starker Geschiebeführung, geführt, wobei jedoch alle Arten in etwa gleich betroffen waren. Der Ausfall ist Großteils mit mehr als 90 % zu beziffern (Abb. 4).

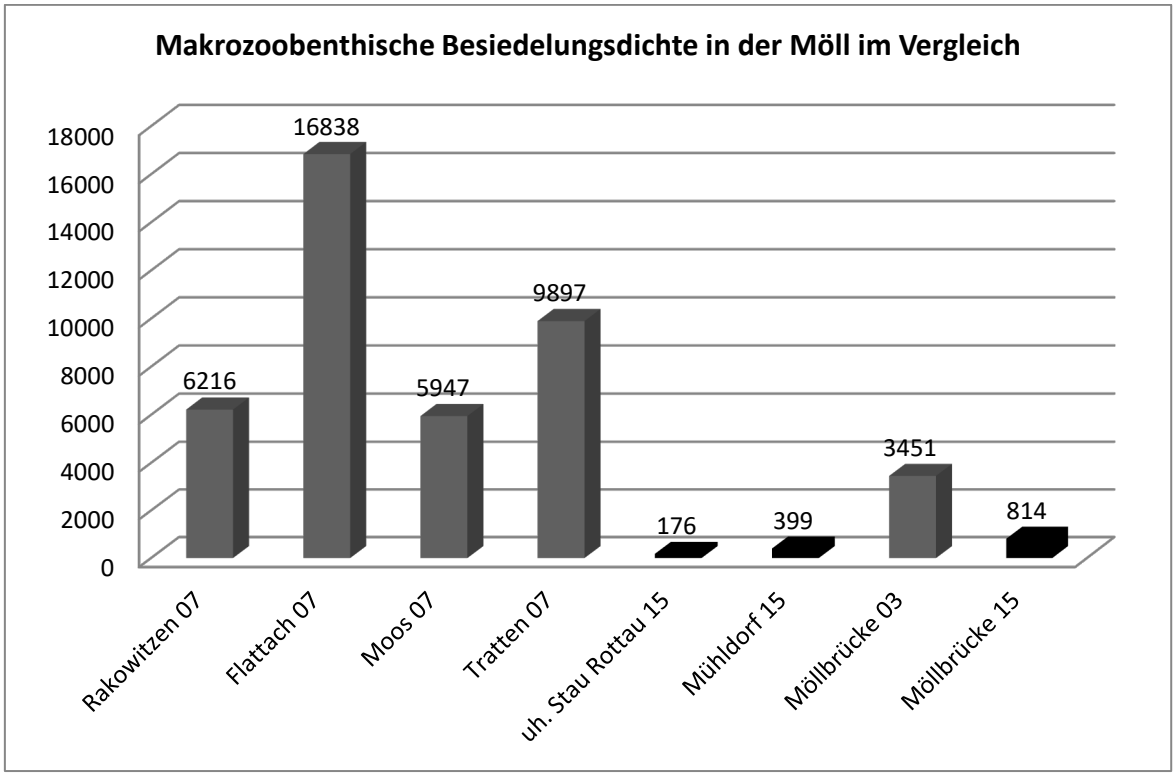


Abb. 4: Besiedlungsdichten im Jahre 2003, 2007 und nach der Spülung 2015

Eine Bestandszunahme erfolgt beim Makrozoobenthos normalerweise rasch und es ist, da noch alle Gruppen vertreten sind, binnen einem bis mehreren Monaten wieder mit einer normalen Besiedelungsdichte zu rechnen.

3.2 Fische

Methodik:

Am 8. und 12.10.2015 – unmittelbar nach der Spülung - wurden seitens des gewässerökologischen Amtssachverständigen Ortsbesichtigungen vorgenommen und nach toten Fischen Ausschau gehalten. Zusätzlich lag eine Fotodokumentation des Fischereiberechtigten vor. Da mit erheblichen Verlusten an Fischen zu rechnen war, erfolgten fischereiliche Bestandserhebungen mittels Elektrobefischung nach dem Leitfaden gemäß EU-Wasserrahmenrichtlinie am 22.10.2015 sowie am 6.11.2015 an insgesamt drei Stellen. Zu diesem Zeitpunkt erschwerte eine noch vorhandene Trübung die Sicht. Die Befischung wurde trotzdem auf Grund des medialen und politischen Interesses vorgenommen, um zu sehen, ob sich in der Ausleitungsstrecke überhaupt noch Fische befinden. Wie es sich zeigte, waren die Ergebnisse jedoch auch für eine Bestandsberechnung heranziehbar. Als Vergleich wurden methodengleiche Elektrokontrollbefischungen aus den Jahren 2013 und 2014 herangezogen. Die Befischung im Jahre 2013 erfolgte 26 Monate, die im Jahre 2014 drei Wochen nach einer Spülung.

Ergebnisse:

In der Fischaufstiegshilfe verendeten durch eine fehlende Notdotation mehrere Bachforellen, Regenbogenforellen, Koppen und Äschen. Bei der Begehung wurden etliche tote Koppen und Regenbogenforellen, die vermutlich durch den Rückgang der Wasserführung nach Schließen der Wehrklappen in trocken fallenden Bereichen verendet sind, vorgefunden. Dies zeigt auch der Umstand, dass in Tümpeln ausserhalb der Wasseranschlaglinie noch ca. 50 Stk. lebende Bach- und Regenbogenforellen vorgefunden wurden. Es wurden keine toten Fische im Wasser der Ausleitungsstrecke gesichtet, was den Schluss zulässt, dass es zu keinem wesentlichen Fischsterben infolge des erheblichen Sedimentaustrages gekommen ist. Meldungen gab es jedoch von einzelnen toten Fischen in der Drau, was Verdriftungen bestätigt. Die fischereiliche Bestandserhebung zeigte, dass ein Jungfischbestand vorhanden war, dieser sich offensichtlich gegenüber einer unmittelbar vor der Spülung erfolgten Erhebung reduziert hat. Es bleibt die Frage jedoch offen, ob durch die erhöhte Wasserfracht und den Sedimenttransport durch die Öffnung des Staues Gößnitz es zu Verdriftungen von Jungfischen aus der flussaufwärtigen Strecke und aus dem Stau, der einen sehr guten Jungfischbestand an Salmoniden und Äschen aufweist, in die Ausleitungsstrecke gekommen ist, die den Ausfall und die Verdriftung an Fischen kompensiert hat. Die Spülung im Jahre 2015 selbst hatte offensichtlich keinen derart gravierenden Einfluss auf den Fischbestand wie zuerst auf Grund der erheblichen Sedimentbelastung angenommen. Die Vorgabe der EU-Wasserrahmenrichtlinie eines Fischbestandes von zumindest 50 kg/ha als KO-Kriterium wurde nicht unterschritten. Die Fischdichten waren gegenüber 2014 höher, was aber auch auf ein zuvor intensives Nachtzuchtprogramm an Jungfischen zurückzuführen ist. In der Fischbiomasse hat es keinen Einbruch bei den dominierenden Fischarten Äsche, Bachforelle, Regenbogenforelle und Koppe gegeben (Abb. 5). Im Zuge der Erhebung konnte jedoch nicht geklärt werden, wie groß die Verdriftungsrate der Fische von der Ausleitungsstrecke in die Drau und von Fischen aus dem Stau Rottau und flussaufwärtigen Strecke ist. Diesbezüglich erfolgt derzeit ein Projekt durch die Universität für Bodenkultur Wien mittels Markierung von Fischen unter Beteiligung des Verbundes und des Fischereirevierausschusses Spittal/Drau. Der Abschlussbericht dürfte Ende 2020 vorliegen.

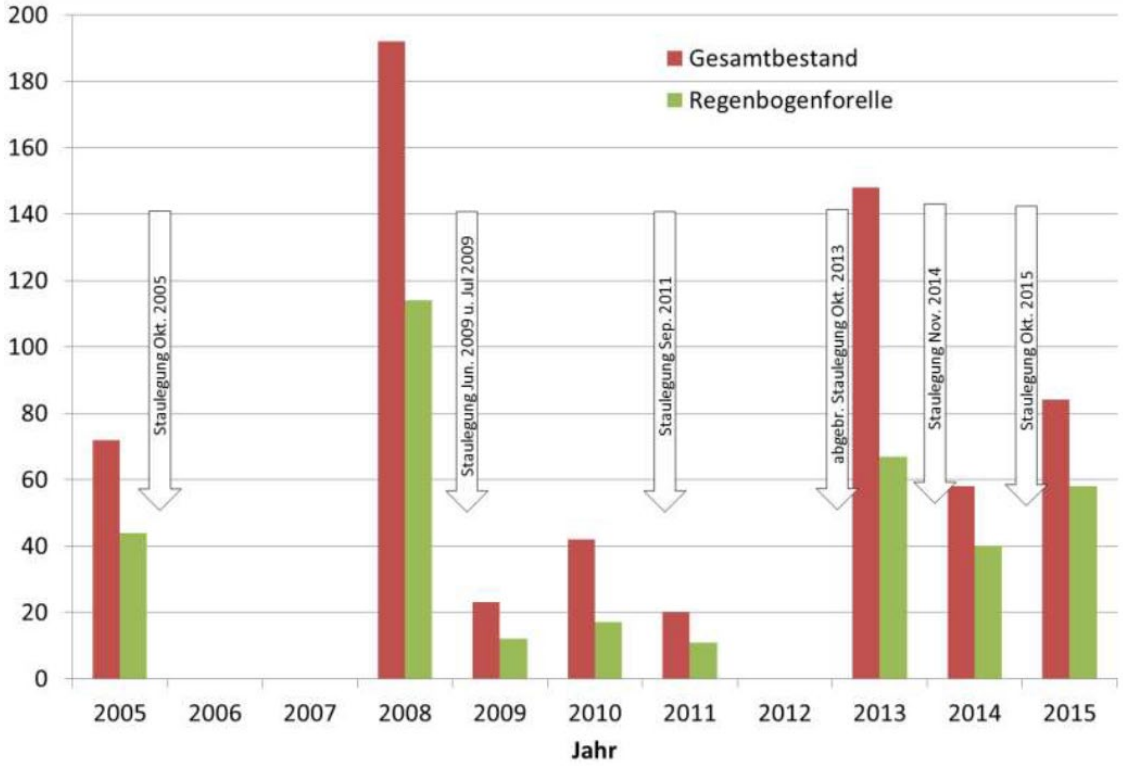


Abb. 5: Fischbiomassen (kg/ha) zu verschiedenen Zeitpunkten vor und nach Staulegungen

Adresse des Autors:

Mag. Thomas Friedl

Amt der Kärntner Landesregierung, Abt. 8 – Umwelt

A-9020 Klagenfurt am Wörthersee, Flatschacherstraße 70

3D Simulationen zur Fischdurchgängigkeit am Flusskraftwerk Bannwil

3D modelling of run-of-river power plant Bannwil for planning of fish migration measures

Stephan Kammerer, David Vetsch, Robert Kriewitz

Kurzfassung

Das revidierte Gewässerschutzgesetz aus dem Jahr 2011 hat unter anderem die Wiederherstellung der Fischdurchgängigkeit an Wasserkraftanlagen zum Ziel. Zur Planung von Massnahmen sowohl zum Fischauf- als auch zum Fischabstieg, können hydronumerische 3D Modelle verwendet werden. Diese erlauben es, die hydraulischen Bedingungen am Kraftwerk für beliebige Betriebszustände detailliert abzubilden. Am Kraftwerk Bannwil an der Aare, werden je nach Fragestellung unterschiedliche Modellierungsansätze verwendet. Zur Planung von Massnahmen zum Fischabstieg sind vor allem die Strömungsverhältnisse im Bereich der Turbineneinläufe von Interesse. Die Turbinen werden dabei vereinfacht als innere Randbedingung mit Druckverlust implementiert. Im Unterwasser kann die Rotation der Turbinenabströmung mit einer speziellen Randbedingung berücksichtigt werden. Die hochauflösenden Simulationen ermöglichen eine detaillierte Beurteilung der lokalen Strömungsverhältnisse und unterstützen somit die Anordnung von Fischabstiegshilfen sowie die Optimierung der bestehenden Fischaufstiegsanlage.

Abstract

The revised Swiss Federal Act on the Protection of Waters of 2011 targets to restore longitudinal connectivity for aquatic species at hydropower plants. Hydronumeric 3D models can be used to plan measures for both, fish upstream and downstream migration as they can provide detailed knowledge about the hydraulic conditions at any operating condition. At the run-off-river power plant Bannwil, different modelling approaches are being used depending on the problem. The turbine approach flow conditions are of particular interest for the planning of measures for downstream migration. The turbines are simplified as an internal boundary condition with pressure drop. The swirl effect of the turbine outflow in the downstream reach can be modelled using a specific boundary condition. The high-resolution simulations enable a detailed assessment of the local flow field and thus support the positioning of fish guidance structures as well as the optimization of the existing fish pass.

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage und Zielsetzung

Das Wasserkraftwerk Bannwil an der Aare zwischen Solothurn und Olten gehört mit einer Ausbauwassermenge Q_d = 450 m^3/s zu den grösseren Flusskraftwerken der Schweiz. Das Blockkraftwerk der BKW ist mit drei horizontalachsigen Kaplanturbinen mit einen Laufraddurchmesser von je gut 4 m ausgestattet (Abb. 1). Das Wehr besteht aus 3 Wehrfeldern mit Drucksegmentschützen und aufgesetzten Klappen. Die Anlage verfügt über eine Fischaufstiegshilfe (FAH) in Form eines Beckenschlitzpasses. Aktuell ist die Abwärtswanderung von Fischen nur durch die Turbinen und an durchschnittlich 42 Tagen pro Jahr über das Wehr möglich.

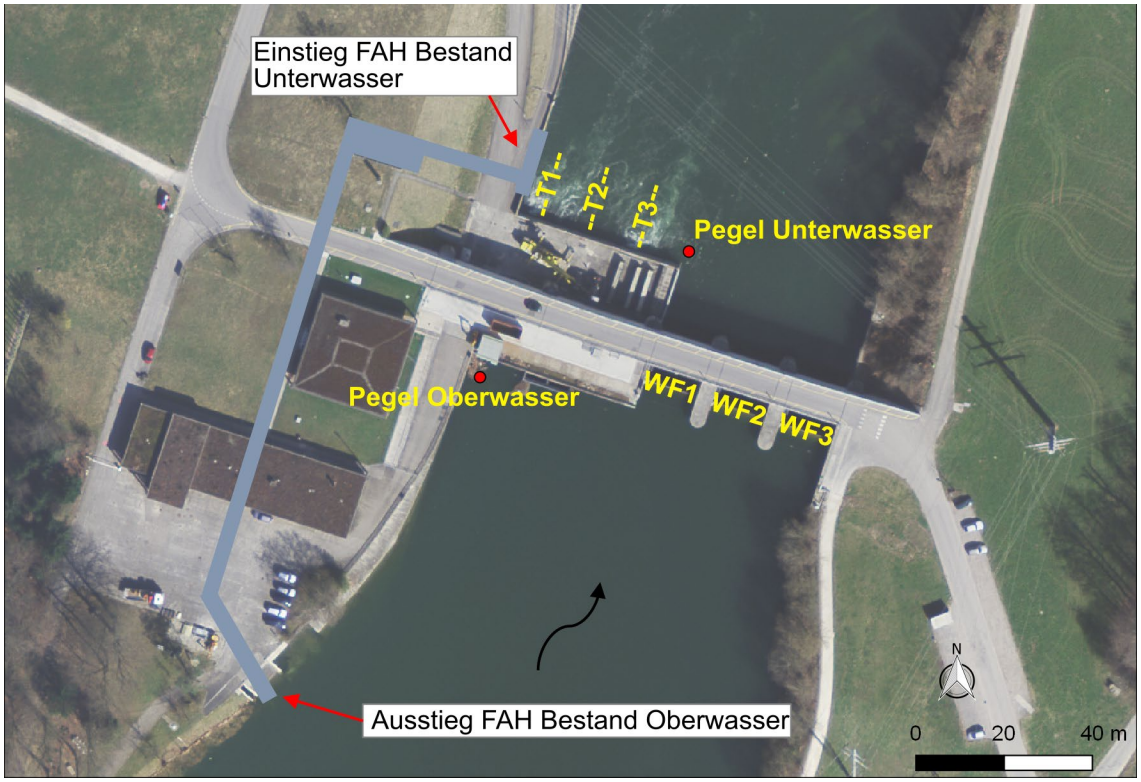


Abb. 1: Situation mit KW Bannwil, Zentrale orographisch links mit den Turbinen T1 – T3, Wehranlage mit den Wehrfeldern WF1 – WF 3 orographisch rechts. Fliessrichtung von unten links nach oben rechts. (Hintergrundbild: © 2019 swisstopo, JD 100041).

Bezüglich möglicher Lösungen zum Fischabstieg finden an der VAW numerische 3D Modellierungen im Rahmen einer Pilotstudie statt. Der Schwerpunkt dieser Untersuchungen liegt auf den hydraulischen Bedingungen an möglichen Standorten für Fischleitrechen im Oberwasser der Anlage vor den Turbineneinläufen. Im Rahmen des Bauprojekts zum Fischaufstieg soll ausserdem die bestehende FAH optimiert und erweitert werden, um den veränderten Anforderungen des Gewässerschutzgesetzes gerecht zu werden. Geplant ist ein zusätzlicher Einstieg zur FAH stromabwärts der bestehenden Einstiegsöffnungen. Ausserdem soll die

Lockströmung beim bestehenden Einstieg durch die Installation einer Venturipumpe verstärkt werden.

1.2 Vorgehensweise

Für die numerischen 3D Simulationen zur Pilotstudie Fischabstieg wird die Software *FLOW-3D*[1] verwendet. Diese wurde von der VAW bereits erfolgreich u.a. im Rahmen von numerischen Untersuchungen am Kraftwerk Port/Brügg eingesetzt (VAW, 2017). Zur Planung von Massnahmen zum Fischabstieg sind vor allem die Strömungsverhältnisse im Bereich der Turbineneinläufe von Interesse. Die Turbinenlaufräder sowie die Leitapparatur und der Generator werden dabei vereinfacht als innere Randbedingung mit Druckverlust implementiert. Das Modell wird anhand von Messdaten zu Abfluss und Wasserspiegellagen validiert und die simulierten Fliessgeschwindigkeiten mit ADCP Messungen verglichen.

Das Strömungsfeld unterhalb der Turbinenauslässe ist stark durch den Drall der Kaplan-Rohrturbinen beeinflusst. Aus diesem Grund wird für die Untersuchungen zum Fischaufstieg die Software OpenFOAM[2] verwendet, die es ermöglicht, den Drall der Turbinenabströmung durch eine spezifische Geschwindigkeitsrandbedingung abzubilden. Dieser Ansatz wurde bereits bei ähnlichen Untersuchungen u.a. von der deutschen Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) erfolgreich verwendet (Gisen *et al*., 2016). Im Gegensatz zum *FLOW-3D* Modell wird beim OpenFOAM Modell nur der Unterwasser-Bereich der Anlage abgebildet.

2 Numerisches 3D Modell

2.1 Modellaufbau

Der modellierte Flussabschnitt umfasst eine Länge von ca. 500 m oberhalb bis etwa 250 m unterhalb der Anlage (Abb. 2). Neben den amtlichen Querprofilen werden zusätzliche ADCP Querprofilen verwendet, um ein Höhenmodell des Flussschlauchs mit Hilfe von GIS und AutoCAD Software zu triangulieren. Pläne der Bauausführung werden verwendet, um die Bauwerkskomponenten Maschinenhaus, Wehranlage (Pfeiler, Schwelle, Schützen und Tosbecken) und die Ufermauern zu konstruieren (Abb. 3).

[1] FLOW-3D: Kommerzielle CFD-Software entwickelt von Flow Science, Inc (Santa Fe, New Mexico, USA) https://www.flow3d.com/

[2] OpenFOAM: Open Source CFD-Software entwickelt von OpenCFD Ltd / OpenFOAM Foundation. https://www.openfoam.com/

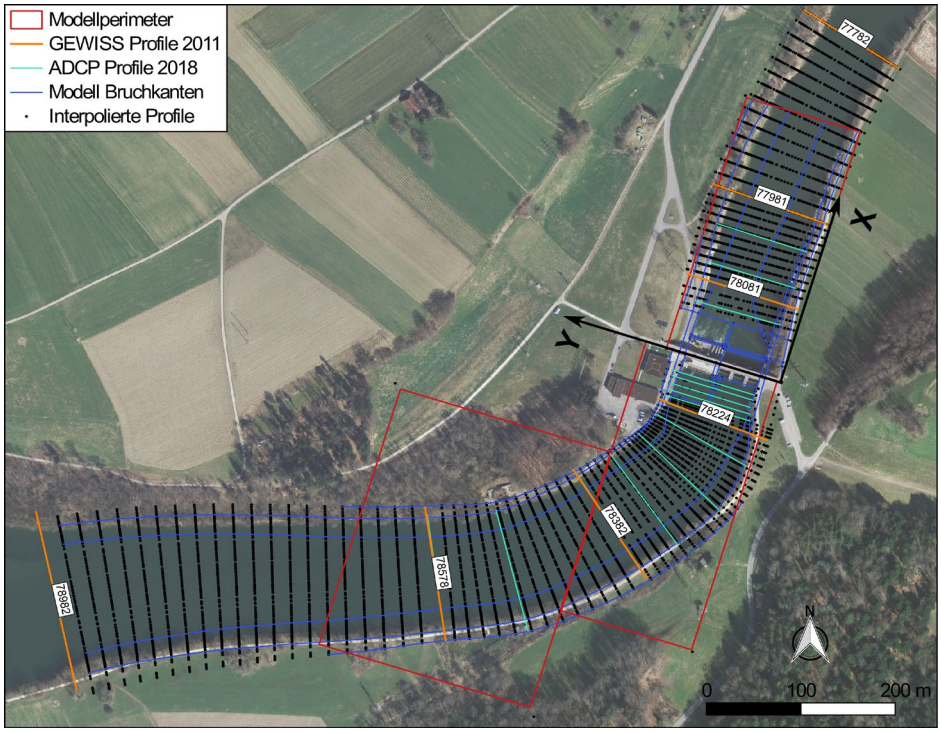


Abb. 2: Modellperimeter und topographische Daten zur Erstellung der 3D Bathymetrie der Aare oberhalb und unterhalb des KW Bannwil. Hintergrundbild: © 2019 swisstopo (JD 100041)

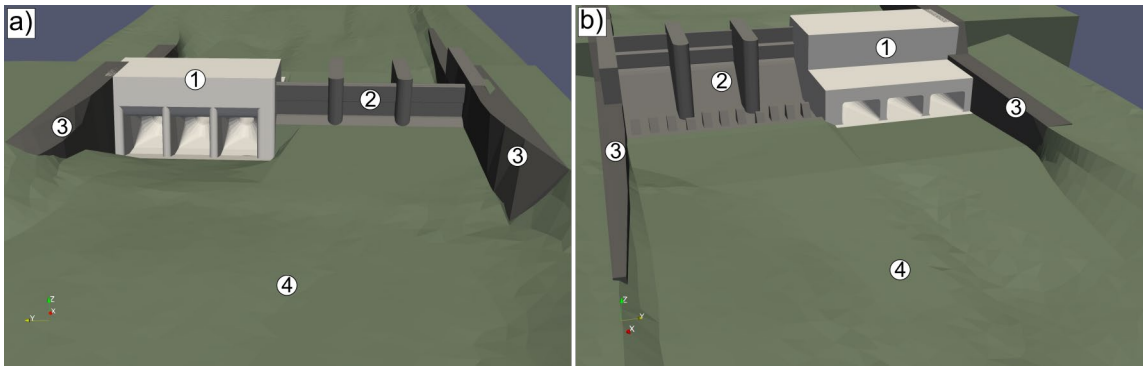


Abb. 3: Anlagen Komponenten im 3D Modell, Ansicht von a) Oberstrom und b) Unterstrom ① Maschinenhaus mit Turbinen T1-T3, ② Wehranlage mit Wehrfeldern WF1-WF3, ③ rechte und linke Ufermauer, ④ Bathymetrie der Aare.

2.2 Modellvalidierung

Die simulierten Fliessgeschwindigkeiten werden im verschiedenen Querprofilen im Ober- und Unterwasser mit den Resultaten von ADCP Messungen verglichen. Die Geschwindigkeitsprofile wurden mit einem ferngesteuerten Messboot (ADCP Sonde Teledyne marine RiverPro) erhoben. Pro Querprofil wurden bis zu 8 einzelne Transekte aufgenommen und gemittelt, woraus sich ein sehr stationäres Geschwindigkeitsprofil ergibt. In Abb. 4 ist beispielhaft ein Vergleich zwischen

dem 3D Modell und den Messungen dargestellt. Generell können gute Übereinstimmungen mit den ADCP Messungen erreicht werden. Die wesentlichen Strömungsmuster, die auch vor Ort zu beobachten sind, werden im Modell plausibel wiedergegeben

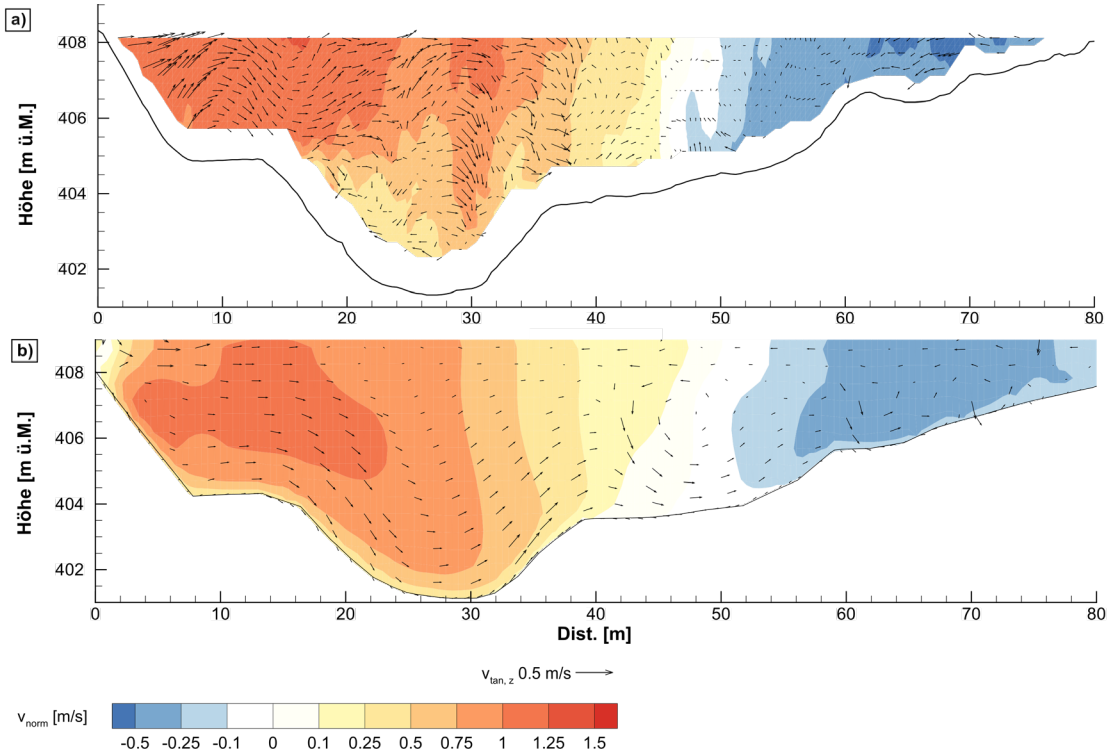


Abb. 4: Geschwindigkeitsfeld im Querprofil CS 6, 70 m unterstrom der Turbinenauslässe (Normalgeschwindigkeit als Kontur). a) ADCP Messungen (8 Transekte gemittelt), b) Resultat des numerischen 3D Modells, Blick in Fliessrichtung

3 Exemplarische Simulationsresultate

3.1 Fischabstieg Oberwasser

Ein Fischleitrechen (FLR) mit vertikal ausgerichteten Stäben soll bei KW Bannwil verhindern, dass flussabwärts wandernde Fische in die Turbinen geraten, indem sie entlang der Rechenebene zu einem Bypass und anschliessend ins Unterwasser geleitet werden. Der FLR wird dazu in einem bestimmten horizontalen Winkel $\alpha \leq 45$ ° zur Hauptfliessrichtung positioniert, um ein vorteilhaftes Verhältnis zwischen den tangentialen v_t und normalen v_n Geschwindigkeitskomponenten zu erreichen. Ist der Quotient v_t / v_n > 1, ist von einer guten Leitwirkung des Rechens auszugehen. Ausserdem sollten die Normalgeschwindigkeiten in der Rechenebene die Dauerschwimmgeschwindigkeit der Leitfischart nicht überschreiten, sodass Fische nicht gegen den Rechen gedrückt werden. Zur Planung des FLR bei KW Bannwil werden im Oberwasser verschieden Schnitte an möglichen Leit-

rechenpositionen extrahiert und dort die hydraulischen Bedingungen ausgewertet, ohne die tatsächliche geometrische Struktur der Rechen im Detail aufzulösen (Feigenwinter *et al.*, 2019). Als Nullvariante wird ein Schnitt mit einem Winkel $\alpha \approx 45°$ betrachtet. Wie in Abb. 5 ersichtlich, ergibt sich bei einem Kraftwerk in Blockbauweise bei geschlossenem Wehr eine deutliche Schräganströmung der Turbinen, was zu hohen Normalgeschwindigkeiten in der potentiellen Rechenebene und somit zu einem ungünstigen Verhältnis der Geschwindigkeitskomponenten führt (Abb. 6).

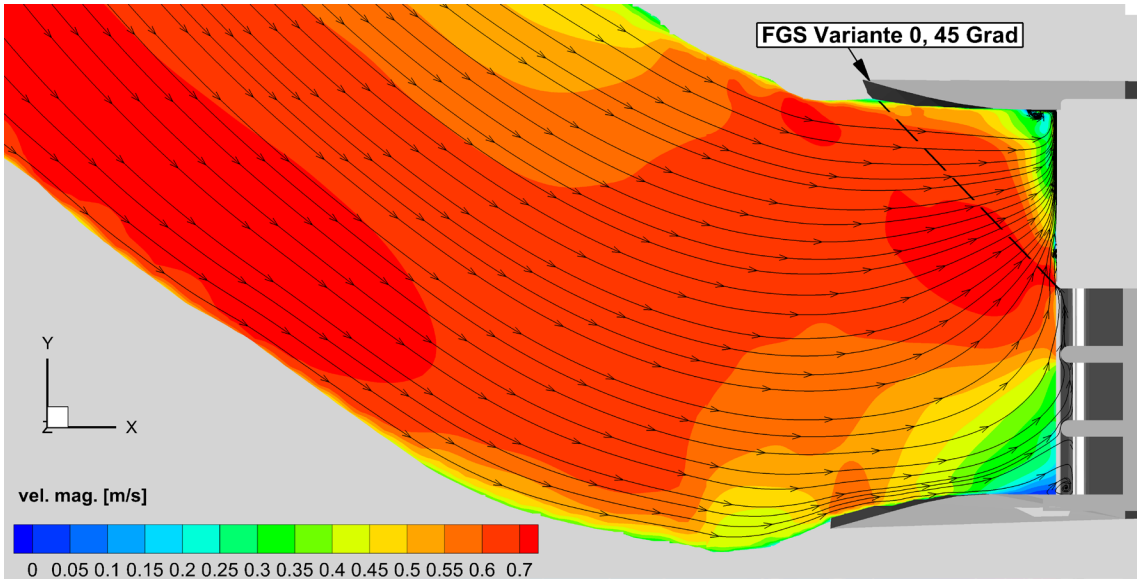


Abb. 5: Fliessgeschwindigkeiten (Betrag als Kontur) und Stromlinien im Oberwasser des Kraftwerks Bannwil etwa 1 m unterhalb der Wasseroberfläche bei einem Turbinenabfluss von 402 m³/s (Wehrfelder geschlossen).

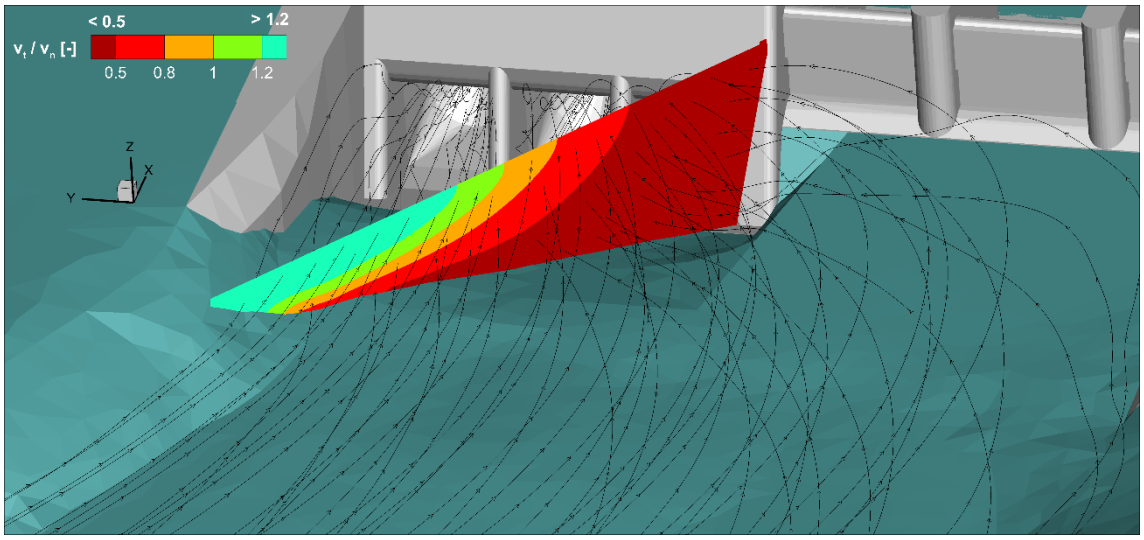


Abb. 6: Verhältnis der tangentialen (v_t) zur normalen (v_n) Geschwindigkeitskomponente im Schnitt einer Fischleitrechenposition mit 45 ºzur Strömung bei einem Turbinenabfluss von 402 m³/s (Wehrfelder geschlossen)

3.2 Fischaufstieg Unterwasser

Im Unterwasser der Anlage werden zur Beurteilung der Fliessgeschwindigkeiten beim bestehenden und beim neu geplanten Einstieg ebenfalls verschiedene Schnitte extrahiert (Abb. 7). Flussaufwärts wandernde Fische sind auf dem Weg zum bestehenden Einstieg der FAH entlang der Ufermauer mit Fliessgeschwindigkeiten von 1.75 – 2.5 m/s konfrontiert. Ab etwa x = 60 m sind entlang des linken Ufers Zonen mit geringeren Geschwindigkeiten von 0.25 bis etwa 1 m/s zu erkennen. Die Geschwindigkeiten verringern sich infolge des Übergangs von der senkrechten Ufermauer auf eine geneigte Uferböschung. Der geplante neue Einstieg zur FAH liegt innerhalb dieser Zone, wodurch sich dieser für schwimmschwächere Arten eignet.

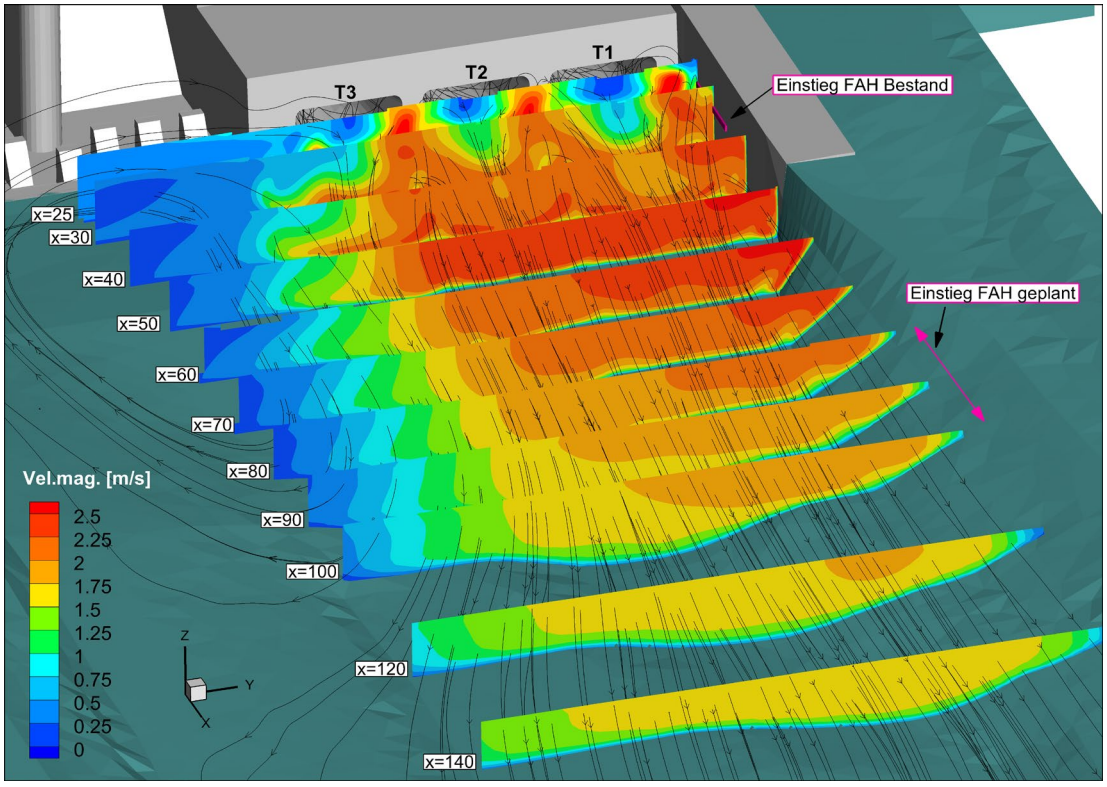


Abb. 7: Vertikalschnitte der Fliessgeschwindigkeiten (Betrag als Kontur) im Unterwasser des KW Bannwil bei einem Turbinenabfluss von 402 m³/s (Wehrfelder geschlossen)

4 Zusammenfassung

Im Rahmen der laufenden Pilotstudie zum Fischabstieg werden die hydraulischen Bedingungen im Oberwasser des KW Bannwil im Schnitten potentieller Leitrechenstandorte über ein weites Abflussspektrum von Q_{30} bis Q_{330} untersucht, für das die Funktionsfähigkeit der Massnahmen gewährleistet werden muss. Es zeigt sich, dass die blockweise Kraftwerksanordnung zu einer ungünstigen Anströmung eines Leitrechens in der Nullvariante führt. Das numerische Modell wird

weiterverwendet, um alternative Rechenpositionen mit günstigeren hydraulischen Bedingungen zu finden. Ein Vorteil der numerischen Modellierung ist dabei, dass relativ einfach neue Varianten und/oder zusätzliche bauliche Komponenten implementiert werden können und das Modell somit auch für die Optimierung verwendet werden kann. Im Unterwasser der Anlage konnte die Turbinenabströmung mit einem vereinfachten Ansatz erfolgreich abgebildet werden. Das Modell konnte dadurch zur Optimierung des bestehenden Einstiegs zur FAH und zur Positionierung des neu geplanten Einstiegs verwendet werden. In einer weiterführenden Untersuchung wird das Modell um zusätzliche Komponenten erweitert. So plant der Betreiber beispielsweise die Auffindbarkeit des bestehenden Einstiegs durch einen Sohlanschluss mittels Rampe zu verbessern. Der Einfluss dieser zusätzlichen baulichen Struktur wird ebenfalls im numerischen 3D Modell untersucht.

Danksagung

Die VAW bedankt sich bei der BKW Energie AG für den Auftrag zur 3D Simulationen zur Fischdurchgängigkeit am Flusskraftwerk Bannwil. Die Aufträge im Rahmen des Pilotprojekts zum Fischabstieg sowie des Ausbauprojekts zum Fischaufstieg bilden die Grundlage für diesen Beitrag.

Referenzen

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

Gisen, D.C., Weichert, R.B., Nestler, J.M. (2016). Optimizing attraction flow for upstream fish passage at a hydropower dam employing 3D Detached-Eddy Simulation. Ecol Eng 2017, 100, 344-353, doi:10.1016/j.ecoleng.2016.10.065

VAW (2017), Numerische Modelluntersuchungen des Regulierwehrs Port und des Kraftwerks Brügg, VAW-Bericht Nr. 4360, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich. (nicht publiziert)

Adressen der Autoren

Stephan Kammerer (korrespondierender Autor)
Dr. David Florian Vetsch

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

CH-8093 Zürich, Hönggerbergring 26

kammerer@vaw.baug.ethz.ch

Dr. Carl Robert Kriewitz

Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft, Kanton Zürich (ehemals BKW Energie AG, Bern)

Untersuchung der ökomorphologischen Wirksamkeit von Sedimentzugaben unterhalb von Talsperren

Assessment of the eco-morphological effectiveness of sediment augmentation downstream of dams

Christian Mörtl, Giovanni De Cesare

Kurzfassung

Durch die Regulierung des Abflusses und den Rückhalt von Sedimenten in Speicherseen ist die natürliche Gewässerdynamik in Restwasserstrecken unterhalb von Talsperren gestört. Eine dynamische Gewässermorphologie sowie naturnahe hydrologische Ganglinien sind jedoch Grundvoraussetzung für die Entstehung und den Erhalt eines intakten Ökosystem der Fließgewässer. Regelmäßige Sedimentzugaben und die Erzeugung künstlicher Hochwasser können dazu eingesetzt werden das Habitatmosaik des Flusses zu erweitern und damit den betroffenen Gewässerabschnitt langfristig ökologisch aufzuwerten.

Im Projekt wird die ökomorphologische Wirksamkeit von künstlichen Sedimentzugaben untersucht. Vorgängerstudien liefern bereits Optimierungshinweise über die Art und geometrische Anordnung von Sedimentzugaben sowie deren Auswirkungen auf die Verbesserung des Gewässers nach dem *Hydraulisch-Morphologischen Vielfältigkeitsindex* (HMID).

Im Wasserbaulabor der EPFL ist eine Versuchsreihe im Modellgerinne geplant, die neuen Erkenntnisse über den Einfluss (i) der Abflussganglinie des mobilisierenden Hochwasserereignisses, (ii) bestehender morphologischer Bettstrukturen im Unterwasser und (iii) der physikalischen Eigenschaften künstlich zugegebener Sedimente auf deren Transport und Ablagerungsprozesse erbringen soll. Die Wirksamkeit der untersuchten Konfigurationen wird, abhängig von der definierten Zielsetzung, anhand wesentlicher hydromorphologischer Parameter im Model ermittelt. Die Abschätzung der ökologischen Wirksamkeit der entstanden morphologischen Strukturen stützt sich auf Beobachtungen aus umfassenden Feldstudien an der Restwasserstrecke der *Saane* unterhalb des Staudamms von *Rossens,* sowie Informationen aus der Literatur.

Das Projekt ist Teil des interdisziplinären Forschungsprogramms *Wasserbau & Ökologie* des Bundesamts für Umwelt (BAFU).

Abstract

The regulation of discharge and the retention of sediments in reservoirs disturb the natural water dynamics in residual flow stretches below reservoirs. However, a dynamic river morphology as well as near-natural hydrological hydrographs are fundamental prerequisites for the emergence and conservation of an intact river ecosystem. Regular sediment augmentation and the generation of artificial floods can be used to enrich the habitat mosaic of the river and thus ecologically enhance the affected reaches in the long term.

The project investigates the ecomorphological effectiveness of artificial sediment augmentation. Previous studies have already provided optimization potential for the type and geometric arrangement of sediment augmentation measures as well as information on their effects on the ecological improvement of the river according to the *Hydro-Morphological Index of Diversity* (HMID).

In the laboratory of hydraulic construction at the EPFL, a new series of flume experiments is planned, which aims to provide more detailed information about the influence of (i) the discharge hydrograph of the mobilizing flow event, (ii) existing morphological bed structures in the tailwater and (iii) the physical properties of artificially added sediments on their transport and deposition processes. Depending on the defined objective, the effectiveness of the investigated configurations will be assessed by using essential hydro-morphological parameters in the model. The estimation of the ecological effectiveness of the resulting morphological structures is based on observations from comprehensive field studies at the residual flow reach of the *Saane* river below the *Rossens* dam, as well as on information from the literature.

The project is part of the interdisciplinary research program *Hydraulic Engineering & Ecology* of the Federal Office for the Environment (FOEN).

1 Zielsetzung

Der Einsatz von Sedimentzugaben kann nach der Vollzugshilfe des BAFU zur *Renaturierung der Gewässer* als strukturelle Revitalisierungsmaßnahme oder als gezielte Geschiebesanierungsmaßnahme im Rahmen der Sanierung der Wasserkraft unterschieden werden. Um den Erfolg der Maßnahme später adäquat bewerten zu können, sollte mit dieser Unterscheidung zunächst auch die primäre Zielsetzung im Vorab definiert werden.

Die konkrete Planung der Sedimentzugabe für eine angestrebte ökomorphologische Entwicklung ist abhängig von komplexen, physikalischen Prozessen sowie den standortspezifischen Rahmenbedingungen. Abb. 1 zeigt den Einfluss der relevanten Kontrollparameter, unter Verwendung der Faktoren von Kantoush *et al.* (2010), in unterschiedlichem zeitlichen Maßstab.

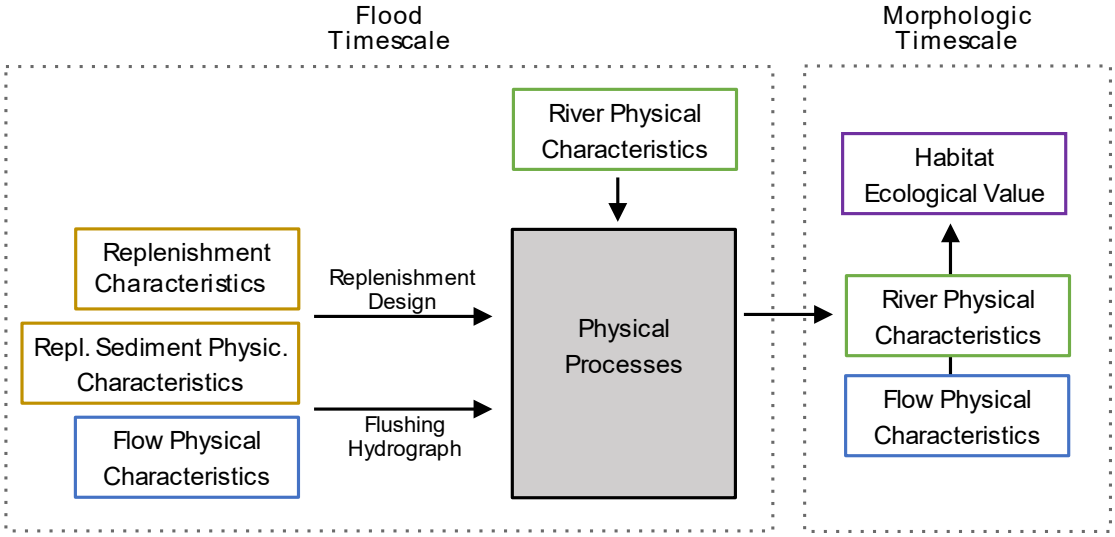


Abb. 1: Schemaskizze zur Anwendung von künstlichen Sedimentzugaben zur Erhöhung der ökologischen Wertigkeit

Ziel dieser Arbeit ist es, typische Arten der Sedimentzugabe gegenüberzustellen, relevante Einflussgrößen zu beschreiben, die wissenschaftliche Grundlage der Transport und Ablagerungsprozesse zu erweitern, ökologische Folgewirkungen abzuschätzen und daraus konkrete Planungsempfehlungen für Renaturierungsmaßnahmen in der Praxis abzuleiten.

Ein besonderer Fokus liegt auf der Untersuchung der Entstehung typischer morphologischer Strukturen in verschiedenen Bettformen. Zudem soll der Einfluss von Ganglinie und physikalischen Eigenschaften der zugegebenen Sedimente auf Erosion-, Transport- und Ablagerungsprozesse vertieft erforscht werden. Die Beständigkeit der resultierenden Sohlformen wird jeweils untersucht. Eine erweiterte Versuchsreihe zu konsekutiven Sedimentzugaben ist geplant, um die Möglichkeit zur Vergrößerung des Wirkungsbereichs zu testen. Zuletzt sollen noch Empfehlungen abgeleitet werden, welche Nachweismethoden am besten die ökomorphologische Wirksamkeit von verschiedenen Arten der Sedimentzugabe beschreiben.

2 Vorgehen

Die Untersuchung der wissenschaftlichen Fragestellungen erfolgt über Labor- und Feldversuche.

Am Labor für Wasserbau an der EPFL soll im Frühjahr 2021 in einem morphologischen Kanal ein Modellversuch gestartet werden. Dabei sollen Erkenntnisse der Vorgängerexperimente von Battisacco (2016) und Friedl (2017) etabliert und ausgearbeitet werden.

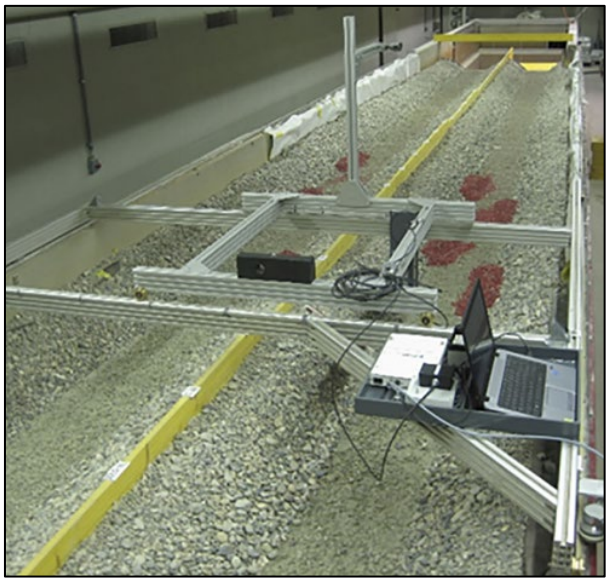


Abb. 2: Ansicht von Battisaccos (2016) Modellversuch zu Sedimentzugaben*;* versetzte Anhäufungen künstlicher Sedimentschüttungen; *abgeändert von* Battisacco *et al.* (2016)

Der neu geplante Kanal ist geradlinig, mit fixiertem Sohl- und Bankmaterial und soll mit seinen knapp 35 Meter Länge einen stark verlängerten Wirkungsbereich abbilden können. Der Kanal wird im geometrischen Maßstab von 1:10 mit reduzierter Querschnittsbreite gebaut und soll mit wechselndem Sohlgefälle einen Abschnitt der Restwasserstrecke der Saane, mit einer typischen Sequenz an morphologischen Bettformen *Rinne – Furt – Schnelle – Kolk*, repräsentieren. Die passende Korngrößenverteilung der Sohle und Bänke im Modell wurde durch hochauflösende 3D-Scans verschiedener Probemischungen und der Berechnung des jeweiligen äquivalenten Sandrauhigkeitswert ermittelt. Die Sedimentzugabe soll je nach Art der simulierten Maßnahme in Form von Schüttungen (siehe Abb. 2), als kontinuierliche Zugabe oder durch direktes Einbauen im Kanal erfolgen. Die Abflussganglinie soll dabei bei einer Versuchsdauer zwischen 3 bis 9 Stunden systematisch variiert werden.

Der Feldversuch von Stähly *et al.* (2019) an der Saane (siehe Abb. 3) soll zum einen als erster Referenzabschnitt für die, im Modellversuch untersuchten Flussmorphologien dienen. Zum anderen sollen die Untersuchungen zu den Wanderbewegungen der markierten Steine aus den Sedimentschüttungen von 2016 in einer Langzeitstudie fortgeführt werden. Die Fortführung der Feldstudie bietet auch die Möglichkeit zur Langzeitvalidierung der ökologischen Wertigkeit anhand einer großen Datengrundlage an morphologischen und ökologischen Indikatoren, welche direkt vor und nach dem Hochwasserereignis erhoben wurden (Döring *et al.*, 2018).

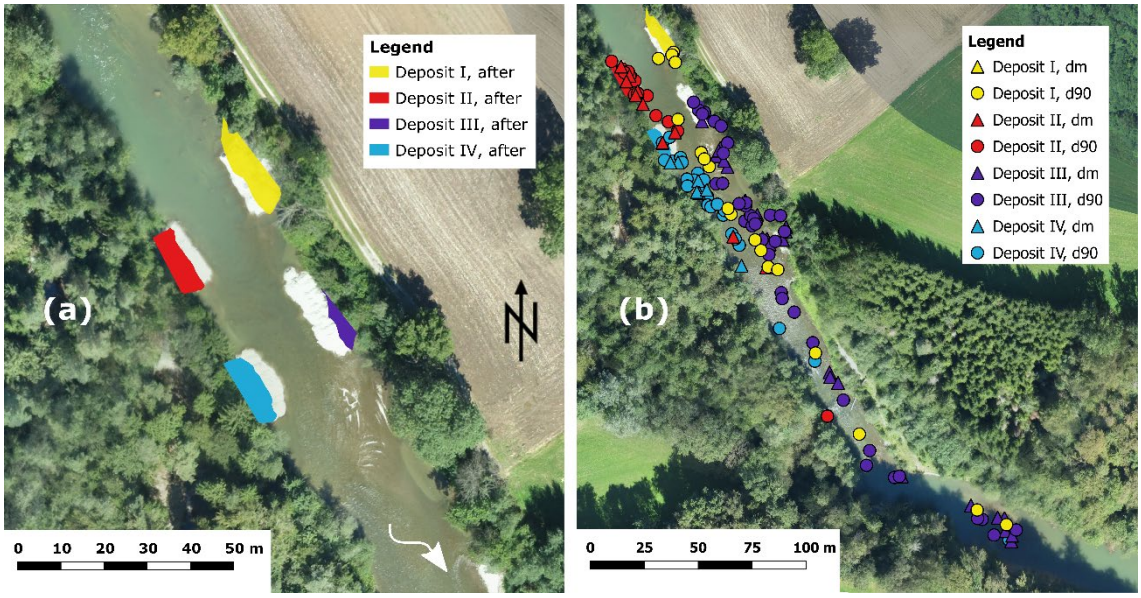


Abb. 3: Luftbildaufnahme des Untersuchungsgebiets an der Saane; (a) Freiliegende, trockene Oberfläche von vier künstlichen Sedimentschüttungen (markierte Flächen) vor dem künstlichen Hochwasserereignis 2016; (b) mit RFID-PIT-Tags versehene Steine, die nach dem Hochwasserereignis kartiert wurden; Stähly *et al.* (2019); Luftbildaufnahme © Forschungseinheit Ökohydrologie, ZHAW

3 Ergebnisse

Erste Ergebnisse im Rahmen des Projekts wurden in drei Bereichen erzielt.

1. Bestandsaufnahme der Sedimentproblematik innerhalb und unterhalb von Stauseen in der Schweiz

Im Rahmen einer Vorstudie (Mörtl *et al.,* 2020) wurden verschiedene Stauseetypen klassifiziert und potenzielle, sedimentbezogene Probleme für den Stauraum und den unterhalb liegenden Flussabschnitt beschrieben. Die Schlussfolgerungen basieren auf Daten aus der Literatur, einer Umfrage unter 69 Schweizer Wasserkraftbetreibern und einem umfangreichen Geodatensatz zur Ökomorphologie Schweizer Flüsse. Es konnte gezeigt werden, dass bei einer großen Anzahl von künstlichen Schweizer Stauseen (i) sedimentbezogene Probleme im Stausee sowie im Unterwasserabschnitt bestehen, (ii) die saisonale Betriebsart, die Häufigkeit der Stauraumspülungen, der Talweg und die planimetrische Morphologie des Staubeckens das Ausmaß der Sedimentproblematik beeinflussen und (iii) dass dort, wo innerhalb des Stausee in der Gegenwart sedimentbezogene Probleme auftreten, in naher Zukunft sedimentbezogene Probleme am Unterwasserabschnitt erwartet werden können, wenn keine geeigneten Gegenmaßnahmen getroffen werden.

2. Optimierung des Versuchsaufbaus

Um den Einflussgrad verschiedener Parameter zu untersuchen, wird in vielen physikalisch-hydraulischen Modellversuchen das Prinzip der reihenweisen Änderung von Faktoren (*one-factor-at-a-time*) angewandt. Um Dauer und Kosten zu

reduzieren und die Effizienz des Versuchsaufbaus zu erhöhen, wurde ein schrittweises Verfahren zur Analyse und Optimierung erarbeitet. Anhand eines Referenzexperiments zur künstlichen Geschiebeanreicherung (Battisacco, 2016) wurde gezeigt, dass durch die Auswahl geeigneter Testkonfigurationen mittels *D-optimiertem Design-Algorithmus* eine Effizienzsteigerung von bis zu 40% des Versuchsaufwands erreicht werden kann. Die Ergebnisse wurden verwendet, um die Steigerung der Effizienz von physikalisch-hydraulischen Modellversuche zu diskutieren. Erkenntnisse aus der Studie bilden außerdem eine wichtige theoretische Grundlage für die Planung des neuen Modellversuchs. Neben einer weiteren Vorstudie zur hydraulischen Rauigkeit des Sohlen- und Bankmaterials wurde ein mehrstufiger Skalierungsprozess der geometrischen sowie hydraulischen Einflussgrößen entwickelt um eine möglichst hohe Vergleichbarkeit zwischen Model und Prototyp zu erreichen.

3. Repräsentative Feldstudien zu Beurteilung der ökomorphologischen Wirksamkeit einer Sedimentzugabe

Zwischen Juni und Dezember 2020 wurden an der Restwasserstrecke der Saane mehrere Feldstudien mit unterschiedlichen Untersuchungsschwerpunkten zur ökomorphologischen Wirksamkeit von Sedimentzugaben durchgeführt. Zum einen wurde durch die Anwendung der *Wirkungskontrolle Revitalisierung* (WiKo) des BAFU der mittelfristige Einfluss auf die lokale (200m) Habitatvielfallt abgeschätzt. Erste Ergebnisse lassen schlussfolgern, dass die untersuchte Sedimentzugabe von 2016 an der Sanne die Strukturvielfalt auch nach vier Jahren erhöht. Sie wirkt jedoch ohne regelmäßigen Einsatz mittelfristig nicht vorbeugend gegen Kolmation. Das WiKo-Indikatorset 1 *Habitatvielfalt* hat sich für die Wirkungskontrolle insgesamt als gut geeignet erwiesen. Des Weiteren wurden Versuche zur Förderung von Laichhabitaten durch indirekte Sedimentzugabe (siehe Abb. 4) und Mobilisierung mittels künstlichen Hochwassers (22.10.2020) durchgeführt. Die Lokalisierung der gefärbten Kieselsteine (d_m = 21mm) nach der Flut mittels digitaler, DGPS-basierten Echtzeitkartierung im Feld, hat sich in einer ersten Voruntersuchung als effektiv erwiesen. Die vollständige Kartierung erfolgt im Frühjahr 2021, nach Widerherstellung des sommerlichen Restwasserabflusses von 3.5m³/s. Danach soll auch eine 2. Wirkungskontrolle nach der WiKo, sowie das Langzeit-Monitoring der 2016 zugegeben, mit markierten RFID-Tags markierten Steinen (d_m = 57mm), fortgeführt werden (Stähly *et al.*, 2019).



Abb. 4: Versuch zur künstlichen Sedimentzugabe zur Förderung von Laichhabitaten an der Restwasserstrecke der Saane, 2020. Gefärbter Kies mit Eigenschaften von Laichsubstrat der dominanten Fischarten (d = 16-32mm, alluvial, Feinanteil < 20%)

4 Zusammenfassung

Die *Untersuchung der ökomorphologischen Wirksamkeit von Geschiebezugaben unterhalb von Talsperren* ist ein Teilprojekt (TP 5) des Projekts *Lebensraum Gewässer - Sedimentdynamik und Vernetzung* des BAFU Forschungs-programms *Wasserbau & Ökologie*. Das Teilprojekt 5 wird im Rahmen einer Doktorarbeit am Labor für Wasserbau der EPFL bearbeitet (2019 - 2023). Schwerpunkt der Untersuchungen sind der Einfluss einer variierenden Abflussganglinie und konsekutiver Sedimentzugaben auf typische Formen ökomorphologischer Entwicklungen der Flusslandschaft unterhalb von Talsperren. Zur Erforschung der physikalischen Prozesse werden ein hydraulischer Modellversuch und mehrere Feldversuche an Referenzabschnitten durchgeführt (Bsp. Saane). Erste Ergebnisse umfassen eine nationale Bestandsaufnahme der Sedimentproblematik an Stauseen, die Optimierung und Planung eines physikalisch-hydraulischen Modellversuches sowie feldbasierte Wirkungskontrollen zum mittelfristigen, ökomorphologischen Einfluss einer Sedimentzugabe (1000m³) in einer Restwasserstrecke.

Danksagung

Wir danken allen Beteiligten des Forschungsprogramms Wasserbau & Ökologie des BAFU für deren Unterstützung. Besonderer Dank gilt außerdem dem Kanton Freiburg und dem Talsperrenbetreiber *Groupe E* für die ausgezeichnete Kooperation an der Saane. Wir bedanken uns auch für die Zusammenarbeit und den Datenaustausch mit der Forschungseinheit *Ökohydrologie*, der ZHAW. Weiterer Dank gilt Robin Schroff (EPFL) für sein Mitwirken an den Feldstudien, Christine Weber (eawag) für die fachliche Betreuung, sowie zahlreichen Kollegen der Plattform für Wasserbau (PL-LCH) der EPFL für deren technische Unterstützung, sowie der Unterstützung im Feld.

Referenzen

Battisacco, E. (2016). Replenishment of sediment downstream of dams: erosion and transport processes, EPFL.

Battisacco, E., Franca, M.J. und Schleiss, A.J. (2016). Sediment replenishment: Influence of the geometrical configuration on the morphological evolution of channel-bed, Water Resour. Res. 52, 8879-94.

Döring, M. et al. (2018) «Künstliches Hochwasser an der Saane – Eine Massnahme zum nachhaltigen Auenmanagement, Wasser Energ. Luft 2, 119-27.

Friedl, F. (2017). Laboratory Experiments on Sediment Replenishment in Gravel-bed Rivers, ETH Zürich.

Kantoush, S.A., Sumi, T., Kubota, A. und Suzuki, T. (2010). Impacts of Sediment Replenishment Below Dams on Flow and Bed Morphology of River, First International Conference on Coastal Zone Management of River Deltas and Low Land Coastlines 285, 285-303.

Mörtl, C., S. L. Vorlet, Pedro A. Manso, and G. De Cesare. (2020). The Sediment Challenge of Swiss River Corridors Interrupted by Man-Made Reservoirs, Riverflow 2020, eds. Wim Uijttewaal et al. London, 1764–73.

Stähly, S., Franca, M.J., Robinson, C.T. und Schleiss, A.J. (2019). Sediment replenishment combined with an artificial flood improves river habitats downstream of a dam, Sci. Rep. 9, 1-7.

Adressen der Autoren

Christian Mörtl (korrespondierender Autor)
Dr. Giovanni de Cesare

Plateforme de Constructions Hydrauliques (PL-LCH), École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)

CH-1015 Lausanne

christian.moertl@epfl.ch

Konzeptstudie Kraftwerk Kubel: Sanierung von Wasserfassungen sowie Massnahmen zur Reduktion der Auswirkungen von Schwall- und Sunkereignissen

Concept study of the Kubel hydroelectric power plant: Renovation of the water intakes and measures for the reduction of negative consequences on the surge and sunk circumstances

Reto Zuglian, Remo Baumann

Kurzfassung

Das Kraftwerk Kubel turbiniert zu Spitzenzeiten im Gübsensee gespeichertes Wasser und generiert so, nach der Einleitung des Wassers vom Unterwasserkanal in der Sitter Schwall- und Sunkereignisse. Der Gübsensee hat praktisch kein natürliches Einzugsgebiet. Das Betriebswasser wird an der Urnäsch und Sitter gefasst und durch zwei Freispiegelstollen mit 4.6 und 6.5 km Länge zum Gübsensee geführt.

2019 wurde eine Konzeptstudie beim BAFU (Bundesamt für Umwelt) eingereicht, welche sich mit der Gesamtsanierung der Sitter bzw. Urnäsch an dem Abschnitt ab den Wasserfassungen bis nach der Einleitung des Unterwassers befasst. Der vorliegende Artikel stellt einerseits die untersuchten Varianten für die Sanierung der Wasserfassungen als auch 6 Varianten für die Reduktion der negativen Auswirkungen des Kraftwerksbetriebs auf die Schwall- Sunkverhältnisse in der Sitter dar.

Abstract

The Kubel hydro power plant generates at peak times the stored water from the Lake Gübsen and generates upsurge and downsurge events in the river Sitter through the discharge of water from the underwater canal. The Lake Gübsen has practically no natural catchment area. The operating water is collected by the rivers Urnäsch and Sitter and led to the Lake Gübsen through two free flow tunnels (4.6 and 6.5 km).

This article analyzes five options for the restructuring of the water intakes as well as six options for the reduction of negative consequences of the power plant operation on the Sitter’s upsurge and downsurge events.

1 Allgemeine Informationen

Im Jahre 1898 wurde an der Urnäsch das Wehr Hundwilertobel gebaut. Die Fassung für 4.7 m³/s besteht aus einem festen Wehr, welches die Urnäsch aufstaut, einer seitlichen Wasserentnahme und einem kleinen Grundablass, der den Bereich direkt vor dem seitlichen Einlauf zu spülen erlaubt. Das gefasste Wasser wird durch einen Freispiegelstollen in den Gübsensee geführt, hier gespeichert und bei Bedarf im Kraftwerk Kubel turbiniert. Im Jahre 1906 wurde auch die technisch analoge Sitterfassung, das Wehr List fertiggestellt. Seither wird auch hier Wasser seitlich dem Gewässer entnommen und in den Gübsensee geleitet, wo es für die Stromproduktion zur Verfügung gestellt wird.

Die Urnäsch mündet wenige hundert Meter vor dem Kraftwerk Kubel in die Sitter. Das im Kraftwerk Kubel turbinierte Wasser (maximal 18 m³/s) wird über einem Unterwasserkanal wieder in die Sitter eingeleitet. Der Gübsensee ist ein Tagesspeicher und wird hauptsächlich für das Produzieren von Spitzenenergie genutzt. Dies führt nach der Einmündung des Unterwasserkanals in die Sitter zu vielen Schwall- und Sunkereignissen.

2 Anforderung an die Sanierung der Wasserfassungen

Als Varianten für die Sanierung der beiden Wasserfassungen werden nur Lösungen weiter untersucht, welche folgenden Anforderungen erfüllen:

- Geschiebedurchgang: freier Geschiebetrieb muss möglich sein (ab 12.6 m³/s)
- Fisch-Aufstieg: unbeschränkter Fischaufstieg ermöglichen (bisher nicht möglich)
- Fisch-Abstieg: unbeschränkter Fischabstieg (bisher nur über festes Wehr bei HQ-Ereignis möglich)

Dotierwasserabgabe: Abgabe von Dotierwasser, was über die Anforderung GSchG (Gewässerschutzgesetz) Art. 80 (Schweiz) hinausgeht.

Jede der beschriebenen Anforderungen kann auf verschiedene Arten erfüllt werden. Dadurch entsteht ein ganzer Fächer von Lösungsansätzen aus dem sich fünf Varianten herauskristallisierten.

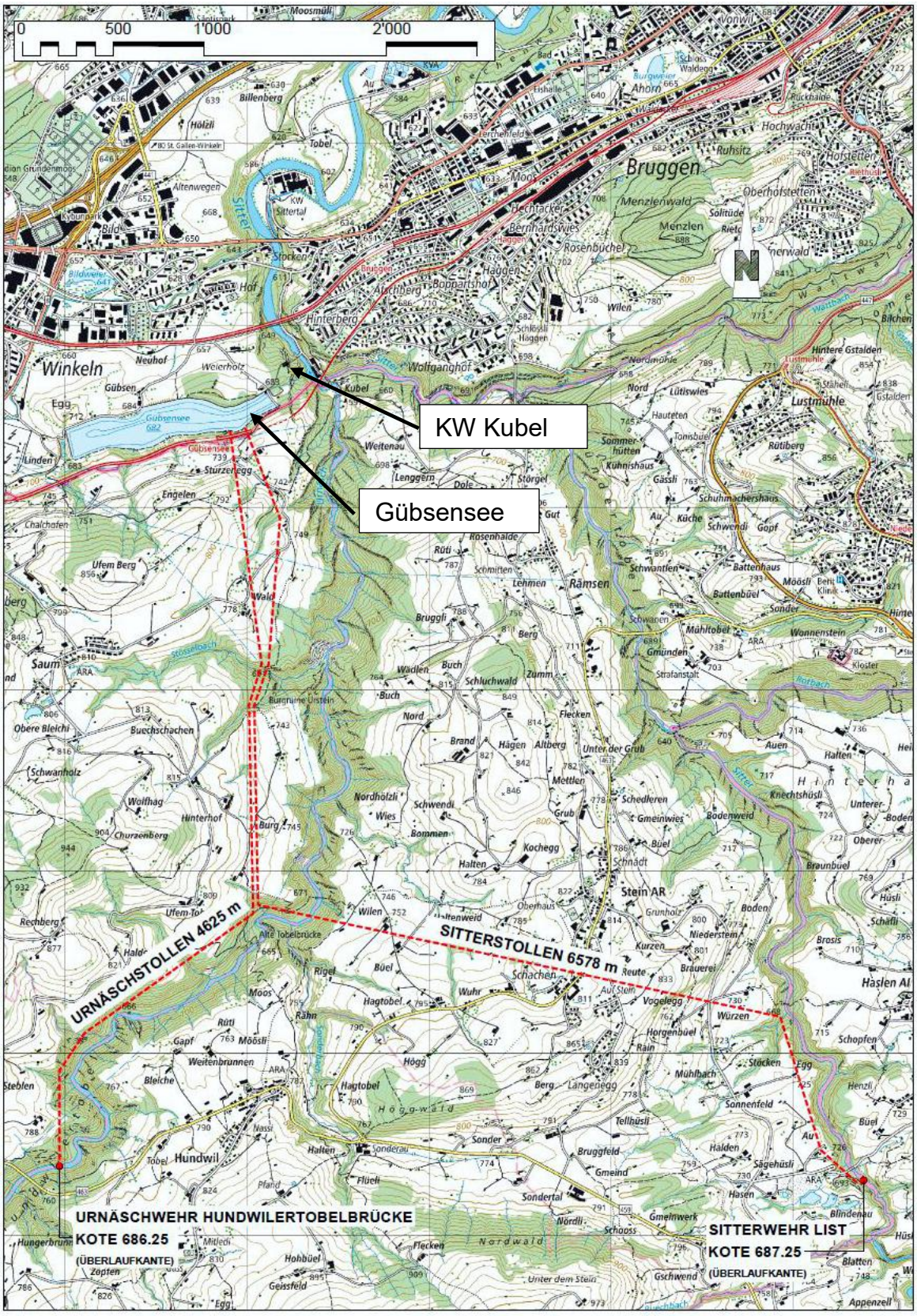


Abbildung 1: Übersicht KW Kubel

3 Definition der Varianten

3.1 Variante 1: Festes Wehr

An den Wehranlagen selber erfolgen keine baulichen Massnahmen. Das Einlaufschütz wird automatisiert, damit sie vom Betriebszentrum aus geschlossen werden kann. Der bestehende Feinrechen wird durch einen speziellen Leitrechen ersetzt. Der Fischabstieg erfolgt über einen Bypass. Parallel zum Ufer zwischen dem Wehr und dem Grundablass wird ein Beckenpass gebaut. Die vom Kanton festgelegte Dotierwassermenge (147 l/s) wird über diesen Beckenpass abgegeben. Damit der Fischabstieg über den Bypass funktioniert, wird die Dotierwassermenge bei beiden Wehren um je 30 l/s erhöht.

3.2 Variante 2: Klappe

Die festen Wehre werden je durch eine Klappe, ein Schlauchwehr oder eine Segmentschütze ersetzt. Bei hoher Wasserführung >12.6 m³/s und einsetzendem Geschiebetrieb wird das Becken gespült und das Geschiebe direkt weitergeleitet. Der Fischaufstieg erfolgt auch hier mit einem Beckenpass und der Fischabstieg über den Bypass, was ebenfalls eine Erhöhung der Wasserabgabe um 30 l/s nach sich zieht. Das Dotierwasser wird über die Fischtreppe abgegeben.

3.3 Variante 3: Coandarechen

Die festen Wehre werden je in eine Coandafassung umgebaut. Der Geschiebetrieb erfolgt ungehindert über die Coandarechen (Grobrechen, Verschluss der Rechenelemente). Der Fischabstieg erfolgt über einen Bypass, der mit 30 l/s dotiert wird. Der Fischaufstieg erfolgt wiederum durch einen Beckenpass, über den 147 l/s dotiert werden. Gesamt werden pro Fassungsstelle 177 l/s Wasser abgegeben.

3.4 Variante 4: Coandarechen mit Dotierturbine

Auch Variante 4 sieht einen Umbau der festen Wehre je in eine Coandafassung vor. Der Geschiebetrieb kann somit ungehindert über die Coandarechen erfolgen. Der Fischabstieg erfolgt über den Bypass (30 l/s) und je nach Wasserführung über den Coandarechen, dabei wird darauf geachtet, dass das Tosbecken unterhalb des Rechens eine genügende Tiefe aufweist. Der Fischaufstieg erfolgt wiederum durch einen Beckenpass über den konstant 147 l/s dotiert werden. Während 7 Monate im Jahr (Fischwanderung, Laichzeit) wird die Dotierwasserabgabe um 599 l/s auf 776 l/s erhöht. Die Abgabe der zusätzlichen Wassermenge erfolgt über eine Durchström-Turbine.

3.5 Variante 5: Coanda und doppelläufige Schneckenturbine

➔ deutliche Erhöhung Wasserabgabe

Die Wehre werden wie in Variante 3 und 4 in eine Coandafassung umgebaut, was den freien Geschiebetrieb ohne betriebliche Massnahmen ermöglicht. Der Fischabstieg erfolgt über den Coandarechen und eventuell auch über die Schneckenturbine. Der Fischaufstieg erfolgt durch die innere Spirale der doppelläufigen Schneckenturbine. Der Betreiber wird in dieser Variante die Dotierwasserabgabe gegenüber der kantonalen Verfügung von 147 l/s bei jeder Fassungsstelle während 7 Monaten im Jahr auf 776 l/s erhöhen. Die Turbine ist das ganze Jahr in Betrieb und turbiniert zwischen 147 l/s und 776 l/s. Diese Anlage ist ein Prototyp in der Sitter und es muss sich erst noch zeigen, ob die hier heimischen Fische den Aufstieg auch effektiv nutzen.

4 Vorschlag Variantenwahl

Die ökologischen Anforderungen werden bei allen Varianten erfüllt. Während und nach Hochwasser geht bei den Varianten 1 und 2 durch die vorgesehenen Spülungen viel Wasser verloren, was sich negativ auf die Wirtschaftlichkeit auswirkt. Offensichtlich am unproduktivsten sind allerdings die Lösungen gemäss Variante 4 und 5, welche eine höhere Wasserabgabe an den Sperrenstellen vorsehen. Im Kraftwerk Kubel wird mit einem Kubikmeter 30-mal mehr Energie produziert, als wenn dieselbe Menge an der Fassungsstelle turbiniert wird. Variante 3 erfüllt die gestellten Anforderungen und weist die geringsten Produktionsverluste auf. Aus diesem Grunde wird vorgeschlagen, die Variante 3 zu realisieren.

5 Anforderung an eine Schwall-Sunksanierung

Ziel ist eine optimale Variation der Flächenbenetzung über die Zeit. Dies mathematisch-geometrisch einfach zu beschreiben, damit mögliche Varianten gefunden werden können, ist eine komplexe Herausforderung. Über die Steig- bzw. Sunkgeschwindigkeit der effektiven Abflusshöhe im Fliessgewässer ist der Ansatz, einen Wert für das Verhältnis der Abflussänderung zu finden, welcher der Anfangsbedingung in etwa entsprechen soll. Für den Start der Studie wurden folgende Werten festgelegt:

- Schwall: Zunahme des Abflusses im Verhältnis 1:3 innerhalb einer Stunde
- Sunk: Abnahme des Abflusses im Verhältnis von 2:1 innerhalb einer Stunde

6 Ausgangslage

Im Jahr 2013 fanden zwischen dem Unterwasserkanal des KW Kubel und dem KW Sittertal 213 Schwallereignisse, welche der vorherigen Definition entsprechen, statt. Dabei fanden nur gerade 17 Ereignisse aufgrund natürlicher Umstände statt. Im selben Jahr wurden auf dem betrachteten Abschnitt 417 gemäss

obiger Definition relevanter Sunkereignissen gezählt, lediglich 4 davon waren nicht auf den Kraftwerksbetrieb zurückzuführen.

7 Definition Varianten für die Schwall- Sunk-Sanierung

7.1 Allgemein

Verzichtet man auf den Speicherbetrieb und verarbeitet die Zuläufe direkt, so ist die Schwall- Sunk-Problematik praktisch gelöst. Im Variantenstudium werden in einem ersten Schritt allerdings Lösungen gesucht, welche ohne betriebliche Einschränkungen zu Verbesserungen der Schwall- und Sunkverhältnisse in der Sitter führen. Sollte es sich zeigen, dass nur durch eine Kombination von betrieblichen und baulichen Massnahmen zu einer optimalen Lösung führen, so werden auch solche Ansätze weiterverfolgt.

7.2 Variante 1: Reservoirstollen (> 7km lang und ca. 65‘000 m³ Speichervolumen)

Das im KW Kubel turbinierte Wasser wird direkt in ein Stollensystem abgegeben, in welchem das Wasser gespeichert und reguliert über ein Regulierkraftwerk am Ende des Stollensystems in die Sitter abgegeben werden kann. Aufgrund der Topografie mit sehr geringem Gefälle der Sitter im Bereich des KW Kubel entsteht ein langes und komplexes Stollensystem. Die Wasserrückgabe in die Sitter erfolgt aufgrund der geringen Höhendifferenz direkt nach dem Wehr des KW Sittertal.

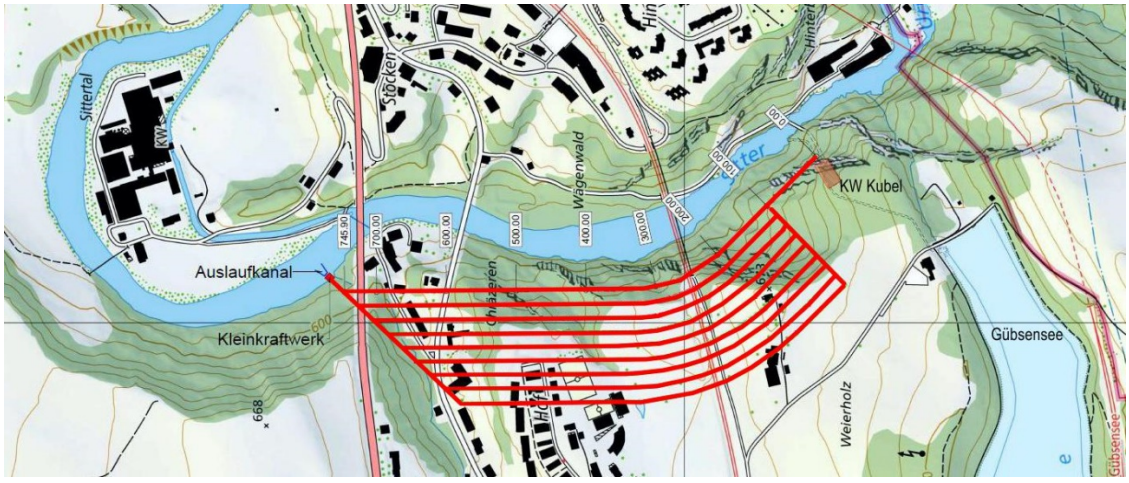


Abbildung 2: Ausgleichsbecken in Form eines Stollenspeichers

7.3 Variante 2: reduzierter Reservoirstollen (3,5 km lang, 30‘000 m³)

Das im KW Kubel turbinierte Wasser wird analog zu Variante 1 in ein Stollenspeicher-System abgegeben, in welchem das Wasser gespeichert und reguliert über

ein Regulierkraftwerk am Ende des Stollensystems in die Sitter abgegeben werden kann. Die Variante wird lediglich für die Abdeckung von 87% der Schwall- bzw. Sunkereignisse dimensioniert. Allenfalls müssen über betriebliche Massnahmen die restlichen Ereignisse beherrscht werden.

Das Stollensystem kann gegenüber der Variante 1 etwas verkleinert, aufgrund der fehlenden Höhe (keine Kaverne zum Speicher möglich) aber nicht effizient erstellt werden. In der vorgängigen Abbildung beschränkt sich das Stollensystem bei Variante 2 auf das rot eingezeichnete.

7.4 Variante 3: Speicher im Fliessgewässer (15‘000 m³)

Der Bereich zwischen der Mündung des Unterwasserkanals des KW Kubel und dem Wehr der Anlage KW Sittertal wird eingestaut und als offenes Ausgleichsbecken genutzt. Da das Ausgleichsbecken nicht von der Sitter abgekoppelt ist, sondern von dieser durchflossen wird, ist das Ausgleichsbecken somit zugleich Bestandteil der Restwasser- und auch der Schwall- und Sunkstrecke. Aufgrund einer bewohnten Siedlung nahe des festen Wehres kann dieses Bauwerk nur beschränkt erhöht werden, was sich direkt auf das mögliche Stauvolumen auswirkt. Die Variante sieht eine Fischtreppe im Bereich des Wehres vor, welches Fischen erlaubt, die neu aufgestaute Höhe zu überwinden. Da der See stark bewirtschaftet wird, sind mechanische Lösungen wie der Bau eines Fischliftes im Vordergrund. Die regulierte Abgabe bzw. Weitergabe des Wassers aus dem Ausgleichsbecken erfolgt über ein zu erstellendes Kleinkraftwerk.

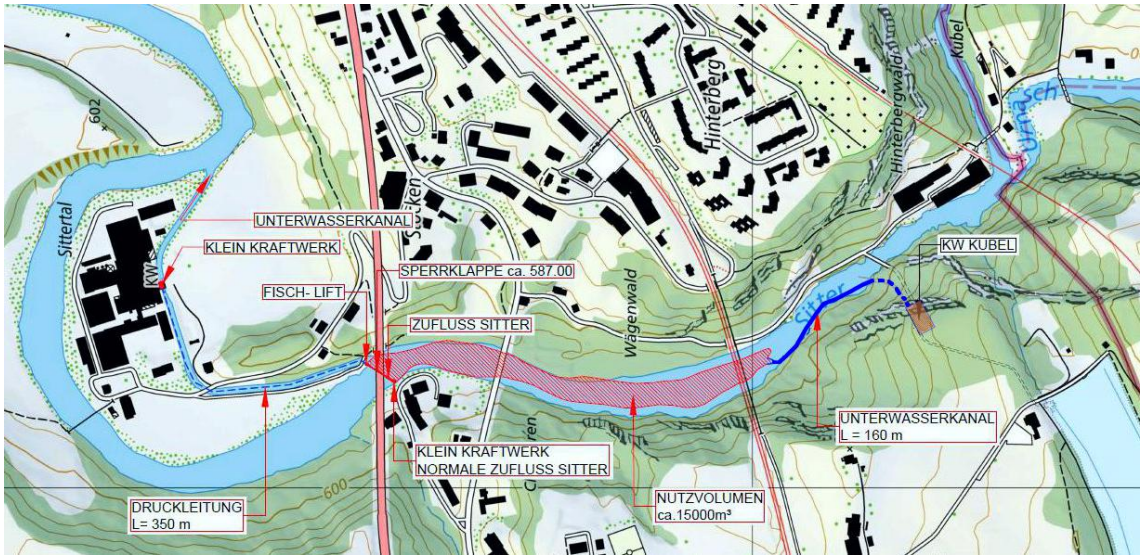


Abbildung 3: Ausgleichsbecken im Fliessgewässer

7.5 Variante 4: Ausgleichsbecken im Freien nahe dem KW Sittertal (ca. 68‘000 m³)

Das im KW Kubel turbinierte Wasser wird durch einen Freispiegelstollen in ein offenes Ausgleichsbecken transportiert. Das Becken befindet sich nahe dem KW Sittertal in einer Flussschlaufe und hat ein Nutzvolumen von 68‘000 m³. Das Becken ist mit einem rund 5 m hohen Damm umgeben. Das Wasser wird im Becken zwischengespeichert und über ein Regulierkraftwerk der Sitter wieder zugeführt.

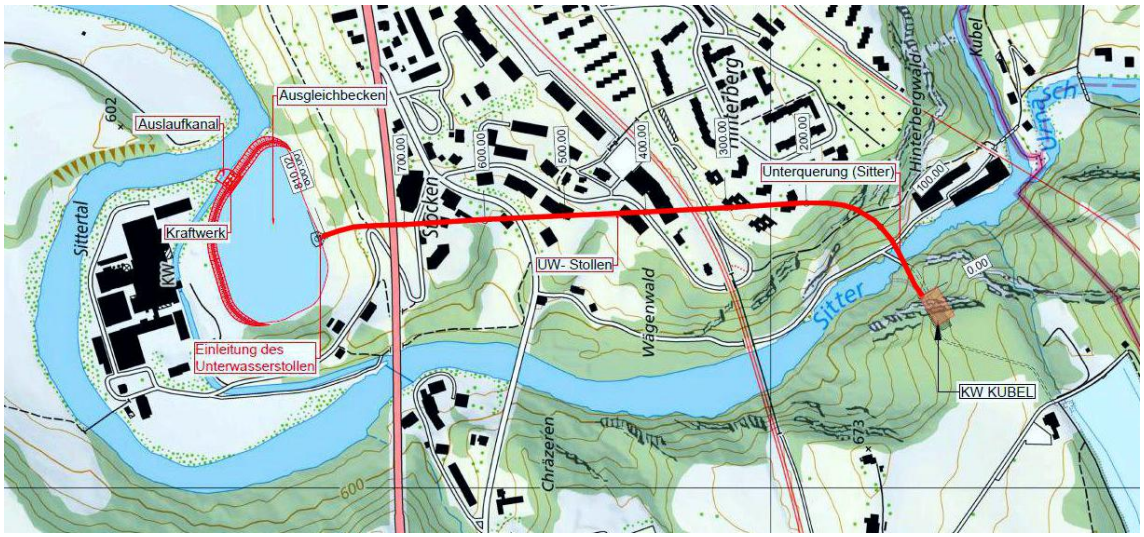


Abbildung 4: Ausgleichsbecken in Flussschlaufe

7.6 Variante 5: Kombination mit bestehendem UW-Kanal und einem Ausgleichsbecken (45‘000 m³)

Damit das Volumen des Ausgleichsbeckens reduziert werden kann, wird ein Drittel des im KW Kubel turbinierten Wassers aus dem bestehenden Unterwasserkanal direkt in die Sitter abgegeben, somit fließt weniger dem Becken zu und das benötigte Volumen reduziert sich auf 45‘000 m³.

7.7 Variante 6: offenes Becken auf dem Openairgelände

Die Variante 6 unterscheidet sich gegenüber Variante 5 einzig durch die Wahl des Standortes. Das Becken soll bei der Variante 6 direkt auf der zu den Varianten 4 und 5 gegenüberliegenden Wiese erstellt werden. Dieses Gelände wird jährlich für das international bekannte Openair St.Gallen genutzt und muss schon sehr überzeugende technische und ökologische Argumente bieten, damit dieser Standort weiterverfolgt wird.

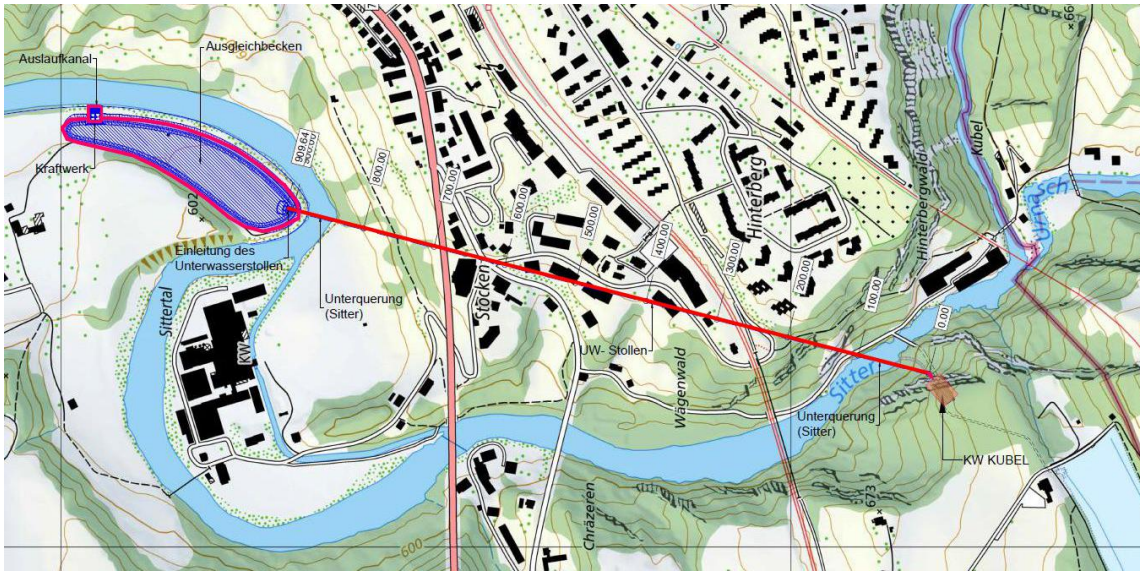


Abbildung 5: Ausgleichsbecken am Ufer

8 Vorschlag Variantenwahl

Die baulichen Massnahmen werden bei Variante 5 am geringsten ausfallen. Mit dem darin vorgesehenen Beckenvolumen und mit geringen betrieblichen Einschränkungen gelingt es, die Anforderung an die Flächenbenetzung, welche einleitend nicht näher beschrieben werden konnte, zu erfüllen. Deshalb steht Variante 5 klar im Vordergrund und wird für die Realisierung vorgeschlagen.

9 Zusammenfassung

Im Vorfeld der Konzeptstudie über die Sanierung der Wasserfassungen und die Betrachtung von Lösungen zur Reduzierung der Sunk- und Schwallspitzen hat man sich noch gefragt, ob es sinnvoll ist, die zwei Themen miteinander zu behandeln oder als einzelne Aufgaben zu bearbeiten. Die gefundenen Lösungen zeigen nun ganz klar, dass das Vorgehen richtig gewählt wurde. Die geplanten Massnahmen für die Sanierung der Wasserfassungen beeinflussen direkt die Konzepte einer Schwall-Sunksanierung des KW Kubels.

Adressen der Autoren

Reto Zuglian

St.Gallisch-Appenzellische Kraftwerke AG (SAK)

CH-9001 St.Gallen

Remo Baumann

rebau engineering AG

CH-7742 Poschiavo

remo.baumann@rebauag.ch

Sanierung untere Salzach mit energetischer Nutzung

Lower Salzach river regeneration with energetic usage

Katharina Baumgartner, Markus Aufleger, Mario Dax, Gerd Frik

Kurzfassung

Die Untere Salzach im Tittmoninger Becken befindet sich in einem massiven Eintiefungsprozess. Daher liegt der Fokus in der flussbaulichen Sanierung mit dem Ziel der dynamischen Sohlstabilisierung und der ökologischen Verbesserung von Fluss und Aue gemäß dem Leitbild eines Kiesflusses mit alternierenden Bänken. Die nachhaltige Sohlstabilisierung und die Wiederherstellung eines naturnahen Fließgewässercharakters an der Unteren Salzach wird durch die Variante E1+ «Mehr Fluss» getragen. Wichtige Bestandteile der ökologischen Sanierung sind bedeutende Aufweitungsgewässer, welche eine zeitnahe eigendynamische Entwicklung herbeiführen, Auefließgewässer und Flachuferstrukturen. Ein rampenartiges Bauwerk, welches für die Sohlstabilisierung notwendig ist, wird mit einem gewässerökologisch besonders rücksichtsvollen Kraftwerkskonzept (Fließgewässerkraftwerke - FGKW) umgesetzt, um regenerative Energie zu erzeugen. Neben der Sohlstabilisierung und schadlosen Hochwasserabfuhr sind die ökologischen Aspekte, wie der Erhalt des Fließgewässercharakters und die Durchgängigkeit zu berücksichtigen. Die wichtigsten Elemente des Querbauwerkes des Fließgewässerkraftwerks sind die asymmetrisch aufgelöste Sohlrampe, die überströmte Erzeugungseinheit, die Universalöffnung und ein durchdachtes Fischdurchgängigkeitskonzept. Das Vorhaben kann damit über lange Zeit einen erkennbaren Beitrag zum Klimaschutz bei einem in gleicher Form besonders rücksichtsvollen Umgang mit dem ökologischen Potenzial des Gewässersystem leisten.

Abstract

The lower Salzach in the Tittmoning basin is currently undergoing substantial bed erosion. Therefore, the focus lies in the river engineering redevelopment with the aim of a dynamic bed stabilization and the ecological improvement of river and river meadow. The sustainable riverbed stabilization and the restoration of a natural flowing-water character at the Lower Salzach is supported by the E1+ variant. Elements of the ecological restoration are significant enlarging water bodies, which induce a dynamic development of the river flowing waters, meadow rivers and shallow water structures. A ramp-like structure, which is necessary for the

stabilization of the riverbed, will be designed with a well-adapted ecological hydro-power facility, the run-of-river power plants (FGKW), to generate renewable energy. In addition to the riverbed stabilization and the flood release, ecological aspects such as the preservation of the flowing-water character and the fish continuity have to be considered. Important elements of the run-of-river power plant are the asymmetrically dissolved ramp, the overflowed generation unit, the universal opening and a well-designed fish passage concept. The project provides a significantly contribution to climate protection over a long period.

1 Einleitung

Die Flusskorrekturen des 19. Jahrhunderts in voralpinen Kiesflüssen werden heutzutage teils kritisch betrachtet, da durch die Einengung des Flusslaufes die Transportkapazität verändert wurde. Daraus folgte ein einwachsender Trend hinsichtlich Eintiefungstendenz, den es zu verhindern gilt. Die Untere Salzach im Tittmoninger Becken, eine voralpine frei fließende regulierte Fließgewässerstrecke, befindet sich in einem massiv ausgeprägtem Eintiefungsprozess (WRS, 1995; Hopf *et al.*, 2008). Zugleich weist sie heutzutage im geradlinigen Verlauf kaum eine Strukturvielfalt auf. Im Rahmen der geplanten Maßnahmen liegt der Fokus in der flussbaulichen Sanierung mit dem Ziel der dynamischen Sohlstabilisierung und der ökologischen Verbesserung von Fluss und Aue verbunden mit einer Verbesserung der Grundwasserverhältnisse in der Au. Zur Sohlstabilisierung werden Stützstufen durch niedrige und flach ausgeführte Querbauwerke benötigt (Hengl *et al.*, 2008). Im Zuge dieser Maßnahmen erfolgen Überlegungen mithilfe eines gewässerökologisch besonders rücksichtsvollen Kraftwerkskonzeptes, regenerative Energie zu erzeugen. Das Vorhaben kann damit einen erkennbaren Beitrag zum Klimaschutz leisten. Die weitestgehende Erhaltung des gewässertypischen Fließgewässercharakters und die Gewährleistung der ökologischen Durchgängigkeit in der untersuchten Strecke sind wichtige Zielsetzungen, die beachtet werden müssen (Aufleger und Brinkmeier, 2015).

2 Konzept der Sanierung an der Unteren Salzach

2.1 Sohlstabilisierung und ökologische Sanierungsmaßnahmen

Die nachhaltige Sohlstabilisierung und die Wiederherstellung eines naturnahen Fließgewässers an der Unteren Salzach im Tittmoninger Becken wird durch die Variante E1+ «Mehr Fluss» getragen. Das Projektgebiet erstreckt sich von Fkm 45.0 bis Fkm 35.0. Für eine zielführende und umfassende Sohlstabilisierung wird eine erhebliche Verbreiterung des Flussbettes von derzeit rund 100 m auf bis zu etwa der doppelten Gewässerbreite im Zielzustand angestrebt.

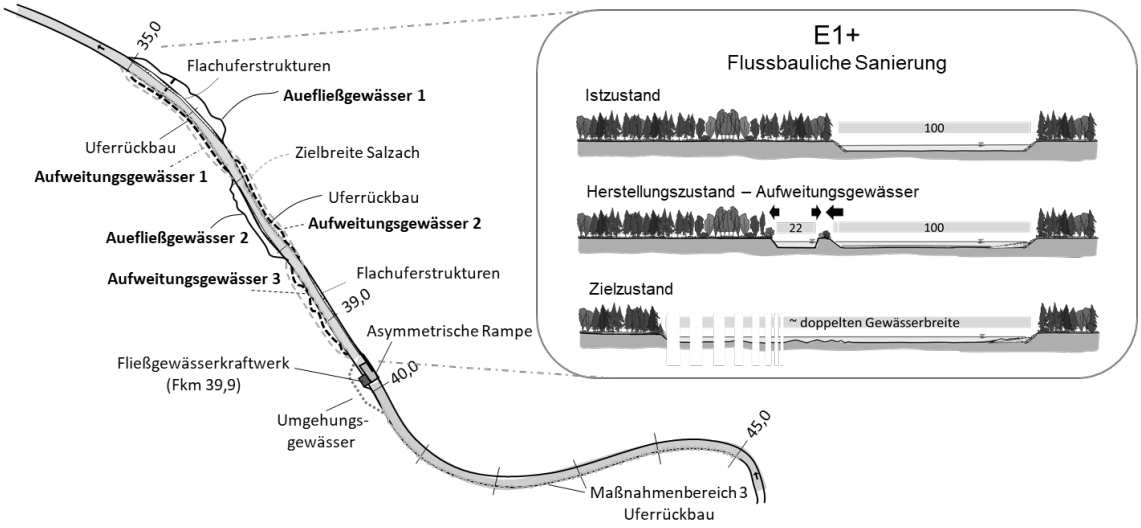


Abb. 1: Konzept der flussbaulichen Sanierung der Variante E1+ «Mehr Fluss» zwischen Fkm 39.9 und Fkm 35.0; links: eine Darstellung der einzelnen Maßnahmen, rechts: Konzeption der einzelnen Maßnahmen in Querprofilansicht

Mit Einbeziehung aller Fachdisziplinen wird die Abgrenzung eines räumlichen Korridors gesetzt, in welchem sich die Salzach entwickeln kann. Die einzelnen gewässerökologischen Maßnahmen werden so konzipiert, dass die großflächigen Initialmaßnahmen zeitnah und ökomorphologisch wirksam sind.

Ein wichtiger Bestandteil der morphologischen und ökologischen Sanierung sind die wechselseitig positionierten Aufweitungsgewässer, welche im Auwald nahe des derzeitigen begradigten Flusslaufes angeordnet werden. In Abb. 1 sind die Aufweitungsgewässer als schwarz strichlierte Linien dargestellt. Rechts in der Querschnittsdarstellung ist im Herstellungszustand das breit angelegte Aufweitungsgewässer zu sehen. Dadurch wird ermöglicht, dass an drei Salzachufern eine zeitnahe eigendynamische Aufweitung stattfinden kann. Zudem bewirken sie eine unmittelbare Steigerung der Habitatverfügbarkeit durch ihre Strukturvielfalt. Innerhalb absehbarer Zeiträume wird es sukzessive zu einer Vereinigung der Aufweitungsgewässer mit dem durch einseitigen Uferrückbau dynamisierten Flussbett der Salzach kommen. Die zum Erreichen der morphologischen und ökologischen Planungsziele zwingend erforderliche massive Verbreiterung kann daher durch die konsequente Anlage der Aufweitungsgewässer innerhalb des Korridors in erheblichem Maße unterstützt werden.

Neben den Aufweitungsgewässern sind Aufließgewässer geplant. Durch sie wird eine direkte Interaktion zwischen Fluss und Aue angeregt. Die Aufließgewässer haben eine mittlere Breite von 10 m und sind durch punktuelle Uferbefestigung in ihrer Eigendynamik beschränkt. Neu angelegte Flussstrukturen, wie strukturreiche Flachuferzonen, entlang der Ufer führen zu einer gesteigerten ökologischen Wertigkeit. Diese sollen sich im Zuge der weiteren morphologischen

Entwicklung durch dynamische Kiesablagerungen und Bankstrukturen dynamisch verändern.

Durch das umfassende morphologische und ökologische Sanierungskonzept wird im Sinne des öffentlichen Interesses gehandelt. Die strukturreiche Ufergestaltung und ein attraktiv gestalteter Zugang zum Fluss und der Aue dienen zudem der Naherholung und der Freizeitgestaltung der Bevölkerung.

2.2 Elemente des Fließgewässerkraftwerkes

Für eine nachhaltige Sohlstabilisierung ist neben der Gewässeraufweitung auch ein rampenartiges Bauwerk erforderlich. Das Konzept des Fließgewässerkraftwerkes (FGKW) sieht ein überströmbares Kraftwerk vor, das in dieses Kombinationsbauwerk integriert wird (Abb.2). Es nützt niedrige Fallhöhen um regenerative Energie zu erzeugen. Ein wesentlicher Punkt ist die Bewahrung des Fließgewässercharakters, welcher durch die Fließgeschwindigkeiten und die Dynamik der Wasserspiegellagen im Oberwasserbereich des Kraftwerkes gekennzeichnet ist. Neben den genannten Aspekten werden an das FGKW vielfältige Anforderungen gestellt, die neben der Sohlstabilisierung und schadlosen Hochwasser- und Geschiebeabfuhr auch die zwingenden ökologischen Aspekte der Durchgängigkeit umfassen (Aufleger und Brinkmeier, 2015).

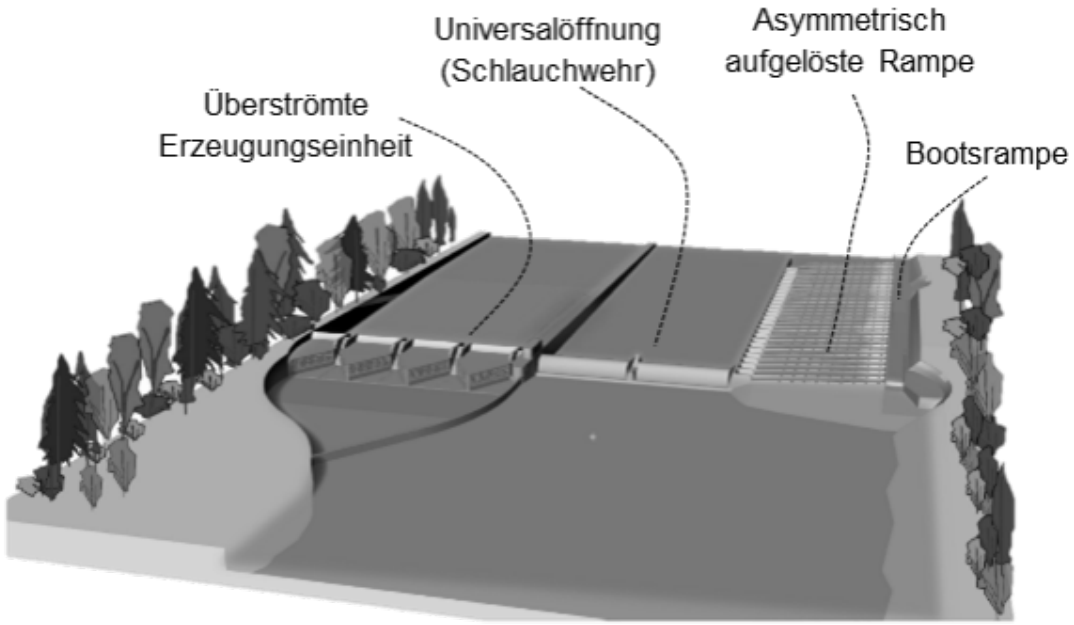


Abb. 2: Anordnung der einzelnen Elemente des Fließgewässerkraftwerkes

Ein wesentliches Element des Konzepts eines Fließgewässerkraftwerkes bildet eine asymmetrisch aufgelöste Rampe, die eine Vielzahl von Anforderungen erfüllt. Neben der gewässerökologischen Funktionsfähigkeit, d.h. der Fischauf- und

Fischabstiegsmöglichkeit, steht die schadfreie Hochwasserabfuhr mit Berücksichtigung des Geschiebetransportes im Vordergrund. In Abb. 2 ist die Sohlrampe am rechten Bildrand dargestellt. Das Konzept der asymmetrisch aufgelösten Rampe besteht aus einer Abfolge von Steinriegeln und dazwischenliegenden Becken. Die Durchwanderbarkeit für alle Fischindividuen in beiden Richtungen (flussauf/flussab) soll durch die flache Querneigung zum rechten Ufer mit ca. 1:16 gewährleistet werden. Dadurch kann sichergestellt werden, dass bei unterschiedlichen Wasserspiegellagen eine für den Fischaufstieg ausreichend geringe Energiedissipation an jeder Stelle im Querprofil auftritt. Für starkschwimmende Individuen wird auf der linken Seite der Rampe eine Tiefenrinne mit einer Kolk-Furt-Abfolge angeordnet. Daneben befinden sich Buhnen, welche in den Buhnenfeldern mit deutlichen Tiefstellen Kehrwasserströmungen verursachen. Diese Einheit wird für eine etappenweise Durchwanderung von schwimmstarken Fischen genutzt.

Die asymmetrische Sohlrampe wird um die überströmte Erzeugungseinheit erweitert. Die ökologischen Rahmenbedingungen (kein klassischer Stau) erlauben die energetische Nutzung der Fallhöhen von etwa 3.0 m bis 3.5 m. Die überströmbare Energieerzeugungseinheit (Abb. 2, links) besteht konzeptionell aus etwa 15 baugleichen einzelnen Kompaktturbinen, welche in vier Blöcke zusammengefasst sind. Die geringe Einbautiefe erleichtert die Geschiebefreihaltung der Turbineneinläufe. Die einzelnen Turbinenblöcke werden jeweils durch ein Auslassbauwerk, welches die Aufgaben von Fischabstieg, Geschwemmselabfuhr und Geschiebeabzug miteinander vereint, getrennt. Der Ausbauabfluss von 200 m³/s kann eine installierte Leistung von ca. 5 – 6 MW bzw. eine Jahreserzeugung von bis zu 33 – 35 GWh/a erzielen. Die geeignete Wasserstand-Abfluss-Beziehung (W-Q-Beziehung) wurde unter Berücksichtigung der Randbedingungen der Sohlstabilität, der Ökologie und des Hochwasserschutzes entwickelt und kann durch den dynamischen Oberwasserstand den Fließgewässercharakter naturnah beibehalten. Eine vorgelagerte angepasste Geschiebeleitschwelle führt das ankommende Geschiebe in Richtung Universalöffnung in Flussmitte ab. Ein geringer Geschiebeanteil wird dennoch in den Nahbereich der Kraftwerkseinläufe gelangen und kann durch die sohlgleich angeordneten Geschiebeabzugskanäle in den Auslassbauwerken ins Unterwasser transportiert werden.

Die Universalöffnung dient der Abfuhr höherer Abflüsse bzw. direkt damit verbunden als bevorzugter Weg für den dabei einsetzenden Geschiebetransport. Die Verschlüsse der Universalöffnung können beispielhaft als zweiteiliges Schlauchwehr ausgeführt werden. Dieser Anlagenteil am FGKW hat eine wichtige Bedeutung für die sohlmorphologische Entwicklung an der Salzach. Durch eine, über längere Zeiträume angepasste Steuerung des Wasserspiegels bei geschiebewirksamen Abflüssen könnte zukünftig durch einen Rückhalt von Geschiebe bzw.

durch einen gezielten Durchtransport Einfluss auf die Sohlentwicklung im Längsschnitt genommen werden. So können ungewünschte morphologische Entwicklungen unterbunden bzw. behoben werden.

Ein weiteres Element stellt die Bootspassierbarkeit dar. Rechts neben der Rampe ist eine abgetrennte Bootsrampe, welche mit einem Verschlussorgan im Oberwasser gesteuert ist, vorgesehen. Dadurch wird die gefahrlose Durchfahrbarkeit der Anlage für sehr unterschiedliche Bootstypen möglich sein.

2.3 Fischaufstieg, Fischschutz, Fischleitwirkung und Fischabstieg

Das bestehende Konzept des Fließgewässerkraftwerkes sieht zur Erreichung der ökologischen Durchgängigkeit drei unterschiedliche Fischaufstiegskorridore vor. Die asymmetrisch aufgelöste Sohlrampe (Kapitel 2.2) bietet eine dauerhafte Fischaufstiegsmöglichkeit. Ein funktionsfähiges Umgehungsgewässer und ein technischer Fischaufstieg befinden sich im unmittelbaren Kraftwerksbereich. Die drei genannten Fischaufstiegsmöglichkeiten sind in Abb. 3 mit schwarz/weiß gestreiften Pfeilen dargestellt.

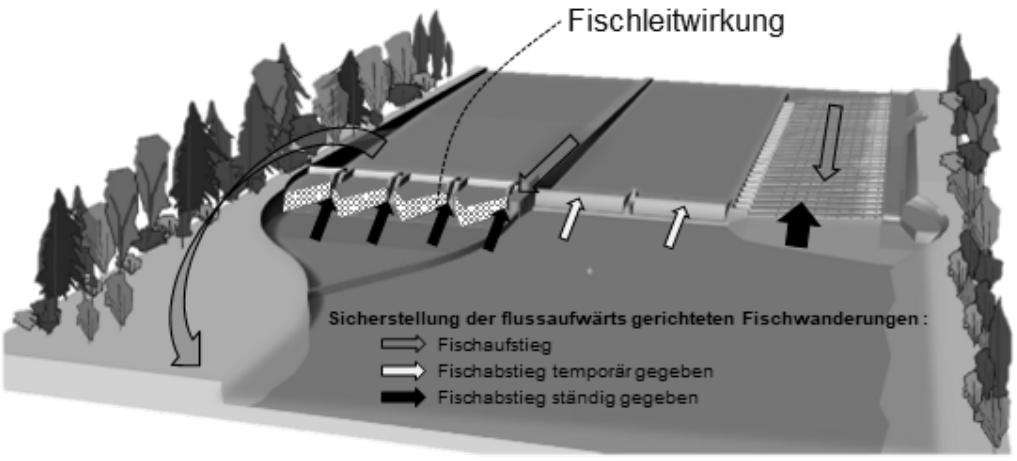


Abb. 3: Mögliche Fischabstieg und –aufstiegsanlagen mit zusätzlichem Fischschutz und Fischleitwirkung zum Fischabstieg

Vorrangiges Ziel im Zuströmbereich zu den Turbinen ist der Fischschutz. Im Planungskonzept wird dies über vertikal stehende, überströmte Horizontalrechen gewährleistet. Diese Rechen werden im Grundriss ´v-förmig´ angeordnet und leiten die Fische schräg zur Anströmrichtung der Turbinen in Richtung der, in den Auslassbauwerken integrierten, Fischabstiegsanlagen hin. Abb. 3 zeigt dieses System im Vorfeld der Turbinenebene. Die Rechenstäbe des Horizontalrechens werden im Sinne eines innovativen hybriden Fischschutzsystems elektrifiziert

ausgeführt (Tutzer *et al.*, 2019). Der Abstand der Rechenstäbe wird etwa 60 mm bis 90 mm betragen. Das hybride Fischschutzsystem basiert auf einer Kombination einer mechanischen Barriere und einem verhaltensbeeinflussenden elektrischen Feld. Bei einer günstigen Ausrichtung des Leitsystems zur Strömung gelingt es, die Fische kontrolliert und zuverlässig zum Einlauf der Fischabstiegsanlage zwischen den Turbinenblöcken zu führen. Neben dieser flussabgerichteten Wanderung steht am rechten Ufer die ökologische Durchgängigkeit durch die asymmetrisch aufgelöste Sohlrampe für alle Individuen zur Verfügung. Bei höheren Abflüssen wird das Verschlussorgan der Universalöffnung geöffnet und dient dann auch der flussabgerichteten Wanderung.

3 Ausblick

Die entwickelte Variante E1+ «Mehr Fluss» für das Tittmoninger Becken an der Unteren Salzach versteht sich als umfassendes gesamtökologisches Konzept der dringend notwendigen flussbaulichen Sanierung der Unteren Salzach. Zielsetzungen der Sohlstabilität, des Hochwasserschutzes, der Gewässerökologie und des Klimaschutzes sollen in nachhaltiger Weise unter Berücksichtigung unterschiedlichster gesellschaftlicher Ansprüche miteinander vereinbart werden. Die Umsetzung des Vorhabens an einem sohlmorphologisch kritischen und ökologisch sensiblen Standort unterstreicht den dringenden Handlungsbedarf, stellt aber alle Beteiligten vor eine sehr große Herausforderung.

Referenzen

WRS (1995). Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach, Bericht zur Phase I: Bestandsanalyse, Stand der Untersuchungen Phase II: Maßnahmenplanungen. ad-hoc-Arbeitsgruppe der Ständigen Gewässerkommission nach dem Regensburger Vertrag, München.

Hengl, M.; Aufleger, M.; Niedermayr, A.; Spannring, M. (2008). Sanierung Untere Salzach - Aufgelöste Sohlrampe als Mehrzweckbauwerk, Internationales Symposium ETH Zürich, 751-761.

Hopf, G.; Staton, K.; Eggertsberger, J.; Ulmer, B. (2008). Sanierung Untere Salzach - ein innovatives Konzept, Internationales Symposium ETH Zürich, 763-774.

Aufleger, M. und Brinkmeier, B. (2015); Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen – Verschiedene Konzepte im kritischen Vergleich, Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft 67, Nr. 7, 281–91.

Brinkmeier, B. (2012). Wasserkraftnutzung an ökologisch sensiblen und erosionsbedingt sanierungsbedürftigen Standorten – Das Konzept des Fließgewässerkraftwerkes. Forum Umwelttechnik und Wasserbau. Vol. 16. Innsbruck University Press.

Tutzer, R.; Brinkmeier, B.; Böttcher, H.; Aufleger, M. (2019). Der Elektro-Seilrechen als integrales Fischschutzkonzept, WasserWirtschaft - Fachzeitschrift für Wasser und Umwelttechnik 109/2-3, 36 - 40.

Adressen der AutorInnen

Dipl.-Ing. Katharina Baumgartner (korrespondierende Autorin)
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Markus Aufleger

Arbeitsbereich Wasserbau, Institut für Infrastruktur, Universität Innsbruck

A-6020 Innsbruck, Technikerstraße 13

katharina.baumgartner@uibk.ac.at

Dipl.-Ing. Mario Dax

VUM Verfahren Umwelt Management GmbH

A-9020 Klagenfurt am Wörthersee, Lakeside B06 b

Mag. Gerd Frik

VERBUND Hydro Power GmbH

A-1150 Wien, Europaplatz 2

Session Naturgefahren

Sessionsleiter
Dr. Jürg Speerli
Ingenieurbüro Speerli GmbH

Einfluss der Fellbach-Wasserfälle auf das Fliessverhalten von Murgängen und auf mögliche Schutzmassnahmen

Influence of the Fellbach cascade on the flow behavior of debris flows and on protection measures

Andrea-Kristin Bachmann, Jürg Speerli, Catherine Berger, Florian Zimmermann, Walter Clausen

Kurzfassung

Mit einer Murgangmodellierung in einem physikalischen Modell im Massstab 1:50 wurde der Einfluss einer Wasserfallkaskade auf die Fliesseigenschaften von Murgängen unterhalb der Wasserfälle untersucht. Verschiedene Schutzbauwerke auf dem Schwemmkegel des Fellbachs im Siedlungsgebiet von Saas-Balen wurden überprüft, hinsichtlich Standort und Geometrie optimiert und die Funktionalität nachgewiesen.

Abstract

The influence of a waterfall cascade on the flow behaviour of debris flows below the cascade was investigated in a physical model with a scale of 1:50. Various protection measures on the fan apex of the Fellbach in the settlement area of Saas-Balen were examined, optimised in terms of location and geometry and their functionality was verified.

1 Einleitung und Situation

Die Dynamik im Einzugsgebiet des Fellbachs (Gemeinde Saas-Balen, Kanton Wallis, Schweiz) ist wegen proglazialen Seen, Permafrost-, Gletscher- und Wildbachprozessen ausserordentlich gross. Schadenbringende Murgänge ereigneten sich zuletzt 1957, 1968 und 1970. Entlang des Fellbachs gibt es mehrere Wasserfälle, und im unteren Teil folgt eine Kaskade dreier Wasserfälle mit Höhen von 55 m, 25 m und 70 m. Unterstrom des untersten Wasserfalls fliesst der Fellbach zuerst in einem natürlichen Gerinne und dann in einer Wildbachschale durch das Dorf Saas-Balen und mündet im Anschluss in die Saaservispa. Das Dorf liegt auf dem Schwemmkegel des Fellbachs, über 20 Gebäude befinden sich im Bereich mit erheblicher Gefährdung, weshalb Schutzmassnahmen notwendig sind und abgeklärt werden.

2 Schutzmassnahmen

In einer Vorstudie wurden Massnahmenvarianten skizziert. Dabei zeigte sich, dass die favorisierten Lösungen im Bereich des Schwemmkegels liegen und die Konzepte Durchleitung, Umleitung und Ausleitung umfassen (Abb. 1).

Für die Projektierung von Schutzbauwerken ist entscheidend zu wissen, ob und wie die Wasserfälle die Abflussspitze, die Fliessgeschwindigkeit und die Abflusstiefe von Murgängen unterstrom der Kaskade beeinflussen. Mit einer physikalischen Murgangmodellierung soll dies geklärt werden. Für die Varianten Durchleitung, Umleitung und Ausleitung soll der Nachweis der Funktionalität erbracht und soweit möglich optimiert werden.

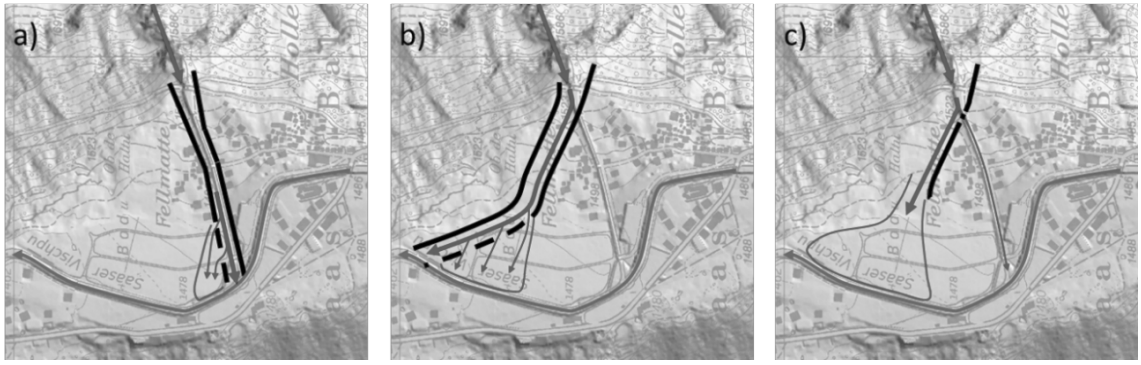


Abb. 1: Mögliche Schutzmassnahmen auf dem Kegelhals des Fellbachs mit a) Durchleitung mit ausgebauter Wildbachschale, b) Umleitung mit neuem Gerinne und c) Ausleitung auf das Ablagerungsgebiet bei Murgangereignissen.

Die Überprüfung und Auslegung der Schutzbauwerke erfolgt für Murgangereignisse mit Wiederkehrperioden von 100 und 300 Jahren.

Tab. 1: Murgang-Szenarien für verschiedene Wiederkehrperioden. V_{Total} bezeichnet das totale Murgangvolumen, V_{Schub} das maximale Murgangvolumen für einen Schub und $Q_{\text{max Schub}}$ der maximale Murgangabfluss bei einem Schub.

Wiederkehrperiode	V_{Total} **[m³]**	V_{Schub} **[m³]**	$Q_{\text{max Schub}}$ **[m³/s]**
100-jährlich	25'000 – 28'000	10'000	150
300-jährlich	33'000 – 41'000	20'000	300

3 Digitale Grundlagendaten

Für den Bau des physikalischen Modells wurden die notwendigen topografischen Daten im Feld mit einer Drohne und einem GPS-Gerät aufgenommen. Mit den Drohnen-Fotos wurde mittels Photogrammetrie eine Punktewolke des Geländes

generiert. Durch Triangulation der Punktewolke wurde das digitale Geländemodell (DOM) erstellt. Über den ganzen Untersuchungsperimeter wurden Referenzpunkte markiert und mit einem GPS-Gerät vermessen. Die Referenzpunkte sind auf den Drohnen-Fotos erkennbar, wodurch das DOM georeferenziert werden konnte. Aus dem DOM wurde in einem nächsten Schritt ein Gitter erstellt, aus welchem die erforderlichen Quer- und Reliefprofile für den Bau des physikalischen Modells erzeugt wurden.

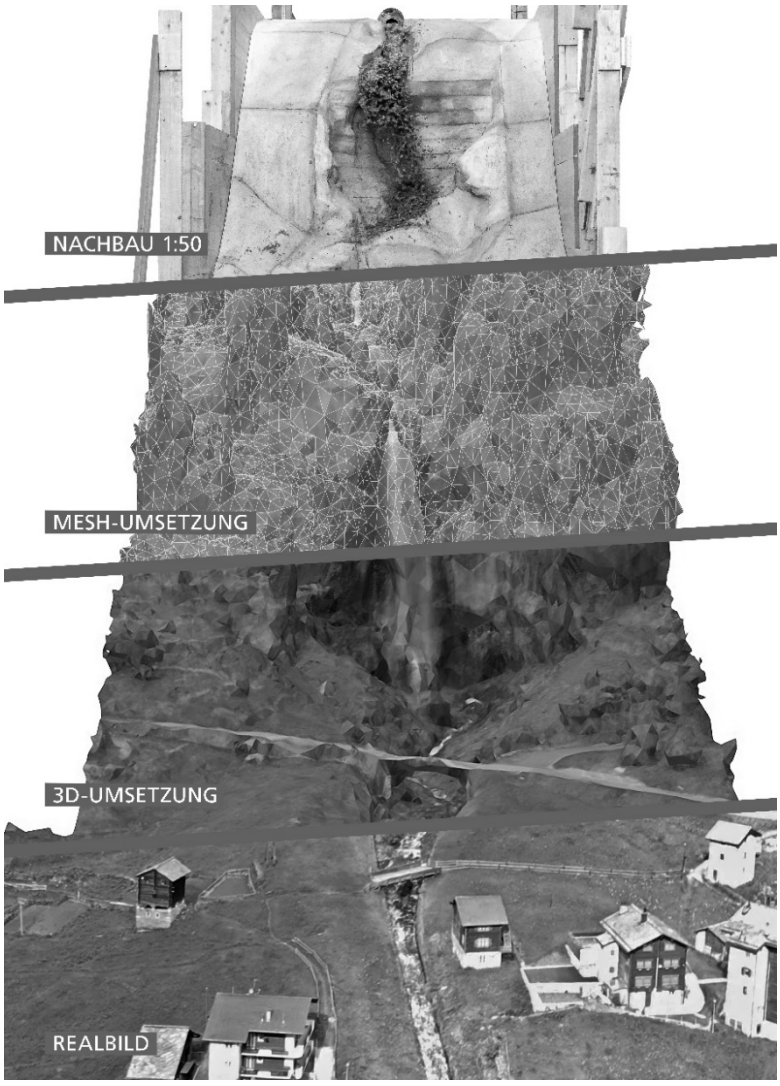


Abb. 2: Work-Flow: Vom Drohnenbild zum physikalischen Modell im Massstab 1:50.

4 Physikalische Murgangmodellierung

Ein Modellmassstab von 1:50 wurde basierend auf durchgeführten Murgangmodellierungen an der HSR Hochschule für Technik Rapperswil, Schweiz (Speerli *et al.*, 2008; Berger *et al.*, 2016) gewählt. Mit diesem Massstabsfaktor können die physikalischen Prozesse ausreichend genau nachgebildet werden. Abbildung 3 zeigt den Modellperimeter der Murgangmodellierung.

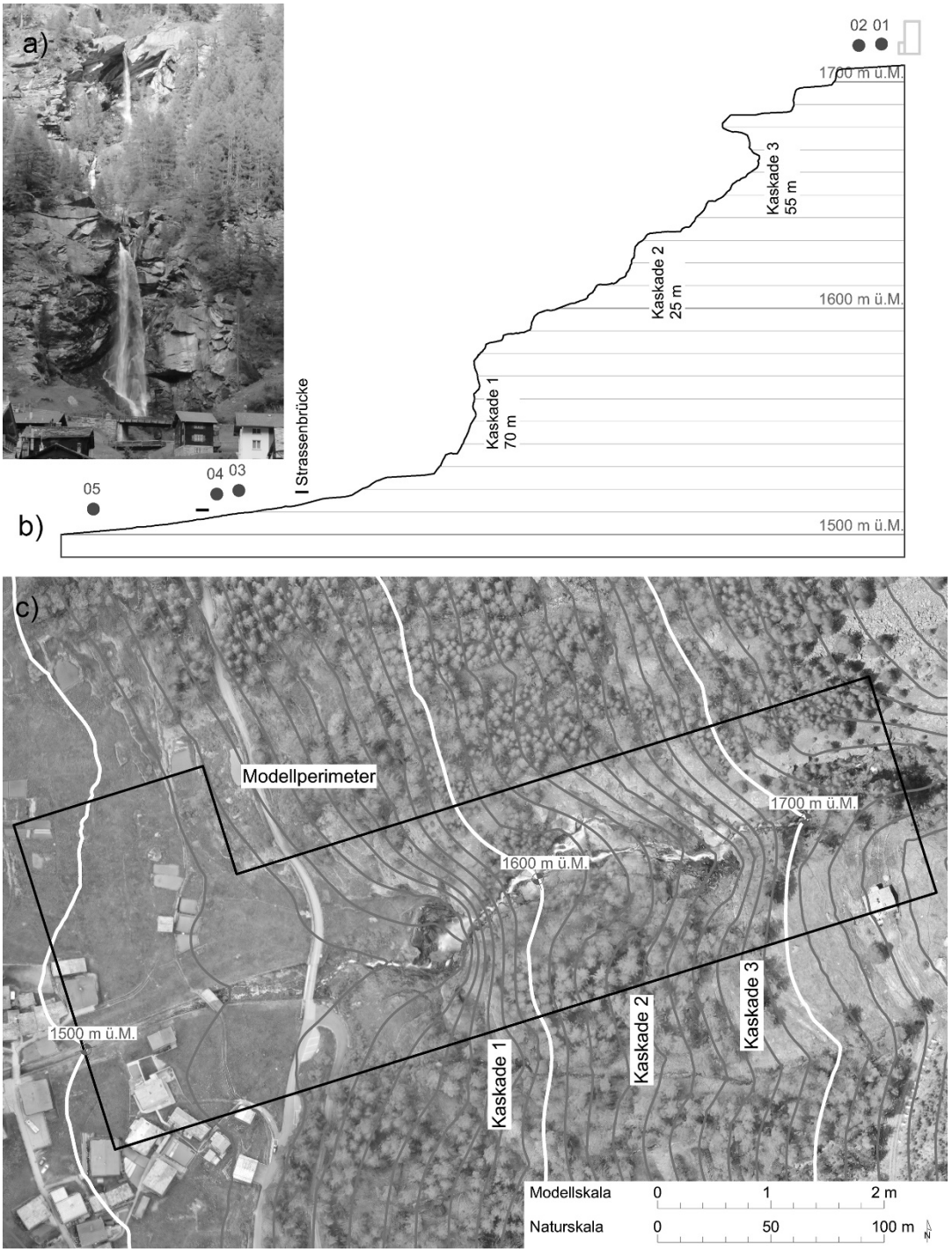


Abb. 3: Modellperimeter des physikalischen Modells. Er umfasst die untersten 3 Wasserfälle sowie den oberen Teil der Wildbachschale. a) zeigt die unteren 3 Wasserfälle in Natur, b) Längsprofil mit Murgangtank ( ) aus welchem die Murgangmischung in das Modell fliesst und den Messprofilen 1 bis 5, c) Orthofoto mit Höhenlinien und Modellperimeter.

Als Zielgrössen wurden für diese Untersuchung der Spitzenabfluss für ein 100- und ein 300-jährliches Ereignis sowie das Volumen der entsprechenden Murschübe definiert (Tabelle 1). Im Rahmen von Vorversuchen wurde die Murgangmischung variiert, bis die Zielgrössen bestmöglich erreicht wurden.

Mit Ultraschall- und Lasermessgeräten wurden die mittlere Fliessgeschwindigkeit der Murgangfront zwischen zwei Messprofilen, die Murganghöhe und die Ablagerungshöhe messtechnisch erfasst. Der Murgangabfluss wurde mit der mittleren Fliessgeschwindigkeit, der Abflusshöhe und aus der Geometrie der Messprofile rechnerisch bestimmt. Ein Ultraschallmessgerät wurde über dem Tank, aus welchem die Murgangmischung ins Modell fliesst, montiert. Aufgrund der gemessenen zeitlichen Änderung des Murgangspiegels im Tank wird der maximale und mittlere Murgangabfluss aus dem Tank, respektive ins Modell bestimmt. Detaillierte Informationen zu den verwendeten Messgeräten, Messtechnik und Datenauswertung sind in Speerli *et al*. (2010) aufgeführt.

Insgesamt wurden 93 Murgangversuche durchgeführt. Die Umrechnung der gemessenen Modellwerte auf Naturwerte erfolgt gemäss dem Froudeschen Ähnlichkeitsgesetz. Alle Zahlenwerte sind hier als Naturwerte aufgeführt.

5 Ergebnisse

5.1 Sensitivitätsanalyse

Der Einfluss der Wasserfälle auf die Fliesseigenschaften eines Murgangs unterstrom des untersten Wasserfalls wurde systematisch untersucht. Im Rahmen der Sensitivitätsanalyse wurde eine Änderung eines einzelnen Parameters auf das Fliessverhalten eines Murgangs überprüft. Basierend auf diesen Ergebnissen wurden die Schutzbauwerke hinsichtlich Geometrie und Standort auslegt. Diese Versuche dienen zudem dem Prozessverständnis. Die nachfolgenden Parametervariationen wurden durchgeführt.

- Wassergehalt der Murgangmischung: 22% (dickflüssig) – 30% (dünnflüssig). Es ist zu beachten, dass bereits eine geringfügige Änderung des Wassergehalts die viskosen Fliessverhältnisse des Modellmurgangs stärker beeinflusst als eine vergleichbare Änderung in Natura.
- Volumen eines Murschubes: 10'000 m^3 (100-jährliches Ereignis) und 20'000 m^3 (300-jährliches Ereignis).
- Grösstkorn der Murgangmischung: 0.4 m – 1.6 m, wobei vier verschiedene Murgangmischungen mit folgenden Bereichen verwendet wurden: A: 0 – 0.4 m; B: 0 – 0.8 m; C: 0 – 1.0 m und D: 0 – 1.6 m.
- Versuche ohne und mit Schwemmholz.

Die mittlere Fliessgeschwindigkeit der Murgangfront für ein 300-jährliches Ereignis und verschiedene Murgangmischungen ist als Beispiel in Abbildung 4 dargestellt. Die Werte bei Metrierung 0 m zeigen die Austrittsgeschwindigkeiten der Murgänge aus dem Tank. Die Werte im Bereich der Metrierung 0-25 m geben die

mittleren Fliessgeschwindigkeiten der Murgangfront zwischen den Profilen 1 bis 2 (Abb. 3), gefolgt von den mittleren Fliessgeschwindigkeiten über die drei Wasserfälle (Profile 2 bis 3) und schliesslich die entsprechenden Werte in der Wildbachschale (Profile 4 bis 5) an. Analoge Grafiken wurden auch für die Höhe der Murgangfront und den Murgangabfluss erstellt.

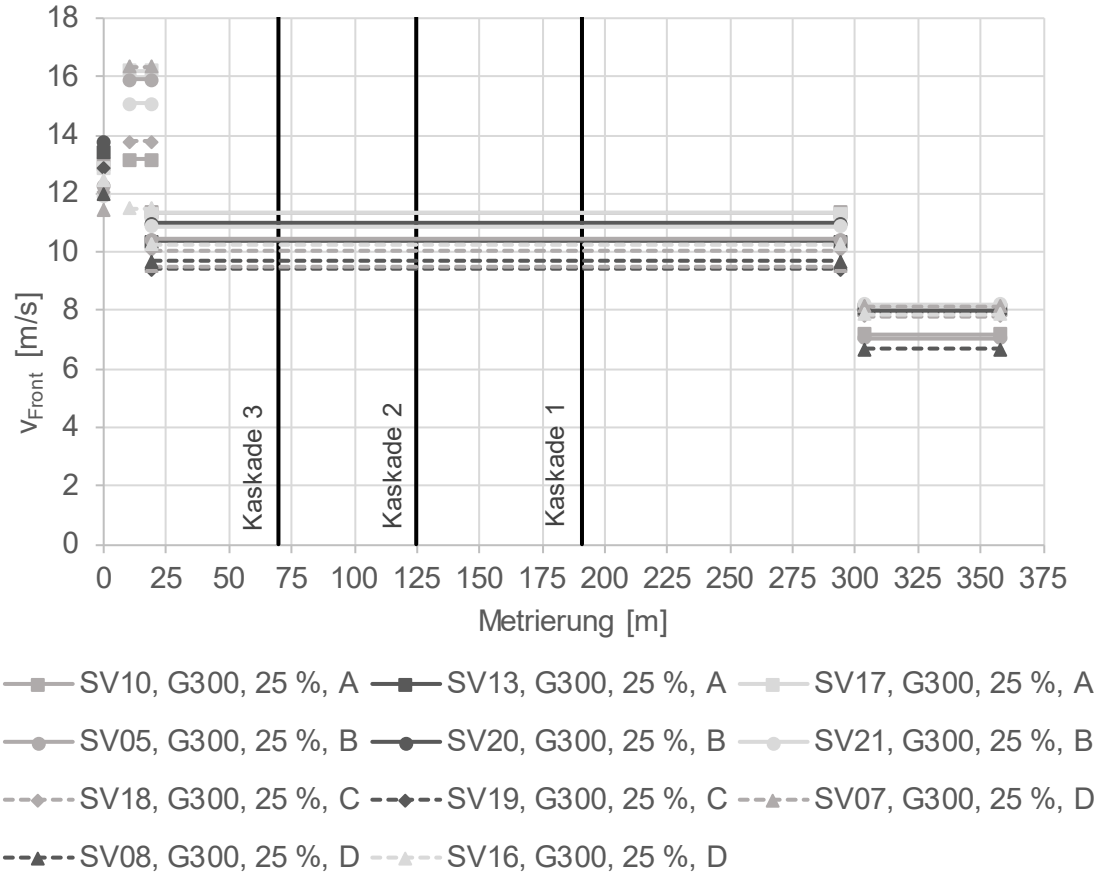


Abb. 4: Mittlere Fliessgeschwindigkeit der Murgangfront (v_{Front}) von einem Messquerschnitt zum nächsten für ein 300-jährliches Ereignis (G300) mit einem Wassergehalt von 25% für vier verschiedene Murgangmischungen: A: 0 – 0.4 m; B: 0 – 0.8 m; C: 0 – 1.0 m und D: 0 – 1.6 m.

Die Austrittsgeschwindigkeit der Murgangmischung aus dem Tank liegt für ein 300-jährliches Ereignis zwischen rund 11.5 und 14 m/s. Im Anschluss beschleunigt die Murgangfront im Modell und weist mittlere Fliessgeschwindigkeiten von rund 11.5 bis 16.5 m/s auf. Zwischen den Profilen 2 und 3 (Wasserfallkaskade) liegt die mittlere Fliessgeschwindigkeit in einem Bereich von 9.5 bis 11.5 m/s. Am Fuss des untersten Wasserfalls befindet sich ein kleiner Pool, der die Wirkung eines Tosbeckens hat. Dort wird der Murgang infolge Energieabsorbtion abgebremst und muss sich neu Aufbauen bevor er weiterfliesst. Aufgrund der Längsneigung von ca. 15% in der Wildbachschale beschleunigt der Murgang wieder auf rund 6.5 bis 8 m/s.

Folgende Folgerungen können aus den Sensitivitätsversuchen gezogen werden: Je grösser das Murgangvolumen ist umso grösser wird die Fliessgeschwindigkeit. Ein grösserer Wasseranteil führt tendenziell zu grösseren Fliessgeschwindigkeiten. Die Zusammensetzung der Murgangmischung hat keinen tendenziellen Einfluss auf die Fliessgeschwindigkeit gezeigt. Die Fliessgeschwindigkeit in der Wildbachschale ist nahezu unabhängig von den Fliessbedingungen oberhalb der Wasserfallkaskade. Das Risiko für eine Verklausung der Strassenbrücke (Abb. 3) über die Wildbachschale wurde als hoch eingestuft. Als Konsequenz daraus wurden das Umleit- sowie das Ausleitbauwerk oberhalb dieser Strassenbrücke angeordnet.

5.2 Schutzbauwerke

5.2.1 Durchleitung

Murgänge können durch eine verbreiterte Wildbachschale (ca. Verdoppelung der heutigen Sohlenbreite) durch das Dorf durchgeleitet werden. Kritisch sind die Brücken über die Wildbachschale wegen Verklausungsgefahr.

5.2.2 Umleitung

Das Schutzbauwerk besteht aus einem Umleitdamm und einer neuen Strassenbrücke über den Umleitkanal. Die Durchlassöffnung unter der Strassenbrücke ist 3.3 m hoch und 7.2 m breit. Die heutige Linienführung der Strasse muss angepasst werden, so dass auch bei einer Verklausung des Durchlasses Murgänge über die Strassenbrücke schadlos abgeführt werden.

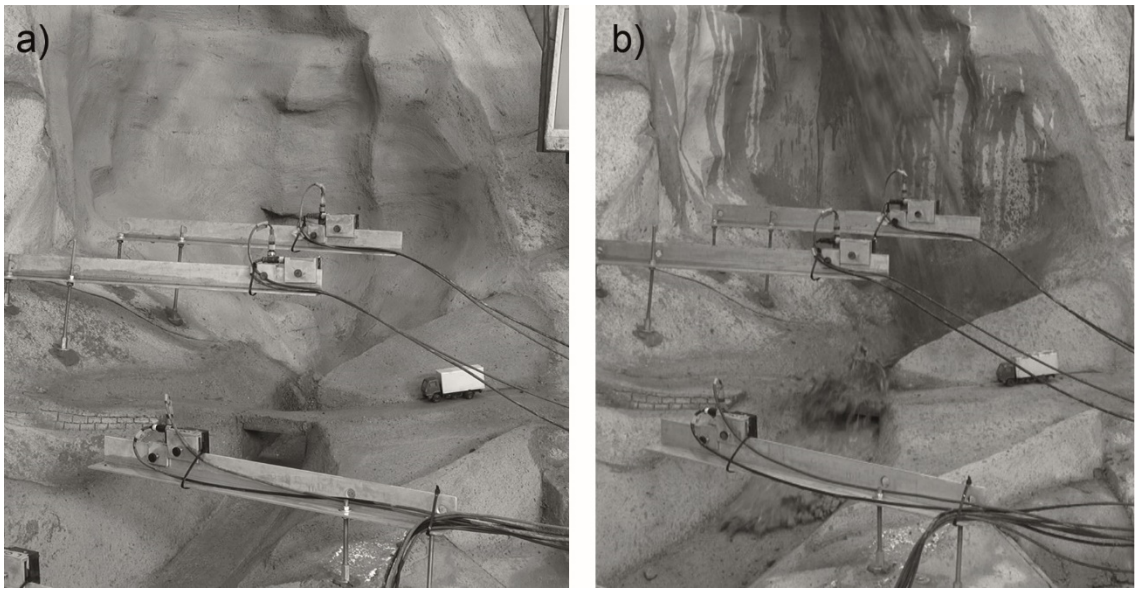


Abb. 5: Variante Umleitung mit a) Umleitdamm und neuer Strassenbrücke und b) Situation während einem 100-jährlichen Murgangereignis. Der Murgang fliesst durch den Durchlass in den neuen Umleitkanal. Einzelne Wellen überschwappen die Brücke.

5.2.3 Ausleitung

Das Ausleitbauwerk besteht aus einer Betonmauer mit Grundöffnung. Die Geometrie der Grundöffnung im Ausleitbauwerk wurde so ausgelegt, dass fluviale Ereignisse mit Geschiebetransport durch die Grundöffnung abgeführt werden können. Erst bei Murgängen soll es zu einer Verklausung der Grundöffnung und Ausleitung führen. Die Geometrie der Grundöffnung sowie der vertikalen Zwischenstäben wurde auf das Grösstkorn der kleinsten Murgangmischung (Mischung A mit Grösstkorn 0.4 m) ausgelegt. Aufgrund von früheren Untersuchungen an der HSR und der Fellbachuntersuchung wurde der lichte Abstand zwischen den vertikal angeordneten Stäben auf 1.5 mal den Durchmesser des Grösstkorns ausgelegt.

Die aufgrund der Versuchen optimierte Geometrie der Grundöffnung beträgt in der Höhe 3.0 m und in der Breite 3.3 m, weist 3 vertikale Zwischenstäbe mit je einem Durchmesser von 0.3 m und einem lichten Stababstand von 0.6 m auf. Bei einer Grundöffnung, die höher als 3 m ist, kommt es nur zu einer Teilverklausung im Sohlenbereich. Im oberen Bereich fliesst der Murgang durch die Grundöffnung weiter und kann so nicht zuverlässig ausgeleitet werden. Versuche mit horizontal angeordneten Stäben haben gezeigt, dass die Verklausung der Grundöffnung nicht genügend zuverlässig erfolgt. Die Stäbe sind daher vertikal anzuordnen.

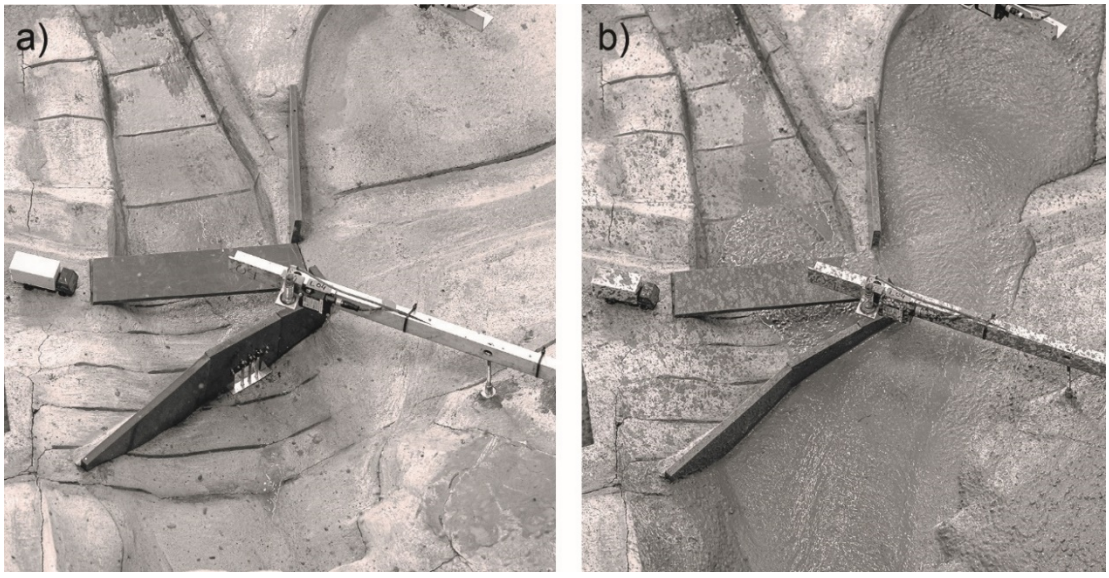


Abb. 6: Variante Ausleitung mit a) Ausleitbauwerk mit Grundöffnung und b) Situation nach einem 100-jährlichen Murgangereignis.

6 Fazit und Ausblick

Der Einfluss einer Wasserfallkaskade auf das Fliessverhalten von Murgängen konnte aufgezeigt werden. Die Fliessgeschwindigkeit der Murgangfront in der Wildbachschale ist praktisch unabhängig von der Fliessgeschwindigkeit oberhalb

der Wasserfallkaskade. Durch das Auftreffen des Murgangs beim untersten Wasserfall auf die Sohle bremst der Murgang leicht und muss sich neu Aufbauen bevor er Richtung Wildbachschale beschleunigt. Die Fliessgeschwindigkeit in der Wildbachschale liegt im Bereich von 6.5 bis 8 m/s. Der Nachweis der Funktionalität für die einzelnen Varianten von Schutzmassnahmen konnte erbracht und Optimierungen an den einzelnen Varianten vorgenommen werden. Basierend auf den Erkenntnissen der Modellversuche wird durch das Planerteam geo7 AG und VWI Ingenieure AG das Variantenstudium für die Schutzkonzepte durchgeführt und die Bestvariante ermittelt.

Referenzen

Berger, C., Christen, M., Speerli, J., Lauber, G., Ulrich, M., McArdell, B. W. (2016). A comparison of physical and computer-based debris flow modelling of a deflection structure at Illgraben, Switzerland. Proc. Int. Symp. Interpraevent. Lucerne, 212-220.

Speerli, J., Grob, M., Künzi, R., Wyss, P., Zimmermann, M., Pozzi, A. (2008). Glyssibach Brienz, Switzerland: Flood and debris flow event on August 22/23, 2005 – Protection measures against future floods and debris flows. Proc. Int. Symp. Interpraevent. Dornbirn, 384-385.

Speerli, J., Hersperger, R., Wendeler, C., Roth, A. (2010). Physical modelling of debris flows over flexible ring net barriers. In: S. M. Springman, J. Laue, L.J. Seward (eds), Proc. 7th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, Institute for Geotechnical Engineering, ETH Zürich, 1285-1290.

Adressen der AutorInnen

Andrea-Kristin Bachmann (korrespondierende Autorin)
Prof. Dr. Jürg Speerli

HSR Hochschule für Technik Rapperswil, IBU Institut für Bau und Umwelt

CH-8640 Rapperswil, Oberseestrasse 10

andrea-kristin.bachmann@hsr.ch

Dr. Catherine Berger
Florian Zimmermann

geo7 AG geowissenschaftliches Büro

CH-3012 Bern, Neufeldstrasse 5-9

Walter Clausen

VWI Ingenieure AG

CH-3904 Naters, Kiesweg 2

Modellierung von Starkregenereignissen am Beispiel der Gemeinde Kesswil

Modeling of heavy rainfall events in the municipality of Kesswil

Jonas Riteco, Roland Hollenstein, Timo Heinisch, Nicola Lutz

Kurzfassung

Der potentielle Schaden bei Starkregenereignissen ist enorm und damit der Handlungsbedarf gross, die beteiligten Prozesse und mögliche Massnahmen ausreichend gut ermitteln zu können. Durch die numerische Koppelung von Niederschlag-Abfluss Prozessen mit Überflutungsmodellen kann für Starkniederschläge ein Modell erstellt werden, welches als digitaler Zwilling eine umfassende risikobasierte Massnahmenplanung erlaubt. Der stark regionale Charakter von Starkregenereignissen erfordert dabei eine ausreichend genaue Modellbetrachtung, sowohl für die Gebietskenngrössen (Topographie, Bodenverhältnisse, Entwässerung), als auch die Ereigniskenngrössen (Niederschlag, Szenarien, Schäden). Am Beispiel der Gemeinde Kesswil (TG, Schweiz) wird im vorliegenden Artikel die Relevanz verschiedener Gebiets- und Ereigniskenngrössen auf die Modellierung der Oberflächenabflussgefährdung aufgezeigt.

Abstract

The potential damage from heavy rainfall events is enormous and therefore there is a great need for action to be able to determine the processes involved and the possible measures. Based on the numerical coupling of precipitation-runoff processes with flooding models, a model can be created for heavy rainfall events, which allows a comprehensive risk-based planning of measures in terms of a digital twin. The strongly regional character of heavy rainfall events requires the consideration of models with sufficient accuracy for the domain parameters (topography, soil conditions, drainage) as well as the event parameters (precipitation, scenarios, damages). Using the municipality of Kesswil (Switzerland) as an example, this article shows the relevance of various domain and event parameters on the modeling of surface runoff.

1 Einleitung

Intensive Gewitter und Starkniederschläge mit aussergewöhnlich grossen Mengen an Niederschlag innerhalb kurzer Zeit führen zu grossen Wassermassen, welche nicht mehr versickern können und an der Geländeoberfläche als sogenannter Oberflächenabfluss abfliessen.

Mit den aktuellen digitalen Entwicklungen ist es zunehmend möglich, dass in einem einzigen numerischen Modell, im Sinne eines digitalen Zwillings, die abflusswirksamen Oberflächenabflussprozesse in ihrer Ganzheit abgebildet werden. Am Beispiel der Gemeinde Kesswil (TG, Schweiz) wird der Einfluss verschiedener Gebiets- und Ereigniskenngrössen auf die Modellierung der Oberflächenabflussgefährdung aufgezeigt.

2 Grundlagen

2.1 Gebietskenngrössen

Die Gebietskenngrössen charakterisieren das betrachtete Einzugsgebiet für die Oberflächenabflussberechnung. Dabei sind die wichtigsten Grundlagen ein detailliertes Geländemodell mit hoher Auflösung (Genauigkeit im Dezimeter-, möglichst im Zentimeter-Bereich) und eine aktuelle Amtliche Vermessung mit allen Bruchkanten wie Strassen, Trottoirs und Gebäuden. Des Weiteren sollten möglichst genaue Angaben über den Bodenaufbau (Geologie) und die Landnutzung (Oberflächenbeschaffenheit) sowie Drainagen und Gewässerverläufe vorhanden sein (z.B. detaillierte Bodenübersichtskarte) sowie ein Kanalnetzmodell, welches über die Entwässerungsschächte einen Austausch mit dem 2D-Oberflächenmodell erlaubt.

Während die digitalen Geländemodelle und die amtlichen Vermessungsdaten immer detaillierter werden, sind Angaben über den Bodenaufbau verschiedentlich nur summarisch und grossflächig sowie für die Siedlungsentwässerung unvollständig oder nicht vorhanden. In den Generellen Entwässerungsplänen (GEP) fehlen oft Informationen (Lage, Ein-/Auslaufkoten) über die Strassenentwässerungsschächte, welche für eine flächige Modellierung relevant sind, aber nur mit grossem Aufwand aufbereitet werden können.

2.2 Ereigniskenngrössen

Die massgebenden Ereigniskenngrössen sind Niederschlagsdaten von bekannten Starkregenereignissen und aus statistischen Messreihen sowie Erfahrungen und allfällige Schadendaten aus vergangenen Ereignissen und daraus abgeleitete Szenarien.

Die Niederschlagsdaten von bekannten Starkregenereignissen sollten in einer möglichst hohen Messfrequenz (10 Minuten-Werte) vorliegen, damit die kurzen Starkregen richtig abgebildet sind. Für die statistische Zuordnung der Starkregenereignisse sind v.a. langjährige, hochaufgelöste Messreihen relevant.

Vereinfachend und aus Gründen der Vergleichbarkeit werden als Szenarien die gängigen Jährlichkeiten für den Hochwasserschutz an Fliessgewässern (30, 100 und 300 Jahre) auch für die Oberflächenabflussthematik angewendet. Zu jeder

Jährlichkeit gilt es, die massgebende Niederschlagsintensität und Ganglinienform (anfangs- oder endbetonter Niederschlag, Blockniederschlag) für verschiedene Regendauern festzulegen.

Meldungen über eingetretene Schäden, aber auch Meldungen, dass bei einem Ereignis kein Schaden aufgetreten ist, erlauben über eine Hit-Rate (richtige/falsche Treffer) Aussagen über die Modellgüte. Informationen über Schäden sind grundsätzlich bei Gebäude- und Sachversicherungen sowie Feuerwehr und Privatpersonen vorhanden. Solche Schadendaten sind jedoch oft vertraulich und umfassen meist nicht den erforderlichen Informationsgehalt.

3 Fallbeispiel Kesswil

Aufgrund wiederkehrender Schadenereignissen in der Vergangenheit und zwei grösseren Starkregenereignissen am 14. Juni 2015 und 18. Juni 2016 beauftragte die Gemeinde Kesswil (TG) zusammen mit Bund und Kanton eine Massnahmenplanung für die Oberflächenabflussgefährdung.

3.1 Perimeter

Der Massnahmenperimeter umfasst das Gemeindegebiet von Kesswil (4.48 km^2) mit einem gemeindeübergreifenden Einzugsgebiet von 7.18 km^2 (Abb. 1).

Gebietskenngrössen

In Kesswil wurde das digitale Geländemodell swissSURFACE3D (AGI, 2019) mit einer Auflösung von 1m x 1m und einer Höhengenauigkeit von ± 10 cm verwendet. Der Bodenaufbau im Kanton Thurgau wird mittels einer Bodenübersichtskarte dargestellt, welche grundsätzlich verschiedene Bodenregionen, Bodentypen und auch Angaben zum Wasserhaushalt enthält, aber nur grossflächige Angaben liefert. Für Kesswil stand allerdings lediglich eine Bodenregion (Grundmoräne) mit dem Bodentyp Braunerde zur Verfügung. Ausserhalb der Siedlungszone ist die Oberflächenbeschaffenheit grösstenteils durch Wald und landwirtschaftliche Flächen geprägt. Die Landwirtschaftsflächen in Kesswil sind dabei grösstenteils drainiert. Ein besonderes Augenmass gilt den Flächen, welche durch die Nutzung von Gewächshäusern, Folientunnel und Bereitstellungsflächen für Pflanzenkulturen geprägt sind. Die überdachten Anlagen weisen Dachentwässerungen auf, welche an den Sammelleitungen der Drainagen angeschlossen sind. Die Folientunnel weisen teilweise Längsdrainagen auf. Die Bereitstellungsflächen sind mit durchlässigen Folien abgedeckt.

Das Kanalisationsnetz für die Gemeinde Kesswil stand nur mit ungenügendem Detaillierungsgrad zur Verfügung. Vor allem das Fehlen der Strassensammler verunmöglichte die flächendeckende gekoppelte Berechnung des Oberflächenabflusses mit der Kanalisation. Damit die Wirkung der Siedlungsentwässerung

dennoch berücksichtigt werden konnte, wurde im Siedlungsgebiet ein 10-jährliches-10-Minuten Niederschlagsereignis modelliert und dieses bei den restlichen Szenarien subtrahiert (Differenzenplot). Dabei wurde berücksichtigt, dass lediglich befestigte Flächen zum Abfluss beitragen. Dieses Vorgehen beruht auf der Annahme, dass die Kanalisation auf ein 5- bis 10-jährliches Niederschlagsereignisses dimensioniert wurde (VSA, 2019).

Ereigniskenngrössen

Informationen zum Niederschlag lieferten die beiden Niederschlagsstationen Güttingen und Dozwil (Abb. 1), welche den Niederschlag mit einer Auflösung von 10 Minuten erfassen. Neben privaten Messungen im Projektperimeter wurden zusätzlich drei weitere Messstationen im Umkreis von 5 bis 10 km von Kesswil berücksichtigt, wobei typisch für Starkregenereignisse, deutliche Abweichungen festzustellen sind.

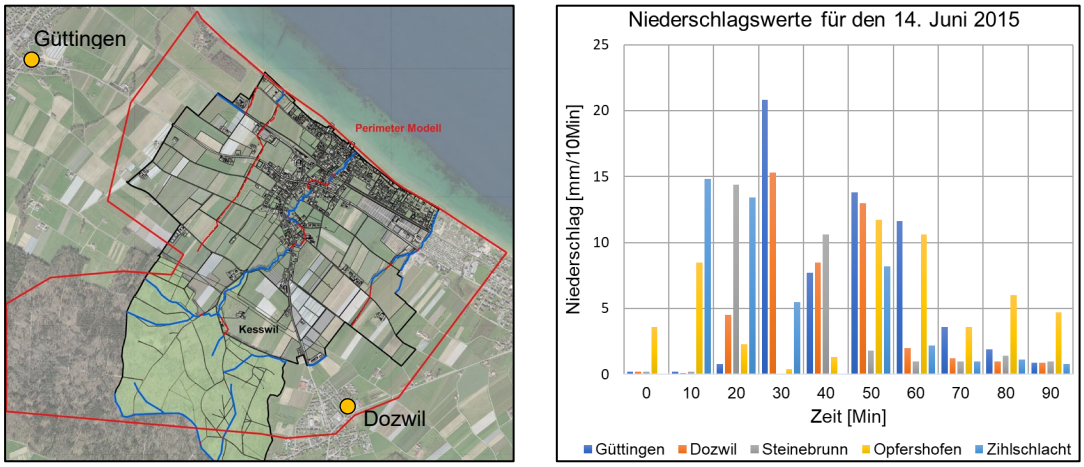


Abb. 1: Einzugsgebiet (rot) und Untersuchungsperimeter (schwarz) mit Niederschlagsmessstationen (links) sowie Niederschlagswerte für den 14. Juni 2015 (rechts).

Als Szenarien wurden 10-, 30-, 100- und 300-jährliche Niederschlagsereignisse betrachtet. Zusätzlich fand eine umfangreiche Ereignisanalyse mit Befragungen zahlreicher Einwohner statt. Aus den Befragungen resultiert, dass die Problematik des Oberflächenabflusses seit längerem bekannt ist, wobei die Wahrnehmung für die Ereignisse und auch die Schäden v.a. in den letzten Jahren zugenommen haben. Als Ursachen werden v.a. vermehrte Ereignisse, die erhöhte Infrastrukturdichte und die zunehmende Bodenversiegelung angenommen.

3.2 Verwendetes numerisches Modell

Für die Überflutungsberechnung des Oberflächenabflusses wurde ein tiefengemitteltes, numerisches 2D-Oberflächenmodell eingesetzt. Gekoppelt wird das Oberflächenmodell mit einem Niederschlag-Abfluss-Modell. Der Betrachtungsperimeter kann somit flächenhaft beregnet werden. Hierbei erhält jeder Gitter-Knotenpunkt im Berechnungsnetz einen Niederschlagswert. Über die definierte

Bodenart werden die Versickerungsverluste an jedem Knotenpunkt nach dem Horton-Ansatz berechnet (Horton, 1940). Zusätzlich werden Benetzungs-, Mulden- und Verdunstungsverluste berücksichtigt. Benetzungsverluste werden als Schwellenwert behandelt und am Anfang eines Regens vorweg abgezogen. Für undurchlässige Flächen wird 0.5 mm und für durchlässige Flächen 3 mm abgezogen. Die Muldenverluste werden im hydrologischen Ansatz im vorliegenden Fall nicht berücksichtigt, da diese im 2D Überflutungsmodell simuliert werden. Verdunstungsverluste werden nach Keser mit 1.4 l/s*h (Keser, 1973) für die gesamte Fläche angesetzt. Somit wird der Abfluss im Einzugsgebiet an jedem Knotenpunkt erzeugt und kumuliert.

Die Gebäude werden im Modell abgebildet und bilden einen nicht durchströmbaren Modellrand. Fliesswege in die Gebäude durch Lichtschächte oder Türen werden dabei nicht berücksichtigt. Niederschlag, welcher auf die Gebäude fällt, kann entweder zu 100% in der Oberflächenabflussberechnung mitberücksichtigt oder prozentual flächendifferenziert der Siedlungsentwässerung zugegeben werden. Soll der Niederschlag in die Oberflächenabflussberechnung einbezogen werden, wird dieser an den umliegenden Knotenpunkten der Gebäudehülle zugegeben. In der Simulation wurde das Berechnungsgitter mit einer Dreiecksvermaschung diskretisiert. Im Siedlungsgebiet wurde eine Gitterauflösung von 1.0 bis 2.0 m verwendet und ausserhalb kam eine Maschenweite von bis zu 25 m zur Anwendung. Als numerisches Lösungsverfahren wurde die Finite-Volumen-Methode angewendet. Die Kalibrierung des numerischen 2D-Modells erfolgte primär über die bekannten Ereignisse, für die sowohl die Niederschlagsganglinien als auch die aufgetretenen Schäden bekannt sind. Zusätzlich wird die Gefährdungskarte Oberflächenabfluss GOA (Geo7 AG, 2018) zur Plausibilisierung der Abflusskorridore verwendet. Die Simulationsergebnisse in Form von Fliesstiefen und Fliessrichtungen werden dazu mit vorhandenen Informationen über Schäden verglichen. Kalibrierungsparameter sind dabei die Bodenkenngrössen sowie die Landnutzung bzw. Rauhigkeitsangaben.

3.3 Modellresultate

Fliesswege

Die Qualität der Simulationsresultate wird massgeblich durch den Detaillierungsgrad des Berechnungsgitters beeinflusst. Dabei ist es nicht zielführend, ein möglichst hochaufgelöstes Modell zu erstellen, sondern die wichtigsten Elemente vollständig und richtig abzubilden. Im Siedlungsgebiet sind neben der Topographie vor allem die erhöhten Trottoirs, Bordsteine und Stellplatten entscheidend für die Entstehung von Fliesskorridoren. In Kesswil wurde das Berechnungsnetz für die Strassen und Trottoirs mit Bruchkanten so abgebildet, dass in Strassen-

mitte mindestens ein gegenüber dem Trottoir tiefer liegender Knotenpunkt vorhanden ist. Abb. 2 zeigt den Abfluss über die Strasse bei vorhandenen Bordsteinen und ein Überfluten in Bereichen, wo die Fliesstiefe die Bordsteinhöhe überschreitet.

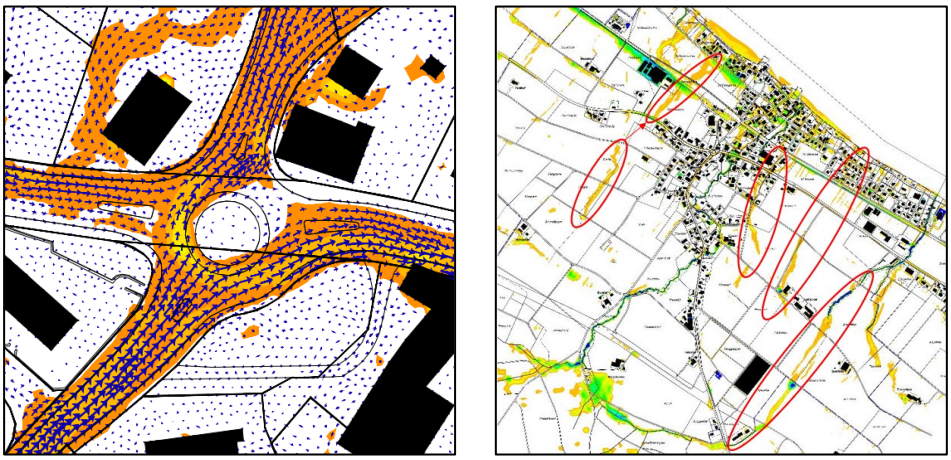


Abb. 2: Modellierte Fliesswege in der Siedlung (links) und im Untersuchungsperimeter (rechts).

Oberflächenbeschaffenheit

Mittels einer Sensitivitätsanalyse der Oberflächenbeschaffenheit von Gewächshäusern, Folientunnels und Bereitstellungsflächen wurde deren Einfluss modelliert. Abb. 3 zeigt den Einfluss verschiedener Annahmen für die Oberflächenbeschaffenheit für ein 100-jährliches Niederschlagsereignis, wobei nur geringe Veränderungen der Überflutungsfläche, Abflussmenge sowie Fliesstiefe auftreten. Bei Ereignissen dieser Grösse wird der Oberflächenabfluss folglich nur geringfügig von der vorherrschenden Bodennutzung beeinflusst.

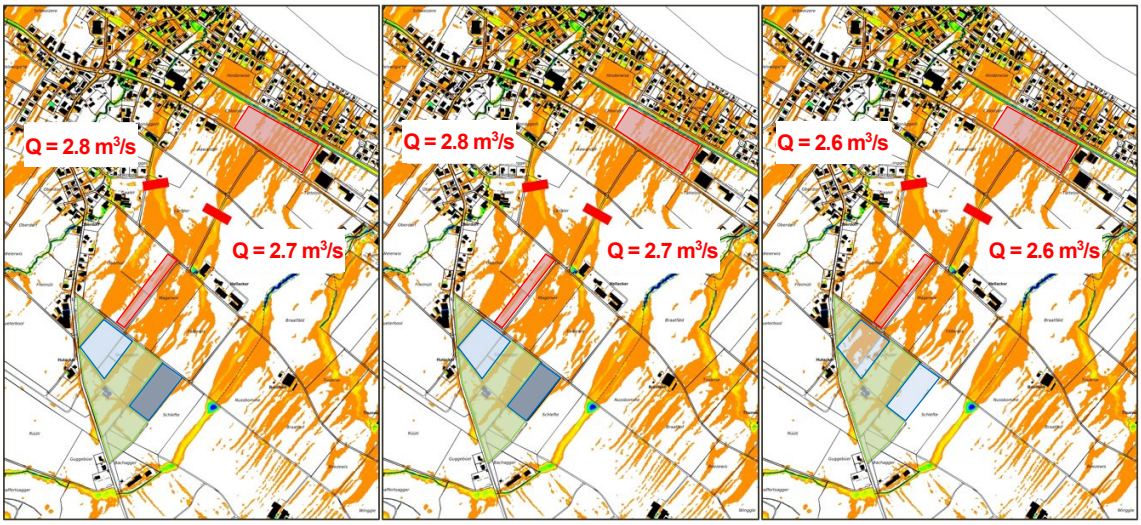


Abb. 3: Sensitivitätsanalyse der Gewächshäuser- (blau), Folientunnel- (grün) und Bereitstellungsflächen (rot) für ein 100-jährliches Niederschlagsereignis in Kesswil. Links (worst case): künstliche Bodenbedeckungen als versiegelt modelliert. Mitte (realitätsnahe Bedingung): Folientunnel als Wiese und Gewächshäuser als Gebäude modelliert. Rechts (best case): nur Wiese, keine künstliche Bodenbedeckungen.

Siedlungsentwässerung

Aufgrund fehlender flächendeckender Informationen über die Strassenentwässerung in Kesswil wurde die Siedlungsentwässerung nicht über eine gekoppelte Berechnung, sondern mittels Differenzenbildung zu einem 10-jährlichen Ereignis, das der Abflusskapazität des Kanalnetzes entspricht, berücksichtigt.

Abb. 4 zeigt den Unterschied der Resultate eines 30-jährlichen Ereignisses ohne und mit Berücksichtigung der Siedlungsentwässerung (Differenzenplot N30 zu N10). Die Überflutungsflächen und Fliesstiefen weichen dabei deutlich voneinander ab, wodurch für diverse Gebäude keine Betroffenheit mehr resultiert. Der Einfluss der Siedlungsentwässerung nimmt jedoch bei grösseren Ereignissens ab und ist bei einem 100-jährlichen Ereignis nur noch beschränkt vorhanden.

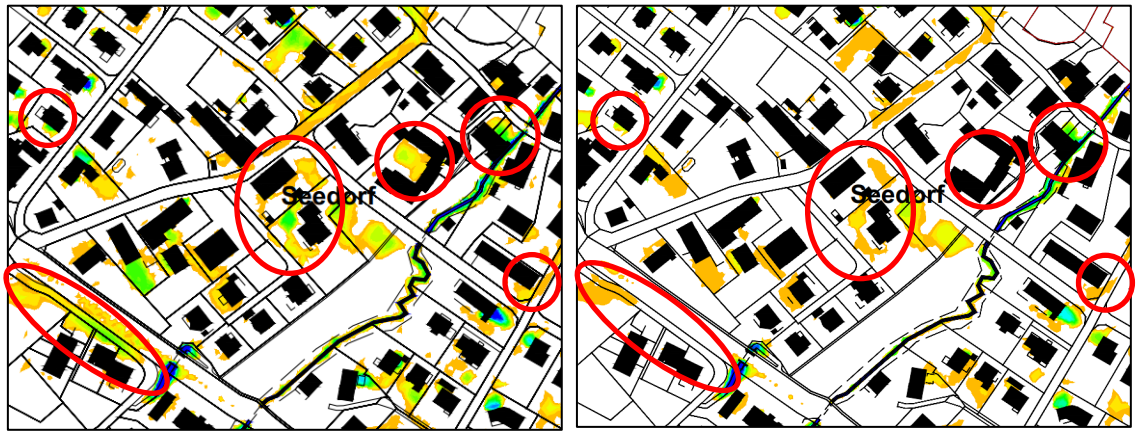


Abb. 4: Resultat Oberflächenabflussmodellierung eines 30-jährlichen Ereignisses ohne Berücksichtigung der Siedlungsentwässerung (links) und mit Berücksichtigung der Siedlungsentwässerung als Differenzenplot N30 zu N10 (rechts).

4 Schlussfolgerungen und Ausblick

Starkregenereignisse haben einen stark regionalen und kleinskaligen Charakter, dies sowohl für die Gebiets-, als auch für die Ereigniskenngrössen. Entsprechend ist es zentral, die lokalen Gegebenheiten ausreichend genau zu kennen, um das Zusammenspiel der beteiligten Prozesse, wie Abflussentstehung, Überflutung und Entwässerung realitätsgetreu abbilden zu können. Mit einer gekoppelten numerischen Modellierung der Niederschlag-Abfluss-Prozesse, der zweidimensionalen Überflutungen und der hydrodynamischen Entwässerung kann die Gefährdung von Starkniederschlägen in der gewünschten Qualität simuliert und damit ein digitaler Zwilling für die Oberflächenabflussproblematik erstellt werden. Voraussetzung dafür ist eine Kalibrierung an vergangenen Ereignissen sowie die Abklärung von Fliesswegen und Geländedetails durch eine Begehung vor Ort.

Insbesondere für die Entwässerung im Siedlungsraum ist eine modelltaugliche dreidimensionale Abbildung der Siedlungsentwässerung erforderlich. Liegen

keine oder nur unzureichende Kanalisationsdaten vor, kann der Einfluss der Siedlungsentwässerung näherungsweise über eine Differenzenbetrachtung mit einem 10-jährlichen Niederschlag erfolgen. Die Siedlungsentwässerung hat im vorliegenden Fall lediglich bei kleinen Jährlichkeiten (≤ N30) einen relevanten Einfluss.

Bzgl. der Modellabbildung der Bodeneigenschaften würden detaillierte Abflussprozesskarten die Modellähnlichkeit zusätzlich verbessern. Die spezifische Landnutzung, wie im vorliegenden Fall von Kesswil, mit Gewächshäusern, Folientunnel und Bereitstellungsflächen, wirkt sich allerdings bei seltenen Ereignissen (> N30) nur unwesentlich auf das Abflussverhalten aus.

Die teilweise sehr lokal auftretenden Starkniederschläge können nur dann richtig modelliert werden, wenn im Ereignisgebiet auch eine ausreichend genaue und hoch aufgelöste Niederschlagsmessung vorhanden ist. Entsprechend sollte das Niederschlagsmessnetz kleinmaschiger ausgebaut werden oder mit Hilfe des Internets der Dinge (IoT) zusätzliche Informationen gesammelt werden.

Zur Prüfung der Modellgenauigkeit würden sich insbesondere Schadendaten von Ereignissen eignen. Sowohl die Vertraulichkeit als auch der Informationsgehalt erlauben bisher nur eine eingeschränkte Verwendbarkeit der Schadendaten, was v.a. mittels einer einheitlichen Erfassung (standardisierte Angaben) verbessert werden könnte.

Ein ganzheitliches numerisches Modell bildet schliesslich die Basis für eine risikobasierte Massnahmenplanung, woraus mit den relevanten Szenarien die Bestvariante der Massnahmen abgeleitet werden kann.

Referenzen

AGI (Amt für Geoinformation des Kantons Thurgau). (2019). Diverse Grundlagendaten

Geo7 AG. (2018). Gefährdungskarte Oberflächenabfluss – Technischer Bericht, BAFU, Bern

Horton, R. E. (1940). An Approach Toward a Physical Interpretation of Infiltration-Capacity, Soil Science Society of America, Jurnal 5, 399-417

Keser, J. (1973). Folgerungen aus dem Abflussverhalten befestigter Flächen für die Bemessung von Regenwasserkanälen, Mitteilungen der TU-Hannover, Heft 27

VSA. (2019). Abwasserbewirtschaftung bei Regenwetter, Glattbrugg

Adressen der AutorInnen

Jonas Riteco,
Dr. Roland Hollenstein, Dr. Timo Heinisch, Nicola Lutz

NRP Ingenieure AG

CH-8404 Winterthur, Else-Züblin-Strasse 85h

winterthur@nrpag.ch

Seeregulierung: von der Hydraulik zum Hochwassermanagement

Lake control: from hydraulics to flood management

Andreas Inderwildi, Gian Reto Bezzola

Kurzfassung

Seit 2010 wird beim Bundesamt für Umwelt BAFU ein hydrodynamisches Modell zur Seeregulierung betrieben und laufend weiterentwickelt. Es umfasst die grossen Alpenrandseen und Talflüsse auf der Alpennordseite. Mit dem Modell durchgeführte Simulationen bilden die Grundlage für Regulierentscheide vor und während Hochwassersituationen und werden von betroffenen Kantonen und Bundesstellen benötigt.

Mitte 2020 wurde eine serverbasierte Lösung mit der Software MIKE OPERATIONS (DHI, 2020) in Betrieb genommen. Damit wird das Modell täglich betrieben und ergänzt die auf Bundesebene für Vorhersagen bestehende Modellkette Meteo-Niederschlag-Abfluss.

Für die im Modell enthaltenen Talflüsse wurden die bestehenden 1D-Modelle mit Seitenstrukturen ergänzt, um Überflutungen zu simulieren und visualisieren. Die prognostizierten Überflutungsflächen bilden die Grundlage für die Quantifizierung der Betroffenheit und des Schadens bei Hochwasser. Diese Informationen tragen dazu bei, den Seeausfluss bei Hochwasser so zu steuern, dass Schäden im Gesamtsystem minimiert werden können.

Abstract

Since 2010, the Federal Office for the Environment FOEN operates and continuously develops a hydrodynamic model for lake control, which includes the large lakes and valley rivers on the northern side of the Alps. The simulations form the basis for regulation decisions before and during floods and are required by affected cantons and federal agencies.

In mid-2020 a server-based solution with the software MIKE OPERATIONS (DHI, 2020) was put into operation. It is operated on a daily basis and will complement the existing model chain of meteorological precipitation-discharge.

Along the large valley rivers, side structures were added to the existing 1D-models to simulate and visualize flooding. The predicted flood areas form the basis for the quantification of the impact and damage of floods. This helps to control the outflow of the lake during floods in such a way that damage to the overall system can be minimized.

1 Ausgangslage

1.1 Einleitung

Seit 2010 wird beim Bundesamt für Umwelt BAFU ein hydrodynamisches Modell zur Seeregulierung betrieben und laufend weiterentwickelt (Modell Seeregulierung). Dieses umfasst die grossen Alpenrandseen und untenliegenden Talflüsse auf der Alpennordseite und dient zur Optimierung der Seeregulierungen und zur Beurteilung verschiedener Regulierszenarien (Abb. 1). Die Simulationen bilden u.a. die Grundlage für Regulierentscheide vor und während Hochwassersituationen und werden von betroffenen Kantonen und Bundesstellen benötigt (Inderwildi *et al.,* 2014).

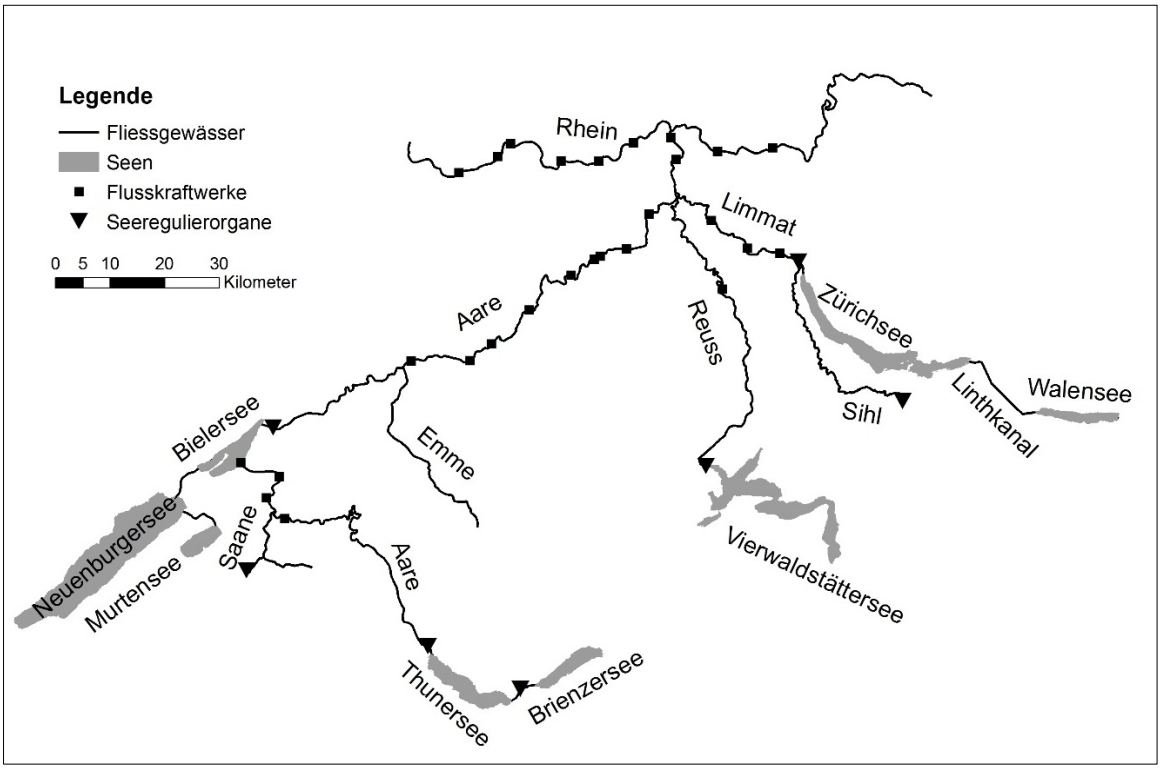


Abb. 1: Modelliertes Gewässersystem

1.2 Die Regulierung der Alpenrandseen

Bedeutung der Seeregulierung

Rund 2/3 der Fläche der Schweiz wird über regulierte Seen entwässert (Abb. 2). Von den grösseren Seen sind nur der Bodensee und der Walensee nicht reguliert. Seeregulierungen haben eine dreifache Wirkung: sie dämpfen Hochwasserspitzen, heben Niedrigwasserstände an und sorgen bei Mittelwasserständen für einen naturnahen Verlauf der Seestände. Bei der Regulierung der Seen geht es darum, unterschiedliche Interessen ausgewogen zu berücksichtigen.

Die Regulierung der Jurarandseen, des Zürich- und Vierwaldstättersees ist von besonderer Bedeutung, da grosses Schadenpotential im Mittelland vorhanden ist. Weiterführende Informationen zu den verschiedenen Seeregulierungen finden sich bei BAFU (2020).

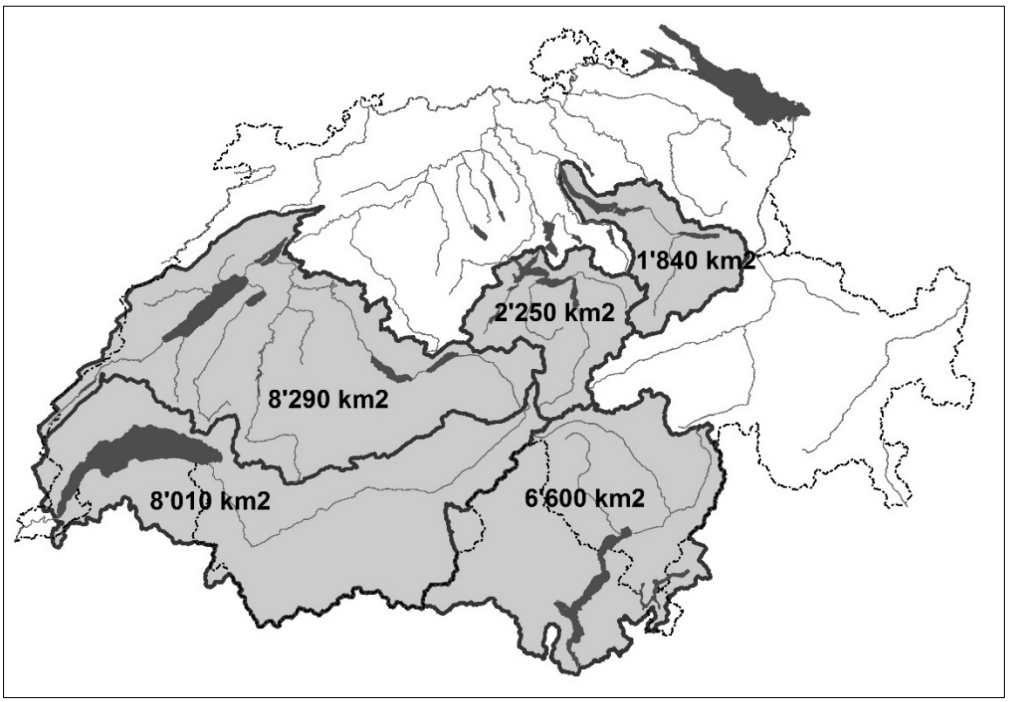


Abb. 2: Einzugsgebiete der regulierten Seen

Zuständigkeiten, gesetzliche Grundlagen

Zuständig für die Regulierung der Seen, die Überwachung der Reguliersysteme und die Erarbeitung von Abflussreglementen sind die Kantone. Wo mehrere Kantone von einer Regulierung betroffen sind, bestehen interkantonale Vereinbarungen. Der Bund hat gemäss dem Bundesgesetz über den Wasserbau die Oberaufsicht über die Seeregulierung.

Gemäss Art. 23 der Verordnung über den Bevölkerungsschutz ist das BAFU verantwortlich für die Warnungen vor Hochwasser. Bezogen auf die Seeregulierung umfasst dies unter anderem tägliche Seepegel- und Ausflussprognosen sowie Szenario-Berechnungen vor und während Hochwasserereignissen.

Reguliervorschriften

Für die Seeregulierungen sind verbindliche Reguliervorschriften festgelegt. Diese berücksichtigen ausgewogen die verschiedenen Interessen an Seen und Unterläufen sowie auch die Ansprüche von Flora und Fauna. Die Abflussregulierung der Jurarandseen und des Zürichsees erfolgt gemäss sogenannter Linienreglemente. Basierend auf dem gemessenen Seestand und

dem Datum wird ein zugehöriger Abfluss eingestellt. Im Hochwasserfall kommen zusätzliche Reguliervorschriften zum Einsatz.

Zusammenarbeit Bund / Kantone

Bei der Seeregulierung kann nur in Notsituationen und nur im Einvernehmen aller betroffenen Kantone (Ober- und Unterlieger) sowie des Bundes eingegriffen werden. Entsprechend ist eine ganzheitliche und gemeinsame Beurteilung der Lage und deren Entwicklung zwingend, um die Seeabflüsse zu koordinieren. Im Rahmen des Projektes OWARNA (Optimierung von Warnung und Alarmierung bei Naturgefahren) sind seit 2007 diesbezüglich grosse Anstrengungen unternommen worden (Wernli-Schärer *et al.*, 2016). Die nachfolgend beschriebene Applikation liefert dabei wichtige Grundlagen zur Entscheidungsfindung bei der Abstimmung der Seeausflüsse vor und während Hochwasserereignissen.

2 Vom Expertentool zur Mehrbenutzerapplikation

Im Jahre 2018 wurde mit der Entwicklung der Mehrbenutzerapplikation begonnen und das 2013 entwickelte Modell Seeregulierung (Inderwildi *et al.*, 2014) in eine serverbasierte Lösung mit der Software MIKE OPERATIONS (DHI, 2020) überführt.

Diese ermöglicht den Wechsel von einem situativen zu einem kontinuierlichen Betrieb. Routineaufgaben, wie Datenaustausch und tägliche Referenzsimulationen, werden automatisiert und der Anwender kann sich auf die Szenariensimulationen fokussieren. Das Modell Seeregulierung ergänzt die bestehende Modellkette von meteorologischen und Niederschlag-Abfluss-Modellen und erlaubt, die Auswirkungen der Seeregulierung im Gesamtsystem zu prognostizieren. Die Seeregulierung beeinflusst die Seestände und Abflüsse in den Unterläufen und somit auch für die Hochwasservorhersage relevant. Entsprechend sind Datenschnittstellen in beide Richtungen realisiert worden.

Der Serverbetrieb schafft zudem die Möglichkeit, den Benutzerkreis für Szenariensimulationen zu erweitern. Insbesondere die mit der Regulierung betrauten Kantone können bei der Szenariendefinition und -berechnung direkt einbezogen werden. Sie erhalten ein Instrument, um jederzeit mit aktuellen Zuflussprognosen eigene Abflussszenarien durchführen zu können. Dies erhöht Transparenz, Flexibilität und Nachvollziehbarkeit.

Im Normalmodus von MIKE OPERATIONS sind die täglich aktualisierten Abflussvorhersagen ersichtlich (Abb. 3); die automatische Berechnung der Seepegelprognosen erfolgt unter Anwendung der unveränderten Reglementsvorschriften (Referenzlauf).

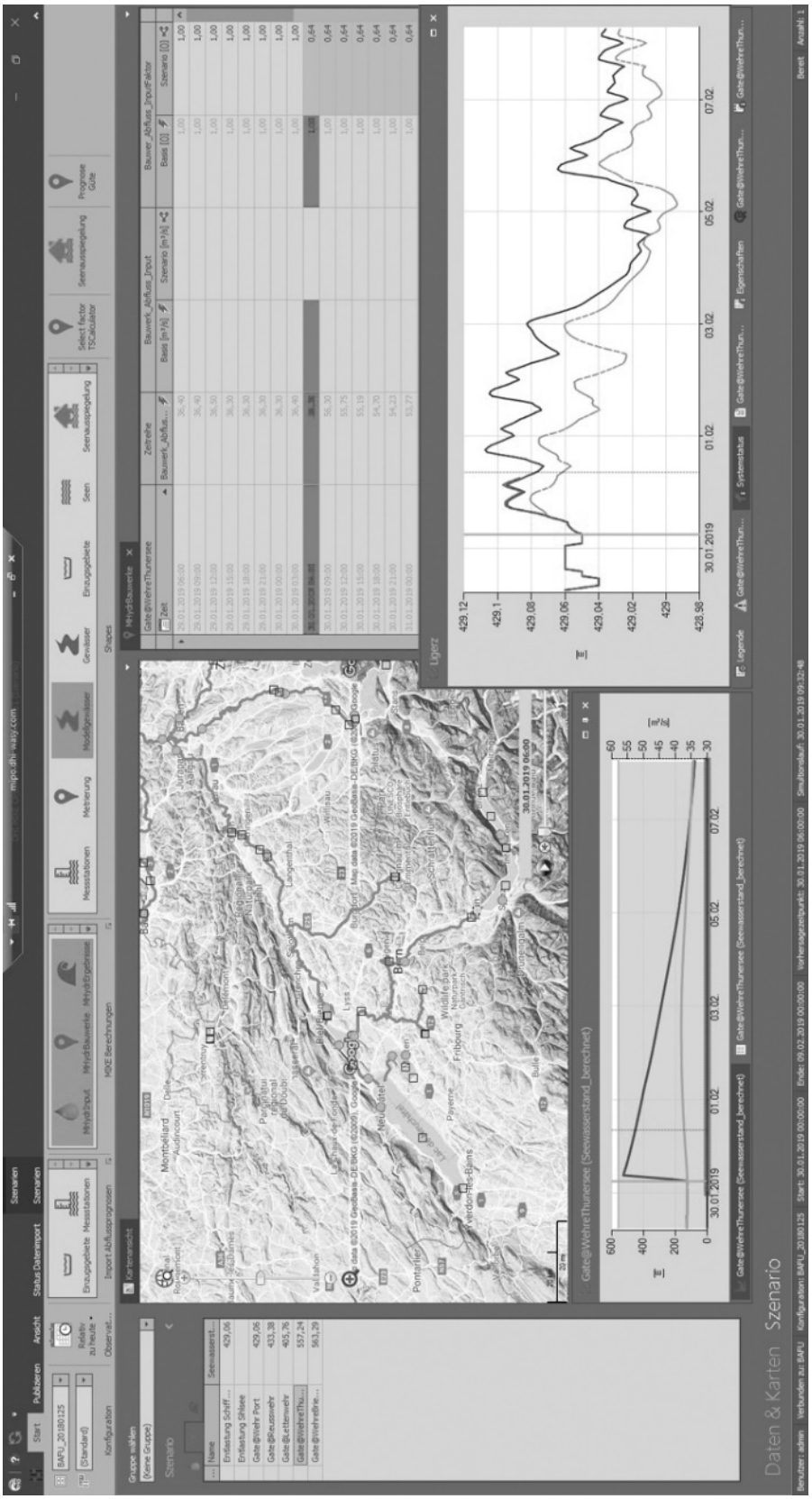


Abb. 3: Benutzeroberfläche von MIKE OPERATIONS: Visualisierung von geographischen Layern, Zeitreihen, Analysen und Reportings

Sobald der Referenzlauf vorliegt, ist das System bereit für Szenariensimulationen; es können durch mehrere Benutzer zeitgleich mehrere Szenarien erstellt werden. Im Szenariomodus können die Seeausflüsse und -zuflüsse des Referenzlaufes modifiziert werden. Die Auswirkungen des Szenarios sind nach der Berechnung im gesamten Seen- und Flussnetz sichtbar. Basis für den Vergleich bildet der Referenzlauf. Ausgewählte Szenarien können freigegeben werden und sind dann für andere Benutzer sichtbar. Anschliessend fliessen die Resultate in die nächste Hochwasservorhersage ein.

3 Visualisierung von Überflutungen

3.1 Vom 1D-Modell zur Talhydraulik

Zur Simulation von Überflutungen und zur Berücksichtig der damit verbundenen Retention auf den Abfluss, wurde im Bereich potentieller Ausuferungen entlang der Aare, Reuss und Limmat das bestehende 1D-Modell (MIKE 11) durch einen 1.5D-Ansatz ergänzt. In den Flutmulden und Überschwemmungsgebieten werden Parallelgerinne angelegt; die zugehörigen Querprofile werden mittels GIS aus dem Geländemodell generiert und in MIKE 11 importiert. Die Verknüpfung der Parallelgerinne mit dem Hauptgerinne erfolgt mittels Wehrstrukturen, deren Höhen aus den Querprofilen abgeleitet werden; somit ist ein Wasseraustausch vom Hauptgerinne in die Parallelgerinne und auch ein Zurückströmen ins Hauptgerinne möglich (Abb. 4).

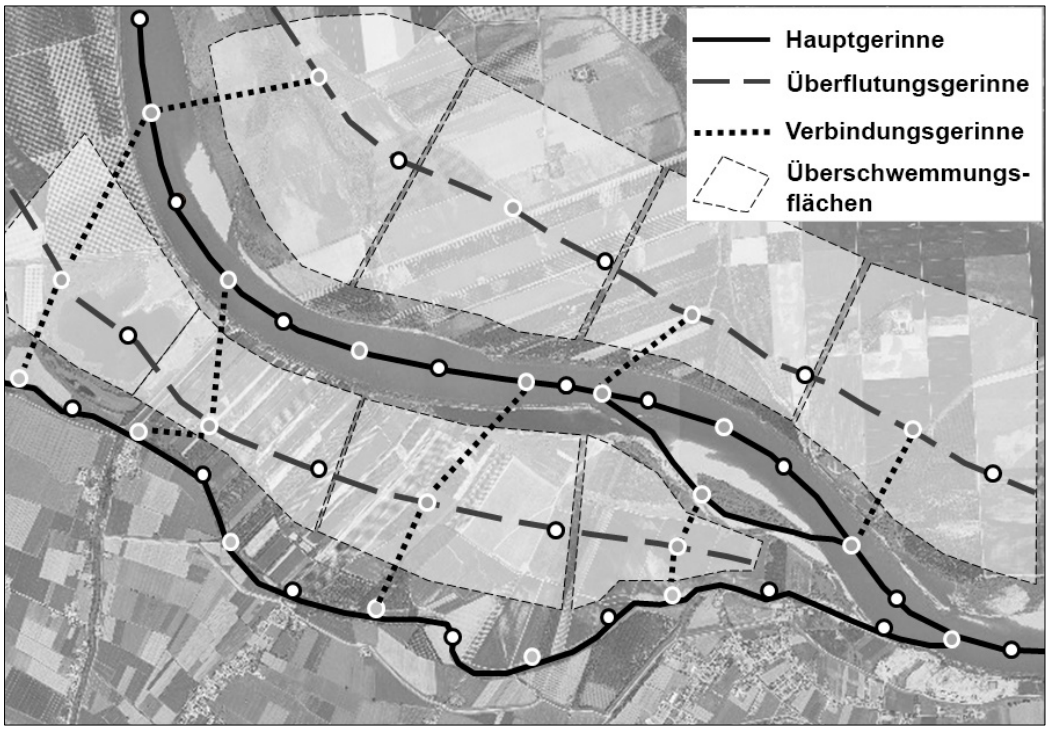
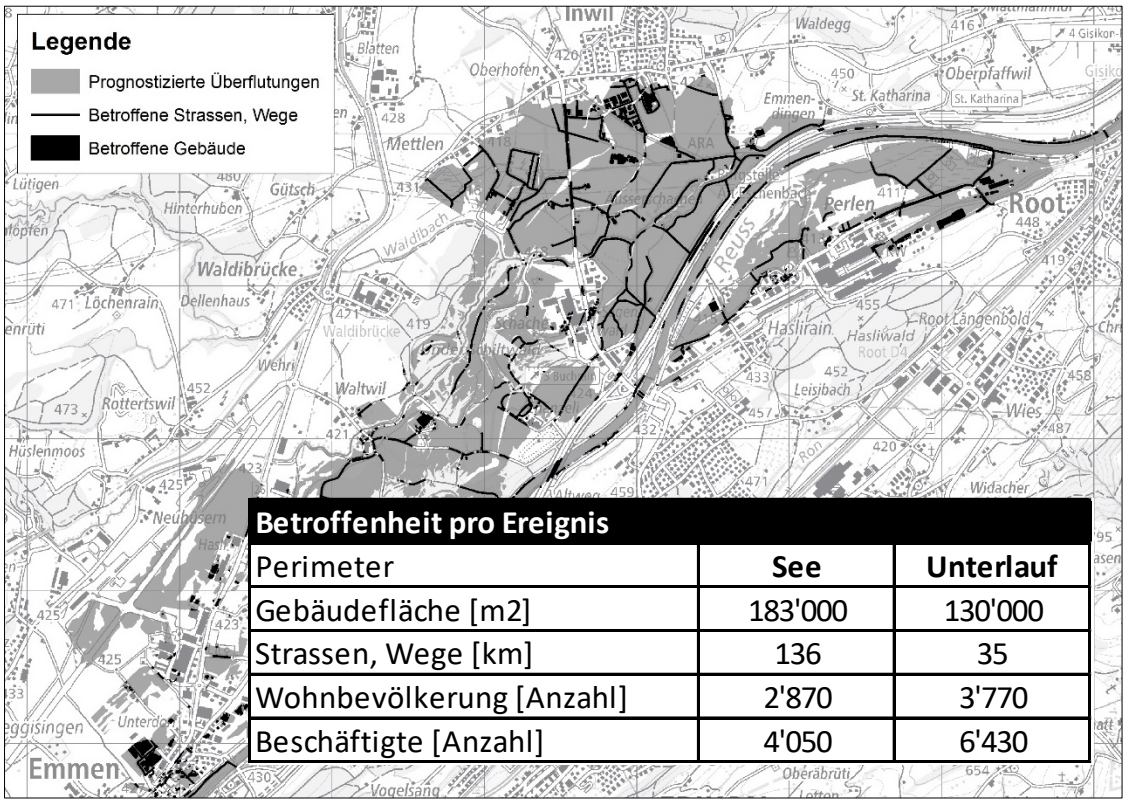


Abb. 4: Prinzipskizze des 1.5 D Modellansatzes

Komplexe Situationen erforderten ein dichtes Geflecht von Parallelgerinnen, um die Fliesspfade abzubilden. Situativ waren auch gekoppelte 1D/2D-Modelle notwendig, um das 1.5D-Modell erstellen und kalibrieren zu können. Das Modell ist eingebunden in die Umgebung von MIKE OPERATIONS und wird mit den täglich verfügbaren Zuflussprognosen betrieben.

Die Visulisierung der Überflutungsflächen erfolgt durch Verschneidung der Wasserspiegellagen mit der Topografie; dies wird mittels GIS-Funktionalitäten innerhalb MIKE OPERATIONS realisiert (Abb. 5). Ausgehend von den prognostizierten Abflüssen, können so die prognostizierten Überflutungen - zeitlich differenziert - visualisiert werden.



Betroffenheit pro Ereignis		
Perimeter	**See**	**Unterlauf**
Gebäudefläche [m2]	183'000	130'000
Strassen, Wege [km]	136	35
Wohnbevölkerung [Anzahl]	2'870	3'770
Beschäftigte [Anzahl]	4'050	6'430

Abb. 5: Visualisierung und Auswertung der potentiell betroffenen Schutzgüter vor einem bevorstehenden Hochwasserereignis (fiktive Angaben).

4 Risikomanagement

Die Ereignisanalysen der Hochwasser 2005 und 2007 (Bezzola und Hegg, 2007, 2008; Bezzola und Ruf, 2009) haben gezeigt, dass der Regulierung der Alpenrandseen (Jurarandseen, Vierwaldstätter- und Zürichsee) eine entscheidende Rolle zukommt. Durch die zeitliche und mengenmässige Abstimmung der Seeausflüsse kann auf die Grösse und Verteilung von Schäden Einfluss genommen werden, beispielsweise durch Vorabsenkungen im Vorfeld potentieller Hochwasser. Das Ziel ist eine Minimierung der Schäden im Gesamtsystem.

Dazu muss eine Quantifizierung der Betroffenheit und des Schadens vor einem drohenden Hochwasser vorgenommen werden. Konkret müssen die zu erwartenden Überflutungen mit Nutzungs-Datensätzen überlagert, ausgewertet und visualisiert werden. Aus dem Verschnitt der Überflutungsflächen mit den Nutzungsdatensätzen resultieren die Anzahl betroffener Schutzgüter (Personen, Gebäude, Arbeitsplätze, Infrastrukturen, Kulturgüter, Sonderobjekte, etc.).

Um eine schweizweite Vergleichbarkeit zu gewährleisten, erfolgt die Berechnung der Betroffenheit und des erwarteten Schadens in den Grundsätzen nach den minimalen Standards für kantonale Risikoübersichten für gravitative Naturgefahren (BAFU, 2020).

5 Zusammenfassung und Ausblick

In den vergangenen 10 Jahren führte der Weg vom einfachen 1D-Modell hin zum serverbasierten Überflutungsmodell. Das schrittweise Vorgehen hat sich bewährt und förderte das Verständnis für die hydraulischen Vorgänge, die Sicherheit in der Anwendung der Tools und eine zielgerichtete Weiterentwicklung.

Der serverbasierte Betrieb des hydrodynamischen Modells Seeregulierung versetzt das BAFU in die Lage, die Kantone bei der Hochwasserbewältigung fundiert zu unterstützen. Wesentlich sind hierbei ein robustes und leistungsfähiges Modell, eine intuitive Oberfläche und die Möglichkeit, die mit der Regulierung betrauten Kantone einbinden zu können. Die gemeinsame Basis für Regulierentscheide in Krisensituationen wird somit auch auf technischer Ebene um einen weiteren Baustein erweitert.

Ende 2020 wurden ausgewählte Benutzer aus dem BAFU und den Regulierkantonen geschult und mit dem neuen Tool vertraut gemacht; der Workflow wird eingespielt und konsolidiert. Ihre Erfahrungen beeinflussen die Weiterentwicklung von Funktionalitäten, Darstellungen und Reports. Mitte 2021 wird der operationelle Serverbetrieb des hydrodynamischen Modells aufgenommen.

Mittelfristig ist eine ergänzende, rein lesende Plattform angedacht (MIKE OPERATIONS Web), welche über einen Webbrowser zugänglich ist. Diese spiegelt die wichtigsten Informationen und macht diese primär den betroffenen Anrainerkantonen zugänglich.

Danksagung

Den Regulierkantonen Bern, Zürich und Luzern danken wir für die gute Zusammenarbeit bei den in diesem Artikel aufgeführten Tätigkeiten.

Referenzen

BAFU (2020). Allgemeine Informationen zur Seeregulierung und Faktenblätter für die grössten regulierten Seen, http://www.bafu.admin.ch/seeregulierung (abgefragt am 31.3.2021)

BAFU (2020). Minimale Standards - Kantonale Risikoübersichten für gravitative Naturgefahren, http://www.bafu.admin.ch/risikouebersichten (abgefragt am 31.3.2021)

Bezzola, G. R., Hegg, C. (Ed.) (2007). Ereignisanalyse Hochwasser 2005, Teil 1 – Prozesse, Schäden und erste Einordnung, Bundesamt für Umwelt BAFU, Eidgenössische Forschungsanstalt WSL. Umwelt-Wissen Nr. 0707, 215 S.

Bezzola, G.R., Hegg, C. (Ed.) (2008). Ereignisanalyse Hochwasser 2005, Teil 2 – Analyse von Prozessen, Massnahmen und Gefahrengrundlagen, Bundesamt für Umwelt BAFU, Eidgenössische Forschungsanstalt WSL. Umwelt-Wissen Nr. 0825, 429 S.

Bezzola, G.R., Ruf, W.(Ed.) (2009). Ereignisanalyse Hochwasser August 2007. Analyse der Meteo- und Abflussvorhersagen; vertiefte Analyse der Hochwasserregulierung der Jurarandgewässer. Umwelt-Wissen Nr. 0927. Bundesamt für Umwelt, Bern, 209 S.

DHI (2020). Informationen zu MIKE OPERATIONS, https://www.mikepoweredbydhi.com-/products/mike-operations, (abgefragt am 31.3.2021)

Inderwildi, A., Ruf, W., Bezzola, G. R. (2014). Hochwassermanagement und Seeregulierungen, Internationales Symposium 2014 Wasser- und Flussbau im Alpenraum, Band 2 Naturgefahren, Mitteilung 228, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, 565-575

Wernli-Schärer, L., Bialek, R., Buser, M., Flury, C., Gerber, B., Haslinger, F., Schweizer, J. (2016). Strategies for the reduction of natural hazards damages by optimized warning, alarming and intervention in Switzerland. In G. Koboltschnig (Ed.), 13th congress INTERPRAEVENT 2016. 30 May to 2 June 2016. Lucerne, Switzerland. Conference proceedings "Living with natural risks“, 1005-1013

Adressen der Autoren

Andreas Inderwildi (korrespondierender Autor)
Dr. Gian Reto Bezzola

Bundesamt für Umwelt, Abteilung Gefahrenprävention

CH-3003 Bern

andreas.inderwildi@bafu.admin.ch
gianreto.bezzola@bafu.admin.ch

Hochwasserschutz an der Emscher – physikalische und virtuelle Umsetzung

Flood protection along the river Emscher – physical and virtual Implementation

Christian Pohl, Anna Zabel, Günther Reichel, Georg Johann

Kurzfassung

Entlang des Flusses Emscher werden zwei Hochwasserrückhaltebecken (HRB) errichtet, die sich aktuell in einem bautechnischen Zwischenzustand befinden. An beiden Becken wurden bereits mehrere Beckenteile ausgehoben. Mit der noch offenen Aushebung weiterer Beckenteile und der Schleifung der Emscherdeiche werden im Endzustand zwei durchflossene HRB entstehen.

Nachdem sich in den abgekoppelten Beckenteilen eine natürliche Wasserspiegellage eingestellt hat, haben sich dort Feuchtbiotope mit artenspezifischer Besiedelung gebildet. Aus Überlegungen des Naturschutzes ergab sich daraus neu das Ziel, die ursprünglich nur als temporär, d.h. während des Bauzustandes, vorgesehene Wasserfläche für die mittlerweile angesiedelte Avifauna dauerhaft zu erhalten.

Erste Untersuchungen dazu ergaben, dass dies nur mit zusätzlichen Abgrabungen erfüllt werden kann, um die planfestgestellten Retentionsvolumen einhalten zu können. Begleitend zur Fachplanung erfolgt daher eine hydraulische Nachweisführung mit Hilfe von 1D-hydro-numerischen-Modellen (MIKE HYDRO RIVER mit MIKE1D als numerischer Engine). Betrachtet werden der bauliche Zwischenzustand, der geplante Endzustand und mögliche Varianten zur Schaffung von zusätzlichem Retentionsvolumen.

Für eine spätere Überprüfung der real zum Einsatz kommenden Steuerungen wurde das 1D-Modell zusätzlich in das System VIRTUAL RIVER übernommen: Mit VIRTUAL RIVER werden hydraulische Berechnung und Regelungsthematik bewusst getrennt. VIRTUAL RIVER stellt für die Regelung eine Datenschnittstelle zur Verfügung, an welcher genau jene Daten anliegen, die auch in der Realität verfügbar sind.

Abstract

Along the river Emscher, two flood retention basins (HRB) are being built, currently being in an intermediate development stage. Several parts of the future

retention basin have already been excavated at both HRB sites. Having completed all the planned excavations and removing the existing dikes along the Emscher, two hydraulically connected HRBs will be available in the final stage.

However, based on the current intermediate stage's natural conditions, a water level has established, fostering a wet specific avifauna in some separated sections of the so far excavated parts of retention basins. Thus, motivated by aspects of nature conservation, it is desired to preserve this situation permanently.

First investigations showed that ensuring the originally stipulated retention volume can only be achieved by excavating additional sediments. For proofing the adoption of the measures, a hydraulic verification study was carried out by applying a 1D hydrodynamic model based on MIKE HYDRO RIVER. Thereby, the current development stage, the planned final situation, and diverse scenarios to create additional retention volume were considered.

For future tests and approvements of the control system being used in the real-world environment, the 1D-model was integrated into VIRTUAL RIVER. Applying VIRTUAL RIVER, the hydro-numeric calculations and all aspects of control are split completely. Control – e.g., the rule-based operation of gates – is no longer part of the hydrodynamic model. Instead, external control modules (e.g., SPS) are integrated via VIRTUAL RIVER's data interface.

1 Veranlassung und Situation

Das Verbundsystem der Hochwasserrückhaltebecken Mengede (HRBM) und Ellinghausen (HRBE) befindet sich am Unterlauf der Emscher etwa sieben Kilometer vor deren Einmündung in den Rhein. Das Verbundsystem ist darauf ausgelegt, dass – bei voller Ausnutzung aller Beckenvolumina - der maximale Abfluss im finalen Zustand bei allen Bemessungsereignissen im Unterlauf des HRB Mengede auf 70 m^3/s gedrosselt wird, wobei das stromauf liegende Becken HRBE ungesteuert ist, während der Abfluss aus HRBM über vier Gleitschütze kontrolliert wird.

Die volle Wirkung wird das Verbundsystem aber erst im Endzustand haben, denn aktuell verläuft die Emscher noch zwischen ihren alten Bestandsdeichen. Damit wird ein Übertritt von Schmutzfracht in die Becken verhindert. Die Emscher ist historisch ein offener Abwasserleiter, der mit Fertigstellung des Emscher Kanals in 2021 abwasserfrei wird. Die Rehnen und Emscherdeiche werden zu diesem Zeitpunkt für den Bereich der Becken Mengede und Ellinghausen geschliffen. Im finalen Zustand wird die Emscher durch die beiden Rückhaltebecken verlaufen und es entstehen zwei durchströmte Rückhalteräume.

Das HRB Mengede (HRBM) befindet sich bautechnisch aktuell in einem Zwischenzustand. Vier Beckenteile wurden von 2011 bis 2013 ausgehoben. Diese sind derzeit von (Grund-) Wasser benetzt und wachsen allmählich feuchtetypisch samt artenspezifischer Besiedlung ein. Dazwischen verläuft – wie oben beschrieben - die noch schmutzwasserbefrachtete Emscher in ihren alten Bestandsdeichen (Abb.1) als Doppeltrapezprofil.

Für das HRB Ellinghausen (HRBE) wurde zunächst der in Fließrichtung rechts gelegene Beckenteil A ausgehoben, weitere Beckenteile folgten 2018/2019. Mit der Wegnahme der Emscherdeiche wird - voraussichtlich noch 2021 - der endgültige Zustand hergestellt. Aufgrund von (Regen-)Wasser beginnen Teile von Becken A ebenfalls feuchtetypisch einzuwachsen.

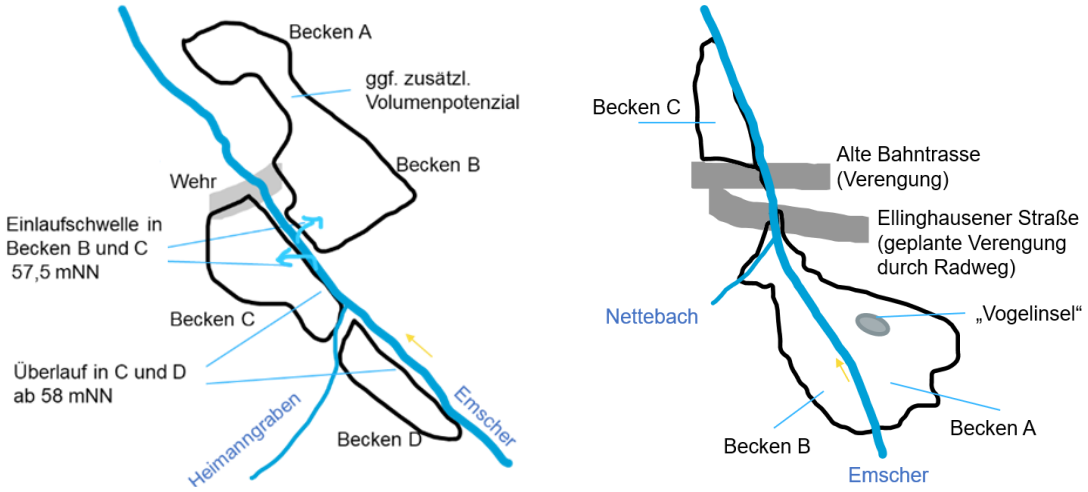


Abb. 1: Schematische Darstellung der HRB Mengede (links) und Ellinghausen (rechts); Fließrichtung jeweils von Süd-Ost nach Nord-West

Aus Gründen des Naturschutzes wird nun überlegt, die ursprünglich als temporär angesehenen Wasserflächen samt der mittlerweile etablierten Avifauna dauerhaft zu erhalten. Eine erste Überprüfung der EG ergaben, dass dies – vorbehaltlich des erfolgreichen Nachweises im hydraulischen Modell – nur mit zusätzlichen Vertiefungen (Auskofferungen) erfüllt werden kann, um das planfestgestellte Retentionsvolumen des HRBM noch einhalten zu können. Die erwogenen Vertiefungen bedürfen daher einer Fachplanung samt hydraulischer Nachweisführung. Letztere soll folgende Fragestellung und weiterführende Planungen berücksichtigen:

1. Überprüfung der Wirkung einer zusätzlichen Auskofferung am HRBM als mögliche Ausgleichsmaßnahme für den Erhalt der ständigen Wasserfläche für die Avifauna (Naturschutzaspekte)

2. Flussschlauchverlaufsänderung und Riffelplanungen (tieferliegende dauerhaft benetzte Einschnitte in der Geometrie) im HRBE
3. Evtl. Querprofilaufweitungen im Fließgewässerbereich zwischen dem HRB-Verbundsystem, sofern die Pkt.1 und 2. noch keine ausreichend positive Wirkung ergeben würden.

2 Modellsetup

Als Basismodell für die hydrodynamische Analyse wurde das 1D-Modell verwendet, welches bereits im Jahr 2016 von DHI mit MIKE HYDRO RIVER erstellt worden war. Das Modell deckt den Abschnitt der Emscher zwischen Modell-km 51+200 bis km 63+100 ab, wobei im Modell alle Teile der Rückhaltebecken durch eigene Flussäste abgebildet sind. Die Geometrie aller Querprofile wurde aus einem DGM abgeleitet und der Querprofilabstand beträgt in der Regel ca. 50 m.

Der Abfluss aus dem HRBE wird im Modell analog zur Situation in der Natur als ungesteuerter Vorgang abgebildet: Die Drosselung erfolgt hier über eine Querschnittseinengung durch die Betonwiderlager einer alten Bahnbrücke, welche das Wasser in der oberstrom liegenden Fläche mit wesentlich größeren Querschnitten zurückhalten (vgl. Abb. 1).

Der Abfluss aus dem HRBM wird in der Natur durch das im Osten des HRB liegende Bauwerk mit vier Gleitschützen und der Entlastung über den Damm («Wehrscharte») bestimmt und auch im Modell so abgebildet. Für die Abbildung der Steuerung der Gleitschütze werden jene Strukturen verwendet, welche MIKE HYDRO RIVER dafür standardmäßig zur Verfügung stellt und die wie folgt kombiniert wurden:

- Zur Abbildung der baulichen Struktur wurden vier Schützen (Gates) implementiert, deren Abmessungen sich direkt aus den baulichen Eckpunkten ergeben.
- Für jedes Schütz können beliebige Sensoren definiert werden, welche die «Messwerte» für die Steuerung zur Verfügung stellen.
- Über sogenannte «Control-Rules» können Aktionen definiert werden, welche in Abhängigkeit von den Werten an den Sensoren erfolgen (z.B. das schrittweise Öffnen/Schließen eines Schützes in Abhängigkeit des Durchflusses, der an einem Sensor im Unterwasser anliegt).
- Parallel zu den gesteuerten Schützen gibt es eine Wehranlage, über welche das Wasser ungesteuert abfließt, wenn der Wasserstand im HRB die Kote der Entlastung («Dammscharte») erreicht.

Für die hydrodynamischen Analysen wurden – wie bereits erwähnt - drei Modellversionen erstellt (Abb. 2). Diese bilden für das HRBM die Zustände «Zwischenzustand» und «Endzustand» und für das HRBE den «Endzustand» ab, wobei sie sich primär in der Geometrie und in Details der Topologie, d.h. der Verbindung der Äste, unterscheiden.

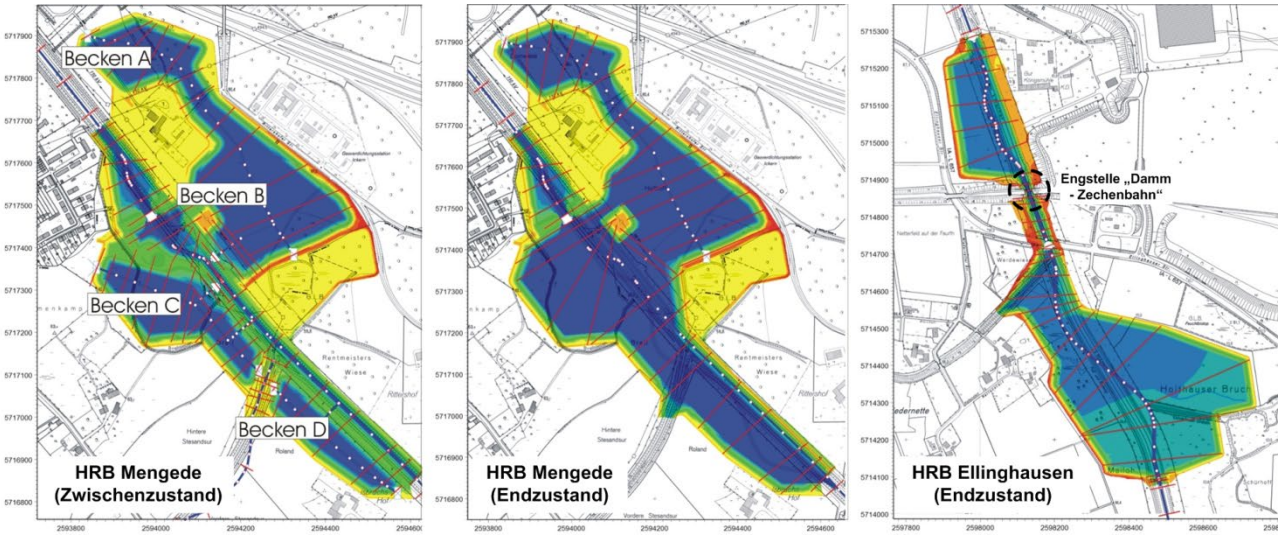


Abb. 2: DGM des HRB Mengede im Zwischenzustand (links) und Endzustand (mittig) sowie des HRB Ellinghausen im Endzustand (rechts).

Ein wichtiger Detailaspekt betrifft die betrieblichen und baulichen Festlegungen, welche sich in Detailanalysen ergeben hatten (vgl. dazu Pkt. 3), und die bei der Modellierung zu berücksichtigen waren:

1. *Zwischenzustand*:
   + Drosselabfluss für den Bauzwischenzustand Qd = 80 m³/s
   + optimierte/angepasste Steuerung durch Regelung aller Schütze
   + Anpassung der seitlichen Einlaufschwellen auf 57,5 mNN

2. *Geplanter Endzustand:*
   Drosselabfluss HRB Mengede Qd = 70 m³/s und Zv = 58 mNN im HRB Mengede – Steuerung aller Tore synchron.

Diese Eckpunkte beruhen auf Analysen in früheren Studien und sie erklären sich aus folgenden Zusammenhängen:

Im Bauzwischenzustand müssen die Beckenteile A-D (Abb. 2) vom Emscherhauptlauf getrennt bleiben, um – wie oben beschrieben – diese vom schmutzbefrachteten Wasser (Abwasser) frei zu halten. Damit steht aber nicht mehr das komplette Retentionsvolumen zur Verfügung. Die detaillierten Berechnungen (vgl. Pkt.3) zeigen, dass das Bemessungshochwasser nur mit einer Drosselleistung Qd = 80 m³/s abgefangen werden.

Zusätzlich zeigt sich, dass es wichtig ist, den Wasserstand in der Emscher möglichst lange möglichst niedrig zu halten, um ein frühzeitiges Ausströmen und Füllen von Teilen der Rückhaltebecken zu verhindern. Aus diesem Grund werden alle Schütze gesteuert, da damit eine größere Abflussöffnung zur Verfügung steht, die wiederum zu niedrigeren Spiegellagen im Bereich der HRB führt.

Nachdem dieser Effekt aber nicht ausreichend war, wurde die o.a. Erhöhung der seitlichen Einlaufschwellen auf eine Kote von 57,5 mNN festgelegt, so dass auch dadurch die (frühzeitige) Einströmung in die Becken unterbunden wurde.

3 Beispiel einer Nachweisführung

In den nachfolgenden Ausführungen wird exemplarisch jenes Szenarium dargestellt, welches für ein ausgewähltes Bemessungsereignis zeigt, dass das Einhalten von Qd = 70 m^3/s in der Zwischenphase nicht möglich ist und welches für die Bauphase zur Festlegung des erhöhten Drosseldurchflusses von Qd = 80 m^3/s führte.

Als Ausgangsbasis wurde bei der Simulation noch von Qd = 70 m^3/s und einem maximalen/optimalen Wasserstand Zv = 58 mNN ausgegangen. Die Simulation zeigt, dass sich frühzeitig – etwa bei Stunde 11:00 – der maximale Wasserstand von 58 mNN einstellt. Dieser kann in der Folge nur eingehalten werden kann, wenn die Schützen um ca. 60 cm geöffnet werden. Dies führt zu einem maximalen Abfluss aus dem HRB von ca. 100 m^3/s (Abb. 3).

Wenn demgegenüber der Drosselabfluss Qd von Anfang an mit 80 m^3/s festgelegt wird, kann das Volumen des HRB optimal ausgenutzt werden und damit ist auch der maximale Durchfluss unterhalb des HRB nur 80 m^3/s.

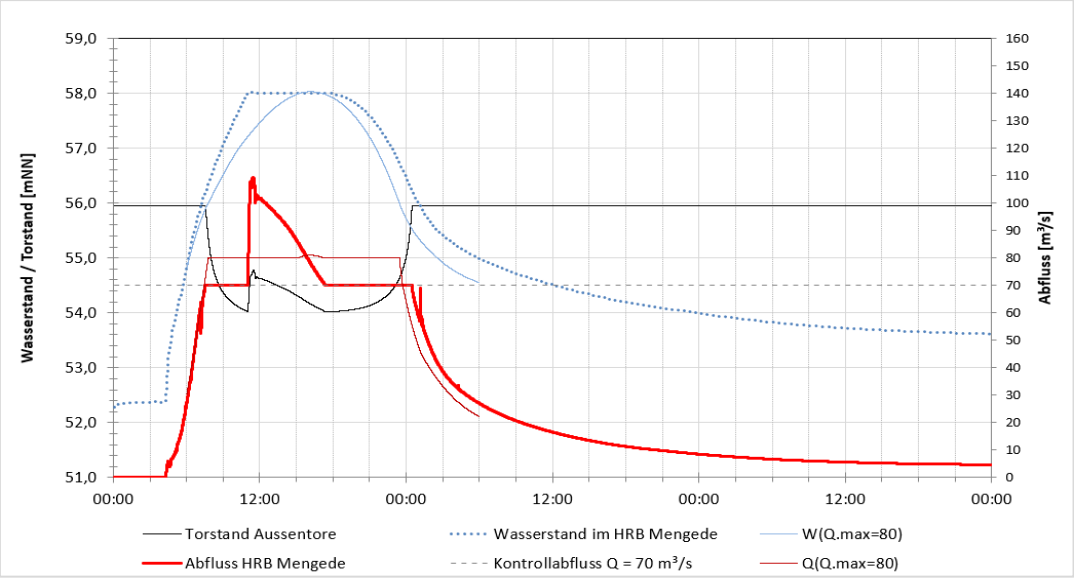


Abb. 3: Simulation für HQ_{100} (BHQ_3) mit Q^{MAX} = 123 m^3/s, Qd angenommen mit 70 m^3/s

4 Übernahme und Bereitstellung des Modells in Virtual River

Mit der Übernahme des Modells in VIRTUAL RIVER werden die hydrodynamische Modellierung und die Aspekte der Regelung bewusst und vollständig entkoppelt:

Während in der Analysephase die Regelung durch interne Strukturen des 1D-Modell-Systems abgebildet wird, erfolgt die gesamte Regelung bei der Verwendung von VIRTUAL RIVER durch externe Regelungsmodule. Diese können entweder ein digitales Abbild der realen Regelungsmodule sein – z.B. auch durch die Verwendung von Virtualisierungssoftware unterschiedlicher Hersteller – oder es kann genau jene reale (!) Hardware eingebunden werden, die später das Bauwerk in der Natur steuert.

Nachdem VIRTUAL RIVER als hydro-numerischen Kern auch MIKE1D unterstützt, können MIKE-Modelle direkt in VIRTUAL RIVER verwendet werden. Dabei sind im Wesentlichen folgende Schritte durchzuführen:

- Deaktivieren aller Elemente und Modell-Parameter, die in MIKE HYDRO RIVER zum Modellieren der Regelung implementiert sind („Control Rules“; vgl. Pkt.2).
- Definition von Sensoren, die bezüglich Lage der Messpunkte, Datentyp und Datenpunktnamen genau jenen entsprechen, die auch in der Natur vorhanden sind oder vorhanden sein werden.
- Festlegen von Parametern für die sog. Vorsimulation: Durch die Vorsimulation werden bei der Verwendung von VIRTUAL RIVER für beliebige Startwerte stabile Anfangsbedingungen berechnet.

In VIRTUAL RIVER wird damit für die hydraulischen Berechnungen genau das gleiche Modell verwendet, wie es bei den hydrodynamischen Analysen und der Planfeststellung eingesetzt wurde (Abb. 4).

Der zentrale Unterschied zu den unter Pkt.2 beschriebenen Analysen liegt darin, dass die Steuerung des HRBM nicht durch interne Algorithmen, sondern durch reale, auch physische Steuerungsmodule erfolgt. Der Fokus liegt daher nicht auf der Analyse und Modellierung, sondern auf dem Test von Steuerungssystemen und deren Konfiguration.

Nachdem praktisch alle am Markt befindlichen Steuerungssysteme als Echtzeit-Systeme ausgelegt sind, erfolgt auch die Simulation mit VIRTUAL RIVER in Echtzeit. Die Vorgänge, die im Modell grundsätzlich in wenigen Minuten oder Sekunden gerechnet werden könnten, werden so stark gebremst, dass sie genau so schnell – bzw. langsam – sind, wie die Vorgänge in der Natur selbst.



Abb. 4: Nutzung von 1D-Modellen in VIRTUAL RIVER – von der Planung zu Tests und Abnahme

Für Tests und Abnahme stellt VIRTUAL RIVER den Steuerungsanlagen nur genau jene Daten zur Verfügung, welche auch in der Natur durch entsprechende Sensoren (Pegel) verfügbar sind. Im Sinne einer noch realistischeren Prüfung können die Daten der Sensoren mit Fehlern, wie wir sie auch in der Natur finden, verfälscht werden. Diese Fehleraufschaltungen sind in VIRTUAL RIVER standardmäßig verfügbar, wobei auf jeden Sensor z.B. zufällige Schwankungen, Sensordrift aber auch Datenausfälle aufgeschaltet werden können.

Zusammengefasst ergeben sich aus der Verwendung von VIRTUAL RIVER keine neuen hydraulischen Erkenntnisse. Vielmehr ist VIRTUAL RIVER ein Test- und Analysewerkzeug, um sicherzustellen, dass die Erkenntnisse und Ziele aus hydraulischen Modellierungen auch in der Realität und insbesondere von den realen Steuerungseinrichtungen umgesetzt werden können. Diese Nachweise erfolgen natürlich erst in der Projektphase, in der auch die reale Steuerung verfügbar ist.

Ein zusätzlicher Mehrwert ergibt sich, wenn VIRTUAL RIVER auch nach Inbetriebnahme der HRB als Parallelsystem in Echtzeit mitläuft und dabei die Steuerung überwacht und unterstützt. Analog zu vielen anderen technischen Bereichen, in welchen reale Prozesse in Echtzeit durch einen „digitalen Zwilling“ („digital twin“) abgebildet werden, kann VIRTUAL RIVER zwei wertvolle Informationen liefern:

- Zum einen können an beliebigen Stellen im Gewässersystem zusätzliche Informationen abgegriffen und zur Verfügung gestellt werden. Diese können für die Unterstützung der Steuerungsmodule genutzt oder schlicht im SCADA-System für die Betriebsführung angezeigt werden.
- Zum anderen können mitlaufend und permanent die Werte aus der Simulation (VIRTUAL RIVER) und die Daten aus der Natur verglichen werden. Wenn sich dabei relevante Unterschiede ergeben, bedeutet das, dass das Verhalten des realen Systems von den Erwartungen der Planer und Betreiber abweicht. Dies wiederum kann ein Hinweis darauf sein, dass sich Teile des Systems anders verhalten, als es dem „Planzustand“ entspricht.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Im Unterlauf der Emscher werden zwei Hochwasserrückhaltebecken errichtet, wobei die hydraulische Auslegung des Systems und die grundsätzliche Konzeption der Steuerung durch hydrodynamische Modellierung mit MIKE HYDRO RIVER erfolgte.

Nachdem sich während der Bauzeit in den abgekoppelten Beckenteilen ein Feuchtbiotop mit artenspezifischer Besiedelung gebildet hat, wurde entschieden, dass aus Gründen des Naturschutzes die temporäre Wasserfläche des Bauzustands für die mittlerweile angesiedelte Avifauna dauerhaft erhalten werden soll. Die nötigen bautechnischen Anpassungen – konkret die Schaffung zusätzlichen Retentionsraumes durch Vertiefungen – wurden durch das angepasste Modell mit MIKE HYDRO RIVER untersucht. Dabei wurden die Steuerung des Systems mit den in MIKE HYDRO RIVER verfügbaren Kontrollstrukturen modelliert, optimiert und der planfestgestellte Betrieb verifiziert.

Für die Prüfung der Algorithmen, wie sie in den realen Steuerungsanlagen implementiert werden, wurde das Modell in VIRTUAL RIVER 4.0 integriert. Der zentrale Aspekt dabei ist, dass genau jene Regelungssysteme in die Simulation eingebunden werden können, wie sie später in der Realität verwendet werden. Das MIKE-Modell und VIRTUAL RIVER bilden damit ein Umfeld für Tests und Abnahmen. Dabei werden angeschlossene Steuerungssysteme mit «Messwerten» aus VIRTUAL RIVER versorgt, welche im Sinne einer sicheren und nachhaltigen Abnahme auch durch realitätsnahe Fehler und Störungen beeinflusst werden können.

Durch die spätere Verwendung von VIRTUAL RIVER 4.0 als «digital twin» kann darüber hinaus der Betrieb der Hochwasserrückhaltbecken maßgeblich unterstützt und abgesichert werden. Störungen oder Veränderungen können im realen System detektiert werden, so dass sich wertvolle Hinweise für einen optimierten und gesicherten Betriebsablauf ergeben.

Referenzen

Krüger, M.; Pohl, C. Johann, G. (2015) Optimierung der Drosselabflüsse zweier im Verbundsystem gesteuerter Hochwasserrückhaltebecken Konferenzband: 5. Symposium Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen

GR-Consult (2019): Virtual River 4.0 – Qualitätsmanagement und Training für Wasserkraftwerke und Hochwasserschutzanlagen. www.virtual-river.com.

Siemens (2018): PCS 7 Virtualisierung. https://support.industry.siemens.com

Adressen der Autoren

Christian Pohl (korrespondierender Autor)
Anna Zabel

DHI WASY GmbH, Büro Bremen

D-28195 Bremen, Knochenhauerstraße 20/25, Deutschland

cpo@dhigroup.com
akz@dhigroup.com

Günther Reichel

GR-Consult e.U.

A-4020 Linz, Luise-Hummel-Weg 3a, Österreich

gue@grcmcm.onmicrosoft.com

Georg Johann

Emschergenossenschaft

D-45128 Essen, Kronprinzenstraße 24, Deutschland

georg.johann@eglv.de

Integraler Hochwasserschutz – Zusammenführung von Einzelmaßnahmen zu Gesamtkonzept als Erfolgsmodell?

Integrated flood protection – success by overall concepts?

Andreas Rimböck, Viola Frietsch

Kurzfassung

Ein integrales Risikomanagement zur Reduktion von Hochwasserrisiken bedarf vieler einzelner Maßnahmen, zum Teil aus sehr unterschiedlichen Bereichen. An der Bayerischen Donau, an der bei sehr großen Hochwasserereignissen noch ein enormes Schadenspotenzial besteht, sind zur weiteren Risikoreduktion Flutpolder vorgesehen, die sehr effektiv die Hochwasserspitzen kappen können. Diese ersetzen nicht den klassischen «Grundschutz» aus Deichen, Mauern und mobilen Systemen, der bis zum Bemessungshochwasser (in der Regel) HQ100 wirkt, sondern stellen eine Reserve für den Überlastfall dar und ergänzen somit den Grundschutz.

Die Planungen für die Flutpolder werden breit öffentlich diskutiert. Dabei werden häufig Gegenargumente, wie «wenn Ihr im Einzugsgebiet viele kleine Rückhaltungen macht, braucht es die «Monsterpolder» nicht» oder «macht doch erst Renaturierungen, bevor Ihr Flutpolder angeht» genannt, wobei der Verdacht besteht, dass diese darauf abzielen, die eine Maßnahme (im nahen Umfeld der Gegner) durch einen Verweis auf alternative Maßnahmen (weit weg vom Gegner) auszuspielen.

Aus dieser Erkenntnis heraus hat das Wasserwirtschaftsamt Donauwörth alle bisherigen und künftigen Einzelmaßnahmen zum Hochwasserschutz in ein Gesamtkonzept «Hochwasserschutz Aktionsprogramm Schwäbische Donau» zusammengeführt. Dies liegt voll auf der Linie der bayernweiten Hochwasserstrategie des Aktionsprogramms 2020plus und weist zugleich auf weitere nötige und sinnvolle Maßnahmen der Gemeinden und der Bürgerinnen und Bürger hin. Nach ersten Eindrücken ist ein solcher Gesamtkontext zwar komplex, aber entspricht unserem verflochtenen Umweltsystem und ist hilfreich, um aufzuzeigen, dass «das eine getan, aber das andere nicht gelassen» wird.

Abstract

An integrated risk management to reduce the flood-risks needs a variety of individual measures by different stakeholders. Along the shore of the Danube in Bavaria a vast damage potential still exists. Possible countermeasures contain several intended flood polders, which can reduce the peak flow drastically. However, these will not replace conventional basic protection such as dikes, walls or mobile systems, which (generally) are effective up to the 100years design flood. They should rather be seen as an additional reserve in a possible case of overload exceeding the level of conventional basic protection.

The planning of the flood polders is a highly controversial issue. Typical refutations are: instead of building huge polders it might be better to use several smaller retention areas. Furthermore, opponents mention that renaturations were more important than building polders. The goal of these arguments is to make unpopular possibilities (from the perspective of the opponents) seem futile due to the existence of alternative possibilities, which are more in the focus of their interest.

On this basis, the water management office Donauwörth has summarised all current and upcoming flood countermeasures to one overall concept called “Flood protection program Danube Swabia”. This goes hand in hand with the Bavarian strategy ”Flood action programme 2020plus” and includes as well further necessary and reasonable measures by communities and citizens. This overall context proofs to be very complex after the first impressions but it also corresponds with the complexity of our ecological system. Besides, it aids to show that “doing one thing doesn’t mean to neglect others”.

1 Hochwasserschutz Aktionsprogramm 2020plus

Das AP2020plus (StMUV 2014) zielt darauf ab, durch verschiedene Maßnahmen aus den vier Bereichen "Nachsorge", "Vermeidung", "Schutz" und "Vorsorge" für zukünftige Hochwasserereignisse die Risiken zu verringern. Als ein Programm der Wasserwirtschaftsverwaltung konzentriert sich das AP2020plus auf Maßnahmen, deren Umsetzung in ihrer Zuständigkeit liegen. Es kann somit nicht alle Bereiche vollständig abdecken und muss durch Maßnahmen des Risikomanagements anderer Träger (zum Beispiel Bürger, Gemeinde oder Katastrophenschutz) ergänzt werden.

Ein Schwerpunkt im AP2020plus ist der Rückhalt von Hochwasser. Im sogenannten "erweiterten Rückhaltekonzept" sollen die Potenziale verschiedener Rückhaltemaßnahmen (natürlicher und technischer Rückhalt) betrachtet und Umsetzungsempfehlungen erarbeitet werden. Um an den größeren Gewässern in Bayern Handlungsspielräume bei extremen Hochwasserereignissen zu haben, sollen

dort bei drohender Überlastung der klassischen Hochwasserschutzanlagen insbesondere Flutpolder vorgesehen und gezielt geflutet werden.

2 Anwendung auf die Schwäbische Donau

Diese Bayerische Hochwasserschutzstrategie findet auch an der Schwäbischen Donau zwischen Iller- und Lechmündung Anwendung. In einem ersten Schritt wurden die Defizite und Schadenspotentiale identifiziert, die nun in Form von verschiedenartigsten Projekten nach und nach, aber als zusammengefügte Bausteine eines Gesamtpakets, verringert werden sollen. Schwerpunkte sind einerseits mehrere laufende Grundschutz-Projekte (Hochwasserschutz für Bemessungshochwasser HQ_{100} plus Klimafaktor), die in Zusammenarbeit mit den Kommunen durchgeführt werden und vorrangig auf technischen Hochwasserschutz (z.B. Deichneubauten oder -anpassungen, Mauern) setzen. Andererseits dient ein speziell auf die Region angepasstes Rückhalte-Projekt der Unterstützung dieses Grundschutzes und schafft zusätzliche Handlungsoptionen bei sehr großen Hochwasserereignissen, welche die festgelegten Bemessungsereignisse überschreiten und bei denen eine Überlastung der Schutzanlagen droht, bis hin zu Deichbrüchen.

Dieses Gesamtpaket enthält insgesamt sieben Hochwasserrückhalteräume: drei Rückhalteräume / Flutpolder für den Überlastfall als Reserven für sehr große Hochwasserereignisse, zwei Rückhalteräume für mittlere Hochwasserereignisse zur Unterstützung des Grundschutzes und zwei Rückhalteräume für natürlichen Rückhalt zur Verbesserung der Vernetzung von Fluss und Aue und zum ökologischen Ausgleich.

Die Einzelprojekte werden gemäß der Bayerischen Hochwasserschutzstrategie über den Kreislauf des Hochwasserrisikomanagements in einen Zusammenhang gebracht und weisen auf die unterschiedlichen Zuständigkeiten (z.B. Kommunen, Bürgerinnen und Bürger) bei Vermeidung, Vorsorge und Nachsorge hin. Beispielsweise wird durch die Sicherung von Flächen für Hochwasserrückhalt weiteres Schadenpotential in der Flussniederung vermieden.

3 Umsetzung

Die fachliche Umsetzung von Projekten ist aufgrund von Raumknappheit und zahlreicher unterschiedlicher Interessen ohne eine umfassende Bürgerbeteiligung kaum mehr möglich. Wie die Umsetzung des Gesamtkonzeptes sowohl unter Beteiligung der Öffentlichkeit als auch auf fachlicher Ebene erfolgt, ist mit den folgenden Beispielen dargelegt.

3.1 Fachliche Praxis

Für die Erarbeitung der fachlichen Grundlagen des Gesamtkonzeptes (z.B. hydraulische Zusammenhänge, Auswirkungen auf das Grundwasser) sind großräumige numerische Modelle aufgebaut worden, die den gesamten Gewässerabschnitt umfassen und alle Einzelmaßnahmen berücksichtigen. So sind bei der Berechnung der hydraulischen Wirkung von Rückhalte-Standorten gleichzeitig die noch nicht umgesetzten, aber geplanten Grundschutz-Maßnahmen (z.B. Deiche) im Modell eingepflegt. Dadurch werden für das Ergebnis alle Maßnahmen gleichzeitig betrachtet, es können jedoch auch Einzelmaßnahmen oder Varianten an Maßnahmenkombinationen spezifisch untersucht werden.

3.2 Offene Planung

Auch in der Kommunikation steht das Gesamtkonzept im Vordergrund. Durch verschiedene mediale Kanäle (z.B. Newsletter, Internetseite) sowie kommunikative Wege (Infoveranstaltungen, Einzelgespräche, gemeinsame Ortsbesichtigungen) werden die einzelnen Bausteine als ineinandergreifendes System dargestellt und vermittelt. Dies geschieht zum Beispiel bildhaft durch die gemeinsame Darstellung von mehreren Rückhalte-Standorten auf einem Plan, im Rahmen von Gemeindeübergreifenden Veranstaltungen oder verbal durch die Erläuterung von gemeinsamen Zielen einzelner, jedoch zusammenhängender Maßnahmen. Genannt werden dann nicht die Absenkung der Wasserspiegellage h am Standort a, sondern die kumulative Wirkung aller Standorte am Pegel x, der aufgrund seiner Lage am unterstromigen Ende des hydrologischen Einzugsgebietes alle Maßnahmen umfasst.

4 Diskussion

Den bisherigen Erfahrungen nach kann diese Zusammenführung von Maßnahmen zu einem Gesamtkonzept die Umsetzung erleichtern, lässt jedoch auch manche Fragen offen.

4.1 Pro

Die breite Betrachtung eines bzw. mehrerer Projekte entspricht im Grunde dem idealen Leitfaden zum Projektmanagement: Zu Beginn eines Vorhabens werden zunächst alle relevanten Grundlagen zusammengetragen, geordnet und priorisiert. So werden frühzeitig alle möglichen Fragestellungen erfasst und abgearbeitet. Dies kommt auch positiv bei der Öffentlichkeit an, da «das eine getan, aber das andere nicht gelassen» wird. So werden nicht einzelne Flurstücke oder Gemeindebereiche «einfach überplant», sondern die «Lasten» auf viele Schultern verteilt. Die Schaffung dieser Verhältnismäßigkeit spielt bei der Bereitschaft die jeweilige Einzelmaßnahme zu akzeptieren oder bei dieser mitzuwirken eine

wesentliche Rolle. Somit können zahlreiche Anregungen und Einwendungen zeitnah im Gesamtkontext betrachtet werden. Die für das Gesamtkonzept aufgestellten großräumigen numerischen Modelle schaffen überdies viele Synergieeffekte, die nicht nur die fachliche Abarbeitung erleichtern, sondern sich auch in den reduzierten Gesamtkosten wiederfinden.

4.2 Kontra

Gleichzeitig heißt dies, dass die Projektverantwortlichen jederzeit dieses komplexe Gesamtkonzept mit seinen Einzelmaßnahmen kennen und aufgrund der Verbindungen bei Einzelentscheidungen manchmal auch das Gesamtgefüge anpassen müssen. Solch verflochtene Systeme mit einfachen Worten den Bürgerinnen und Bürgern zu erläutern ist eine weitere Herausforderung, die nicht zu unterschätzen ist. Das Fehlen von planerischen Details, die in der Gesamtbetrachtung fachlich noch keine Rolle spielen, schafft teilweise Unzufriedenheit bei den Betroffenen, die es häufig ja gewohnt sind, fertige Planungen präsentiert zu bekommen. Für die Beantwortung von weiteren, detaillierten Fragestellungen (z.B. technische Ausführungsplanung) ist dann das großräumig aufgestellte Modell in Einzelabschnitte bzw. Auszüge aufzuteilen.

5 Zusammenfassung

Alles in allem ist das vorgestellte Gesamtkonzept, mit einer Kombination aus Grundschutz-Projekten und übergeordneten Rückhalte-Projekten, eine stabile fachliche Grundlage, die eine Vielzahl an Interessen gleichzeitig berücksichtigt und dabei hilft den gesamtgesellschaftlichen Nutzen aufzuzeigen. Den bisherigen Erfahrungen nach erleichtert das Gesamtkonzept die Umsetzung sowohl auf fachlicher Ebene als auch in der Kommunikation und fördert die Akzeptanz der Betroffenen, auch wenn die planerischen Details dabei noch nicht aufgezeigt werden können. In der frühen Planungsphase sind die zusammengeführten Einzelmaßnahmen gut umzusetzen, durch die vorhandenen Synergieeffekte sogar leichter und effizienter als getrennt oder nacheinander. In den anschließenden Planungsschritten scheint eine Aufteilung in Einzelprojekte aufgrund des wachsenden Detaillierungsgrades und der Erhöhung der Komplexität sinnvoll und erforderlich. Dabei ist und bleibt auch in Zukunft das Gesamtkonzept die Basis, welche die Projekte begründet und auf welche bei Bedarf zurückgegriffen werden kann. Langfristig wird sich die zu Beginn des Vorhabens investierte Zeit und Arbeit in die Entwicklung einer umfangreichen Grundlage wohl auszahlen.

Referenzen

Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz (Hrsg.) (2014). Hochwasserschutz Aktionsprogramm 2020plus. Online verfügbar unter: https://www.bestellen.bayern.de/shoplink/stmuv_wasser_002.htm

Adressen der AutorInnen

Dr.- Ing. Andreas Rimböck (korrespondierender Autor)
Frietsch Viola

Wasserwirtschaftsamt Donauwörth

D-86609 Donauwörth, Förgstraße 23

andreas.rimboeck@wwa-don.bayern.de
viola.frietsch@wwa-don.bayern.de

Einlassbauwerke von Retentionsräumen im Nebenschluss von Fliessgewässern

Intake structures in rivers to withdraw water to off-stream flood retention areas

Eva Gerke, David Vetsch, Robert Boes

Kurzfassung

Retentionsräume im Nebenschluss, sogenannte Flutpolder, werden mit dem Ziel errichtet, einen Teil der Hochwasserwelle zurückzuhalten und so die Hochwasserspitze zu reduzieren. Das Einlassbauwerk zur Flutung des Retentionsraums ist ein wesentlicher Bestandteil eines funktionierenden Rückhaltesystems. Einlassbauwerke können hinsichtlich ihrer Betriebsweise untergliedert werden. Generell werden ungesteuerte, bedingt gesteuerte und gesteuerte Betriebsweisen unterschieden. Welche Betriebsweise für die Rückhaltemassnahme geeignet ist, hängt im Wesentlichen mit der Einsatzhäufigkeit und dem Einsatzziel zusammen. Für die Auswahl der Bau- und Betriebsweise sind einerseits die gewünschte Wirkung und andererseits die lokalen Gegebenheiten miteinzubeziehen.

Abstract

The aim of an off-stream retention area at a river (a so-called flood polder) is to reduce the flood peak by diverting and retaining a part of the flood wave. The inlet structure of the retention area is an important component of a well-functioning flood retention system. In general, there is a distinction between uncontrolled, conditionally controlled, and fully controlled inlet structures. The evaluation of a suitable operation type mainly depends on the frequency of use and the objective of the retention measure. In addition, for an assessment of an appropriate type of inlet structure the local boundary conditions must be taken into account.

1 Einleitung

Der Ausbau von Fliessgewässern führte dazu, dass heute vielerorts natürliche Rückhalteflächen für die Dämpfung von Hochwasserabflüssen fehlen. Längsdämme wurden entlang der Flüsse errichtet, um Flächen mit hohem Schadenpotential vor Überflutung zu schützen. Da die Längsdämme auf einen Hochwasserstand einer bestimmten Wiederkehrperiode bemessen sind, birgt das Überschreiten dieses Wasserstands die Gefahr eines unkontrollierten Versagens der Dämme und damit grosser Schäden im Hinterland.

Eine Massnahme zur Vermeidung solcher unkontrollierten Überflutungen ist die Abflussentlastung aus dem Hauptgerinne in eine Retentionsfläche im Nebenschluss, auch Flutpolder genannt. Aufgrund von Nutzungskonflikten mit landwirtschaftlich genutzten Flächen sowie Siedlungs- und Wirtschaftsräumen in Flussniederungen ist die Ausweisung solcher Retentionsflächen nur begrenzt möglich und deren effiziente Nutzung erforderlich. Damit im Hochwasserfall der gesamte Rückhalteraum ausgenutzt werden kann, ist zwischen der Retentionsfläche und dem Fliessgewässer ein Trenndamm angeordnet (Abbildung 1). So steht die Fläche bei normalen Abflussbedingungen trocken und wird erst ab dem Überschreiten des Bemessungshochwasserabflusses geflutet.

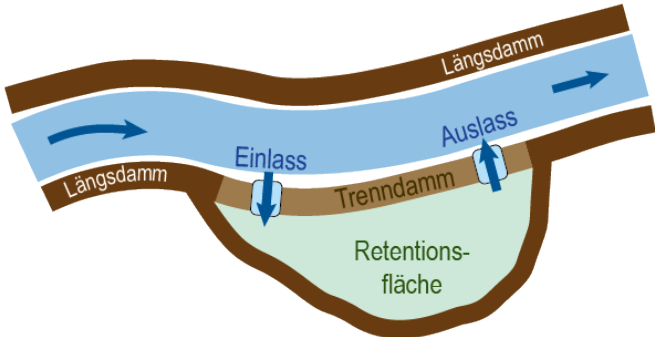


Abbildung 1: Schematische Darstellung eines Retentionsraums im Nebenschluss

Als Einlassbauwerk kommen diverse Bautypen in Frage, deren Auswahl die Untersuchung verschiedener Varianten unter Berücksichtigung des Einsatzziels der Retentionsmassnahme erfordert. Im Rahmen einer Studie zur Gegenüberstellung von Bauweisen von Einlassbauwerken wurden Daten von Flutpoldern und seitlichen Entlastungen zusammengetragen. Das Ziel war, Erfahrungen mit dem Betrieb und Unterhalt der Einlassbauwerke gegenüberzustellen und darauf aufbauend systematisch Kriterien für deren Bewertung aufzustellen.

2 Einfluss des Einsatzziels auf die Betriebsweise

2.1 Einsatzziel und angestrebte Wirkung

Das Einsatzziel der Retentionsmassnahme und die Bewirtschaftungsstrategie, d.h. die Festlegung für den Beginn der Flutung sowie das Vorgehen zur Füllung des Retentionsraums, sind massgebend für die Dimensionierung des Einlassbauwerks. Retentionsflächen werden zum einen für die Flutung im Überlastfall eingesetzt, um ein Versagen der vorhandenen Hochwasserschutzmassnahmen, z.B. der Längsdämme, zu verhindern. Zum anderen dienen sie fallweise der Kompensation von natürlichen Überschwemmungsflächen, die durch den Gewässerausbau verloren gegangen sind. Retentionsflächen im Nebenschluss werden auf ein Hochwasserereignis einer bestimmten Wiederkehrperiode dimensioniert. Das Bemessungshochwasser haben in der Regel eine Wiederkehrperiode

von 30 oder 100 Jahren oder treten noch seltener ein. Die Einsatzhäufigkeit des Einlassbauwerks hängt damit unmittelbar zusammen.

Mit seitlichen Entlastungen werden je nach Schutzkonzept unterschiedliche Wirkungen unterstrom des Entlastungsbauwerks angestrebt. So können seitliche Entlastungen als Notentlastungsventile wirken, die ab einem definierten Wasserstand anspringen, um sicherzustellen, dass ein bestimmter Grenzabfluss im Unterwasser, z.B. zur Einhaltung des Freibords, eingehalten wird. Demgegenüber wird insbesondere bei verhältnismässig kleinen Rückhalteräumen das Ziel einer möglichst horizontalen Kappung der Hochwasserspitze verfolgt. Entscheidend für die Wirksamkeit der Retentionsmassnahme ist der Verlauf der Hochwasserganglinie und der Abflussfülle. Bei einer steil verlaufenden Abflussganglinie und einem spitzen Scheitel kann mit dem gleichen Retentionsvolumen der Abfluss stärker gedämpft werden als bei einem breiten und langgezogenem Abflussscheitel (Vischer und Hager, 1992).

Für viele Mittellandflüsse wurde anhand unterschiedlicher Hochwasserszenarien das Potential der Abflussdämpfung durch eine gezielte Nutzung der Rückhalteräume analysiert (Förster *et al.*, 2005; Homagk und Bremicker, 2006; Fischer, 2007). Häufig wird eine regulierte Ausleitung aus dem Fliessgewässer in die Retentionsfläche angenommen. Wichtig für die Konzeption der Retentionsmassnahme ist neben der Abflussfülle der Hochwasserwellen und des nutzbaren Retentionsvolumens auch die Betrachtung der Umsetzbarkeit der Betriebsweise des Einlassbauwerks.

2.2 Bewirtschaftungsstrategie und Betriebsweise

Bei den Betriebsweisen werden gesteuerte, bedingt gesteuerte und ungesteuerte Einlassbauwerke unterschieden. Nur eine adaptive, d.h. eine an das Hochwasserszenario angepasste Steuerung des Einlasses, erlaubt eine horizontale Hochwasserscheitelkappung (Abbildung 1, links). Ein gesteuertes Einlassbauwerk ist vergleichbar mit einem gesteuerten Wehr. Zur Abflussregulierung werden Wehrklappen oder Schützen eingesetzt. Die Entscheidungen zur Steuerung des Bauwerks während des Hochwasserrückhalts müssen im Einzelfall abhängig vom Verlauf der Hochwasserganglinie getroffen werden.

Ein bedingt gesteuertes Einlassbauwerk wird ab einem bestimmten Wasserstand an einer Pegelstation oder auch ab einem bestimmten prognostizierten Wasserstand geöffnet und bis zum Abklingen des Hochwassers nicht mehr geschlossen. Eine Steuerung während der Flutung des Retentionsraums ist ebenfalls nicht möglich oder beabsichtigt. Mit dem Einsatz bedingt gesteuerter Bauwerke wird die Wirkung eines Dammbruchs nachgeahmt (Abbildung 1, Mitte). Unkontrollierte Dammbrüche zeigten zum Beispiel beim Juni-Hochwasser 2013 bei Fischbeck

an der Elbe oder bei Hofkirchen an der Donau die Dämpfungswirkung solcher unbeabsichtigten seitlichen Entlastungen (BfG, 2013). Eine bedingt gesteuerte Betriebsweise wird etwa mittels Öffnung von Dammscharten durch Sprengung oder Baggerung umgesetzt.

Ein ungesteuertes Bauwerk funktioniert komplett ohne Eingriffe durch den Menschen. Als ungesteuerte Einlassbauwerke kommen Streichwehre oder gegen Erosion geschützte überströmbare Dammsektionen zum Einsatz. Die Entlastung des Abflusses beginnt dann, wenn der Wasserstand im Fluss die Überlaufschwelle des Einlassbauwerks erreicht. Damit im Bemessungshochwasserfall die Abflusskapazität der seitlichen Entlastung für eine wirksame Hochwasserdämpfung ausreicht, muss die Entastung bereits im ansteigenden Ast der Hochwasserwelle beginnen (Abbildung 1, links). Dies erfordert ein im Vergleich zu gesteuerten oder bedingt gesteuerten Einlassbauwerken relativ grosses nutzbares Retentionsvolumen. Die Situation kann durch Einlassbauwerke, deren Kapazität nach Beginn des Überströmens schlagartig erhöht wird, verbessert werden. Dafür können Kippelemente oder erodierbare Dammsektionen eingesetzt werden (Bühlmann und Boes, 2014).

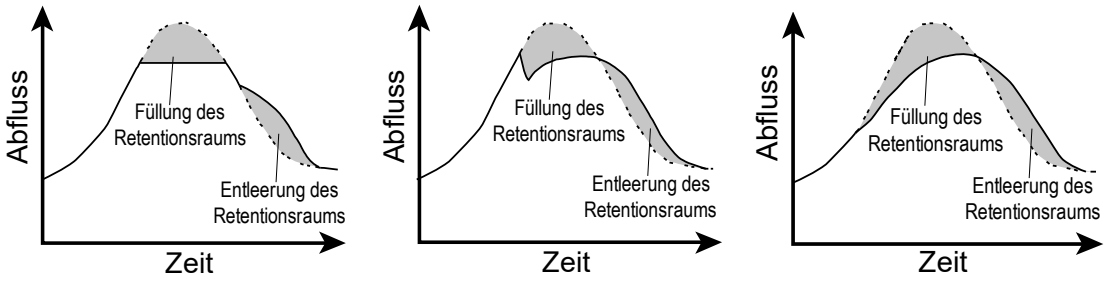


Abbildung 2: Retentionswirkung mit unterschiedlichen Betriebsweisen (- - Abflussganglinie ohne Retentionsmassnahme, –– Abflussganglinie mit Retentionsmassnahme); Links: Gesteuerter Einlass, Mitte: Bedingt gesteuerter Einlass, Rechts: Ungesteuerter Einlass.

3 Voraussetzungen für die Betriebsweise des Einlassbauwerks

3.1 Zielkonflikte hinsichtlich Betriebsweise

An das Einlassbauwerk werden hohe Anforderung bezüglich Betriebssicherheit gestellt, vor allem im Hinblick auf die seltene Nutzung. Robuste Bauweisen ohne Steuerung bieten somit einige Vorteile. Eine effiziente Hochwasserscheitelkappung kann hingegen nur mit einer flexiblen Steuerung des Einlassbauwerks erzielt werden, welche wiederum dem Gedanken einer robusten Bauweise widerspricht. Um die Zuverlässigkeit von gesteuerten Einlassbauwerken sicherzustellen, sind daher regelmässige Funktionskontrollen und Einsatzübungen notwendig.

Da die Retentionsräume im Nebenschluss durch Trenndämme vom Fliessgewässer abgeschnitten sind und die Überflutung statistisch gesehen nur alle 30 Jahre oder noch seltener erfolgt, unterbindet dies eine dynamische Aueentwicklung (Pfarr, 2014). Deshalb werden neben dem Einsatzziel „Rückhalt im Hochwasserfall“ mittlerweile häufig ökologische Flutungen gefordert. Dabei werden die Retentionsflächen regelmässig bereits bei kleinen Hochwasserereignissen durchströmt mit dem Ziel, eine aueähnliche Dynamik nachzuahmen (DWA, 2014). Für die ökologischen Flutungen muss das Einlassbauwerk in der Lage sein, die im Vergleich zum Hochwasserbemessungsabfluss geringen Abflussmengen abzuführen. Dies wird jedoch dadurch erschwert, dass die Einlassbauwerke im Allgemeinen darauf bemessen werden, im seltenen Hochwasserfall rasch eine hohe Leistungsfähigkeit zu erreichen. Zudem werden die Einlassbauwerke erst ab Hochwasserabflüssen mit einer bestimmten Wiederkehrperiode angeströmt, weshalb eine seitliche Entlastung bei kleinen Abflüssen je nach Situation aufgrund der niedrigeren Wasserspiegellagen nicht möglich ist. Aus diesen Gründen wird für ökologische Flutungen häufig ein separates Durchlassbauwerk angeordnet. Um bei einem Bemessungshochwasserereignis für die Entlastung des Hauptgerinnes das gesamte nutzbare Retentionsvolumen ausnutzen zu können, ist bei der Prognose eines entsprechenden Hochwasserereignisses eine Unterbrechung der ökologischen Flutung und eine Entleerung der Retentionsfläche vorzusehen.

3.2 Kriterien für die Wahl einer Betriebsweise

Damit eine bestimmte Betriebsweise umgesetzt und auch erfolgreich für eine wirksame Retention im Hochwasserfall eingesetzt werden kann, sind bei der Konzeption des Einlassbauwerks bestimmte Kriterien zu prüfen. Je komplexer die Betriebsweise ist, desto mehr Kriterien müssen für die Gewährleistung der Funktionsfähigkeit erfüllt sein. Eine horizontale Scheitelkappung mittels ereignisangepasster Steuerung ist nur durchführbar, wenn der Verlauf der Hochwasserganglinie und die Abflussfülle bekannt sind. Dafür ist eine genaue Abflussprognose, die auch bei seltenen Hochwasserereignissen zuverlässig funktioniert, für den Zeitraum des Rückhalts notwendig. Bei Abweichungen des tatsächlichen Abflusses von der Prognose wird die Dämpfungswirkung der gesteuerten Retentionsmassnahme bereits deutlich reduziert (Fischer, 2007). Eine ausreichende Vorwarnzeit ist für die Vorbereitungen einer gezielten Flutung sowie zur Vorhaltung des Personals für die Steuerung erforderlich. Diese Voraussetzung muss auch bei bedingt steuerbaren Einlassbauwerken für die Öffnung des Einlasses erfüllt sein.

Daneben ist die Überwachung des Abflusses im Fliessgewässer anhand von Kontrollpegeln und der Füllung des Retentionsraums für eine ereignisangepasste

Steuerung zwingend notwendig. Auch bei Hochwasser müssen die Pegel noch zuverlässig Messwerte liefern. Für den Ausfall der Pegeldaten ist alternativ zur ereignisangepassten Steuerung eine vereinfachte Vorgehensweise vorzusehen, die auch mit dem Ablesen von Lattenpegeln noch bewerkstelligt werden kann.

Die Voraussetzungen für eine bedingt gesteuerte Betriebsweise sind insgesamt weniger komplex als für eine ereignisabhängige Steuerung des Einlasses. Für den Beginn der Flutung des Rückhalteraums werden einfache Regeln in Abhängigkeit von Wasserständen im Hauptgerinne oder, sofern möglich, von prognostizierten Abflüssen in einem bestimmten Zeitraum formuliert.

Die robusteste Betriebsweise wird mit einem ungesteuerten Einlassbauwerk erreicht. Ungesteuerte Einlassbauwerke eignen sich daher vor allem, wenn keine Abflussprognosen in ausreichender Qualität zur Verfügung stehen und aufgrund steiler Abflussganglinien, z.B. in (vor-)alpinen Einzugsgebieten, die Vorwarnzeit bis zum Hochwasser gering ist. Nachteilig ist im Vergleich zu gesteuerten oder bedingt gesteuerten Einlässen allerdings, dass das Anspringen des Einlasses von der Wasserspiegellage im Hauptgerinne abhängt. Auf unterschiedliche Hochwasserszenarien kann bei der Füllung des Retentionsraums nicht reagiert werden.

4 Berücksichtigung der örtlichen Randbedingungen für die Umsetzbarkeit eines Einlassbauwerks

Es ist zu beachten, dass für die Auswahl der Bau- und Betriebsweise eines Einlassbauwerks neben den allgemeinen Vor- und Nachteilen die örtlichen Gegebenheiten eine entscheidende Rolle spielen. Neben der Bauweise sind auch die Anordnung und die Anströmung des Entlastungsbauwerks in die Konzeption mit einzubeziehen.

Fliessgewässer können bei Hochwasser eine beträchtliche Menge an Schwemmholz und Geschiebe mit sich führen. Bei überströmten Bauweisen ist das Abführen von Schwemmholz unproblematisch. Bei gesteuerten Bauweisen können Verklausungen hingegen eine Blockade der Antriebe verursachen, sodass diese nicht mehr bedient werden können. Generell sollte versucht werden, Schwemmholz und Treibgut bereits weiter oberstrom im Fluss zurückzuhalten (z.B. mittels Rückhalterechen (Schmocker und Weitbrecht, 2013), sodass diese nicht bis zum Einlassbauwerk gelangt.

Durch die Abflussentlastung verändert sich die Geschiebedynamik im Fluss. Die Wasserspiegellage an Steuerpegeln ist entscheidend für die Steuerung der Einlassbauwerke. Sohlenlagenänderungen im Bereich des Steuerpegels bewirken jedoch eine Veränderung der Wasserstands-Abfluss-Beziehung. Erosionen am

Steuerpegel würden beispielsweise dazu führen, dass Flutpolder später geflutet würden und der Retentionsraum letztlich nicht ausreichend ausgenutzt würde (Baumgartner *et al.*, 2017). Unmittelbar an der seitlichen Entlastung kommt es aufgrund der Abflussentlastung zu einer reduzierten Sedimenttransportkapazität. Geschiebematerial lagert sich im Gerinneabschnitt unterstrom des Einlassbauwerks ab. Die Auflandungen an der Sohle bedingen einen Rückstaueffekt und somit eine grössere Druckhöhe am Wehrüberfall (Rosier *et al.*, 2008). Vor allem bei ungesteuerten Einlässen ist zu beachten, dass sich die Überfallcharakteristik ändert und die abgeleitete Überfallwassermenge nicht mehr über die Wasserstands-Abfluss-Beziehung im Fluss hergeleitet werden kann.

Die Anströmung ist entscheidend für die hydraulische Leistungsfähigkeit eines Einlassbauwerks. Eine hohe Leistungsfähigkeit wird durch eine frontale Anströmung, z.B. in der Aussenkurve eines Fliessgewässers erreicht. Da Geschiebe eher in der Kurveninnenseite transportiert wird, ist bei Entlastung in der Aussenkurve die Gefahr des Geschiebeeintrags geringer, vor allem, wenn dies erst unterstrom des Krümmungsscheitels erfolgt. Allerdings wird das Schwemmholz eher in der Aussenkurve zum Einlassbauwerk hin transportiert. Allenfalls sind weitere Massnahmen zum Schwemmholzrückhalt vorzusehen, z.B. mittels Tauchwänden und Einlaufrechen.

Vorteilhaft für die Anströmung ist eine Strömungsberuhigung am Einlassbauwerk. Dies hat auch für die Steuerung des Einlasses den Vorteil einer klaren hydraulischen Kontrolle. Eine Strömungsberuhigung ist vorhanden, wenn sich das Einlassbauwerk in einem durch eine Staustufe rückgestauten Flussabschnitt befindet und der Stau durchgehend, auch während des Hochwassers, gehalten wird. Eine Strömungsberuhigung am Einlassbauwerk wird auch erreicht, wenn sich vor dem gesteuerten Retentionsraum ein ungesteuerter Rückhalteraum (z.B. durch eine Deichrückverlegung) befindet (Beispiel Flutpolder Wörth/Jockgrim am Oberrhein, DWA, 2014). Es ist jedoch zu beachten, dass in diesem Fall nicht mehr das ganze Volumen für den gesteuerten Rückhalt zur Verfügung steht.

5 Schlussfolgerungen

Grundsätzlich wird mit Retentionsräumen im Nebenschluss eine möglichst effiziente Hochwasserscheiteldämpfung angestrebt. Die gewünschte Wirkung ist bestimmend für die Bewirtschaftungsstrategie. Unter Beachtung der gegebenen Randbedingungen, insbesondere der Güte der Hochwasserprognose, sollten die Aspekte Flexibilität bei der Steuerung gegenüber der Betriebssicherheit und Robustheit des Bewirtschaftungskonzepts abgewogen werden. Mittels Wirksamkeitsanalysen ist zu prüfen, ob bereits mit einer einfacheren Bewirtschaftungsstrategie, beispielsweise mit festen Vorgaben, eine ähnliche Dämpfungswirkung

im Vergleich zur komplexen Steuerstrategie mit Entscheidungen im Einzelfall erreicht werden kann.

Danksagung

Die VAW bedankt sich beim Bayerischen Landesamt für Umwelt für die Beauftragung der Studie zur Unterstützung der Planung von Flutpolder-Einlassbauwerken und für die gute Zusammenarbeit.

Referenzen

Baumgartner, K., Gems, B., Walder, S., Auer, F., Federspiel, M., Aufleger, M. (2017). Bedeutung des Geschiebetransportes für die Planung von Hochwasserschutz- und Retentionsmaßnahmen in Talflüssen – Numerische Modellierung des Inns im Tiroler Unterinntal. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft 69(3), S. 155-170

BfG (2013). Länderübergreifende Analyse des Juni-Hochwassers 2013. Bundesanstalt für Gewässerkunde, Bericht BfG-1797

Bühlmann, M., Boes, R.M. (2014). Lateral flood discharge at rivers: Concepts and challenges. River Flow 2014, Taylor & Francis Group, London, S. 1799-1806

DWA (2014). Flutpolder. DWA-Themen T1/14, DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef, Deutschland

Fischer, M. (2007). Hydrologische Bemessung von Flutpoldern, Steuerung und Wirkungsweise unter Berücksichtigung der Vorhersage. Fachtagung Flutpolder, Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 113

Förster, S., Kneis, D., Gocht, M., Bronsert, A. (2005). Flood risk reduction by the use of retention areas at the Elbe River. International Journal of River Basin Management, Vol. 3, No. 1(2005), S. 21–29

Homagk, P., Bremicker, M. (2006). Steuerungsstrategien für die Rückhaltemaßnahmen am Oberrhein. Proceedings zum Kongress Wasser Berlin 2006, 3. - 7. April 2006

Pfarr, U. (2014). Erfahrung mit ökologischen Flutungen der Polder Altenheim – Umweltverträglicher Hochwasserschutz im Integrierten Rheinprogramm. Auenmagazin, Magazin des Auenzentrums Neuburg an der Donau 06/2014

Rosier, B., Boillat, J.-L., Schleiss, A. (2008). Berücksichtigung von morphologischen Prozessen bei der Bemessung einer seitlichen Notentlastung an Flüssen. Wasser Energie Luft 100. Jahrgang, Heft 1, S. 1-12

Schmocker, L., Weitbrecht, V., (2013), Driftwood: Risk Analysis and Engineering Measures. Journal of Hydraulic Engineering, 139(7), S. 683-695

Vischer, D., Hager, W.H. (1992). Hochwasserrückhaltebecken. vdf-Verlag, Zürich

Adressen der AutorInnen

Eva Gerke (korrespondierende Autorin)
Dr. David Vetsch, Prof. Dr. Robert Boes

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

CH-8093 Zürich, Hönggerbergring 26

gerke@vaw.baug.ethz.ch

Urbane Sturzfluten: Starkregen als neues Gefährdungsbild – Strategien und Handlungsansätze in der Schweiz

Urban flashfloods: Intense rain as a new hazard scenario – strategies and courses of action in Switzerland

Samuel Maselli, Jörn Heilig

Kurzfassung

Der Umgang mit Sturzfluten und Starkniederschlag ist in der Schweiz bei Weitem noch nicht auf dem Stand, wie es beispielsweise im Hochwasserschutz mit Überflutungen durch Gewässer der Fall ist. Kürzlich zugetragene Ereignisse sowie die Auflage der schweizweiten Oberflächenabflusskarte bringen den Fokus jedoch vermehrt auf den Miteinbezug dieser Thematik im Gefahrenschutz. Dies einerseits durch bekannte Vorgehensweisen im Schutz vor Wassergefahren, andererseits durch ergänzende Strategien und Werkzeuge wie die gekoppelten 1D-2D Abflussmodelle, um die von "herkömmlichem" Hochwasser abweichenden Eigenschaften von Sturzfluten abzudecken. In diesem Zusammenhang ist es essenziell, dass die Herangehensweise koordiniert, vereinheitlicht und an die sich verändernden Rahmenbedingungen angepasst wird. Aus strategischer Sicht erhalten vor allem integrale und partizipative Praktiken eine hohe Bedeutung. Da Starkniederschlag und Sturzfluten prinzipiell alle zu Betroffenen macht, ist ein ganzheitlicher Ansatz unumgänglich.

Abstract

The handling of flash floods and heavy precipitation is far from being up to date in Switzerland, as is the case, for example, in flood protection with flooding by water bodies. Recent events and the publication of the nationwide surface runoff map, however, are bringing the focus increasingly to the inclusion of this topic in hazard protection. This is achieved on the one hand by means of known procedures in the protection against water hazards, and on the other hand by means of complementary strategies and tools such as the coupled 1D-2D runoff models, in order to cover the characteristics of flash floods that deviate from "conventional" floods. In this context, it is essential that the approach is coordinated, standardised and adapted to the changing conditions. From a strategic point of view, integral and participatory practices are of particular importance. Since heavy precipitation and flash floods in principle make everyone affected, a holistic approach is essential.

1 Urbane Sturzfluten als Gefährdungsbild

1.1 Vom Oberflächenabfluss zum Hochwasser und zurück

Ein Gewässer, welches über die Ufer tritt – gemeinhin die Definition einer Überflutung – ist ein typisches Gefahrenbild im Wasserbau. Werden die dabei stattfindenden Prozesse aber auf Stufe Einzugsgebiet betrachtet, zeigt sich, dass der Begriff zu eng gefasst wird. Niederschlag, welcher nicht im Boden versickern kann oder sogar aus Letzterem herausfliesst, bewegt sich als Oberflächenabfluss entlang der Topografie, konzentriert sich und erreicht über im Normalfall nicht wasserführende Bereiche gelegentlich ein Gewässer. Dieser Prozessabfolge wurde in Vergangenheit relativ wenig Bedeutung zugeteilt. Die Statistik der Hochwasserschäden in der Schweiz zeigt auf, dass etwa 50% aller hochwasserbedingten Schäden der letzten 20 Jahre auf Starkregenereignisse zurückzuführen sind (BAFU, 2007). Im Gegensatz zu gewässerinduzierten Überflutungen kann Oberflächenabfluss auch in gewässerfernen Gebieten auftreten. Besonders gefährdet sind neben topographisch exponierten und landschaftlich intensiv genutzten Flächen vor allem die stark versiegelten Gebiete der Verdichtungsräume. Zudem sind die Vorwarnzeiten äusserst kurz, was die Prozessquelle Starkregen und der daraus folgende Abflussprozess – auch Sturzflut genannt – zu schwer einzuschätzenden Komponenten in der Gefahrenbeurteilung macht.

1.2 Urbane Dimension

Der Begriff «urban» fügt der Abflussproblematik einen weiteren Komplexitätsfaktor hinzu. Versiegelte, relativ glatte und oftmals geradlinig geführte Flächen wie beispielsweise Verkehrswege intensivieren den Abfluss im Siedlungsbereich. Hinzu kommt, dass Entwässerungs- wie auch Kanalisationssysteme entscheidende Verknüpfungen zwischen Punkten an der Oberfläche generieren. So kann oberflächlich abfliessendes Wasser über solche Systeme an Orte gelangen, an welche es rein topografisch gesehen gar nicht fliessen könnte. Es entstehen Interaktionen, welche in ihrem Ausmass kaum auf einfache Weise abgeschätzt werden können (Maselli, 2018).

1.3 Veränderte Bedingungen

1.3.1 Klima

Insbesondere in Zeiten des sich stetig ändernden Klimas ist dem Phänomen Starkregen eine besondere Bedeutung zuzuweisen. Obwohl das Jahr 2018 als ein eher trockenes Jahr in die Schweizer Statistik eingeht, wurden bei lokalen Gewitterereignissen (z.B. in Lausanne VD im Juni 2018) die bisher grössten Niederschlagsintensitäten und -mengen gemessen, welche zu starken Überflutungen und hohen Schäden führten. Dies bestätigen auch die Klimaszenarien der

Schweiz (NCCS, 2018) und weisen darauf hin, dass sich Unwetter zunehmend intensivieren werden, was in Verbindung mit den wärmeren Temperaturen wiederum zu heftigeren Niederschlägen führt. Die bisher für Dimensionierungen verwendeten Intensitäts-Dauer-Kurven sowie die Extremwertstatistiken über die Niederschlagsmengen der vergangenen Jahrzehnte verlieren mit fortschreitender Veränderung der Klimasituation ihre Validität für die Anwendung in zukünftigen Szenarien. Dies erfordert unweigerlich eine Neubeurteilung der verwendeten Niederschlagswerte und der hydrologischen Situation.

1.3.2 Technik

Im Zuge des Digitalisierungszeitalters konnte die Simulationstechnik stark profitieren. Was früher in händischen zeitintensiven Listenrechnungen, 1D Profilrechnungen oder über konzeptuelle und empirische Relationen errechnet wurde, kann heute mithilfe von geeigneter Hard- und Software in akzeptabler Zeit in 2D oder 3D dynamisch berechnet werden. Dieser neue Stand der Technik öffnet die Tür zu unzähligen Möglichkeiten, und somit auch zu einer erweiterten und konkreteren Einschätzung der Gefährdungssituation. Trotz der vorhandenen technischen Möglichkeiten werden für die meisten Problemstellungen jedoch lediglich 2D Modelle verwendet, da die damit erreichte Genauigkeit für die vorgesehene Nutzung ausreicht. Sind aber genauere Informationen gefragt wie beispielsweise die Strömungsverhältnisse in einem Wirbelfallschacht, sind 3D Modelle zwingend. Dabei muss beachtet werden, dass die Modellkomplexität, die Menge sowie die Ansprüche an die benötigten Informationen klar höher sind.

1.3.3 Politik und Gefahrenmanagement

Mit der Veröffentlichung der Gefährdungskarte Oberflächenabfluss Schweiz im Juli 2018 (BAFU, 2019) wurde in der Behandlung der Problematik um Sturzfluten und Starkniederschlag ein erstes – wenn auch nicht rechtsverbindliches - Instrument für die Beurteilung der Gefährdungslage geschaffen. In der Folge sind zahlreiche Stellen aktiv geworden und haben die Initiative ergriffen. So soll einerseits die tatsächliche lokale Gefährdung eingeschätzt und andererseits der Schutz vor Hochwasser auch auf Sturzfluten und Oberflächenabfluss ausgeweitet werden. Leider befindet sich die Thematisierung trotzdem noch in den Kinderschuhen, denn standardisierte Vorgehensweisen oder rechtliche Rahmenbedingungen existieren für diese Art von Gefährdung noch nicht explizit.

2 Strategien und Handlungsansätze

2.1 Modellierung

Eines der wichtigsten Instrumente für die Beurteilung der Gefährdungssituation durch Starkregen und Sturzfluten findet sich in der numerischen Modellierung.

Sie dient dazu, vermehrt auf quantitativer Ebene eine Abschätzung der Fliesswege und der dazugehörigen Intensitäten zu erhalten. Weiter kann durch die Modellierung der Siedlungsbereiche aufgezeigt werden, welche Gebäude oder Infrastrukturen im Ereignisfall wie stark von oberflächlich abfliessendem Wasser betroffen sind. Mit den mittlerweile hochauflösend erhältlichen Höhenmodellen können bereits ohne grossen Aufwand wichtige Aussagen getroffen werden – dies beispielsweise zu eventuell möglichen Massnahmen.

2.1.1 2D Simulationen

Für eine aussagekräftige Simulation von Sturzfluten ist es unumgänglich, eine flächige Simulation zu erstellen. Dies nicht zuletzt, da sich Sturzfluten grösstenteils nicht in einem Bachbett zutragen. Niederschlag wird flächig eingetragen und der Anteil an oberflächlich abfliessendem Wasser häufig durch ein Niederschlag-Abfluss Modell berechnet. Dabei spielen die lokalen Bodeneigenschaften eine entscheidende Rolle. Versiegelte oder kompaktierte Flächen beispielsweise fördern Oberflächenabfluss, stark durchlässige Regionen hingegen können mehr Wasser aufnehmen. Solche Faktoren müssen im Modell miteinbezogen werden, um realitätsnahe Resultate zu erhalten. Ausserdem sind auch Oberflächenstrukturen wie Unterführungen, Mauern und Brücken von Bedeutung. Je nach Detaillierungsgrad und Fragestellung können solche Elemente in die Modelle eingebaut werden und auf ihren Einfluss untersucht werden.

2.1.2 Gekoppelte 1D-2D Simulationen

Im urbanen Raum spielen Entwässerungssysteme wie die Strassen-entwässerung oder die Mischwasserkanalisation eine wichtige Rolle. Generell entlasten sie die Oberfläche oder angeschlossene Systeme. Durch die oftmals jedoch nicht nur unidirektionale Fliessrichtung kann sich Wasser anstauen und zurück an die Oberfläche transportiert werden. In einem solchen Fall kann es für die entstehenden Fliesswege entscheidend sein, ob die Entwässerungssysteme gekoppelt mitmodelliert werden (Maselli, 2018).

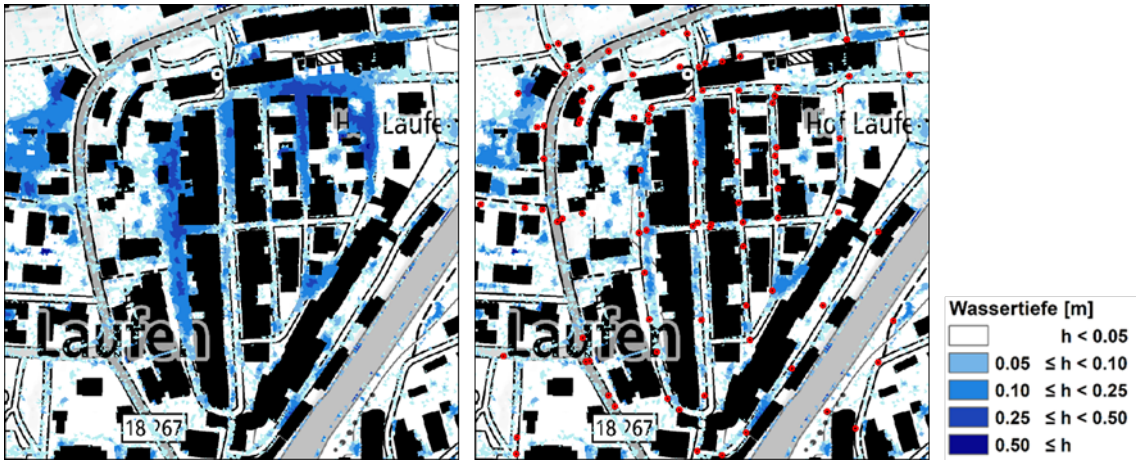


Abb. 1: Fliesstiefen in der Altstadt Laufen (BL) nach einem fünfjährlichen Regen. Links als 2D Oberflächenmodell, rechts mit angekoppelter Siedlungsentwässerung. (Maselli, 2018)

In einem 1D-2D Modell wird die Geländeoberfläche in 2D simuliert; daran wird ein 1D Kanalnetz- oder Gewässermodell über Verbindungspunkte wie Schächte, Eindolungen oder andere gemeinsame Grenzen angeschlossen. Durch die simultane Berechnung und durch den somit ermöglichten dynamischen Austausch zwischen den Modellen kann die Interaktion realitätsnah simuliert werden. Es ist leicht feststellbar, dass die Fliesstiefen aus einem reinen 2D Modell von einem gekoppelten 1D-2D Modell abweichen. Abb. 1 zeigt dies beispielhaft anhand der Altstadt von Laufen BL. Ein solches gekoppeltes Modell ermöglicht unzählige Untersuchungen. Ausserdem ergibt sich hierdurch die Verbindung zum Bereich der Siedlungsentwässerung. Eine ganzheitliche Ansicht und eine integrale Betrachtung erfährt durch ein gekoppeltes Modell eine äusserst hilfreiche und interessante Unterstützung (Maselli, 2018).

2.1.3 Starkregen im Modell

Grundlage und wichtigster Faktor in einer Abschätzung der Gefahr durch Sturzfluten oder der Dimensionierung von Massnahmen ist das verwendete Niederschlagsmodell. Insbesondere in Starkregenszenarien ist die Intensität sowie die zeitliche Verteilung ausschlaggebend für die Überflutungsberechnung. Per Definition ist Starkregen durch eine hohe Menge Niederschlag in einer relativ kurzen Zeit – wobei hier primär die Rede von Minuten bis zu wenigen Stunden ist – charakterisiert. Dies bedeutet, dass eine zeitliche Auflösung der Niederschlagsganglinie von einem kumulierten Wert pro Tag oder pro Stunde beispielsweise nicht mehr genügen. Die erwähnten Anforderungen wiederum bedingen, dass entsprechende Daten zur Kalibrierung sowie zur Validierung erhoben werden. Historische Niederschlags- und Abflussmessungen, Beobachtungen aus der Bevölkerung und sonstige Aufzeichnungen sind in diesem Zusammenhang äusserst

wertvoll, denn in Kombination steuern sie einen wichtigen Beitrag an die Optimierung der Modelle bei. Je nach Herangehensweise und Datenquellen zeigen sich stark abweichende Resultate für das gleiche Einzugsgebiet. Schweizweit einheitliche Vorgaben in Bezug auf die zu verwendenden Niederschläge fehlen bislang. Dass eine solche Grundlage für Modelldaten aber möglich ist, zeigt das Beispiel der KOSTRA Daten (DWD, 2020), die als Grundlage für Starkregenbetrachtungen in Deutschland verwendet werden.

2.2 Gesetzliche Rahmenbedingungen und Massnahmen

Gesetzliche Grundlagen und Förderrichtlinien, welche eine einheitliche Handlungsstrategie begünstigen würden, sind derzeit in der Schweiz noch nicht vorhanden, befinden sich aber in Erarbeitung. Zwar steht mit der öffentlich zugänglichen, aber nicht rechtsverbindlichen Gefährdungskarte Oberflächenabfluss ein Tool für die Erstbeurteilung der Gefährdungslage zur Verfügung, jedoch herrscht derzeit noch Uneinigkeit, ob die Behandlung des Prozesses dem Gewässer (Prozess Hochwasser) oder der Siedlungsentwässerung zugeordnet werden soll. Laut dem Bundesamt für Umwelt werden Sturzfluten zum Hochwasser gezählt (BAFU, 2018b), der Fachverband für Wasser in der Schweiz hingegen zählt diese zu den Problemstellungen der Siedlungsentwässerung, was sich in den Musterpflichtenheftern der 2. Generation niederschlägt (Kanton Solothurn, 2016). Neben der rechtlich nicht definierten Situation lassen sich jedoch verschiedene Prinzipien und Strategien aus dem bestehenden Risikomanagement (BAFU, 2018a) ableiten. So sind die verschiedenen Massnahmenarten zum Schutz vor Naturgefahren (BAFU, 2018c) ohne Weiteres übertragbar. Grundsätzlich unterscheiden sich die Prinzipien des praktischen Schutzes vor Sturzfluten auch nicht von denen des herkömmlichen Hochwasserschutzes. So sind die drei Leitsätze des Hochwasserschutzes (Durchleiten – Rückhalten – Umleiten) durchaus praktizierbar. Wie beim klassischen Hochwasserschutz lassen sich die baulichen Massnahmen auch in zwei Konzepte einteilen: Flächenschutz und Objektschutz. Weiter ist die Aufbereitung eines detaillierten Notfallkonzepts für den Ereignisfall ein wesentlicher Punkt im Schutz vor Sturzfluten. Dieses muss nicht zwingend als separates Konzept erstellt werden, sondern kann auch als Ergänzung in Notfallkonzepten zu Gefahrenkarten fungieren. Das nicht zuletzt auch aus dem Grund, dass es wahrscheinlich ist, dass sich Sturzfluten und Hochwasser an Gewässern gleichzeitig resp. in naher Abfolge ereignen können.

2.3 Mitwirkung und Partizipation

Die Tatsache, dass Sturzfluten überall auftreten und stark mit urbaner Infrastruktur interagieren können, unterstreicht, dass es beim Schutz vor diesem Phänomen nicht um reinen Hochwasserschutz im Bereich eines Gewässers geht. Somit

liegt es an den Kantonen, den Gemeinden, Privaten und anderen Interessensgruppen, Vorbereitungen zu treffen und gefährdete Güter mit möglichst verhältnismässigem Aufwand zu schützen. Damit solche Massnahmen effektiv sind und alle betroffenen Parteien vom Schutz profitieren können, ist es notwendig, dass ein aktiver Informationsaustausch stattfindet und bei konkreten Projekten eine koordinierte Vorgehensweise angestrebt wird. Konkret heisst dies, dass Grundbesitzer, Anstösser, Verwaltungsorgane, Versicherungen und anderweitige Betroffene oder Interessenten in den Planungsprozess miteinbezogen werden. Die bereits bekannten Prinzipien der Partizipation und der Mitwirkung sollen noch intensiver gefördert und gelebt werden.

3 Praxisbeispiele

3.1 Gefahrenkarte Wasser Bärschwil

Im Zuge der Überarbeitung der Gefahrenkarte Wasser wurde in Hinsicht auf kürzlich erfahrene Starkregenschäden auf Wunsch der Gemeinde nebst des Überflutungsmodells (BASEMENT) auch ein Oberflächenabflussmodell in MIKE 21 erstellt. Eine Integration der berechneten Abflussmengen in die Fliessgewässerberechnungen der Gefahrenkarte wurde durch den Kanton abgelehnt. Der Gemeinde wurde jedoch eine Oberflächenabflusskarte als Begleitdokument abgegeben, mit welchem die Gefährdungslage im Siedlungsgebiet besser eingeschätzt werden kann. Zudem wurde bei der Erstellung des Notfallkonzepts darauf geachtet, dass die Massnahmen zum Schutz vor Hochwasser möglichst auch Folgen von Sturzfluten resp. Oberflächenabfluss abdecken.

3.2 Masterplan Riehen / Bettingen

Neben gewässerbezogenem Hochwasserschutz wurde von den Gemeinden Riehen und Bettingen (BS) gefordert, dass Oberflächenabfluss explizit in die Schutzmassnahmen miteinbezogen wird. Mithilfe numerischer Modellierung in MIKE 21 wurden unter anderem folgende Massnahmen genauer untersucht: Verbesserung der Sickereigenschaften des Bodens im Einzugsgebiet, Rückhalt vor der Siedlung mithilfe von Rückhaltebecken, Entwässerung der Siedlung über die Strassenentwässerung, gezielte Ableitung in kontrollierte Abflusskorridore (Strassen, Senken, Siedlungsentwässerungsnetz), Einlaufbauwerke an Konzentrationsstrecken und die Entlastung in ein Gewässer. Im Laufe des Variantenstudiums und des Vorprojekts wurden der Gemeinde lokal angepasste Lösungen in Kombination mit den Gewässermassnahmen vorgeschlagen.

4 Ausblick

Der Umgang mit Sturzfluten und Starkniederschlag ist in der Schweiz noch nicht auf dem Stand, wie es beispielsweise im Hochwasserschutz gegen Überflutungen durch Gewässer der Fall ist. Der internationale Vergleich zeigt, dass einheitliche Handlungsstrategien bereits vorhanden sind. So wird das Starkregenrisikomanagement als einheitliches Vorsorgeinstrument beispiels-weise in einigen Bundesländern in Deutschland bereits erfolgreich angewendet. Des Weiteren schreitet die Entwicklung von Frühwarnsystemen basierend auf Messsystemen, Wetterprognosen und anderen Datenquellen weiter voran (Spekter, 2020) um die Bevölkerung und die Rettungsorganisationen so früh wie möglich vor Sturzfluten und Hochwasser zu alarmieren.

Für die nähere Zukunft formulieren sich für die Forschung, die Privatwirtschaft und die Öffentliche Hand folgende Aufgaben:

- Festlegung des rechtlichen Rahmens, mit Definition der Zuständigkeiten (Bund, Kantone, Gemeinde) zur Beurteilung und Verminderung der Gefahren durch Starkniederschläge und Sturzfluten
- Zusammentragen möglicher Ansätze, Entwicklung von effektiven Methoden, Instrumenten, Praxisleitfäden und Fachdokumentation
- Know-How-Transfer international, national und vor allem auch auf tieferen Ebenen, damit eine gemeinsame Wissensbasis geschaffen werden kann
- Sensibilisierung der Bevölkerung sowie von allen betroffenen Stellen

Mit diesen sowie weiteren Massnahmen kann das Gefährdungsbild Starkregen / Sturzfluten in seine Komponenten aufgeschlüsselt werden. In der Folge lässt sich eine koordinierte und einheitliche Herangehensweise entwickeln, welche den Gefahrenschutz um eine wichtige Komponente erweitert.

Referenzen

Bundesamt für Umwelt BAFU (2007). Ereignisanalyse Hochwasser 2005. https://www.bafu.admin.ch/bafu/de/home/themen/naturgefahren/publikationen-studien/publikationen/ereignisanalyse-hochwasser-2005-prozesse-schaeden-und-erste-einordnungen.html, Zugriff: 18. Februar 2020

Bundesamt für Umwelt BAFU (2018a). Integrales Risikomanagement. https://www.bafu.admin.ch/bafu/de/home/themen/naturgefahren/fachinformationen/umgang-mit-naturgefahren/integrales-risikomanagement.html, Zugriff: 18. Februar 2020

Bundesamt für Umwelt BAFU. (2018b). Lücke im Hochwasserschutz geschlossen: Neue Karte zum Oberflächenabfluss. https://www.admin.ch/gov/de/start/dokumentation/medien mitteilungen.msg-id-71426.html, Zugriff: 18. Februar 2020

Bundesamt für Umwelt BAFU (2018c). Naturgefahren: Massnahmen. https://www.bafu.admin.ch/bafu/de/home/themen/naturgefahren/fachinformationen/umgang-mit-naturgefahren/naturgefahren--massnahmen.html, Zugriff: 18. Februar 2020

Bundesamt für Umwelt BAFU (2019). Gefährdungskarte Oberflächenabfluss. https://www.bafu.admin.ch/bafu/de/home/themen/naturgefahren/fachinformationen/naturgefahrensituation-und-raumnutzung/gefahrengrundlagen/oberflaechenabfluss.html, Zugriff: 18. Februar 2020

Deutscher Wetterdienst DWD (2020). https://www.dwd.de/DE/leistungen/kostra_dwd_rasterwerte/kostra_dwd_rasterwerte.html, Zugriff: 18. Februar 2020

Kanton Solothurn. (2016) Musterpflichtenheft für den GEP-Ingenieur. Solothurn. https://so.ch/fileadmin/internet/bjd/bjd-afu/01_Aktuell/4_Vernehmlassungen/18-06_GEP/MusterpflichtenheftGEP.pdf, Zugriff: 18. Februar 2020

Maselli, S. (2018). Interaktion von Oberflächenabfluss und Siedlungsentwässerung am Beispiel der Stadt Laufen (BL). ETH Zürich, Holinger AG.

National Centre for Climate Services NCCS (2018). https://www.nccs.admin.ch/nccs/de/home/klimawandel-und-auswirkungen/schweizer-klimaszenarien.html, Zugriff: 18. Februar 2020

Spekter (2020). Starkregen-FAS. https://www.spekter.de/starkregen-fas.html, Zugriff: 18. Februar 2020

Adressen der Autoren

Samuel Maselli
Jörn Heilig

Holinger AG, Abteilungen Wasserbau und Siedlungsentwässerung

CH-4052 Basel, Malzgasse 20

samuel.maselli@holinger.com
joern.heilig@holinger.com

Gefahrenabschätzung von durch Unterwasserhangrutschungen ausgelösten Tsunamis in Seen

Hazard assessment of tsunamis, triggered by sublacustrine landslides

Michael Strupler, Paola Bacigaluppi, Katrina Kremer, David Vetsch, Flavio S. Anselmetti, Robert Boes, Stefan Wiemer

Kurzfassung

Historische Ereignisse haben gezeigt, dass Tsunamis nicht nur im marinen Bereich, sondern auch in Binnenseen auftreten können. Eine Hauptursache von See-Tsunamis sind subaquatische Massenbewegungen. Numerische Modelle erlauben eine detaillierte Simulation solcher Tsunamis. Voraussetzung dafür ist jedoch ein fundiertes Verständnis der lokalen Unterwasserhangstabilitäten, welche hauptsächlich von den bathymetrischen, sedimentologischen und geotechnischen Eigenschaften abhängig sind. Die Erhebung von detaillierten geotechnischen und geophysikalischen Informationen ist allerdings zeit- und kostenaufwändig. Wir präsentieren einen Arbeitsablauf zur effizienten Abschätzung der Tsunamigefährdung durch Unterwasserhangrutschungen in perialpinen Seen. Die Methodik besteht aus einer (i) automatischen Kartierung von potentiellen Unterwasser-Rutschungen und (ii) groben Abschätzung der charakteristischen Wellenamplituden, welche durch solche Rutschungen zu erwarten sind. Der Arbeitsablauf generiert eine Übersicht über die Tsunamigefährdung der untersuchten Seen und erlaubt die Identifikation und Priorisierung von Unterwasserhängen und Seebecken, welche vertiefte, weiterführende Modellierungen benötigen. Für ausgewählte Rutschungen kann die Wellenausbreitung und Überschwemmung mit der GPU-optimierten Software „BASEMENT“ detailliert modelliert werden.

Abstract

Tsunamis do not only occur in the marine realm, they may also occur in lakes, as historical examples have shown. One of the main causes for such lacustrine tsunamis are subaqueous mass-movements. With numerical modelling, detailed simulations of such landslide-induced tsunamis can be executed. However, fundamental information on the stabilities of submerged slopes, which mainly depends on high-resolution bathymetric, sedimentological, and geotechnical data, is needed for such calculations. The acquisition of these data needs important financial and temporal efforts. Therefore, we present a workflow for a rapid esti-

mation of the tsunami potential in perialpine lakes, caused by subaqueous landslides. The workflow consists of an (i) automatic mapping of potential subaqueous landslides, triggered by earthquakes with different return periods, and (ii) estimation of characteristic wave amplitudes that are caused by subaqueous landslides. The workflow gives an overview of the tsunami hazard on investigated lakes and allows for the identification and prioritization of submerged slopes and lake basins that need more in-depth investigations. For selected subaqueous landslides, the wave propagation and inundation can be modelled more in depth with the GPU-optimized software “BASEMENT”.

1 Einleitung

Tsunamis können nicht nur im marinen Bereich, sondern auch in Seen auftreten, wie es historische Dokumente in Schweizer Seen zeigen. Hauptursachen für See-Tsunamis sind gravitative Massenbewegungen, die oberhalb sowie unterhalb des Seespiegels auftreten können. Vergangene limnogeologische Studien konnten viele Unterwasserhangrutschungen Erdbebenereignissen zuordnen (e.g. Schnellmann *et al.*, 2002; Strasser *et al.*, 2013; Kremer *et al.*, 2015). In diesem Beitrag liegt der Fokus auf Tsunamis, die durch Erdbeben-induzierte Unterwasserhangrutschungen generiert werden. In einem vom Schweizerischen Nationalfonds finanzierten Sinergia-Projekt mit dem Titel „Lake Tsunamis: Causes, Controls, and Hazard“ werden aktuell die wissenschaftlichen Grundlagen zum Verständnis von Ursache, Ausbreitung und Auswirkungen von Tsunamis in perialpinen Seen untersucht. Da Tsunamis in Seen lange Wiederkehrperioden aufweisen und nur relativ wenige historische Ereignisse dokumentiert sind, werden oft numerische Modellierungen für die Abschätzung der Gefährdung durch Rutschungs-induzierte See-Tsunamis verwendet. Dazu braucht es hochauflösende bathymetrische, sedimentologische und geotechnische Daten sowie Informationen zu potentiellen Auslösemechanismen. Da geotechnische Messungen relativ zeitaufwändig und teuer sind, soll in einem ersten Schritt ein Arbeitsablauf für die schnelle Beurteilung der Tsunamigefährdung in Schweizer Seen bereitgestellt werden, der ohne solche aufwändige Messungen auskommt. Konkret soll untersucht werden, welche Unterwasserhänge rutschungsgefährdet sind und welche Auswirkungen von diesen ausgehen könnten. Die Ergebnisse einer solchen Abschätzung sollen in erster Linie dazu dienen, gewisse Seen resp. Seebecken zu identifizieren, für welche vertiefte Untersuchungen mittels numerischer Modellierung nötig sind. Geophysikalische und sedimentologische Messungen in perialpinen Seen (e.g. Strasser *et al.*, 2011; Strupler *et al.*, 2018) haben gezeigt, dass Unterwasserhangrutschungen hauptsächlich an Hängen mit Neigungen zwischen ca. 10° und 25° auftreten. Die Gleitfläche vieler dokumentierter Rutschungen befindet sich in einer Schwachschicht, die aus spätglazialen Tonen

besteht. Heute ist diese potentielle Schwachschicht mit einer je nach Hangneigung und Wassertiefe ca. 3 bis 10 m mächtigen Holozänen Sedimentdecke überlagert.

2 Methodik

Der im Folgenden präsentierte Arbeitsablauf basiert auf der Arbeit von Strupler *et al.* (2019). Der gesamte Arbeitsablauf wird in der Software „R“ (R Core Team, 2018) ausgeführt.

2.1 Automatische Kartierung potentieller Unterwasserhangrutschungen

Ein erster Schritt in der Abschätzung der Lage und des Ausmasses potentieller Rutschungen besteht in einer beckenweiten Hangstabilitätsbeurteilung.

Oft wird die Stabilität von Hängen mit Grenzgleichgewichtsbedingungen berechnet und mit einem Sicherheitsfaktor (FS) ausgedrückt. Ein FS kleiner als 1 bedeutet, dass die hangabwärts gerichteten Kräfte stärker als die zurückhaltenden Kräfte sind, und ein Hang instabil ist. Umgekehrt bedeutet ein FS grösser als 1, dass ein Hang stabil ist. In der einfachsten Form berechnet sich der FS für wassergesättigte, feinporige Sedimente gemäss Gleichung 1:

$$FS = \frac{s_u}{(\int_0^z \gamma' dz)\times\sin(\alpha)\times\cos(\alpha)+k\times PGA\times(\int_0^z \gamma'+\gamma_w dz)\times cos^2(\alpha)} \quad [1]$$

wobei

z = Mächtigkeit der potentiellen Rutschung [m]
s_u = undrainierte Scherfestigkeit [Pa]
γ' = Gewicht unter Auftrieb des potentiell mobilen Sediments [$N * m^{-3}$]
γ_w = Wichte des Wassers [$N * m^{-3}$]
α = Hangneigung
PGA = Spitzen-Bodenbeschleunigung [$m * s^{-2}$]
k = pseudostatischer Koeffizient = 0.2

Die vorhandenen geotechnischen Daten aus dem Zürichsee (Strupler *et al.*, 2017) und Vierwaldstättersee (Strasser *et al.*, 2011) zeigen Schüttdichten von ca.1300 kg/m^3 am Seeboden, welche zu ca. 1600 kg/m^3 an der Basis der Holozänen Sedimentbedeckung ansteigen, und undrainierte Scherfestigkeiten an der potentiellen Gleitfläche von ca. 8000 Pa. Unter der vereinfachten Annahme, dass alle perialpinen Seen dieselben geotechnischen Charakteristiken aufweisen, werden für die Abschätzung der Hangstabilitäten gemäss Gleichung 1 Angaben zur Neigung des Hanges, zur Mächtigkeit der potentiell mobilen Sedimente, sowie Angaben der zu erwartenden Bodenbeschleunigungen als Ein-

gabe-Variablen benötigt. Die Hangneigung wird aus dem digitalen bathymetrischen Modell (DBM) (räumliche Auflösung 10 m) berechnet und die potentiell mobile Sedimentmächtigkeit über der Schwachschicht mit einem einfachen linearen Sedimentationsmodell als Funktion der Wassertiefe und Hangneigung (Strupler *et al.*, 2018) abgeschätzt. Erdbebenbeschleunigungen („peak ground accelerations“, PGA) werden aus dem Seismic Hazard Model „SuiHaz15“ (Wiemer *et al.*, 2016) entnommen. Aus der Berechnung des FS für verschiedene Kombinationen von PGA, Hangneigung und potentiell mobiler Sedimentdicke können potentiell instabile Hänge identifiziert werden. Dabei wird angenommen, dass alle zusammenhängenden, instabilen Zonen die Rutschfläche einer potentiellen Unterwasserrutschung bilden. Diese wird automatisch kartiert. Deltas an Gewässermündungen werden ausgeschlossen, da das momentane Verständnis zur Mechanik von Deltakollapsen noch ungenügend ist. Aus Gründen der Vergleichbarkeit mit anderen Seen, wo keine Informationen zu Unterwasserrutschugen vorhanden sind, wird vereinfacht angenommen, dass für jeden See die Unterwasserhänge noch ungestört sind, d.h. in der Vergangenheit noch keine Rutschungen stattgefunden haben.

2.2 Abschätzung der zu erwartenden Wellenhöhen

Für jedes der ermittelten potentiellen Hangrutschungs-Polygone werden charakteristische Parameter ermittelt, die für die Abschätzung der zu erwartenden charakteristischen Wellenamplituden an der Seeoberfläche, oberhalb jeder Rutschung ($\eta_{0,2D}$) benötigt werden (Gleichung 2; Watts *et al.*, 2005). Diese Parameter umfassen die mittlere Hangneigung der potentiellen Rutschfläche (S_e), die Mächtigkeit (T) und Längenausdehnung (L_e) der Rutschung, sowie die Wassertiefe (d) bezogen auf den Schwerpunkt der Rutschmasse und werden aus Informationen aus dem DBM, den automatisch kartierten potentiellen Rutschflächen, einem Sedimentationsmodell (Strupler *et al.*, 2018) und der mittleren Seespiegellage berechnet (Abb. 1).

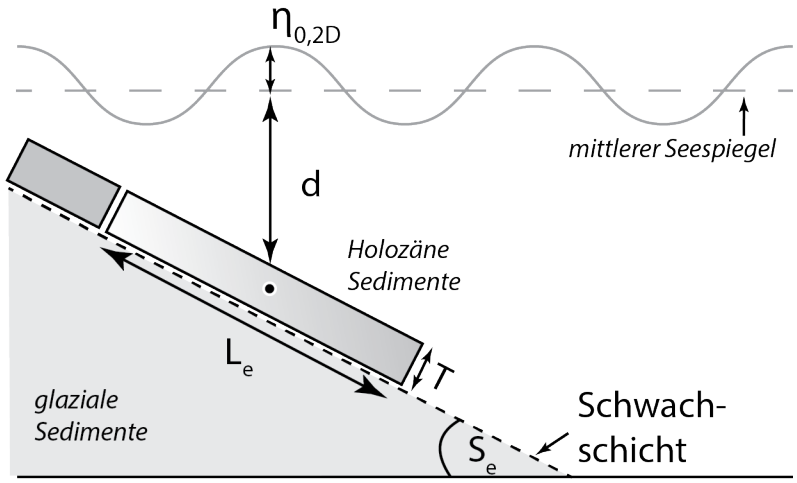


Abb. 1: Rutschparameter, welche für die Abschätzung der charakteristischen Wellenamplitude $\eta_{0,2D}$ nach Watts *et al.* (2005) benötigt werden.

$$\eta_{0,2D} \simeq 0.0286T(1 - 0.750 \times sin\, S_e)(\frac{L_e \times sin\, S_e}{d})^{1.25} \quad [2]$$

Für ausgewählte Situationen kann eine detaillierte Abschätzung mit einem numerischen Modell durchgeführt werden. Hierfür wird die Software BASEMENT (basement.ethz.ch) verwendet. Um die Aussagekraft des Modells zu verbessern, werden insbesondere die Ansätze für die Wellengenerierung anhand von experimentellen Daten aus der Literatur (u.a. Watts *et al.*, 2005) oder von Modellversuchen zu Unterwasserrutschungen der VAW (Fuchs *et al.*, 2018) validiert. Anschliessend können die zuvor kartierten potentiellen Rutschflächen und erhobenen Rutscharameter als Input für die Abschätzung der Wellengeneration verwendet werden. Die Software BASEMENT Version 3.0, welche an der VAW entwickelt wurde (Vetsch *et al.*, 2018), erlaubt es, komplexe Geometrien mit einem hohen Detailgrad abzubilden und somit Berechnungen auf hochaufgelösten Berechnungsgittern durchzuführen. Aufgrund der speziellen Architektur der Software, welche durch eine starke Skalierung von Multi-Core-CPU-Simulationen und der Verwendung von GPUs (Prozessoren von handelsüblichen Grafikkarten) charakterisiert ist, sind die Berechnungen sehr effizient. Dies ermöglicht umfangreiche Analysen zur Sensitivität von Parametern und Unsicherheiten, z.B. mittels Monte Carlo Simulationen.

3 Resultate und Diskussion

Im Folgenden werden Resultate aus dem Arbeitsablauf, welcher auf jeden See mit perialpinen Charakteristiken angewandt werden kann, am Beispiel des Vierwaldstättersees (mittlerer Seespiegel 434 m ü. M.) exemplarisch gezeigt.

In Abb. 2 werden Lage und Ausmass der einzelnen potentiellen Rutschungen die für Erdbeben mit Wiederkehrperioden von rund 2500 Jahren zu erwarten sind, sowie die dazugehörenden, zu erwartenden charakteristischen Wellenamplituden dargestellt. Im Vierwaldstättersee deuten die Resultate darauf hin, dass die zentralen Becken am meisten von potentiellen Rutschungen betroffen sind.

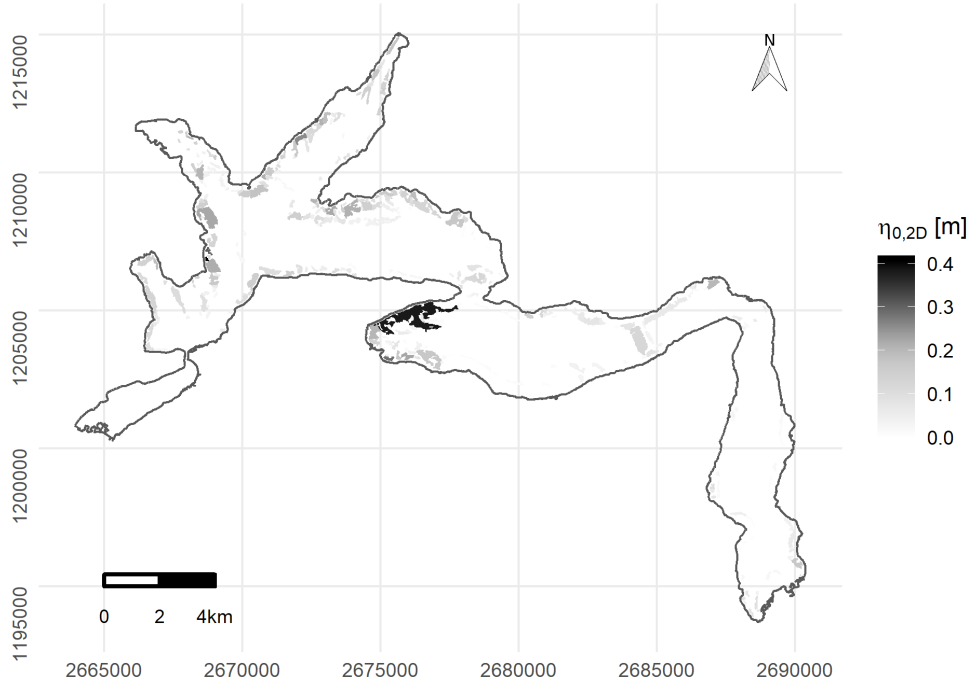


Abbildung 2: Lage und Ausmass einzelner potentieller Rutschungen für Erdbeben mit Wiederkehrperioden von ~2500 Jahren sowie die dazugehörenden, zu erwartenden charakteristischen Wellenamplituden

Von einzelnen Rutschungen wird erwartet, dass sie Wellen mit einer Amplitude von bis zu ~0.4 m auslösen können. Aufgrund der vielen getroffenen Annahmen und den damit verbundenen Unsicherheiten (z.B. Sedimentationsmodell, räumlich konstante sediment-mechanische Charakteristiken) sind die abgeschätzten Wellenamplituden allerdings nicht als absolut zu interpretieren. Sie sollen vielmehr kritische Hänge identifizieren, welche nähere Untersuchungen mit numerischer Modellierung benötigen. Ebenfalls werden mit der empirischen Gleichung von Watts *et al.* (2005) Effekte der Interferenz nicht berücksichtigt, welche jedoch im Falle von mehreren, gleichzeitig auftretenden Rutschungen, wie dies oft im Zusammenhang mit Erdbeben der Fall ist, auftreten können. Zur Simulation der Wellenausbreitung wurde aus Abbildung 2 eine einzelne Rutschung, die gemäss Gleichung 2 eine Welle von 0.4 m Amplitude generieren kann, gewählt. In dieser Rutschungszone, die man in Abbildung 3a) leicht identifizieren kann, wird ein plötzlicher Versatz des Seegrunds um 5 m nachgebildet. Daraufhin bilden sich Wellenzüge, die sich dann im Vierwaldstättersee ausbreiten. Die numerischen

Ergebnisse wurden anhand der Software BASEMENT 3.0 erhalten. Insbesondere, dank der GPU-optimierten Architektur der Software, wurden die Ergebnisse von 1.3 Millionen Zellen und 400 s Simulationszeit in 336 s mit einer Grafikkarte GeForce GTX 1080 Ti erhalten. Dies deutet darauf hin, dass diese Software auch für zukünftige Anforderungen mit näherer Analyse der Unsicherheiten gut geeignet ist.

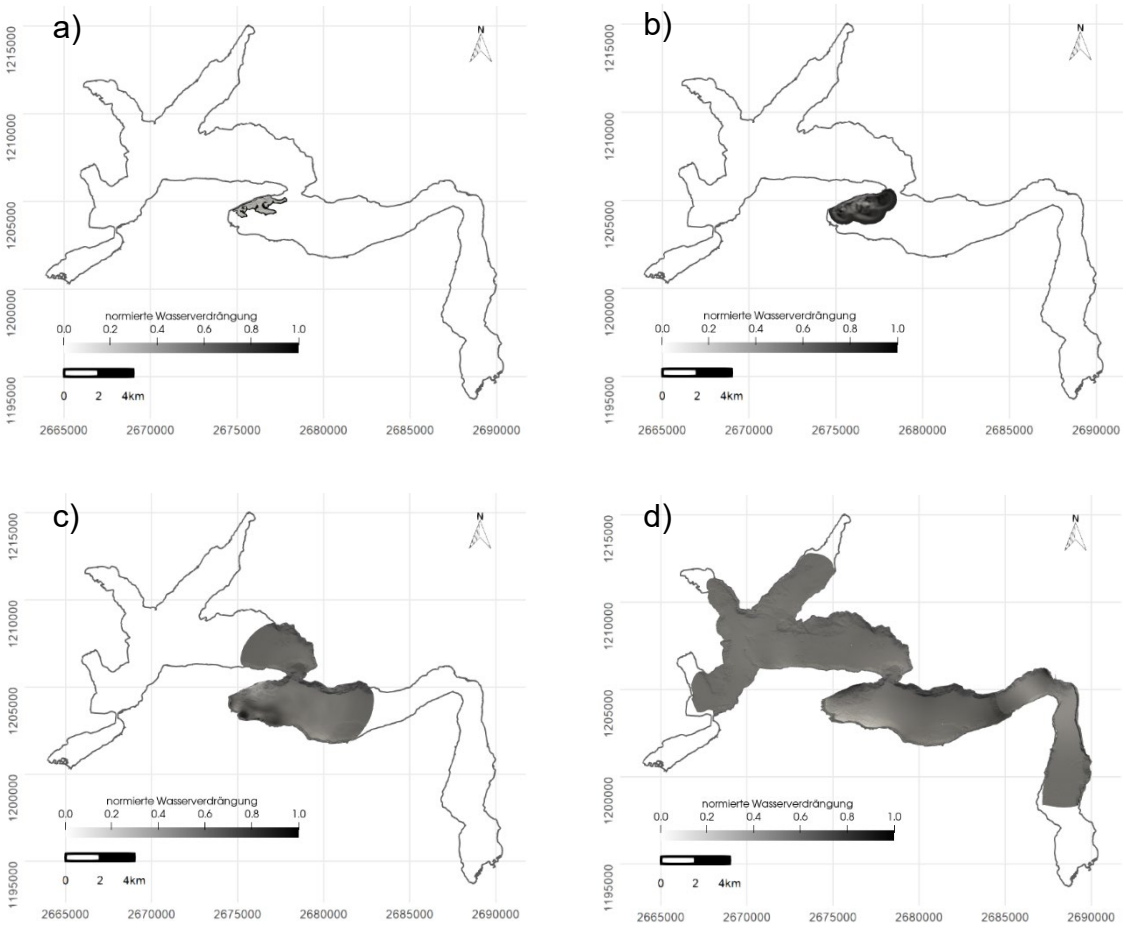


Abbildung 3: Simulation der Wellenausbreitung im Vierwaldstättersee zu verschiedenen Zeitpunkten. Zu beobachten ist die normierte Wasserverdrängung zu den Zeitpunkten 4 s (a), 10 s (b), 100 s (c) und 400 s (d).

4 Zusammenfassung

In diesem Artikel wurde ein methodischer Ablauf zur schnellen Abschätzung der durch Unterwasserhangrutschungen ausgelösten Tsunamigefährdung in Binnenseen präsentiert.

Obwohl der hier vorgestellte Workflow auf stark vereinfachten Annahmen beruht, gibt dessen Anwendung auf verschiedenen Seen einen Anhaltspunkt, welche Seen prioritär mit weiterführenden, vertieften Modellierungen untersucht werden sollten. In zukünftigen Arbeiten kann der Arbeitsablauf unter Berücksichtigung

der Tsunamigefährdung aufgrund von Deltainstabilitäten und Massenbewegungen oberhalb des Seespiegels erweitert werden.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich beim Schweizerischen Nationalfonds (Nr. 171017) und beim Bundesamt für Umwelt (Nr. 17.0092.PJ) für die Finanzierung dieser Studie.

Referenzen

Kremer K, Hilbe M, Simpson G, Decrouy L, Wildi W and Girardclos S (2015). Reconstructing 4000 years of mass movement and tsunami history in a deep peri-Alpine lake (Lake Geneva, France-Switzerland). Sedimentology 1305–1327. doi: 10.1111/sed.12190

R Core Team (2018) R: A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria

Schnellmann M, Anselmetti FS, Giardini D and McKenzie JA (2006). 15,000 Years of mass-movement history in Lake Lucerne: Implications for seismic and tsunami hazards. Eclogae Geologicae Helvetiae 99:409–428. doi: 10.1007/s00015-006-1196-7.

Strasser M, Hilbe M and Anselmetti FS (2011). Mapping basin-wide subaquatic slope failure susceptibility as a tool to assess regional seismic and tsunami hazards. Marine Geophysical Research 32:331–347. doi: 10.1007/s11001-010-9100-2.

Strupler M, Danciu L, Hilbe M, Kremer K, Anselmetti FS, Strasser M and Wiemer S (2018). A subaqueous hazard map for earthquake-triggered landslides in Lake Zurich, Switzerland. Natural Hazards 90:51–78. doi: 10.1007/s11069-017-3032-y.

Strupler M, Anselmetti FS, Hilbe M, Kremer K and Wiemer S (2019). A workflow for the rapid assessment of the landslide-tsunami hazard in peri-alpine lakes. Geological Society, London, Special Publications. doi: 10.1144/SP500-2019-166

Vetsch D, Siviglia A, Bacigaluppi P, Bürgler M, Caponi F, Conde D, Gerke E, Kammerer S, Koch A, Peter S, Vanzo D, Vonwiller L, Weberndorfer M (2019). System Manuals of BASEMENT, Version 3.0. Laboratory of Hydraulics, Glaciology and Hydrology (VAW). ETH Zurich. Available from https://www.basement.ethz.ch.

Watts P, Grilli ST, Tappin DR and Fryer GJ (2005). Tsunami generation by submarine mass failure. II: Predictive equations and case studies. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering 131:298–310. doi: 10.1061/(asce)0733-950x(2005)131:6(298).

Wiemer S, Danciu L, Edwards B, Marti M, Fäh D, Hiemer S, Wössner J, Cauzzi C, Kästli P and Kremer K (2016). Seismic Hazard Model 2015 for Switzerland. 1–163. doi: 10.12686/a2.

Adressen der AutorInnen

Dr. Michael Strupler (korrespondierender Autor)
Dr. Katrina Kremer, Prof. Dr. Stefan Wiemer

Schweizerischer Erdbebendienst, ETH Zürich

CH-8092 Zürich, Sonneggstrasse 5.

michael.strupler@sed.ethz.ch

Prof. Dr. Flavio S. Anselmetti

Institut für Geologie & Oeschger-Zentrum für Klimaforschung, Universität Bern

CH-3012 Bern, Baltzerstrasse 1+3

Dr. Paola Bacigaluppi, Prof. Dr. Robert Boes, Dr. David Vetsch

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) ETH Zürich

CH-8093 Zürich, Hönggerbergring 26.

Überprüfung der PQ-Beziehung der Messstationen Aargau

Verification of the PQ relationship of the Aargau monitoring stations

Dominik Schwere, Davood Farshi, Christophe Lienert

Kurzfassung

Der Fachbereich Hydrometrie des Departments Bau, Verkehr und Umwelt des Kantons Aargau betreibt kantonale Messstationen und analysiert die Messdaten. Die Messstationen liefern die Pegelwerte. Auf Basis der Pegelmessungen und anhand der Pegel-Abfluss- Beziehungen (PQ-Beziehungen) werden die Abflüsse ermittelt. Für die höheren Abflüsse müssen die PQ- Beziehungen unter bestimmten Voraussetzungen extrapoliert werden und sind meist nur unzureichend mit Abflussmessungen belegt. Mittels numerischer Modellierungen kann die extrapolierte Kurve überprüft und ggf. angepasst werden.

Die Untersuchung der ausgewählten Messstationen erfolgt in drei Schritten. Zuerst wird ein detailliertes Berechnungsnetz erstellt. Anhand der örtlichen Begehung und mithilfe von Luftbildern wird die Bodenbeschaffenheit ermittelt und daraufhin die Rauigkeitszonen definiert. In einem zweiten Schritt wird das Modell mithilfe von Simulationen, welche von den Eichmessungen gespeist werden, kalibriert. Im nächsten Schritt werden die Hochwasserabflüsse simuliert und die Wasserstände mit denen der bestehenden PQ-Kurve verglichen.

Die Auswertung der Simulationen ergibt, dass bei drei der fünf Messstationen die bestehende PQ-Kurve verifiziert werden kann. Bei den beiden anderen Stationen wird empfohlen, die bestehenden PQ-Kurven, unter Zuhilfenahme der neu berechneten Datenpunkte, anzupassen. Für eine der beiden Stationen sollten ausserdem zusätzliche Messungen durchgeführt werden, um eine verbesserte Kalibrierung zu ermöglichen.

Abstract

The Hydrometry Division of the Construction, Transport and Environment Department of the Canton of Aargau operates cantonal gauging stations and analyses the measured data. The stations supply the water level values. Discharges are determined on the basis of the level measurements and the stage-discharge relationships (PQ relationships). For the higher discharges, the PQ relationships must be extrapolated under certain conditions and are usually insufficiently validated with discharge measurements.

The investigations of the selected gauge stations are carried out in three steps. First, a detailed computational grid is created for each station. On the basis of local inspection and aerial photographs, the ground properties are determined and the corresponding roughness zones are defined. In a second step, the model is calibrated based on existing measurements of gauges and discharges. In the next step, the flood discharges are simulated and the computed water levels are compared with the existing PQ relations.

The simulations show that at three of the five gauge stations the existing PQ relations can be verified. For the other two stations it is recommended to adjust the existing PQ relations with the help of the newly computed water levels. For one of these two stations, additional measurements should also be carried out in order to improve calibration.

1 Ausgangslage

Der Fachbereich Hydrometrie des Departements Bau, Verkehr und Umwelt des Kantons Aargau betreibt kantonale Messstationen und analysiert die Messdaten. Die Messstationen erfassen automatisch die Pegelwerte. Die Pegelwerte werden mit einer hinterlegten PQ-Beziehung in einen Abfluss umgerechnet. Die PQ-Beziehungen werden i.d.R. anhand von Eichmessungen im niedrigen Abflussbereich erstellt. Die PQ-Beziehungen für die hohen Abflüsse werden extrapoliert, was zu Ungenauigkeiten bei hohen Abflüssen führen kann. Diese sind aber gerade bei Themen wie Hochwasserschutz und Gefahrenkarten massgebend. Daher sollen mittels 2D-Modellierung die PQ-Beziehungen für Hochwasserabflüsse überprüft werden, um diese zu validieren oder allenfalls Empfehlungen zu deren Anpassung zu ermitteln. Im Zuge der Untersuchungen sollen die bestehenden PQ-Beziehungen bei fünf ausgewählten Messstationen (siehe Tabelle 1) überprüft werden.

Tab. 1 Übersicht untersuchte Messstationen im Kanton Aargau

Station	Gewässer	Ort
FG_0331	Sissle	Eiken
FG_0352	Katzbach	Muri
FG_0355	Holzbach	Villmergen
FG_0379	Wyna	Reinach
FG_0380	Surb	Lengnau

2 Grundlagen

2.1 Geometrie

Für das Erstellen der 2D-Modelle sind Querprofile seitens des Kantons vorhanden. An Stellen, an welchen die Querprofilabstände gross sind, werden die digitalen Terrainmodelle von Swisstopo (1m Raster, ohne Bewuchs und Bebauung) ausserhalb des Wasserbereichs beigezogen. Ausserdem wurden bei der örtlichen Begehung mit einem differentiellen GPS weitere Punkte aufgenommen sowie Brücken und andere Durchlässe erfasst und vermessen.

2.2 Hydrologie

Für die Modellierung diente die Hochwasserstatistik des Fachbereichs Hydrometrie der Abteilung Landschaft und Gewässer des Kantons Aargau als Grundlage. Dabei wurden die Abflüsse HQ_{10}, HQ_{20}, HQ_{30}, HQ_{50} und HQ_{100} für die Simulationen der Modelle verwendet. Bei den Stationen FG_0379 Wyna und FG_0380 Surb liegt aufgrund der kurzen Messperiode keine Extremwertstatistik vor. Daher wurden fünf Abflüsse im oberen Bereiche der bestehenden Schlüsselkurve gewählt. Es ist zu erwähnen, dass lediglich die Werte der gewählten Abflüsse massgebend sind und nicht spezifisch deren Bezug auf die Hochwasserstatistik.

3 Vorgehen

3.1 Berechnungsnetz

Für die Modellierung werden in einem ersten Schritt detaillierte Berechnungsnetze erstellt. Diese beinhalten mindestens den Flussschlauch und falls nötig die Vorländer. Die Bodenbeschaffenheit wird mittels Luftbilder und der örtlichen Begehungen ermittelt und dadurch die Rauigkeitszonen definiert.

3.2 Kalibrierung

Im Anschluss wird das Modell durch die Simulation von mehreren Eichmessungen kalibriert. Dabei werden die Abflüsse der Eichmessung als Input verwendet und die Pegel berechnet. Dabei werden die Rauigkeitswerte für die Rauigkeitszonen im plausiblen Bereich angepasst, bis die berechneten Pegel maximal +/- 5% von den Eichmessungen abweichen.

3.3 Simulation

Mit dem kalibrierten Berechnungsmodell werden nun die Hochwasserabflüsse simuliert und die Pegelstände berechnet. Die erzielten Resultate werden im Anschluss auf ihre Plausibilität hin geprüft. Ausserdem wird die Sensitivität des Modells durch die Veränderung von Wasserständen am unteren Rand ermittelt.

4 Ergebnisse

4.1 Sissle Eiken

Die berechneten Pegelstände liegen für alle Hochwasser um 4 bis 6 % tiefer als die bestehende PQ-Kurve. Damit kann die bestehende PQ-Beziehung bestätigt werden.

4.2 Katzbach - Muri

Die berechneten Pegelstände liegen für alle Hochwasser um 5 bis 10 % tiefer als die extrapolierte PQ-Kurve. Die Differenz zwischen den für die Kalibrierung verwendeten Eichmessungen und den Hochwasserabflüssen sind gross. Es empfiehlt sich einige Messungen im Bereich von 3 bis 5 m^3/s durchzuführen. Somit kann das Modell besser kalibriert werden.

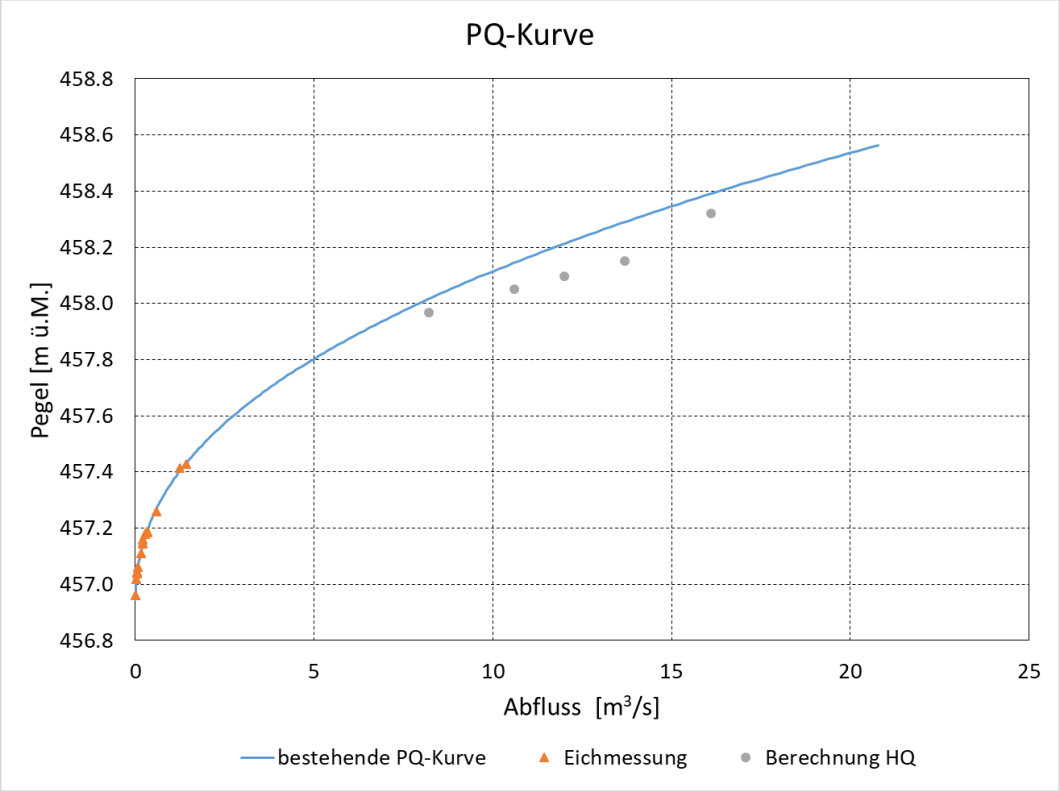


Abb. 1: Messstation Katzbach-Muri: PQ-Kurve mit Eichmessungen und berechneten Hochwasserabflüssen

4.3 Holzbach Villmergen

Die berechneten Pegelstände liegen für alle Hochwasser um 4 bis 5 % höher als die bestehende PQ-Kurve. Damit kann die bestehende PQ-Beziehung bestätigt werden.

4.4 Wyna - Reinach

Die berechneten Pegelstände liegen für alle Hochwasser um -2 bis 3 % um die bestehende PQ-Kurve. Damit kann die bestehende PQ-Beziehung bestätigt werden

4.5 Surb - Lengnau

Die berechneten Pegelstände liegen für alle Hochwasser um 1.5 bis 4 % höher als die bestehende PQ-Kurve. Damit kann die bestehende PQ-Beziehung bestätigt werden.

5 Zusammenfassung

Die bestehenden PQ-Beziehungen von fünf ausgewählten Messstationen im Kanton Aargau sollen mit einer 2D-Modellierung im Hochwasserabflussbereich überprüft werden. Ziel ist es dabei, eine Aussage zu treffen, ob die PQ-Beziehungen verifiziert werden können oder ob Anpassungen notwendig sind. Dazu wird für jede Messstation ein 2D-Modell aufgebaut und fünf verschiedene Hochwasser simuliert. Die berechneten Wasserpegel werden mit denjenigen aus der bestehenden PQ-Beziehung verglichen und bewertet.

Es wird empfohlen die PQ-Kurven der Station Katzbach - Muri unter Zuhilfenahme der berechneten Datenpunkte anzupassen. Die PQ-Kurven der Messstationen Sissle – Eiken, Holzbach – Villmergen, Wyna – Reinach und Surb – Lengnau konnten mit den durchgeführten 2D-Modellierungen verifiziert werden und können auf dem jetzigen Stand belassen werden.

Adressen der Autoren

Dominik Schwere
Prof. Dr. Davood Farshi

Hochschule für Technik Rapperswil

Institut für Bau und Umwelt, Fachstelle Wasserbau

CH-8640 Rapperswil, Oberseestrasse 10

dominik.schwere@hsr.ch
davood.farshi@hsr.ch

Dr. Christophe Lienert

Kanton Aargau, Dep. Bau, Verkehr und Umwelt, Abt. Landschaft und Gewässer

CH-5001 Aarau, Entfelderstrasse 22

Modellversuche Einlaufbauwerk Hinterdorfbach, Dielsdorf

Hydraulic Model of the intake structure at Hinterdorfbach, Dielsdorf

Davood Farshi, Matthias Stucki, Dominik Schwere, Lukas Schmocker, Daniel Ehrbar

Kurzfassung

Die bestehende Hochwasserentlastungsanlage (HWE) am Hinterdorfbach in Dielsdorf soll mittels baulichen Anpassungen verbessert werden. Die HWE besteht aus einem Streichwehr, einem seitlichen Entlastungstollen und einer Blende, die den Abfluss in den Mühleweiher kontrolliert. Die Funktionalität der HWE musste angesichts der schiessenden Anströmungsverhältnisse im Bach mit einer Modelluntersuchung genauer geklärt werden.

Der erste Auftrag (Grundmodell) wurde in einem Massstab von 1:7.5 verwirklicht. Ziel der Untersuchung war es die Trenncharakteristik zu untersuchen, die Position des Wechselsprungs und die Wassertiefen zu bestimmen. Der schiessende Zufluss soll mittels einer Blende am Ende des Streichwehrs in einen strömenden Abfluss übergehen. Die Blende soll auch den maximal zulässigen Abfluss in den nachfolgenden Mühleweiher begrenzen.

Die schiessende Anströmung wurde in den Versuchen an der Blende abgelenkt, jedoch blieb der Wechselsprung aus. Trotz diverser Massnahmen im Bereich des Streichwehrs ist der gewünschte Effekt eines strömenden Fliessverhaltens nicht eingetreten.

Aufgrund der Modellergebnisse wurde das Projekt überarbeitet. Dabei wurde die Zulaufstrecke von 7 % auf 1% abgeflacht, um strömende Zuflussbedingungen zum Streichwehr zu erhalten. Zusätzlich wurde die seitliche Mauer erhöht sowie eine seitliche Verjüngung beim Streichwehr eingebaut. Das Ziel der Untersuchung ist das generelle hydraulische Verhalten bei HQ_{30}, HQ_{100}, HQ_{300} und EHQ zu bestimmen, insbesondere die Wasserspiegellagen.

Nach den ersten Hauptversuchen wurden seitliche Mauern zusätzlich erhöht, sodass der Notüberlauf bei HQ_{300} kontrolliert anspringt. In weiteren Versuchen sind verschiedene Blendeneinstellungen getestet worden, also ohne Blende und mit konstanten Öffnungshöhen von 0.6 Meter und 0.4 Meter. Einzig bei der Blendenöffnung von 0.4 Meter ist die Bedingung des maximal zulässigen Abflusses in den Mühleweiher für die Hochwasser bis HQ_{300} eingehalten worden.

Abstract

The existing flood control structure at Hinterdorfbach in Dielsdorf has to be modified. The structure consists of a side weir, a flood relief tunnel and a baffle, which limits the discharge of the downstream to a lake. The functionality of the flood control structure had to be validated through a physical model investigation due to the supercritical approach flow conditions in the creek upstream of the side weir.

The first model (basic model) was realized in a scale of 1:7.5. The goal of the study was to explore the characteristics of the side weir, to determine the position of the hydraulic jump and the water depths. The supercritical inflow is to change into a subcritical flow along the side weir by the baffle, which is located at the end of the side weir.

The supercritical flow was deflected at the baffle during the tests, but the hydraulic jump did not evolve upstream of the side weir. Despite various modifications in the area of the side weir, the desired effect of a subcritical flow did not occur.

Based on the basic model results, the project was revised and a new physical model (main model) has been set up. The inflow section was changed from 7% to 1% in order to get subcritical inflow conditions to the side weir. In addition, the side walls were raised and a lateral reduction was installed at the side weir. The goal of the investigation is to determine the general hydraulic characteristics at HQ_{30}, HQ_{100}, HQ_{300} and EHQ.

After the first main tests, side walls were additionally raised so that the emergency overflow at HQ_{300} starts in a controlled way. In further tests, various baffle openings were tested, i.e. without a baffle and with constant opening heights of 0.6 and 0.4 m. Only with a baffle opening of 0.4 m was the condition of the maximum allowable inflow to the lake for floods up to HQ_{300} satisfactory.

1 Grundlagen

Der Hochwasserschutz in Dielsdorf wird durch den Ausbau des Hinterdorfbachs verbessert. Die bestehende Hochwasserentlastungsanlage (HWE) wird ebenfalls mittels baulichen Anpassungen optimiert. Die HWE besteht aus einem Streichwehr mit anschliessendem Entlastungstollen. Im Bereich der HWE beträgt das Gefälle 2%, das Gefälle oberhalb im Gerinne beträgt 7%. Die Funktionalität der HWE muss angesichts der schiessenden Anströmungsverhältnisse im Bach jedoch genauer geklärt werden. Die Verschiebung der Blende an das Ende des Streichwehrs soll dazu beitragen, dass der Zufluss in den Mühleweiher auf 1.8 m^3/s gedrosselt wird und sich der Hinterdorfbach soweit aufstaut, sodass der Wassersprung oberstrom des Streichwehrs zu liegen kommt. Die bestehende

Fussgängerbrücke oberstrom des Streichwehrs stellt mit dem Aufstau des Bachs eine Gefährdung dar, weil diese zu tief ist.



Abb. 1: Die bestehende HWE mit der nicht sichtbaren Fussgängerbrücke (1) und dem Streichwehr (2) in Dielsdorf (Blick in Fliessrichtung)

Aufgrund der bisher ungeprüften Funktionalität wurde das Institut für Bau und Umwelt (IBU) der Hochschule für Technik Rapperswil (HSR) beauftragt, physikalische Modelluntersuchungen durchzuführen. Mit Prinzipversuchen in einem physikalischen Versuchsmodell mit Reinwasser (d.h. ohne Sediment- oder Schwemmholztransport) sollen die Trenncharakteristik des Einlaufbauwerks für vier Hochwasserabflüsse (HQ_{30}, HQ_{100}, HQ_{300} und EHQ) sowie die Lage und Charakteristik des Wechselsprungs bestimmt werden. Die Aufzeichnung der Wassertiefen bieten erweiterte Grundlagen zur Projektierung, beispielsweise der neuen Fussgängerbrücke.

Im physikalischen Modell wurde der Modellzufluss manuell mittels Schieber gesteuert. Die Regelung des Weiherzuflusses erfolgte über eine Blende, welche über ein Gewinde stufenlos in der Höhe verstellt werden kann. Mittels Thompsonwehr wurde kontrolliert, ob der Weiherzufluss von maximal 1.8 m^3/s eingehalten wurde. Die Wassertiefen wurden mit Ultraschallsensoren und an ausgewählten Punkten mit Stechpegeln gemessen.

2 Versuchsdurchführung

2.1 Versuche am Grundmodell

Das erste Modell (Grundmodell) wurde im Massstab 1:7.5 in einer bestehenden Versuchsrinne erstellt. Der Oberlauf wurde mit 7% Gefälle nachgebildet. Die hydraulischen Verhältnisse im Sammelkanal sind nicht Bestandteil der Modellierung, d.h. nach der Entlastung über das Streichwehr wird freier Abfluss angesetzt. Als untere Randbedingung wurde die Blende angesetzt, welche einen Aufstau und den Wechselsprung oberstrom erzwingen soll.

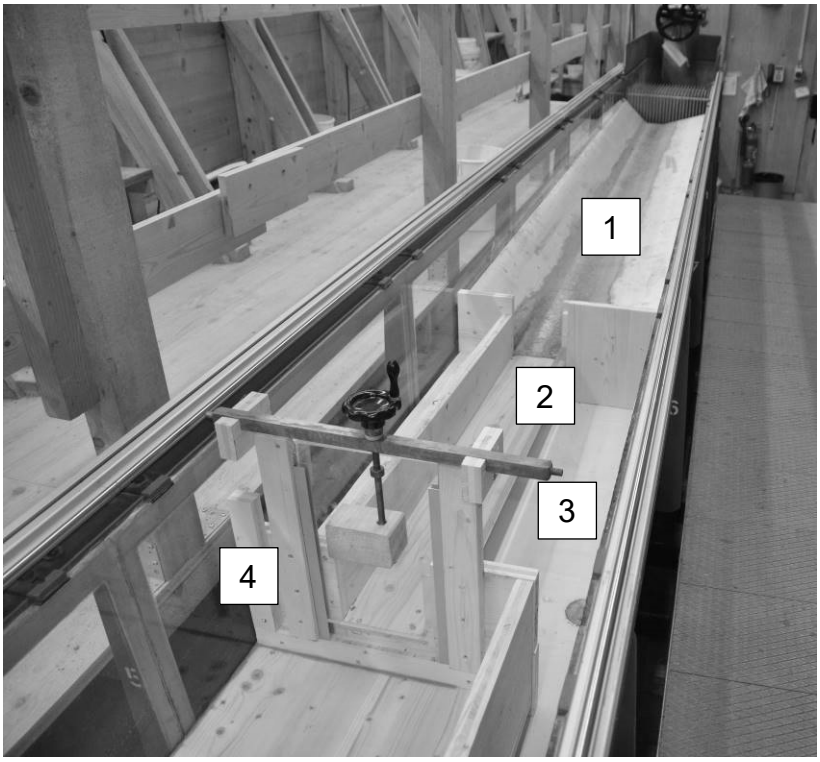


Abb. 2: Das Grundmodell mit dem projektierten Bachlauf (1), Streichwehr (2), Sammelkanal / Entlastungsstollen (3) und der Blende (4) für die erste Serie (Blick gegen die Fliessrichtung)

In einer ersten Serie wurde das Bauwerk für die beiden Hochwasser HQ_{30} und HQ_{100} getestet. Wie erwartet, waren die Strömungsverhältnisse im Oberlauf schiessend. Die Blende verursachte zwar einen Wechselsprung, dieser verschiebte sich jedoch nicht bis zur Streichwehrkante zurück. Dies führte zu einer unzufriedenen Trenncharakteristik des Streichwehrs und der notwendige Abfluss konnte nicht über das Streichwehr entlastet werden.

Für die Versuche der Serie 2 wurde die Blende ans obere Ende des Streichwehrs verschoben und der Umbau zu einem konvergierenden Streichwehr vorgenommen. Das heisst, die Gerinnebreite im Streichwehr wurde verringert. Durch die

Blende wurde ein Aufstau im Bachbereich generiert, der schiessende Zustand im Bereich des Streichwehrs war aber weiterhin vorhanden. Auch trat der Wechselsprung an derselben Stelle auf und die Überfallmenge wurde nur gering erhöht.

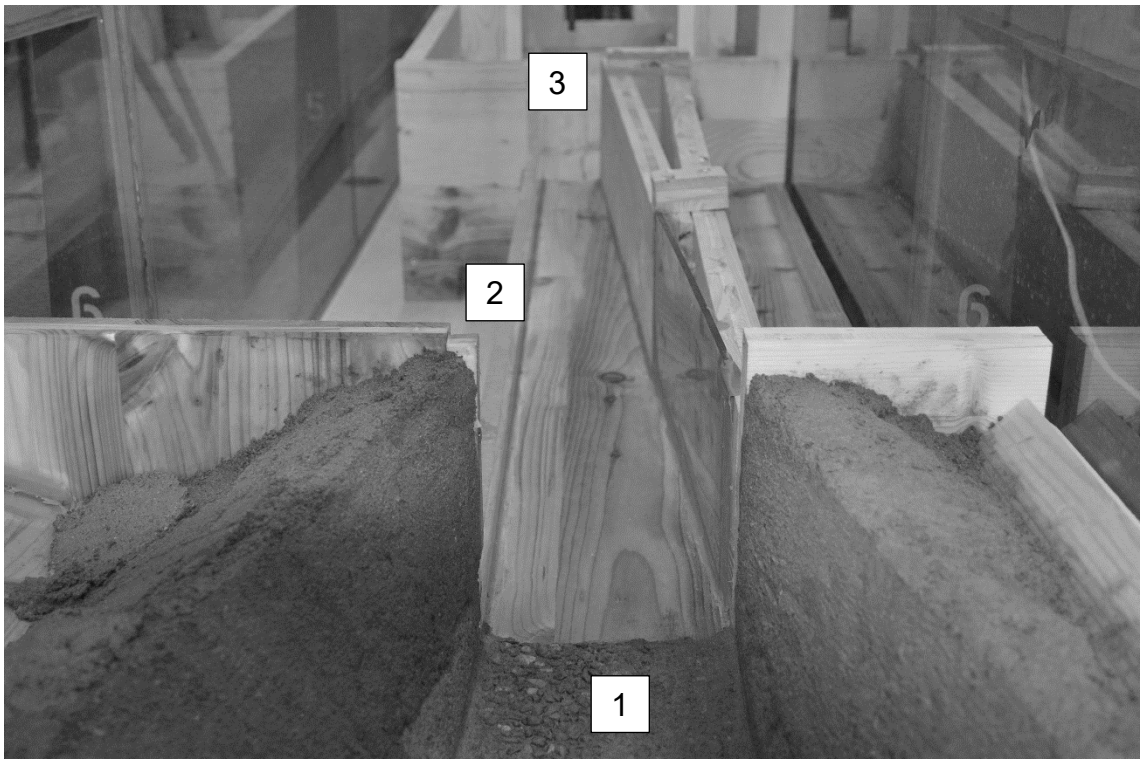


Abb. 3: Modellzustand mit dem projektierten Bachlauf (1), dem konvergierenden Streichwehr (2) und der Blende (3) in der Serie 2 (Blick in Fliessrichtung)

Das Bauwerk war unter diesen Bedingungen nicht funktionstüchtig und es müssten grundsätzliche Projektanpassungen durchgeführt werden.

2.2 Versuche am angepassten Modell

Gegenüber dem Grundmodell wurde der Oberlauf auf ein Gefälle von 1% reduziert und die Geometrie angepasst sowie ein breiteres konvergierendes Streichwehr eingebaut. Im Weiteren wurde die komplette Hochwasserentlastunganlage mit seitlicher Entlastung in einen Sammelkanal und Leitmauern nachgebildet. Damit alle Bauwerke in derselben Rinne Platz haben, musste neu ein Massstab von 1:15 gewählt werden.

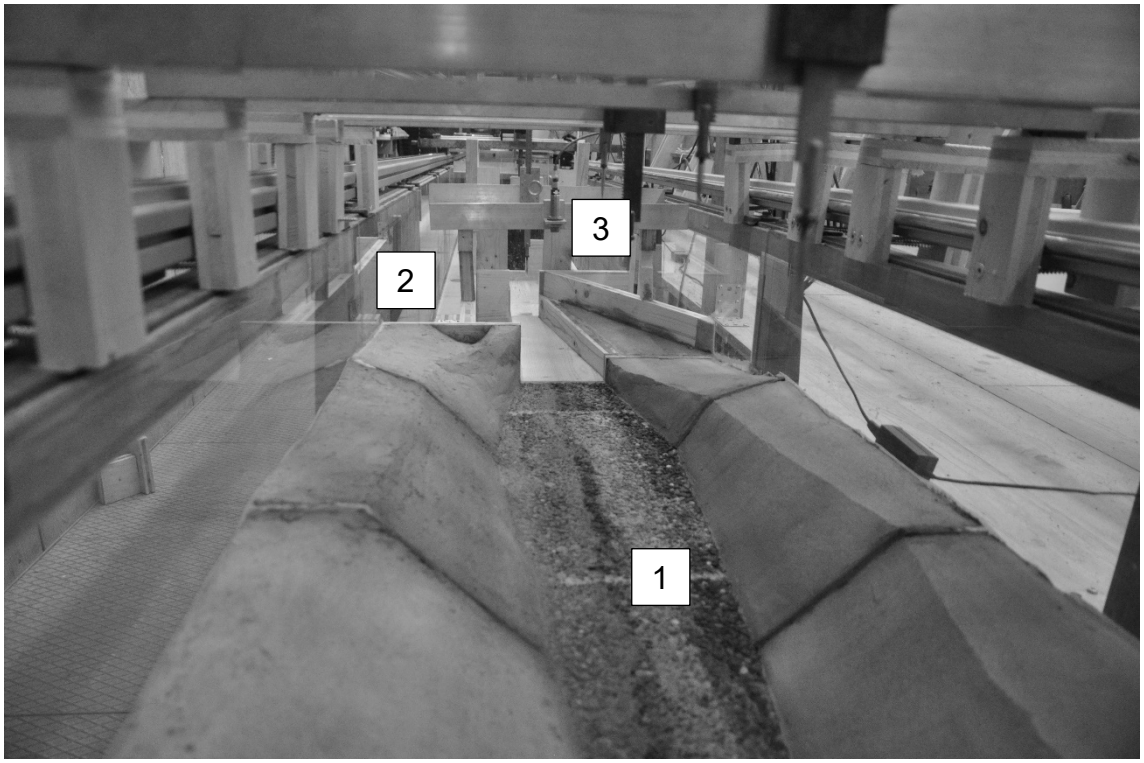


Abb. 4: Modellzustand mit dem projektierten Bachlauf (1), dem nicht sichtbaren Streichwehr, dem Notüberlauf (2) sowie der Blende (3) in der Serie 3 (Blick in Fliessrichtung)

In der Serie 3 wurde für jeden der vier Abflüsse die optimale Blendenöffnung evaluiert, sodass nicht mehr als 1.8 m^3/s in den Mühleweiher strömen. Der Rückstau und der Einlauf in den Sammelkanal reagierten wie gewünscht, auch herrschen im Oberlauf strömende Fliessverhältnisse. Ab dem 300-jährlichen Hochwasser änderte sich die Trenncharakteristik, denn alle Leitmauern im Bereich der HWE wurden überströmt. Daraus resultierte eine Empfehlung zur Erhöhung der Leitmauern, sodass beim HQ_{300} die Leitmauern nicht überströmt und der Notüberlauf kontrolliert anspringt.

In der Serie 4 wurde die Blende auf eine Öffnungshöhe von 0.6 m fixiert, was der optimalen Blendenöffnung für das HQ_{100} entspricht. Dies führte zu einem leicht höheren Aufstau beim HQ_{30}, was keine Gefahren mit sich bringt. Beim HQ_{300} strömten jedoch rund 2.4 m^3/s, statt die geforderten 1.8 m^3/s in den Mühleweiher, was zu Ausuferungen beim Mühleweiher führt.

Daraufhin wurde die Serie 5 durchgeführt. Diese sieht eine Öffnung von 0.4 m vor, was einer optimalen Blendenöffnung beim HQ_{300} entspricht. Mit dieser Einstellung sprang das Streichwehr früher an und der Entlastungsabfluss war somit höher. Der Abfluss in den Mühleweiher lag unter den 1.8 m^3/s, was jedoch kein Problem darstellte.

3 Zusammenfassung

Aufgrund des schiessenden Zuflusses funktioniert die Hochwasserentlastung im jetzigen Zustand nicht. Beim optimierten Modell wurde deshalb das Gefälle im Zulauf angepasst, um strömende Fliessverhältnisse zu garantieren. Durch das strömende Fliessverhalten wird die Hochwasserentlastung zweckmässig aktiviert und es kommt zu keinen intensiven Stosswellen.

Die Randbedingung des maximal zulässigen Zuflusses von 1.8 m^3/s in den Mühleweiher wird nur durch die fixierte Blendenöffnung von 0.4 m bis zum HQ_{300} eingehalten. Es muss beachtet werden, dass der Notüberlauf beim Streichwehr früher aktiviert wird. Im Vergleich zu einer gesteuerten Blende funktioniert die Entlastung jedoch robust und erfordert kein Eingreifen im Hochwasserfall.

Die bestehende Fussgängerbrücke soll gemäss den gemessenen Wassertiefen in den Modellversuchen erhöht werden. Durch diese Massnahme verringert sich die Gefährdung erheblich.

Adressen der Autoren

Prof. Dr. Davood Farshi
Matthias Stucki, Dominik Schwere

Institut für Bau und Umwelt IBU, HSR Hochschule für Technik Rapperswil

CH-8640 Rapperswil, Oberseestrasse 10

davood.farshi@hsr.ch
matthias.stucki1@hsr.ch
dominik.schwere@hsr.ch

Dr. Lukas Schmocker, Daniel Ehrbar

Basler & Hofmann AG

CH-8133 Esslingen, Bachweg 1

lukas.schmocker@baslerhofmann.ch
daniel.ehrbar@baslerhofmann.ch

Hochwasserrückhaltebecken am Schilternbach (Vorplanung)

Flood Control Reservoir at the Schilternbach (Pre-Design)

Rebecca Huber

Kurzfassung

Im Rahmen des geplanten Hochwasserschutzprojektes für den Markt Wernberg-Köblitz im Landkreis Schwandorf soll das gesamte Ortsgebiet des Marktes vor einem hundertjährlichen Hochwasser (HQ_{100}) plus Klimazuschlag von 15% geschützt werden. Im Projektgebiet liegt der Zusammenfluss der Naab (HQ_{100} = 420 m³/s) und des Schilternbaches (HQ_{100} = 15.2 m³/s). Das gesamte Hochwasserschutzprojekt beinhaltet hauptsächlich den Bau von Hochwasserschutz-Deichen und Mauern entlang der Naab. Als Teil dessen wurde in der hier zusammengefassten Master Thesis die Vorplanung eines Hochwasserrückhaltebeckens (HRB) am Schilternbach zusammen mit einem Schöpfwerk an dessen Zufluss zur Naab vorgenommen. Die Master Thesis wurde an der Technischen Universität München in Zusammenarbeit mit der INROS LACKNER SE verfasst.

Den Kern der Arbeit bilden die Variantenuntersuchung hinsichtlich des Standortes des HRB und dessen weitere bauliche Ausführung. Im Laufe der Untersuchung waren v.a. die Betrachtung aller relevanten Szenarien, welche sich aus verschiedenen Superpositionen der Hochwässer aus beiden Gewässern ergeben, und der Mangel an ausreichender Retentionsfläche im Projektgebiet, Herausforderungen. Zuerst wurde eine Kapazitätsauswertung des Schilternbaches durchgeführt, um notwendige Drosselabflüsse für die HRB-Standorte zu ermitteln. Dabei war es wichtig auch die vorhandene Infrastruktur miteinzubeziehen. Die Abstimmung der Dimensionierung der notwendigen Schöpfwerk-Kapazität am Zulauf zur Naab, in Abhängigkeit vom realisierbaren Rückhaltevolumen an den verschiedenen HRB-Standorten am Schilternbach verlangte einen sinnhaften Abwägungsprozess. Das Schöpfwerk wurde aufgrund des entlang der Naab geplanten, durchgehend verlaufenden Fluss-Deiches notwendig.

Am erarbeiteten Vorzugsstandort wird ein homogener Damm in Form eines Trockenbeckens geplant. Durch diesen führen ein offenes Durchlassbauwerk sowie eine Dammscharte für die Straßendurchführung. Die Hochwasserentlastung ist als Schussrinne an der Dammseite geplant.

Abstract

The market town of Wernberg-Köblitz in the district of Schwandorf is planned to be protected from a hundred-year flood event plus climate acceptance rate (15%). In the project area lies the confluence of the river Naab (HQ_{100} = 420 m³/s) and the river Schilternbach (HQ_{100} = 15.2 m³/s). As one part of this project, a flood protection basin at the Schilternbach is planned which is also the content of the presented thesis. The thesis was written at the Technical University of Munich in cooperation with the INROS LACKNER SE.

The core of the thesis is the variant analysis concerning the location of the retention basin and its further constructive design. The challenge hereby was the consideration of all relevant scenarios which result from the superposition of the flood scenarios of the two water bodies plus the limited available retention area caused by the infrastructure in the region. Firstly, a capacity analysis of the Schilternbach had to be done and a maximum outflow for the different basin locations needed to be determined. For the coordination of the pumping station capacity required at the river Naab, where in the considered stretch a continuous flood dike is planned, and the feasible retention volume at the Schilternbach locations, a reasonable consideration process was necessary.

At the compiled preferred location, a retention basin in the form of a dry reservoir with a relatively simple structured embankment dam is planned. An open outlet structure as well as a road passage are intended to be built through the dam. A spillway chute is planned at the side of the dam.

1 Bestehende Verhältnisse im Projektgebiet

1.1 Hydrologie

Im Talgebiet der Naab erhöhte sich im letzten Jahrhundert verstärkt der Druck auf das Gewässer durch die Bebauung. Als Folge liegen heute große Teile des Marktes Wernberg-Köblitz bei einem HQ_{100}-Ereignis unterhalb des Wasserspiegels. Vom Schilternbach ging seit der Entstehung des Ortes eine eher geringe Hochwassergefahr aus. Diese erhöhte sich allerdings durch zunehmende Bebauung und zusätzliche Einhausung des Baches in der näheren Vergangenheit (WWA Weiden, 2008).

Die bestehenden hydrologischen Verhältnisse sind in Abb. 1 dargestellt.

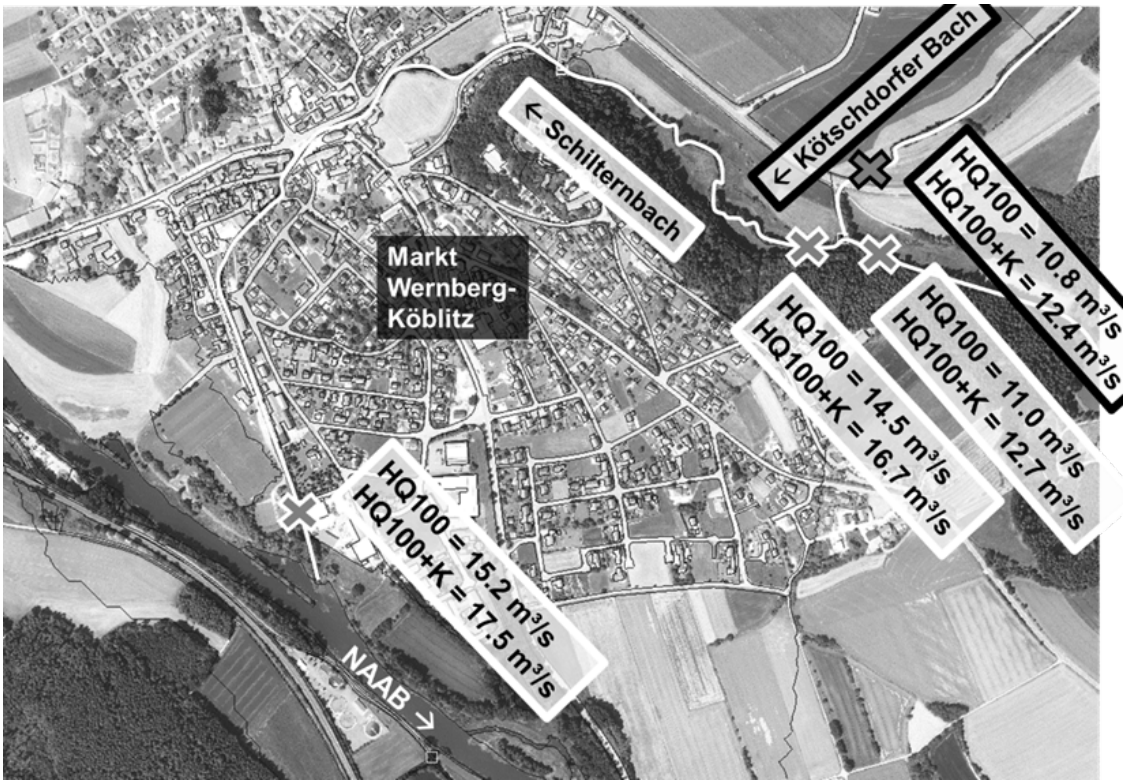


Abb. 1: Übersicht hydrologische Daten Schilternbach und Kötschdorfer Bach

1.2 Hydraulik

Die untersuchten Hochwasser-Szenarien sind wie folgt definiert:

- Szenario 1: Zusammentreffen eines HQ_{100_Naab} mit einem $HQ_{5_Schilternbach}$
- Szenario 2: Zusammentreffen eines $HQ_{100_Schilternbach}$ mit einem HQ_{5_Naab}

Grundlage für diese Annahme ist die Tatsache, dass das Einzugsgebiet des Schilternbaches viel kleiner ist als das der Naab und somit die Wahrscheinlichkeit des Zusammentreffens von zwei hundertjährlichen Ereignissen äußerst gering ist. Das ist der Fall, da die Entstehung eines HQ_{100} in der Naab beispielsweise durch langanhaltende, intensive Regenfälle und zusätzliche Schneeschmelze hervorgerufen wird und ein HQ_{100} am Schilternbach durch lokale und sehr intensive Starkregenereignisse herbeigeführt wird.

Für die hydraulischen Berechnungen von Szenario 2 wurde die vorhandene Ganglinie des Schilternbaches verwendet und somit eine instationäre Berechnung durchgeführt, wohingegen Szenario 1 stationär berechnet wurde. Abb. 2 zeigt das Resultat der Differenzbildung aus den maximalen Wassertiefen von Szenario 2 und 1. Das Ergebnis hierbei ist eine separate Darstellung der im $HQ_{100+Klimafaktor}$-Fall von der Naab sowie der vom Schilternbach beeinflussten Bereiche. Die Darstellung zeigt, dass der Übergangsbereich der Beeinflussung bei Bach-km0+550 liegt.

Die Kapazitätsauswertung des innerörtlichen Schilternbaches ergab, dass ein bordvoller Abfluss von 4.3 m³/s ohne weitere Maßnahmen im Ort abfließen kann.

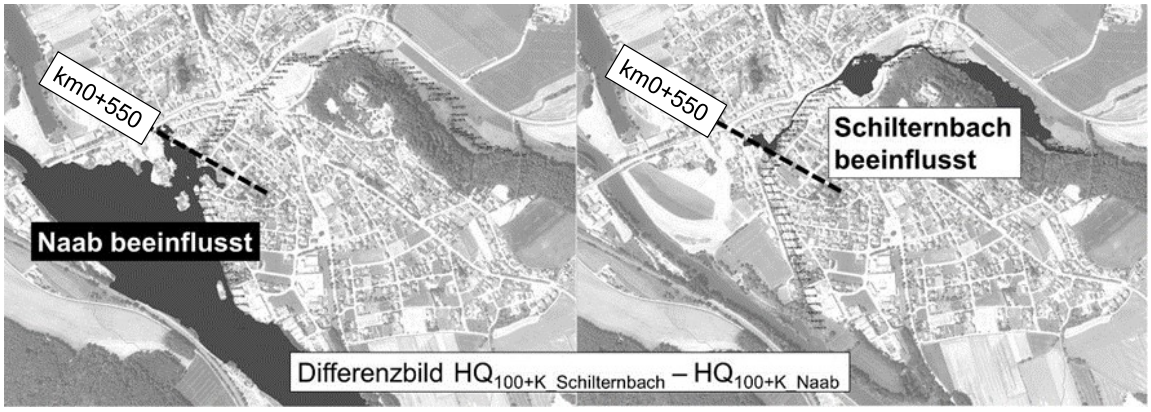


Abb. 2: Differenzbilder: Szenario 2 ($HQ_{100+K_Schilternbach}$) – Szenario 1 (HQ_{100+K_Naab})

2 Variantenuntersuchung

Es ist vorweg zu nehmen, dass für die Umsetzung eines HRB am Schilternbach eine zusätzliche Maßnahme zu treffen ist: Bei der Einmündung des Schilternbaches in die Naab ist ein durchgehender Deich mit einem Siel-Bauwerk zu erbauen, um die Wirkung des Hochwasserschutzes im Ortskern zu gewährleisten. Der Schilternbach fließt im Normalfall durch das geöffnete Siel-Bauwerk frei in die Naab ab. Im Hochwasserfall hingegen wird der Naab-Deich komplett geschlossen, um einen Rückstau aus der Naab in den Schilternbach zu verhindern. Das ankommende Restwasser aus dem Schilternbach muss dann über ein geplantes Schöpfwerk in die Naab gepumpt werden.

Auf der Basis der in Kapitel 1 erläuterten und erarbeiteten Grundlagen wurde schließlich eine Variantenuntersuchung hinsichtlich möglicher Standorte eines HRB im Oberlauf des Schilternbaches durchgeführt. Die untersuchten Standortvarianten sind in Abb. 3 dargestellt. Bei den Varianten C (am Schilternbach) und D (am Kötschdorfer Bach) handelt es sich um einen Kombinationsstandort. Das heißt, dass beide Dämme notwendig sind, um einen $HQ_{100+Klimafaktor}$-Schutz für den Ort zu erreichen.

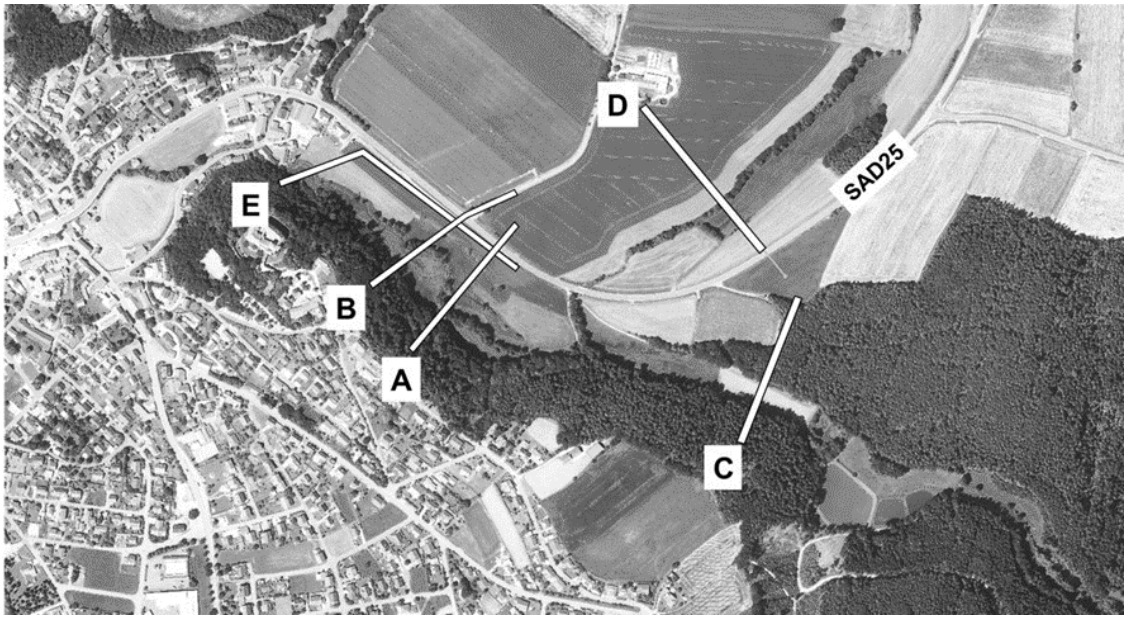


Abb. 3: Übersichtslageplan untersuchter HRB-Standorte an Schilternbach und Kötschdorfer Bach

Nach Tab. 1 weist Variante HRB-C das größte Retentionsvolumen auf. Hinsichtlich des Drosselabflusses ist diese Variante aber nur in Kombination mit Variante HRB-D zu bewerten (Kombinationsstandort). Deshalb geht Variante HRB-B mit dem zweitgrößten Rückhaltevolumen, und somit dem niedrigsten innerörtlichen Restabfluss im Schilternbach-Gerinne als Vorzugsvariante hervor. Hierdurch wird das kleinstmögliche Schöpfwerk am Zufluss zur Naab ermöglicht. Aber nicht nur der erzielbare Retentionsraum floss in die Bewertungs-Matrix mit ein, sondern auch Kriterien wie eine mögliche Verbesserung der Umweltqualität, die Wirtschaftlichkeit der Varianten, sowie die Zugänglichkeit und die vorhandenen Eigentumsverhältnisse. Eine starke Beeinflussung des Kriteriums der Wirtschaftlichkeit liegt bei den Varianten HRB-A, und -B vor, da die Kreisstraße durch das geplante Dammbauwerk gekreuzt wird und dadurch eine Scharte im Damm notwendig wird. Außerdem würden aus dem Kombinationsstandort HRB-C/D fast doppelt so hohe Kosten wie bei den restlichen Varianten resultieren, da zwei Dämme mit den jeweiligen Betriebseinrichtungen gebaut werden müssten, um die hundertjährlichen Abflüsse der hydraulisch gleichwertigen Gewässer Schilternbach und Kötschdorfer Bach zurückhalten zu können (vgl. Abb. 1).

Tab. 1: Übersicht hydraulischer Kenngrößen der verschiedenen Standort-Varianten

	Rückhaltevolumen [m³]				
Kronenhöhe Damm (inkl. 1.5 m Freibord)	**HRB-A**	**HRB-B**	**HRB-C**	**HRB-D**	**HRB-E**
388.5 [m+NN]	-	-	-	-	180’000
391.5 [m+NN]	250’000	-	-	-	-
392.0 [m+NN]	-	380’000	-	-	-
399.5 [m+NN]	-	-	410’000	-	-
400.0 [m+NN]	-	-	-	130’000	-
	Drosselabfluss [m³/s]				
388.5 [m+NN]	-	-	-	-	7.1
391.5 [m+NN]	5.1	-	-	-	-
392.0 [m+NN]	-	2.1	-	-	-
399.5 [m+NN]	-	-	0.0	-	-
400.0 [m+NN]	-	-	-	4.2	-

Nach der Bewertung und Gewichtung aller Einzelkriterien für jede Standortvariante ging schlussendlich Variante HRB-B als Vorzugsvariante für die weitere Planung hervor. Auch wenn hier eine Dammscharte notwendig wird, um die Kreisstraße SAD25 nicht verlegen zu müssen, überwiegen die positiven Aspekte hinsichtlich des zu erzielenden Rückhaltevolumens und der daraus resultierenden Schöpfwerk-Kapazität an der Naab.

3 Konstruktive Gestaltung der Vorzugsvariante

Die folgenden Abbildungen zeigen das Resultat einer Vordimensionierung des geplanten HRB nach Variante HRB-B:

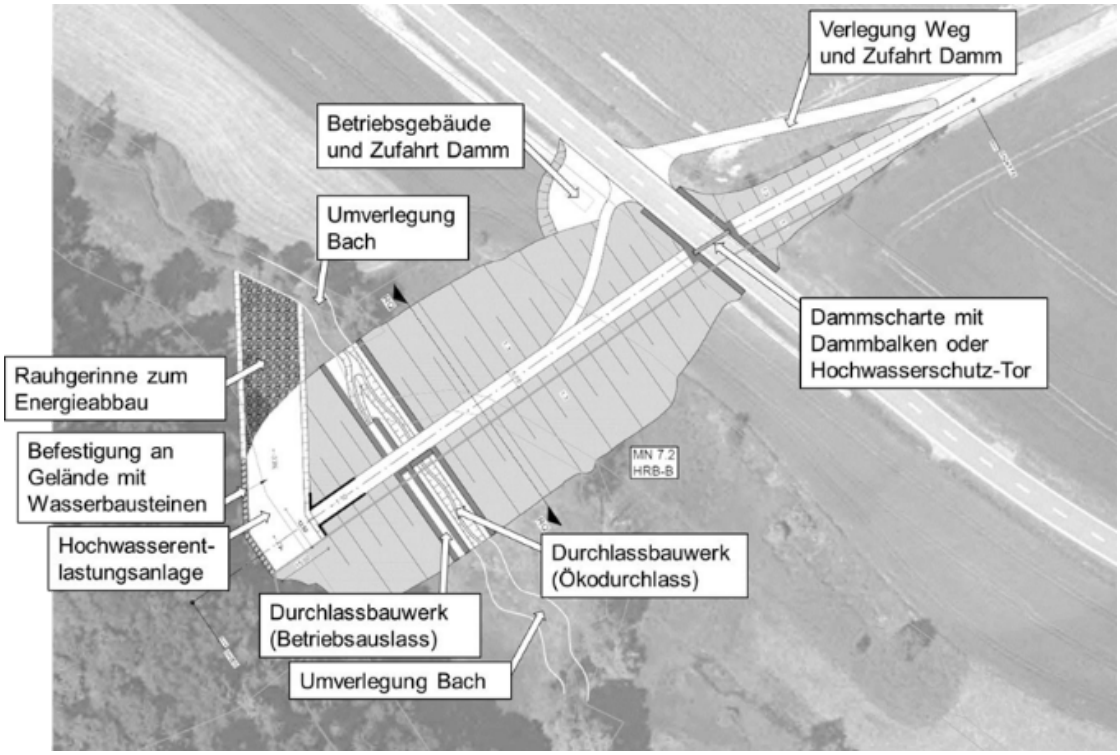


Abb. 4: Lageplan Variante HRB-B

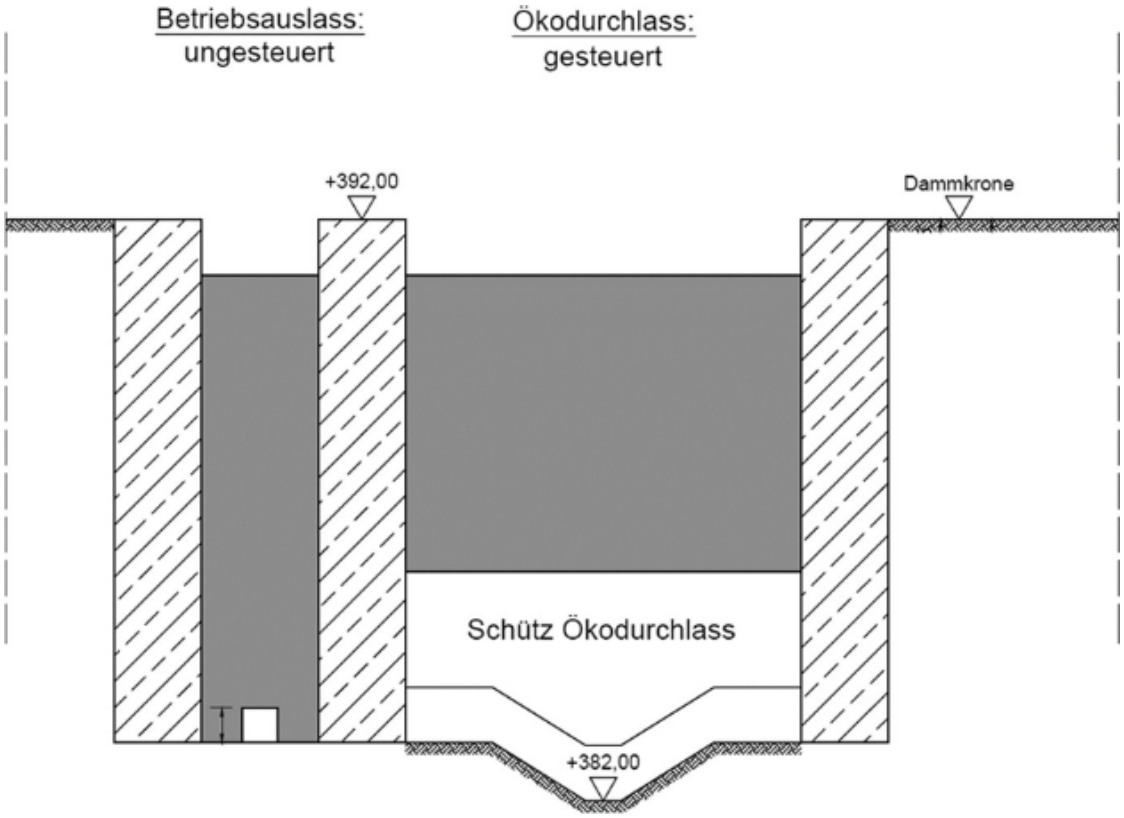


Abb. 5: Bauwerksschnitt zweigeteiltes Durchlassgerinne Variante HRB-B

Die beabsichtigte Betriebsweise ist folgende:

- Normalfall: Abflüsse bis zu einem Drosselabfluss von 2.1 m³/s fließen durch das Ökogerinne ab.
- Anlaufende Hochwasserwelle: Das Schütz des Ökodurchlasses wird geschlossen und der Abfluss passiert durch die feste, nicht regulierte Öffnung des Betriebsauslasses.
- Hochwasserentlastungsfall: Sobald das ankommende Hochwasserereignis das Bemessungshochwasser BHQ3 (= $HQ_{100+Klimafaktor}$ = 16.7 m³/s) überschreitet, springt die Hochwasserentlastunganlage an. Diese führt die Abflüsse bis zum maßgeblichen Bemessungsfalls BHQ1 (= HQ_{500} = 20.7 m³/s) ab und über das Raugerinne zurück in das Schilternbach-Gerinne.
- Extremereignis: Für Ereignisse größer einem BHQ1 bis zu einem BHQ2 (= $HQ_{5'000}$ = 30.1 m³/s) muss das Bauwerk standhalten, ohne global zu versagen. In diesem Fall wird neben der Hochwasserentlastungsanlage auch die Stauwand des Durchlassbauwerks überströmt.
- Ablaufende Hochwasserwelle: Nach dem Scheitel der Hochwasserwelle sinkt der Wasserstand im HRB langsam wieder und der Ausfluss aus dem ungesteuerten Betriebsauslass verringert sich. Sobald dieser trocken liegt, wird das Schütz des Ökogerinnes gehoben und der Abfluss kehrt in den Normalfall zurück.

4 Zusammenfassung

Die erarbeitete Lösung der an der Mündung in die Naab untersuchten Varianten sieht einen durchgehenden Deich entlang der Naab mit einem Siel- und Schöpfbauwerk am Zulauf des Schilternbaches vor. Dadurch ist die ökologische Durchgängigkeit im Normalfall gegeben und im Hochwasserfall können die beiden Gewässer durch das Schließen des Zulaufs voneinander getrennt werden. Dadurch ergibt sich eine Reduktion des Hochwasserrisikos für den Markt Wernberg-Köblitz, welches dann auf das ankommende Wasser aus dem Schilternbach beschränkt wird.

Im Fokus der Überlegungen standen vier Möglichkeiten zum Hochwasserrückhalt durch Dammbauwerke am Schilternbach und Kötschdorfer Bach oberstrom des Ortsteils Wernberg. Die Variantenuntersuchung brachte Standort B, nach dem Zusammenfluss der beiden Bäche, als Vorzugsstandort hervor. Dies ist trotz der zusätzlich im Dammbauwerk benötigten Dammscharte für die Kreisstraße der Fall, da das große Rückhaltevolumen und die daraus resultierende geringe Kapazität des Schöpfwerkes am Zufluss zur Naab wesentliche Vorteile dieser

Variante mit sich bringen. Die ebenfalls für die weitere Planung relevanten Fragen bezüglich des Ablaufs der Binnenentwässerung innerhalb des Ortes und der sich daraus ergebenden genaueren Dimensionierung des benötigten Schöpfwerkes an der Naab wurden durch die vorliegende Arbeit noch nicht geklärt.

Um die ökologische Durchgängigkeit auch durch das geplante Dammbauwerk hindurch zu bewahren, ist ein Rückhaltebecken in Form eines Trockenbeckens mit relativ einfach gegliedertem homogenem Damm geplant. Durch diesen führt ein offenes Durchlassbauwerk und als Hochwasserentlastung ist eine Schussrinne an der Dammseite geplant. Die Fragen nach einer genauen statischen Vordimensionierung sowie der Gründung des Dammes konnten aufgrund der noch fehlenden Daten zu den vorhandenen Baugrundverhältnissen im Rahmen der Master Thesis nur am Rande behandelt werden.

Es ist wichtig an dieser Stelle anzumerken, dass die dargestellten Ergebnisse einen Vorabzug der Vorplanung eines Teils des gesamten Hochwasserschutzprojektes bilden. Diese war zum Zeitpunkt der Abgabe der Master Thesis noch nicht abgeschlossen. Wie erwähnt, fehlten noch Daten, weshalb sich bis zur Entwurfsplanung noch Änderungen zum vorgestellten Arbeitsstand ergeben können.

Danksagung

Ich möchte mich an dieser Stelle herzlich bei Herrn Gollasch und Frau Dr. Vogel der INROS LACKNER SE und bei Herrn Ettl vom Wasserwirtschaftsamt Weiden, als Auftraggeber des Projektes, für die Möglichkeit, meine Abschlussarbeit in diesem Rahmen zu verfassen, bedanken. Mein weiterer Dank gebührt Herrn Dr. Hartlieb von der Wasserbaulichen Versuchsanstalt der TU München, der diese Arbeit als Betreuer seitens der Universität möglich gemacht hat.

Referenzen

WWA Weiden (2008). Gew. I., Naab Hochwasserschutz Wernberg-Köblitz Vorentwurf. Erläuterung zum Vorentwurf vom 17. April 2008. Wasserwirtschaftsamt Weiden. Weiden in der Oberpfalz, S.2.

Adresse der Autorin

M.Sc. (TUM) Rebecca Huber

INROS LACKNER SE

DE-81369 München, Steinerstraße 15, Haus B

rebecca.huber@tum.de

Vergleich zweier hydromorphologischer Modelle an der Staustufe Feldkirchen

Comparison between two hydro-morphodynamic models for the Feldkirchen Reservoir

Diego Vladimir Aguirre Iñiguez, Yannic Fuchs, Stefan Giehl, Markus Reisenbüchler, Mathias Schlagenhauser, Minh Duc Bui, Peter Rutschmann

Kurzfassung

Frühere Studien am deutschen Teil des Inn haben gezeigt, dass zweidimensionale Reinwassermodelle nicht in der Lage sind, beobachtete Wasserstände über das gesamte Abflussspektrum genau abzubilden, ohne physikalische Parameter im Modell ändern zu müssen. Dies kann auf ein hochdynamisches Flussbett aus Feinsand zurückgeführt werden, welches bei steigenden Abflüssen erodiert. In dieser Studie werden die hydromorphologischen Modelle HYDRO_FT-2D und TELEMAC2D-SISYPHE anhand einer Fallstudie miteinander verglichen. Der Stauraum Feldkirchen ist Teil der Staustufenkette entlang des Inn. Zur Vergleichbarkeit wird in beiden Modellen die Sedimenttransportgleichung von Engelund-Hansen verwendet. Die Kalibrierung der Modelle erfolgte über eine Anpassung der effektiven Sohlschubspannung anhand der Hochwasserereignisse in den Jahren 2005 und 2013. Der Vergleich zeigt, dass TELEMAC2D-SISYPHE nicht nur eine bessere Abbildung der Flussbettmorphologie erreicht, sondern auch eine deutlich geringe Rechenzeit aufweist, bedingt durch die hohe Parallelisierung. Die Wahl des effizientesten und genauesten Modells ist entscheidend für fortführende Langzeitsimulationen und Vorhersagen der gesamten Staustufenkette.

Abstract

A previous study along the German section of the Inn River has shown that a two-dimensional clear water model is not able to accurately represent the observed water surface elevations during both flood events and base flow without changing the physical parameters of the model. This has been attributed to a highly dynamic riverbed composed by fine particles that erodes during the rising limb of the hydrograph, which could be analyzed by Hydromorphological models. This study presents a comparison between the two-dimensional hydromorphological models HYDRO_FT and TELEMAC2D-SISYPHE for the Feldkirchen Reservoir (Inn River). Both models use the equation of Engelund-Hansen for total sediment load and have been calibrated by adjusting the effective bottom shear stress for

the flood event of 2005 and 2013. Results show that the coupling of TELEMAC-2D with SISYPHE is better able to represent the riverbed morphology measured after the flood event than HYDRO_FT while keeping simulation times low due to the enhanced parallelization capabilities. The selection of the most efficient and accurate model is crucial for the long-term predictions of riverbed morphology, which will be conducted in future.

1 Einleitung

An anderen stromaufwärts des Stauraums Feldkirchen gelegenen Flussabschnitten des Inn wurden Sedimenttransportprozesse bereits mit zweidimensionalen hydromorphologischen Modellen simuliert, welche zur verbesserten Vorhersage der Wasserspiegel bei Basis- und Spitzenabflussbedingungen führten (Aguirre Iñiguez *et al.*, 2019; Baumgartner *et al.*, 2017). Das Abflussgeschehen und der Sedimenthaushalt sind in diesen Abschnitten stark von zahlreichen Laufwasserkraftwerken (WKW) mit entsprechender Stauregelung anthropogen beeinflusst und es sind praktisch kaum mehr natürliche Überschwemmungsflächen vorhanden. In diesen Bereichen können numerische Modelle, die sowohl hydrodynamische als auch flussmorphologische Prozesse berücksichtigen, zur Entscheidungsfindung für Kraftwerksbetreiber und zur Planung wirkungsvoller Hochwasserschutzmaßnahmen beitragen. Zwei solcher Modelle werden anhand dieser Fallstudie Feldkirchen miteinander verglichen: HYDRO_FT-2D v4.4.1 (FT) und TELEMAC-SISYPHE v6p3 (SIS).

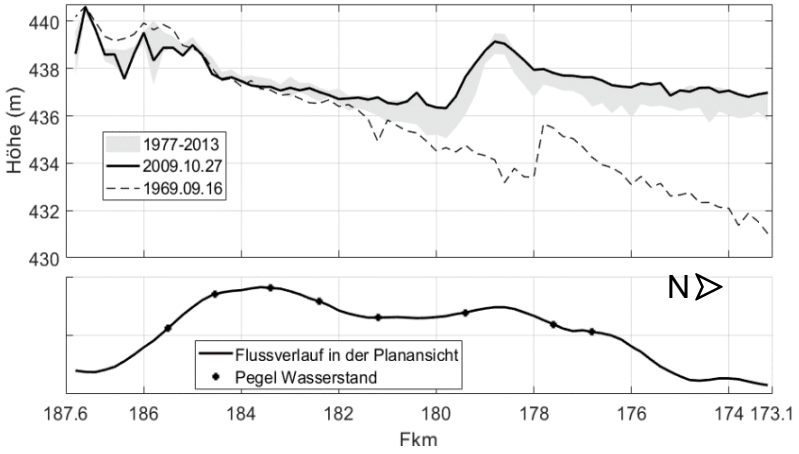


Abb. 1: Variation des Längsschnitts der mittleren Sohllage über den Zeitraum von 1969 bis 2013 (oben), 2D-Planansicht des Untersuchungsgebietes mit der Lage der Pegelstationen (unten)

Der Stauraum Feldkirchen mit etwa 14.4 km Länge erstreckt sich vom WKW Rosenheim (Fkm 187.54) bis zum WKW Feldkirchen (Fkm 173.1) in nördlicher Richtung. In diesem Untersuchungsgebiet, dargestellt in Planansicht in Abb. 1, mün-

det die Mangfall bei Fkm 185.4 in den Inn. Seit Inbetriebnahme des WKW Feldkirchen im Jahr 1970 wurden mehrere Sohlvermessungen durchgeführt. Die Variation des Längsschnitts der mittleren Sohllage in dem Stauraum über den Zeitraum von 1969 (erste Vermessung) bis 2013 ist in Abb. 1 (oben) dargestellt. Die Kalibrierung und Validierung der Modelle erfolgte anhand der Hochwasserereignisse in den Jahren 2005 (ca. HQ_{100}) und 2013 (ca. HQ_{30}).

2 Materialien und Methoden

2.1 Numerische Modelle

In HYDRO_FT-2D (FT) wird die konservative Form der Flachwassergleichungen mithilfe der Finite-Volumen-Methode gelöst. Die Zeitdiskretisierung erfolgt mittels Runge-Kutta-Verfahren zweiter Ordnung (Hydrotec, 2018). Das Berechnungsnetz kann strukturierte und unstrukturierte Dreieck- und Viereckelemente kombinieren.

TELEMAC-SISYPHE (SIS) hingegen bestimmt die Advektionsterme aufbauend auf der Finite-Elemente-Methode mittels N und PSI Distributive Schemata (Desombre, 2013). Es wird eine vom Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft (TUM) modifizierte Version von SIS verwendet, welche Vorteile hinsichtlich der Stabilität und Genauigkeit mit nicht erodierbaren Flusssohlen bietet (Reisenbüchler *et al.*, 2016). Für einen validen Vergleich zwischen den Solvern wird in beiden Modellen die empirische Gesamttransportformel nach Engelund-Hansen zur Bestimmung der Transportfrachten (Φ) basierend auf den angreifenden, dimensionslosen Sohlschubspannungen (θ), einem Rauheitsbeiwert (μ) sowie dem Darcy-Weißbach-Reibungsfaktors (f) implementiert. Diese wird durch einen morphologischen Faktor (k_f) entsprechend Gleichung [1] modifiziert. Die Berechnung der letztendlichen Sohlhöhenänderungen beruht in beiden Modellen auf der Exner-Gleichung.

$$\Phi = k_f \cdot \frac{0.1}{f} \cdot (\mu\theta)^{\frac{5}{2}} \qquad [1]$$

2.2 Modell-Geometrie

Für die Ausgangsgeometrie der Flusssohle wurden die bathymetrischen Vermessungsdaten des Jahres 2009 verwendet. Der Längsschnitt der mittleren Sohllage dieser angenommenen langjährigen Gleichgewichtssohle weist im Vergleich zu historischen Daten (grau schattierter Bereich in Abb. 1) eine große Sediment-Akkumulation im Bereich von Fkm 182.0 bis 173.1 auf. Diese Akkumulationszone wird nach längeren Zeiträumen ohne Hochwasserereignisse und einhergehender Sedimentausräumung erwartet und entspricht so den zu erwartenden Sohllagen vor dem Kalibrierungs- und Validierungsereignis (2005 und 2013) (Kohane, 2014).Die beschriebenen Unterschiede in den numerischen Lösungsschemata

der zugrundeliegenden Solver erfordern eine differenzierte Optimierung der Netzgeometrie für das FT- und das SIS-Modell: das FT-Netz besteht aus Rechteck- und Dreieckelementen mit einer durchschnittlichen Elementfläche von 352 m²; das SIS-Netz aus unstrukturierten Dreieckelementen mit einer durchschnittlichen Fläche von 213 m². Die Höhe und Lage der Stauhaltungsdämme wird in beiden Modellen konsistent durch identische Bruchkanten abgebildet.

2.3 Randbedingungen

Die Zulauf-Randbedingungen entsprechen den gemessenen Abflussganglinien an den Pegelstationen an Inn und Mangfall. Im SIS-Modell basiert die Randbedingung am Modellauslauf auf dem gemessenen Oberwasserspiegel am WKW Feldkirchen. In der verwendeten FT-Version ist die Vorgabe einer Wasserspiegel-Zeitreihe nicht möglich, sodass hier eine Schlüsselkurve mit einem quasi konstanten Wasserstand festgelegt wurde, welcher dem Absenkziel entspricht. Die Sedimentfracht am Modellzulauf wurde über Konzentrationsmessungen an einer Pegelstation, 20 km stromaufwärts gelegen, abgeleitet. Gemäß den verfügbaren Partikelgrößenverteilungen wurden zwei Sedimentgrößenklassen, 0.16 und 0.4 mm, mit Anteilen von 40% bzw. 60% in den Modellen implementiert. Entsprechend des Zusammenhangs der aufgezeichneten Sedimentkonzentrationen gegenüber den gemessenen Abflüssen wird die Sedimentfracht (Q_{s_Inn}) als Funktion des Abflusses (Q) mit Gleichung [2] festgelegt. Vergleicht man die verfügbaren Geschiebe- und Sedimentproben aus der Mangfall mit denen des Inn ober- und unterstrom der Mangfall-Mündung, kann man davon ausgehen, dass die Mangfall die Zusammensetzung der Kornfraktionen im Inn nicht maßgeblich beeinflusst.

$$Q_{s_Inn} = \frac{1.3 \cdot 10^{-5}}{2'650} (Q - 167)^3 \; [\frac{m^3}{s}] \qquad [2]$$

2.4 Bewertung der Modelle

Die Bewertung der Modelle erfolgte in zwei Schritten: (i) Betrachtung der entwickelten Parameter aus der Kalibrierung und Validierung der numerischen Modelle; (ii) Vergleich der Genauigkeit und der Performance beider Modelle. Die Bewertung der Genauigkeit erfolgt mittels Nash-Sutcliffe-Efficiency (NSE) und Root Mean Square Error (RMSE). Die NSE ist ein normalisierter Parameter, der die relative Varianz zwischen Simulationsdaten und Messdaten ins Verhältnis zu der Varianz der reinen Messdaten setzt. Ein optimales Modellergebnis führt zu einem NSE-Wert gleich eins (Nash und Sutcliffe, 1970). Der RMSE-Wert entspricht der Quadratwurzel des durchschnittlichen Prognosefehlers und ist möglichst klein zu halten. Zum Vergleich wurden an den Pegeln gemessene Wasserstandganglinien sowie Hochwasserfixierungen entlang der Stauhaltungsdämme

herangezogen (Abb. 1). Die Sohllage wurde etwa drei Monate nach dem jeweiligen Hochwasser vermessen. Für einen direkten Vergleich der Performance der beiden Modelle wurde der Brier Skill Score (BSS) (Sutherland *et al.*, 2004) auf die Querprofile angewendet. Der BSS stellt einen Vergleich zwischen Modellergebnis und einer festgelegten Basisvorhersage auf, wobei ein BSS-Wert gleich eins eine optimale Übereinstimmung zwischen Simulations- und Messdaten widerspiegelt. Ein BSS-Wert kleiner null verdeutlicht, dass die Basisvorhersage die Messdaten besser als die Vergleichssimulation abbildet.

3 Ergebnisse und Diskussion

Nur ein möglichst vergleichbares Vorgehen bei der Kalibrierung und der Wahl der Modellparameter erlaubt eine valide Bewertung beider Modelle zueinander. Neben der Diskretisierung der Kornklassen und -fraktionen in der Sohlschicht wurden während der Kalibrierung weitere Modellparameter anhand der genannten Bewertungskriterien optimiert. Die hydromorphologischen Modelle wurden durch abschnittsweise Variation der Sohlrauheit sowie des Beiwertes der Sohlschubspannungen entlang der Sohle (μ) kalibriert. Zusätzlich wurde in beiden Modellen ein morphologischer Faktor (k_f) zur Anpassung der berechneten Sedimentfracht implementiert (Gl.1). Insbesondere Flussabschnitte, in welchen Sekundärströmungen und größere Querneigungen auftreten (z.B. Flusskrümmungen, Ufer, lokale Sohlstrukturen) sind für eine genaue Abbildung der Sohlentwicklungen in zweidimensionalen hydromorphologischen Modellen sehr herausfordernd. Beide betrachteten Modelle bieten hier semi-empirische Korrekturformeln der Transportfrachten an, deren Parameter ebenfalls einer Kalibrierung bedürfen. Die ausgewählten Parameter und Formeln für jedes Modell sind in Tab. 1 aufgeführt. In der Dokumentation von FT (Hydrotec, 2018) und SIS (Tassi und Villaret, 2014) wird die Berechnung dieser Formeln ausführlich beschrieben.

Tab. 1: Modell-Parameter

Parameter	Hydro_FT	SISYPHE
Strickler Rauheitsbeiwerte	35-70	35-70
Morphologischer Faktor (k_f)	1.5	1.2
Effektiver Sohlschubspannungs-Faktor (μ)	0.54-1.0	0.7 - 1.0
Ansatz zu Korrektur der Sohl- und Querneigung	Schmautz	Talmon *et al.*; Koch und Flokstra

3.1 Wasserspiegellagen

Die simulierten maximalen Wasserspiegellagen sind in beiden Modellen sehr ähnlich und in sehr guter Übereinstimmung mit den Beobachtungen. FT erzielt bei den Hochwasserfixierungen und Pegeldaten eine NSE = 0.93 für den Kalibrierungszeitraum 2005, ebenso wie SIS. Bei der Modell-Validierung 2013 erreicht

FT erneut eine NSE = 0.93 und SIS eine NSE = 0.90. Beide Modelle bilden allerdings die Wasserspiegellagen im oberstromigen Bereich der Stauhaltung schlecht ab, was auf lokale Einflüsse der oberstromigen Wehranlage oder Einflüsse von Brückenpfeilern, welche nicht in den Modellen abgebildet werden, zurückzuführen sein könnte. Dadurch weisen beide Modelle relativ hohe RMSE-Werte zwischen 0.34 und 0.41 auf. Abb. 2 zeigt den Wasserspiegelverlauf (oben) und die Entwicklung der mittleren Sohllage im Querschnitt (unten) beispielhaft am Pegel bei Fkm 181.2 für FT (links) und SIS (rechts). Es zeigen sich hohe Erosionsraten während und kurz nach dem Spitzenabfluss. Dies spiegelt die hochdynamische Reaktion der Feinsedimente und entsprechend der Flusssohle wider. Daher können die hydromorphologischen Modelle nun auch die in Giehl *et al*. (2018) vermutete bessere Übereinstimmung der simulierten Wasserspiegel mit den Messdaten sowohl für Hochwasser- als auch Basisabflüsse im Vergleich mit einem Reinwassermodell erreichen. Leichte Vorteile von SIS ergeben sich hier aufgrund der verfügbaren Wasserspiegel-Zeitreihen-Randbedingung.

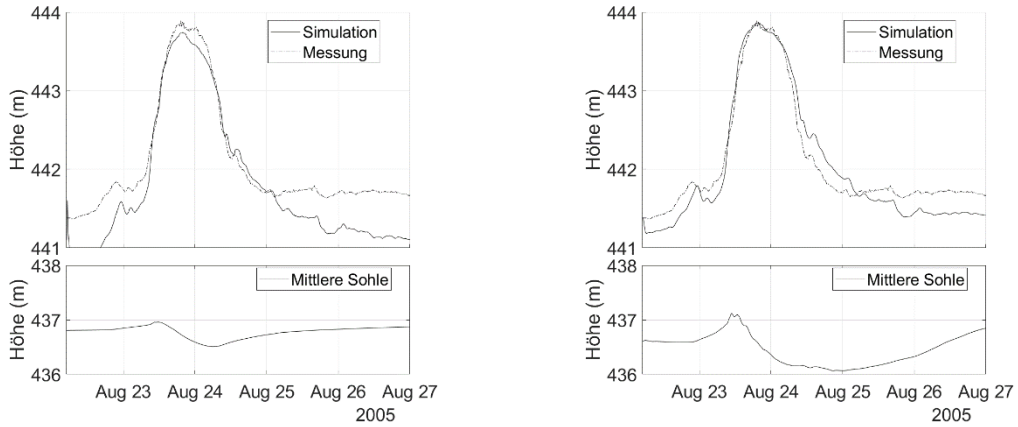


Abb. 2: Wasserstandganglinie und Sohlentwicklung bei Fkm 181.2: FT (links) und SIS (rechts).

3.2 Morphologische Flussbettentwicklung

Eine erste Bewertung der Vorhersage der Flussbettentwicklung erfolgte anhand des Längsschnitts der mittleren Sohllage im Stauraum. Abb. 3 zeigt jeweils für das FT- und das SIS-Modell die Entwicklung der Sohle. Der Ausgangszustand (Gleichgewichtssohle 2009) ist mittels gestrichelter grauer Linie, die beobachtete Sohle mit einer schwarzen gestrichelten Linie und das Simulationsergebnis mit einer schwarzen durchgehenden Linie dargestellt. Beide betrachteten Ereignisse zeichnen sich durch geringe Sohllagenänderungen im oberstromigen Bereich des Stauraums und deutliche Erosionen im Bereich unmittelbar vor dem WKW aus, was somit dem erwarteten Verhalten bei Ausräumungsprozessen während Hochwasserereignissen entspricht. FT erreicht eine gute Übereinstimmung im oberstromigen Bereich, unterstrom des Fkm 179.0 wird allerdings ein zu großer Anteil der transportierten Sedimente abgelagert. Demgegenüber sagt das SIS-

Modell eine zu hohe Erosion im oberstromigen Abschnitt voraus, erzielt jedoch eine bessere Abbildung der höheren Erosionsraten im unterstromigen Flussabschnitt. Dieser Effekt könnte auch teilweise auf die Wasserstand-Zeitreihen-Randbedingung in SIS zurückzuführen sein. Insgesamt erreichte SIS mit einem NSE von 0.74 bzw. 0.86 sowohl für das Kalibrierungsereignis 2005 als auch für das Validierungsereignis 2013 eine leicht bessere Übereinstimmung mit den vermessenen Sohllagen als FT mit einem NSE von 0.67 bzw. 0.82. Dies geben auch die RMSE-Werte wieder, welche für SIS bei 0.54 m bzw. 0.35 m und für FT bei 0.59 m bzw. 0.40 m liegen.

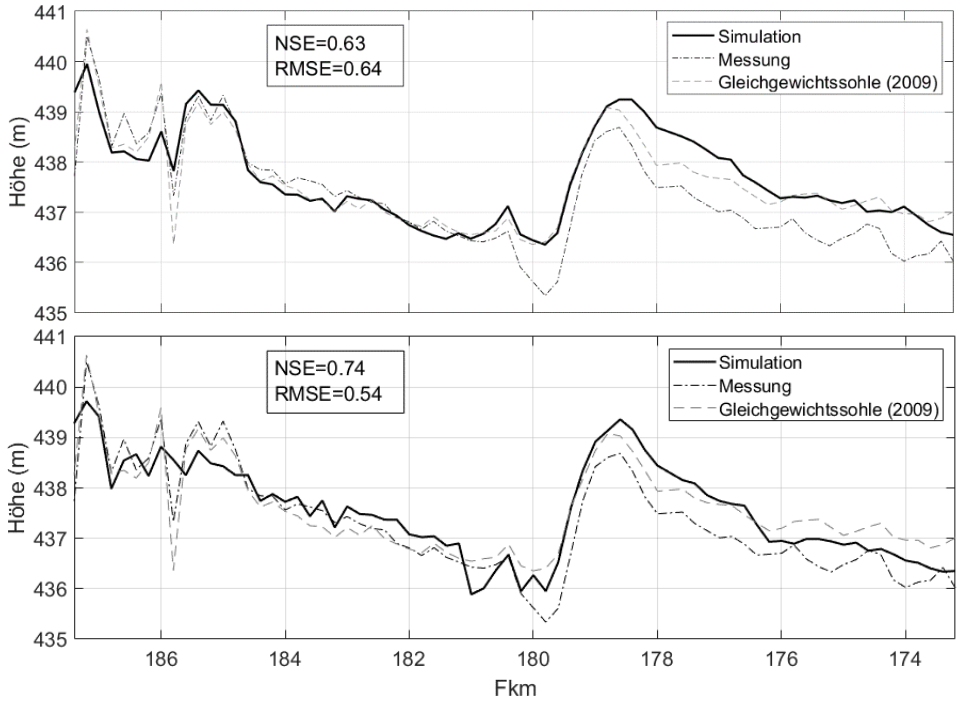


Abb. 3: Längsschnitt der mittleren Sohllagen für 2005: FT (oben) und SIS (unten).

Für einen direkten Vergleich der Performance beider Modelle wurde der BSS verwendet. Durch die Wahl der FT-Ergebnisse als Basisvorhersage und der SIS-Ergebnisse als neue Vorhersage, ergab sich für das Ereignis 2005 ein BSS-Wert von 0.30 und für das Ereignis 2013 von 0.20. Diese BSS-Werte größer null decken sich mit den Erkenntnissen aus den anderen Bewertungskriterien und unterstreichen eine leicht bessere Abbildung der finalen Sohllagen durch SIS als durch FT. Eine Betrachtung aller verfügbaren Querprofile zeigt, dass SIS insbesondere die Abschnitte mit Flusskrümmungen besser abbildet, da die Effekte der Sekundärströmungen und lokaler Querneigungen umfangreicher parametrisiert sind (Abb. 4: Fkm 187.4 – 185.8; Fkm 184.4 – 184,6; Fkm 182 – 179.6; ab Fkm 176.4). In SIS war es jedoch nötig, einen nicht-physikalischen inneren Reibungswinkel von 5° zu implementieren, da sich die Tendenz zu hoher Erosionsraten entlang der strukturierten Bruchlinien konzentriert. Die exakte Abbildung/Be-

schreibung der Flussufergeometrie erfordert jedoch die Definition dieser Bruchkanten. Der Parameter wirkt sich so als Diffusions-Parameter auf mit der Hauptströmungsrichtung zusammenfallende Elementkanten aus. Mit FT konnte mit physikalisch begründbaren Methoden und Parameterauswahl kein besseres Ergebnis erreicht werden. Abb. 4 stellt die berechneten BSS-Werte für jedes Querprofil (oben) und die Planansicht der Staustufe (unten) dar: in 42 von insgesamt 71 Querprofilen wurden für das Ereignis 2005 mit SIS eine bessere Übereinstimmung mit den Messdaten erreicht als mit FT. Die Unterschiede in der Entwicklung der Sohllagen in den beiden Modellen werden beispielhaft anhand des Querprofils bei Fkm 184.2 in Abb. 5 dargestellt, in welchem FT die morphodynamischen Prozesse in Querrichtung deutlich schlechter abbildet. Für die Simulation des Ereignisses 2013 erzielte SIS bei 44 Querprofilen eine bessere Abbildung der Messdaten.

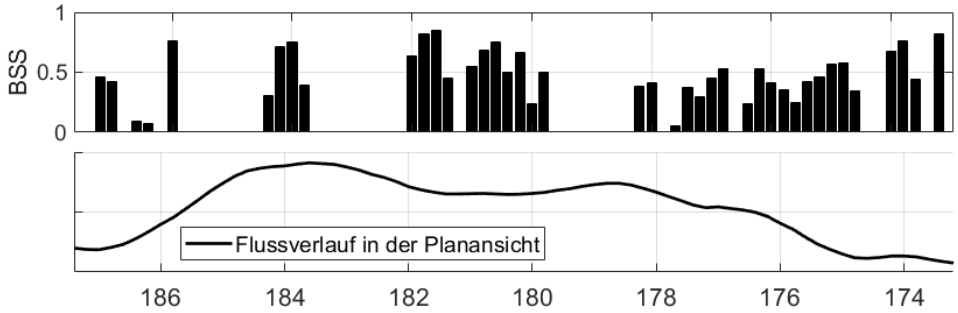


Abb. 4: BSS-Werte: FT als Basisvorhersage und SIS als neue Vorhersage

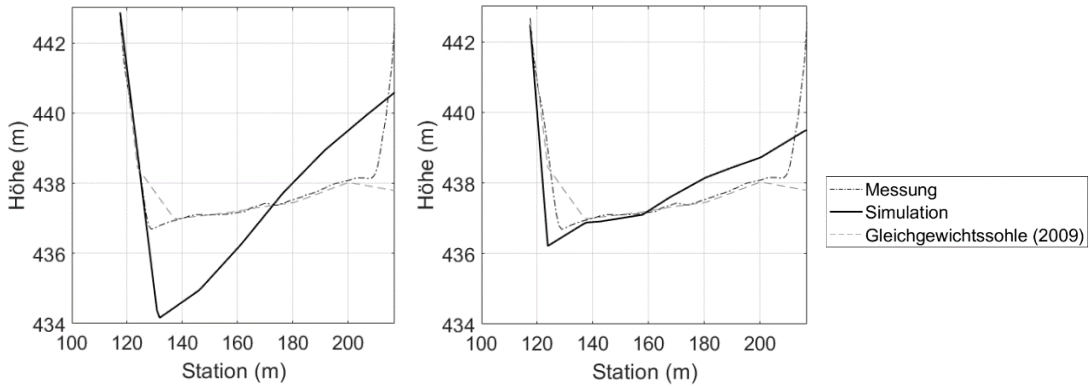


Abb. 5: Ergebnis der FT-Simulation (links) und der SIS-Simulation (rechts) des Hochwasserereignisses 2005 am Querprofil Fkm 184.2.

4 Fazit und Ausblick

Zwei hydromorphologische Modelle wurden für den Inn-Stauraum Feldkirchen erstellt, kalibriert und validiert. Die hydraulischen Vorhersagen beider Modelle erzielten dabei eine gute Übereinstimmung mit den verfügbaren Messdaten und in beiden Modellen wurden deutliche Sohlveränderungen während dem Durchgang der Hochwasserwellen prognostiziert. Dies unterstreicht das große Potenzial

hydromorphologischer Modelle, Hochwasserereignisse akkurat abbilden zu können.

Die Genauigkeit beider Modelle hinsichtlich der Vorhersage der Sohlentwicklung am Inn muss differenziert beurteilt werden. Während die mittleren Sohllagen entlang des betrachteten Flussabschnitts von beiden Modellen ähnlich gut abgebildet wurden, prognostiziert SIS die zu erwartende Sedimentverteilung im Querschnitt besser als FT. Diese Beobachtung lässt auf eine bessere Berücksichtigung der Sekundärströmungs– und Querneigungseffekte in SIS schließen. Im Rahmen dieser Arbeit konnte noch keine allgemeingültige Lösung zur Vermeidung künstlicher Erosionsfurchen entlang notwendiger Bruchkanten gefunden werden. Wir sehen hier weiteres Entwicklungspotential der TELEMAC-SISYPHE Modellumgebung. Im Hinblick auf Langzeitsimulationen zur Vorhersage langfristiger Sohlentwicklungen ist eine Nutzung bzw. Weiterentwicklung TELEMAC-SISYPHEs zu favorisieren, da insbesondere die Rechenzeiteinsparung aufgrund der hohen Parallelisierbarkeit der Simulationen in der TELEMAC-Umgebung den größten Unterschied in der Performance der Modelle darstellt.

Aufbauend auf der höheren Parallelisierbarkeit der SIS-Simulationen kann auch die Annahme der Gleichgewichtssohle als Ausgangssohle durch Langzeitsimulationen ab dem letzten vorangegangenen Hochwasserereignis überprüft und gegebenenfalls modifiziert werden. Eine Verbesserung der Modelle ist aufgrund der Unsicherheiten bei den eingetragen Sedimentfrachten (vgl. Kap. 2.3) auch hinsichtlich der bisher festgelegten Randbedingungen möglich. Das abgeleitete Verhältnis zwischen Abfluss und Sedimentfracht (s. Gleichung 2) kann durch fortführende Ansätze ersetzt werden. Neben der Berücksichtigung der Sedimentbilanz der oberstromigen Staustufenkette zur Bestimmung der eingetragenen Sedimentfracht erscheint eine interne Kopplung aufeinanderfolgender Stauräume als zielführende Maßnahme, um in Zukunft integrale Sedimentmanagement- und Stauraumspül-Konzepte entwickeln und bewerten zu können.

Danksagung

Die Autoren möchten dem Bayerischen Landesamt für Umwelt für die Finanzierung dieser Studie und den beteiligten Behörden und dem VERBUND für die Bereitstellung der Daten danken.

Referenzen

Aguirre Iñiguez, D. V., Bui, M. D., Giehl, S., Reisenbüchler, M., Rutschmann, P. (2019). "Development of a hydro-morphodynamic Model for Sediment Management in the Rosenheim Reservoir.", S. Ricci, ed., European Center for Advanced Research and Training for Computational Science, Toulouse.

Baumgartner, K., Gems, B., Walder, S., Federspiel, M., Aufleger, M. (2017). "Influence of Bed-Load Transport on the Design of Flood Protection and Retention Measures in Gravel-Bed Rivers: Application of HYDRO_FT-2D for the Tyrolean Inn River." Proc., 37th IAHR World Congress, A. A. Ghani, ed., 608–615.

Desombre, J. (2013). "Telemac-2d: User manual v6p3." <http://www.opentelemac.org>.

Giehl, S., Bui, M. B., Rutschmann, P. (2018). "Effects of the dynamic bed on hydrodynamic modelling in the Inn River." Proc., 5th IAHR Europe Congress, A. Armanini, and E. Nucci, eds., Trento.

Hydrotec (2018). Benutzerhandbuch HYDRO_FT-2D: Erweiterung zu HYDRO_AS-2D zur Simulation des Stofftransports, Aachen.

Kohane, R. (2014). Hydrodynamisches Abflussmodell des Bayerischen Inn: Vom Unterwasser Kraftwerk Oberaudorf-Ebbs bis zur Mündung in die Donau bei Passau, Bad Vilbel.

Nash, J. E., Sutcliffe, J. V. (1970). "River flow forecasting through conceptual models part I — A discussion of principles." Journal of Hydrology, 10(3), 282–290.

Reisenbüchler, M., Bui, M. B., Rutschmann, P. (2016). "Implementation of a new Layer-Subroutine for fractional sediment transport in SISYPHE." Proc., 23rd TELEMAC-MASCARET User Conference 2016, S. Bourban, ed., Paris, France.

Sutherland, J., Peet, A. H., Soulsby, R. L. (2004). "Evaluating the performance of morphological models." Coastal Engineering, 51(8-9), 917–939.

Tassi, P., Villaret, C. (2014). "Sisyphe v6.3 User's Manual." <http://www.openmascaret.org>.

Adressen der Autoren

Diego Vladimir Aguirre Iñiguez (korrespondierender Autor)
Yannic Fuchs, Stefan Giehl, Markus Reisenbüchler, Mathias Schlagenhauser, Dr. Minh Duc Bui, Prof. Dr. Peter Rutschmann

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München (TUM)

D-80333, München, Arcisstraße 21

diego.aguirre@tum.de

Hybride Modellversuche zum Hochwasserschutzprojekt «Rhesi»

Hybrid modeling of flood protection project "Rhesi"

Florian Hinkelammert-Zens, Gabriel Zehnder

Kurzfassung

Das untere Rheintal ist stark hochwassergefährdet, mit einem Schadenspotential von rund 12 Mia. CHF. Durch das innovative Hochwasserschutzprojekt «Rhesi» soll die Abflusskapazität des Alpenrheins auf HQ_{300} ausgebaut werden. Zu diesem Zweck wird das bestehende Doppeltrapezprofil aufgegeben, die Erhöhung der Abflusskapazität des Rheins soll primär durch grossräumige Gerinneverbreiterungen von derzeit 50-70 m auf durchschnittlich mehr als 210 m erreicht werden. Die Auswirkungen der projektierten Massnahmen werden von der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich (VAW) im Rahmen von mehrjährigen, hybriden Modellversuchen untersucht. Zu diesem Zweck wurden für charakteristische Projektabschnitte zwei gegenständliche Modelle (Massstab 1:50) mit Fliesslängen von über 100 m erstellt, sämtliche hydraulische Modelluntersuchungen werden durch parallele numerische Simulationen ergänzt. Nach einer intensiven Kalibrierungsphase wurden die morphologischen Entwicklungen nach Umsetzung von "Rhesi" im unbeeinflussten Zustand ohne Bauwerke sowie mit Bauwerken untersucht. Die Zwischenergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung der Modellierung mit den Projektgrundlagen. In den hybriden Modellversuchen konnten diverse Projektelemente zum Uferschutz, der Optimierung des Buhnenkonzepts sowie des Kolkschutzes bei Brückenpfeilern erfolgreich optimiert werden.

Abstract

The lower Rhine valley is at high risk of flooding, with a damage potential of around 10 billion EUR. The innovative flood protection project "Rhesi" aims to increase the discharge capacity of the Alpine Rhine to a 300-year flood. To this end, the existing double trapezoidal profile will be abandoned, as the increase of the Rhine's discharge capacity will primarily be achieved by large-scale channel widenings from currently 50-70 m to more than 200 m on average. The effects of the projected measures are investigated by the Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology (VAW) of ETH Zurich within the framework of multi-year hybrid model tests. For this purpose, two physical models (scale 1:50) with flow lengths of more than 100 m were created for two characteristic project sections

of "Rhesi". All hydraulic model investigations are supplemented by parallel numerical simulations. After an intensive calibration phase, the morphological developments after the implementation of "Rhesi" were investigated in an unaffected state (without structures) as well as with structures. The interim results show a good agreement between the hybrid models and the project baseline. During the hybrid model tests, various project elements for bank protection, optimization of the groyne concept and scour protection for bridge piers were successfully optimized.

1 Hintergrund

In der Geschichte des Rheintals kam es regelmässig zu verheerenden Hochwasserereignissen, welche auf Schweizer und Österreichischer Seite des Alpenrheins zu grossen Schäden führten. Im Rahmen mehrerer Hochwasserschutzprojekte wurde das für die internationale Strecke charakteristische «Doppeltrapezprofil» erstellt. Dieses besteht aus einem ca. 50-70 m breiten Mittelgerinne, welches von ca. 3-4 m hohen Dämmen - den sogenannten «Mittelwuhren» - begrenzt wird. Beidseits der Mittelwuhren schliessen bis zu 200 m breite Vorländer an, welche durch 6-8 m hohe Hochwasserschutzdämme vom Siedlungsraum abgegrenzt sind (Abb. 1). Abflüsse bis zu 1'200 m^3/s können innerhalb der Mittelwuhren abgeführt werden. Bei höheren Abflusswerten werden die Vorländer überströmt, wodurch signifikant mehr Abflussraum zur Verfügung steht. Der Geschiebetransport findet in diesem Fall weiterhin innerhalb des Mittelgerinnes statt.

Im aktuellen Zustand kann mit diesem Schutzsystem grundsätzlich ein HQ_{100} (Spitzenabfluss 3'100 m^3/s) innerhalb der Hochwasserschutzdämme abgeführt werden. Das Schadenspotential bei einem darüber hinausgehenden Hochwasserereignis wird auf rund 12 Mrd. CHF (HQ_{300}) bis 22 Mrd. CHF (EHQ) geschätzt. Weitere Informationen zur Gefährdungssituation und der historischen Regulierung des Alpenrheins sind im vorliegenden Tagungsband in Mähr *et al.* (2021) zu finden.

2 Projekt Rhesi

Durch das Hochwasserschutzprojekt "Rhein – Erholung und Sicherheit" ("Rhesi", www.rhesi.org) soll die Abflusskapazität des Alpenrheins auf der internationalen Strecke (km 65 bis km 91) von derzeit 3'100 m^3/s (HQ_{100}) auf 4'300 m^3/s (HQ_{300}) ausgebaut werden. Diese Steigerung der Abflusskapazität soll ohne Ansteigen der Hochwasserspiegel sowie ohne Erhöhung der Hochwasserschutzdämme erreicht werden. Eine der Hauptmassnahmen des Projekts besteht somit in der Vergrösserung des Abflussquerschnitts durch Verbreiterung des Mittelgerinnes

und die gezielte Dynamisierung definierter Bereiche der Vorländer (Abb. 1). Diese Anpassungen der Gerinnegeometrie sollen neben der Erhöhung der Hochwassersicherheit auch eine naturnahe und ökologisch wertvolle Gestaltung des Gerinnes ermöglichen.

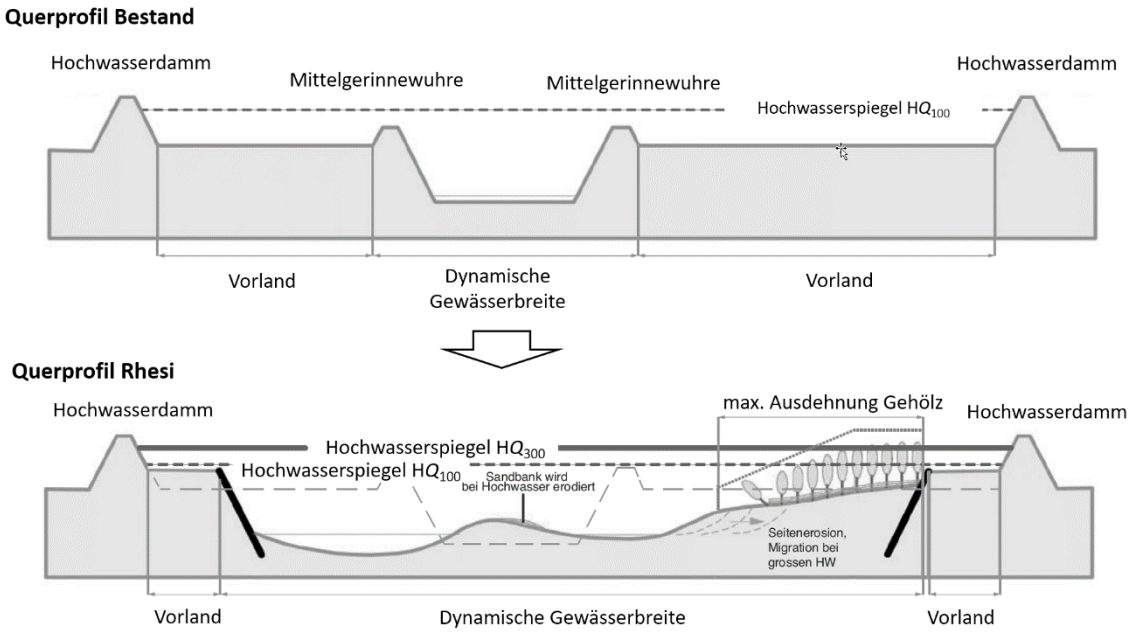


Abb. 1: oben: aktuelles Doppeltrapezprofil mit Mittelwuhren; unten: in "Rhesi" projektierte Aufweitung des Gerinnes durch Entfernung der Mittelwuhren und Dynamisierung der Vorländer (Quelle: Internationale Rheinregulierung, www.rhesi.org)

Die Gerinnebreite wird von aktuell 55-80 m auf durchschnittlich mehr als 210 m verbreitet. Lokal, in sogenannten ökologischen Trittsteinen, sind Breiten von bis zu 380 m vorgesehen. Grundsätzlich sollen diese signifikanten Verbreiterungen des Abflussquerschnitts eigendynamisch und mit möglichst geringem maschinellem Einsatz erreicht werden.

3 Auftrag der VAW

Die Auswirkungen der projektierten Massnahmen auf das Strömungsverhalten, den Geschiebehaushalt sowie die Ufer- und Bauwerksbelastungen sind nur schwer prognostizierbar, da kaum Erfahrungen mit Revitalisierungs- und Hochwasserschutzprojekten dieser Grössenordnung vorliegen. Vor diesem Hintergrund werden die in "Rhesi" vorgesehenen wasser- und flussbaulichen Massnahmen durch die VAW im Auftrag der Internationalen Rheinregulierung (IRR, www.rheinregulierung.org) in zwei gegenständlichen Modellen im Massstab 1:50 sowie mittels parallel durchgeführter hydronumerischer Simulationen mit BASEMENT 3.x geprüft und optimiert (hybride Modellierung, siehe Abschnitt 4). Folgende Fragestellungen werden untersucht:

- Prüfung der Hochwassersicherheit
- Morphologische Entwicklung, eigendynamische Erosion der Vorländer
- Prozesse bei Querschnittsänderungen (Verengungen / Aufweitungen)
- Uferschutz & Böschungssicherheit
- Brückenbauwerke (Freibord, Pfeilerkolke)
- Schwemmholz (Verklausungsrisiko & Einfluss auf morphologische Entwicklung)

Um diese Fragestellungen bestmöglich abzudecken, werden die Untersuchungen für zwei charakteristische Abschnitte des Projekts "Rhesi" durchgeführt:

- Im Abschnitt "Widnau/Höchst" befindet sich der schmalste Abschnitt des Projekts. Dieser Modellperimeter eignet sich für die Untersuchung der Verhältnisse bei Veränderungen der Gerinnegeometrie sowie in Kurven und der resultierenden starken Belastung der Sohle und der Uferböschungen. Dieser Abschnitt liefert somit wichtige Erkenntnisse zur Anordnung und Dimensionierung von Uferschutzmassnahmen.
- Der Abschnitt "Oberriet/Koblach" beinhaltet den gleichnamigen Trittstein und somit die grösste Aufweitung innerhalb von "Rhesi", in welchem Gerinnebreiten von 240 m bis zu 380 m prognostiziert werden. Die Untersuchung der morphologischen Entwicklungen sowie der Dynamik der Sohlenveränderungen in diesem Modellperimeter sind von grossem Interesse in Bezug auf Ökologie und Geschiebehaushalt.

4 Methodik

Zur Untersuchung der in Kap. 3 genannten Fragestellungen führt die VAW eine hybride Modellierung durch. Der parallele Einsatz von hydraulischen Modellversuchen in gegenständlichen Modellen sowie hydronumerischen 2D-Simulationen ermöglicht eine laufende Gegenüberstellung der Ergebnisse sowie deren Prüfung und Plausibilisierung. Die Stärken und Schwächen der jeweiligen Modellvariante können auf diese Weise optimal kombiniert bzw. ausgeglichen werden (Hengl & Boes, 2021).

4.1 Gegenständliche Modelle in 1:50

Um die Nutzung der Modelluntersuchungen für die Öffentlichkeitsinformation zu ermöglichen, wurde eine bestehende Gewerbehalle in Dornbirn (Österreich) für den Betrieb der Modelle adaptiert und mit einem hydraulischen Wasserkreislauf ausgestattet. Der Auftrag der VAW beinhaltete auch die Planung und Dimensio-

nierung der Versuchsanlage sowie die notwendigen Anpassungen des Gebäudes. Die Modelle der beiden zu untersuchenden Abschnitte haben im Modellmassstab von 1:50 jeweils Fliesslängen von rund 110 m sowie Breiten von 6-10 m und bilden je ca. 5 km Fliessstrecke des Alpenrheins ab.

4.2 Numerische Modellierung in BASEMENT 3.x

Neben den Untersuchungen in den gegenständlichen Modellen wird das hydronumerische 2D-Geschiebemodell BASEMENT in Version 3.x eingesetzt, in welchem beide Modellperimeter inkl. der dazwischenliegenden Fliessstrecke (rund 10 km) modelliert werden. Für die Bereitstellung und Überprüfung der Randbedingungen der gegenständlichen Modelle, die Validierung deren Ergebnisse sowie die Durchführung von Sensitivitätsanalysen sind die parallel durchgeführten hydronumerischen 2D-Simulationen unumgänglich.

Die im Rahmen der hybriden Modellversuche erstellten numerischen Berechnungsgitter werden schliesslich in einem numerischen Gesamtmodell über die gesamte internationale Strecke des Alpenrheins (in Summe 26 km) zusammengeführt. Dieses kalibrierte numerische 2D-Geschiebemodell ist von dauerhaftem Nutzen für "Rhesi": auch nach Abschluss der Untersuchungen der VAW steht somit ein Werkzeug zur Verfügung, welches langfristig für die Untersuchung diverser Fragestellungen (Projektanpassungen, veränderte Randbedingungen, Fragen des Unterhalts, etc.) verwendet werden kann.

5 Ergebnisse Abschnitt "Widnau/Höchst"

Die Untersuchungen des ersten Modellperimeters "Widnau / Höchst" (km 81.1 bis km 86.4) wurden im Juni 2019 begonnen und im Januar 2021 abgeschlossen.

5.1 Kalibrierung im Bestand

Zur Kalibrierung des gegenständlichen Modells wurde zunächst der aktuelle Zustand des Alpenrheins nachgebildet (Abb. 2). Das im Bestand vorliegende Doppeltrapezprofil bedingt starke Variationen des Fliessquerschnitts bei Überströmung der Mittelwuhren. Bei Überschreiten von "bordvollem Abfluss" werden die Mittelwuhren überströmt und die Vorländer aktiviert, wodurch der Gesamtabfluss zwischen Hauptgerinne sowie linken und rechten Vorländern aufgeteilt wird. Für die Bestimmung dieser komplexen Randbedingungen für den Betrieb des gegenständlichen Modells erwies sich das hydronumerische 2D-Modell als massgebende Grundlage. Durch die Gegenüberstellung der hydronumerischen Simulationsergebnisse, der Wasserspiegelmessungen aus dem gegenständlichen Modell sowie vorliegender Naturdaten (u.a. eines Hochwasserereignisses von Juni 2019) konnte das hybride Modell erfolgreich kalibriert und verifiziert werden.



Abb. 2: Abschnitt "Widnau/Höchst", Engstelle bei Lustenau: Gerinne des Alpenrhein im aktuellen Zustand mit Mittelwuhren und breiten Vorländern, Blick gegen Fliessrichtung. Sohlzustand nach Versuch mit stationärem Abfluss = 925 m^3/s.

Für die Untersuchung und Plausibilisierung des im gegenständlichen Modell verwendeten Modellsediments sowie der auftretenden morphologischen Prozesse wurden unter anderem zweijährige Abflussganglinien simuliert. Die Ergebnisse zeigten plausible, reproduzierbare morphologische Prozesse sowie die korrekte Nachbildung der Sohlentwicklung, wie z.B. der Verkippung in Kurven.

5.2 Projektzustand ohne Bauwerke (unbeeinflusste Morphologie)

Im Anschluss an die erfolgreiche Kalibrierung wurde das gegenständliche Modell auf den Projektzustand von "Rhesi" umgebaut. In der ersten Untersuchungsphase wurde die Morphologie untersucht, welche sich nach der Umsetzung des Projekts mit einer Verbreiterung des Fliessquerschnitts von ca. 70 m auf bis zu 250 m einstellen wird. Zu diesem Zweck wurden zunächst keine Bauwerke, wie Brückenpfeiler oder Buhnen, im gegenständlichen Modell nachgebildet. Die prognostizierten mittleren Sohlenlagen des Projektzustands wurden als Ausgangszustand für die Versuchsserien definiert, der Einbau erfolgte als "ebene" Sohle mit abschnittsweise gemitteltem Längsgefälle. Für das Erreichen eines möglichst ausgeprägten Reliefs (maximale Kolk- und Bankbildung) wurden stationäre Versuche mit bordvollem, bettbildendem Abfluss (ca. HQ_3 = 1'500 m^3/s) durchgeführt. Die Untersuchung der bei Hochwasserereignissen auftretenden Sohlenveränderungen erfolgte durch HQ_{100}- und HQ_{300}-Ganglinien.

Die Versuche zeigten, dass die Bildung von alternierenden Bänken mit Wellenlängen von ca. 1'400 m zu erwarten ist. In breiteren Bereichen bildeten sich im gegenständlichen Modell Mittelinseln, bei Abflüssen grösser HQ_{30} traten Sohlformen in Form von Riffeln und Dünen auf. Die Sohlentwicklung ohne Beeinflussung durch Bauwerke verdeutlichte, in welchen Bereichen im Projektzustand Schutz- und Lenkungsbauwerke benötigt werden.

5.3 Projektzustand mit Bauwerken

Nach dem Einbau der Brückenbauwerke sowie der Nachbildung des projektierten Buhnenkonzepts wurden im gegenständlichen Modell – wie bereits im unbeeinflussten Zustand – stationäre Versuche mit bordvollem, bettbildendem Abfluss durchgeführt. Das Buhnen- und Uferschutzkonzept wurde in einem iterativen Versuchsprogramm in Zusammenarbeit mit der Planungsgemeinschaft weiterentwickelt und optimiert (Abb. 3).



Abb. 3: Abschnitt "Widnau/Höchst", Engstelle bei Lustenau: Sicherung des Prallufers durch Sichelbuhnen mit vorgelagerter Rollierung, Blick gegen Fliessrichtung. Sohlzustand nach Ganglinienversuch mit HQ_{300}, Spitzenabfluss = 4'300 m^3/s.

Die massgebenden Ziele der Optimierung waren die Reduktion der Kolktiefen im Uferbereich, die Sicherung von besonders beanspruchten Uferbereichen an Prallufern sowie die Strukturierung der Gewässersohle durch lokale Lenkungs-

massnahmen. Die Stabilität der Buhnenkonfigurationen sowie der Kolkschutzmassnahmen an den Brückenpfeilern wurde durch Ganglinienversuche mit HQ_{100} und HQ_{300} überprüft.

Anschliessend wurden Schwemmholz- und Verklausungsversuche durchgeführt. Neben der möglichen Mobilisierung von Schwemmholzablagerungen auf Kiesbänken wurden die Einzelstammzugabe nach Schalko (2018) sowie der Einbau von fixierten Verklausungskörpern an Brückenpfeilern geprüft (Abb. 4).

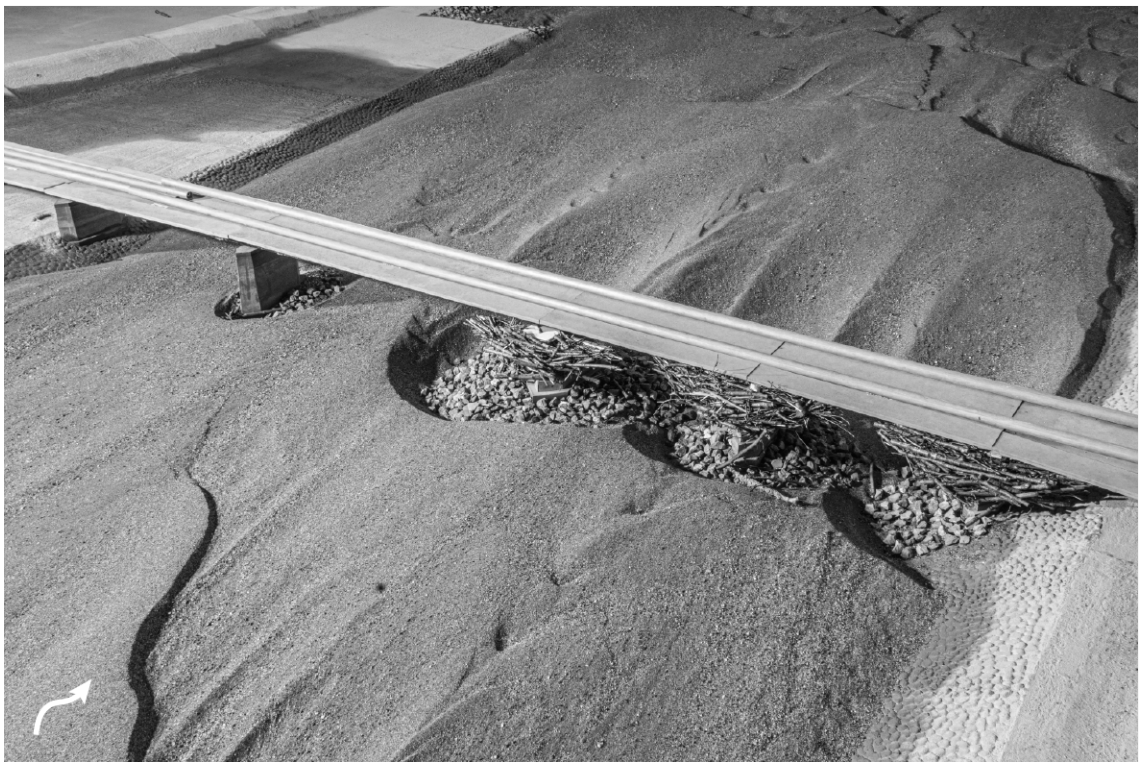


Abb. 4: Abschnitt "Widnau/Höchst", Brücke "Höchst/Lustenau": künstliche Verklausungskörper an Brückenpfeilern zur Untersuchung der Kolkbildung und Prüfung der Schutzmassnahmen mittels Blockwurf. Blick in Fliessrichtung. Sohlzustand nach Versuch mit stationärem Abfluss EHQ = 5'800 m^3/s.

Die Modellversuche zum Abschnitt "Widnau / Höchst" konnten im Januar 2021 mit der Überprüfung der Wirksamkeit diverser ökologische Strukturelemente, wie "Engineered Logjams" (ELJ), erfolgreich abgeschlossen werden.

6 Ausblick Abschnitt "Oberriet/Koblach"

Nach Abschluss der Untersuchungen im Abschnitt "Widnau/Höchst" erfolgte ab Februar 2021 der Teilabriss des gegenständlichen Modells sowie der Aufbau des neuen Untersuchungsabschnitts "Oberriet/Koblach". Nach erfolgreicher Inbetriebnahme dieses Modellperimeters im April 2021 wird unter anderem der Bauablauf für die Umsetzung von "Rhesi" untersucht. Des Weiteren werden die Eigendynamik des Alpenrheins nach Entfernen der bestehenden Ufersicherungen

sowie die Wirksamkeit von Schüttungen, Initialgräben und anderen Massnahmen zur Dynamisierung der Vorländer geprüft. Die Modellversuche im Abschnitt "Oberriet/Koblach" werden voraussichtlich im Juni 2022 abgeschlossen.

Referenzen

Hengl, M., Boes, R. (2021). Vernetzte hybride Modellierung wasserbaulicher und morphologischer Themen am Alpenrhein. Wasserbau-Symposium 2021, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Nr. 262-263,* ETH Zürich.

Mähr, M., Valenti, B., Schatzmann M. (2021): Hochwasserschutz Alpenrhein Internationale Strecke. Wasserbau-Symposium 2021, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Nr. 262-263,* ETH Zürich.

Schalko, I (2018). Modeling hazards related to large wood in rivers. VAW-Mitteilungen 249, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), (R.M.Boes, ed.), ETH Zürich, Schweiz.

Adressen der Autoren

Florian Hinkelammert-Zens (korrespondierender Autor)
Gabriel Zehnder

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

CH-8093 Zürich, Hönggerbergring 26

hinkelammert-zens@vaw.baug.ethz.ch
zehnder@vaw.baug.ethz.ch

Hochwasserschutz Alpenrhein Internationale Strecke

Flood protection at the Alpine Rhine river at the International section between Ill and Lake of Constance

Markus Mähr, Bernhard Valenti, Markus Schatzmann

Kurzfassung

Die Hochwassersicherheit des Rheins zwischen der Illmündung und dem Bodensee ist ungenügend und das Schadenpotenzial infolge Überflutung resp. Dammbrüchen im dicht besiedelten Rheintal liegt mit 12 Mia. Fr. im sehr hohen Bereich. Im Namen der Internationalen Rheinregulierung IRR) wird - parallel zum Abschluss eines neuen Staatsvertrages zwischen Österreich und der Schweiz – ein Hochwasserschutzprojekt auf Stufe Genehmigungsprojekt erarbeitet. Dieses binationale Projekt mit geschätzten Kosten von rund 1 Mia. Fr. beinhaltet (i) die Verbesserung der Hochwassersicherheit entlang der 26 km langen Strecke des Rheins auf den Schutzgrad eines 300-jährlichen Hochwassers (HQ_{300}), (ii) als Folge der gesetzlichen Anforderungen die ökologische Sanierung der heutigen Kanalstrecke durch Verbreiterung der Gewässersohle von heute 55 bis 80 m auf neu 110 bis 380 m Sohlbreite und dadurch (iii) die Schaffung von grosszügigem und attraktiven Raum für Freizeit und Erholung. Der Artikel gibt Einblick in das Projekt und zeigt besondere Aspekte der Multidisziplinarität und der Binationalität des Projektes.

Abstract

The flood safety of the Rhine between upstream Lake Constance and the inlet of the river Ill is insufficient. The damage potential due to flooding caused by dam breaks in the densely populated Rhine Valley is up to Fr. 12 billion. In the name of the International Rhine Regulation (IRR), a flood protection project is being elaborated at the level of approval, while a new international contract between the two countries Austria and Switzerland is being established at the same time. The binational project with an estimated cost of around Fr. 1 billion includes (i) the improvement of flood security along the 26 km long stretch of the Rhine to the degree of protection of a flood event with a return period of 300 years (HQ_{300}), (ii) satisfying the legal requirements the comprehensive ecological rehabilitation of today's canal section by widening the river bed of today 50 to 70 m width at a new 110 to 380 m width and - as a result - (iii) the creation of spacious and attractive space for leisure and relaxation. The article gives insight into the project

and shows particular aspects of the multidisciplinarity and binationality of the project.

1 Ausgangslage

Der Alpenrhein bescherte der Rheintaler Bevölkerung unter dem Begriff «Rhein-Not» bis ins Industrielle Zeitalter des 19. Jahrhunderts immer wieder verheerende Hochwasser. Neben den Überschwemmungen stellten insbesondere die ständigen Laufverlagerungen des Rheins eine permanente Bedrohung für die Kulturlandschaft und die regionale Nahrungsmittelsicherheit dar.

Infolge der immer stärker werdenden Besiedlung des Rheintals wurde im 19. Jahrhundert ein besserer Hochwasserschutz gefordert und eine umfassende Korrektion der Rheinstrecke entwickelt. Das Projekt sah die Erhöhung des Sohlgefälles - damit einhergehend der Schleppkraft und des Geschiebetransportes - durch entsprechende Verkürzung des Rheinverlaufes resp. der Rheinstrecke vor. Dazu waren die Erstellung von zwei Durchstichen sowie ein gegliedertes und deutlich grösseres Abflussprofil, bestehend aus einem mit Wuhrdämmen eingegrenzten Mittelgerinne und daran anschliessenden breiten Vorländern (Doppeltrapezprofil) vorgesehen. 1892 wurde zwischen Österreich-Ungarn und der Schweiz hierzu der erste Staatsvertrag zur Rheinregulierung abgeschlossen. Mit dem Bau wurde 1895 begonnen und bereits 1900 wurde der Fußacher Durchstich zum Bodensee eröffnet. Nach kriegsbedingten Verzögerungen konnte 1923 auch der Diepoldsauer Durchstich fertiggestellt werden (siehe auch Abb. 1).

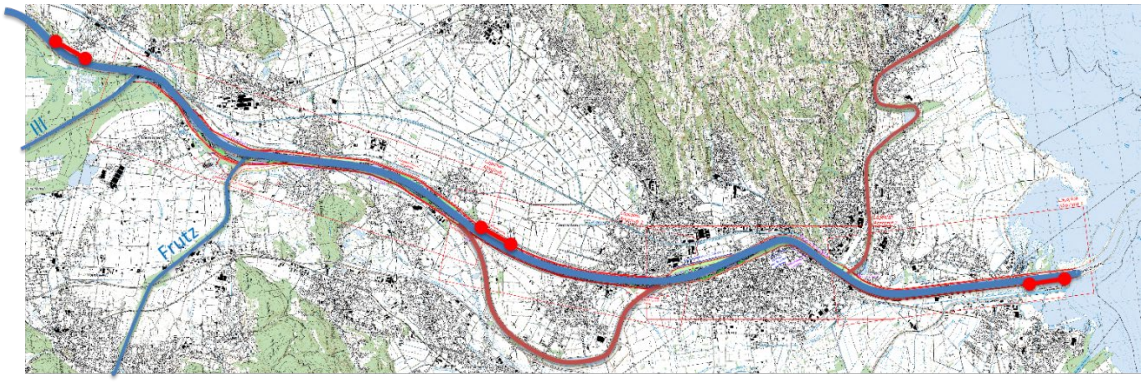


Abb. 1: Übersicht Alpenrhein zwischen Illmündung (links) und Bodensee (rechts) inkl. alter Flussverlauf vor der 1. Rheinkorrektion (rotbraun hinterlegte Flussläufe). Rot markierte Kurstrecken: Zukünftige Kiesentnahmestellen. Quelle: Basler&Hofmann/Flussbau AG.

Infolge der zunehmenden Verlandung der Fußacher und Harder Bucht am Bodensee wurde 1924 zwischen Österreich und der Schweiz der zweite Staatsvertrag zur Fortführung der Regulierungsarbeiten, insbesondere zur Errichtung der Vorstreckung des Flussbettes in den Bodensee hinein, geschlossen. 1954 wurde der dritte Staatsvertrag abgeschlossen, um das Mittelgerinne einzuengen und die

Hochwasserdämme für das Ableiten eines Abflusses von 3.100 m³/s zu erhöhen. Damit wurde ein System geschaffen, welches das Rheintal auf der Internationalen Strecke zwischen Illmündung und Bodensee vor einem 100-jährlichen Abflussereignis (HQ_{100}) schützt.

Einhergehend mit dem verbesserten Schutz hat sich das Rheintal wirtschaftlich und bezüglich Bevölkerungszahl stark entwickelt. Mit den rund 200'000 Einwohnern beidseitig des Rheins ist es heute zu einer eigenständigen Metropolitanregion herangewachsen. Im Rahmen der Studien zum Entwicklungskonzept Alpenrhein (EKA) hat sich herausgestellt, dass bei Hochwasserereignissen mit Abflüssen grösser als 3'100 m³/s - infolge Überflutungen durch Dammbrüche - Schäden im Umfang von mehreren Milliarden Franken resultieren. Nachfolgende Untersuchungen bestätigten diese Resultate, so dass heute im Rahmen eines 300-jährlichen Hochwasser-ereignisses (HQ_{300}) mit direkten Schäden in der Grössenordnung von 12 Mia. Fr. sowie entsprechend vielen Todesopfern von Mensch und Tier ausgegangen werden muss.

2 Projektbeschrieb

Das Projekt Hochwasserschutz Alpenrhein wird auf einer Länge von 26 km zwischen der Illmündung und der Vorstreckung in den Bodensee grundsätzlich zwischen den bestehenden Hochwasserdämmen auf öffentlich-rechtlichen Flächen umgesetzt. Eine Ausnahme bildet der Bereich der Frutzmündung, wo der rechtsseitige Hochwasserschutzdamm ins Hinterland abgerückt wird und der Ehbach neu gemeinsam mit der Frutz in den Rhein mündet. In diesem Bereich - auf Seite Österreich - muss ein Flächentausch von öffentlich-rechtlichen und privaten Flächen aber kein zusätzlicher Landerwerb erfolgen.

Die **Abflusskapazität** wird von heute 3'100 m^3/s (HQ_{100}) auf zukünftig 4'300 m^3/s (HQ_{300}) erhöht. Die Bauwerksicherheit ist auch für darüber hinausgehende Abflussmengen zu gewährleisten.

Kernelemente des Hochwasserschutzes bilden weiterhin die **Dämme**, welche gemäss heutigem technischen Standard auf rund zwei Drittel der Länge saniert, auf rund einem Viertel der Länge neugebaut und im Bereich der bestehenden Brücken adaptiert werden.

Zwischen den Hochwasserdämmen wird das Mittelgerinne des Rheins von heute 55 bis 80 m auf durchschnittlich mehr als 200 m verbreitert. Lokal, in sogenannten Trittsteinen resp. ökologischen Kernlebensräumen, beträgt die Breite neu über 300 m, im Bereich der Engstelle Au-Lustenau beträgt sie neu 120 m (Abb. 2).



Abb. 2: Gerinneverbreiterungen entlang Projektstrecke. Schmal: Sohlenbreite = 110 m. Mittel: Sohlenbreite = 200 m. Dick: Sohlenbreite = 300 bis 400 m. Quelle: Basler&Hofmann.

Auf dem Grossteil der Projektstrecke bleibt zur Sicherung des Dammfusses ein Mindestvorlandstreifen von je 15 m Breite entlang der Dämme bestehen. Zusätzliches Vorland bleibt hauptsächlich im Bereich von Schutzzonen der Trinkwasserbrunnen und teilweise in Abschnitten zwischen den Trittsteinen in der oberen Hälfte der Projektstrecke erhalten. Wasserseitig des Vorlandes/an der Vorlandkante werden - auf gesamter Länge und beidseitig des Rheins - anstelle der heutigen Mittelwuhre die eigentlichen **Dammfusssicherungen** mehrheitlich in Form von Blockwürfen erstellt. Infolge der abschnittsweise sehr ausgeprägten Gerinneverbreiterungen und der damit einhergehenden Seitenerosionsprozesse müssen die Blocksätze und Blockwürfe teilweise bis in grosse Tiefen reichen. Zur genaueren Ermittlung der tatsächlich erforderlichen Tiefe dieser sehr kostenintensiven Verbauungen werden - neben der Anwendung von für diesen Gefällsbereich in Frage kommenden empirischen Ansätzen (Zarn, 1997) - spezifische physikalische Modellversuche durchgeführt (Hinkelammert *et al.*, 2020, Hengl & Boes, 2020).

Die Dammfusssicherungen werden ergänzt durch ein System von Buhnen und Holzeinbauten (ELJs, Rechen), welche das Kleben des Flusses an der «harten Berandung» verhindern und die Habitatvielfalt für die aquatische und terrestrische Ökologie im Übergangsbereich «Wasser – Land» fördern (Abb. 3).

Die erwähnten physikalischen Modellversuche dienen insbesondere auch der genaueren Festlegung der Massnahmen an den zehn querenden Brücken im Projektabschnitt, wie insbesondere Massnahmen zur Minimierung des Pfeilerkolkes sowie Massnahmen zur Verhinderung unerwünschter Verklausungen durch Schwemmholz.

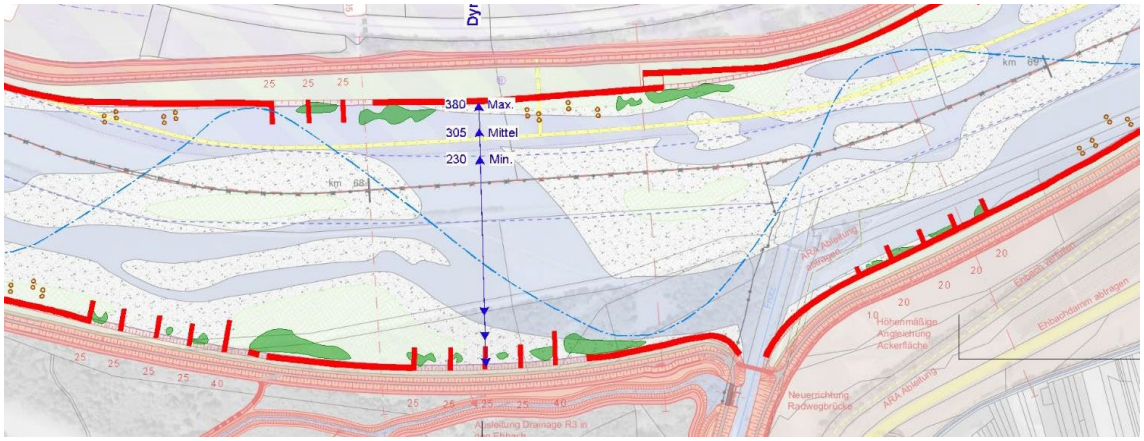


Abb. 3: Ausschnitt Aufweitung Frutzmündung mit Dammfusssicherung (rote Linien), Buhnenfeldern (rote Striche) und Holzstrukturen (braune Kreise). Quelle: Flussbau AG.

Zur langfristigen Sicherstellung des Hochwasserschutzes ist im Rahmen der **Geschiebebewirtschaftung** eine Verteilung von heute einer auf neu drei Kiesentnahmestellen vorgesehen (siehe auch Abb. 1). Zusätzlich wird ein Mindestabflussquerschnitt definiert, welcher im Rahmen des **Betriebs und Unterhaltes** durch das Rheinunternehmen (SG) sowie den Flussbauhof (Vlbg) künftig von Gehölz freigehalten wird.

Durch die Aufweitung des Mittelgerinnes kann der Rhein **ökologisch deutlich aufgewertet** werden. Die vom Gesetzgeber CH/AT verlangte «Wiederherstellung des natürlichen Verlaufs» bzw. des "guten ökologischen Potentials" wird durch ein grosszügiges Trittsteinkonzept erreicht. Wo Raum zur Verfügung steht, sind gewässerökologische Trittsteine, d.h. Kernlebensräume mit grossen dynamischen Gewässerbreiten bis 380 m vorgesehen. In diesen Trittsteinen sollen sich durch morphologische Strukturvielfalt reichhaltige Habitate für Wasserlebewesen wie Fische und Wirbellose sowie Auwaldflächen mit ihren typischen Übergangshabitaten zwischen Wasser und Land ausbilden können (siehe Abb. 5 sowie Hengl&Boes 2020; Abb. 1). Auch die verbleibenden Vorland- und Dammflächen werden beidseitig nur extensiv bewirtschaftet. Dadurch wird auch eine deutliche Verbesserung für die terrestrische Ökologie (Flora, Fauna) und die ökologische Vernetzung mit dem weiteren Talboden geschaffen.

Zur **Stabilisierung des Grundwasserspiegels** bei Hochwasser und Niederwasser werden in optimaler Tiefenlage Drainagen angeordnet, welche gleichzeitig als Deckschichtentspannung zur Dammsicherheit dienen und soweit möglich an die Sickergräben und das offene Entwässerungssystem hinter den Dämmen angeschlossen werden. Pumpwerke ausserhalb der Dämme sorgen im Hochwasserfall für die Rückführung des drainierten Wassers in den Rhein resp. sorgen dafür, dass das Gewässernetz im Hinterland nicht durch Mehrwasser aus dem Rhein zusätzlich belastet wird.

Die **Grundwasserfassungen** in Rheinnähe werden erhalten bzw. im jeweiligen Perimeter neu angeordnet. Die Brunnen Viscose werden im heutigen Perimeter so verlegt, dass die grosse Breite zwischen den Hochwasserdämmen im Bereich Viscose für einen Trittstein genutzt werden kann.



Abb. 4: Alpenrhein im Abschnitt Widnau und Lustenau heute (links) und visualisiert für Zustand nach Umsetzung Projekt (rechts). Die Gerinnebreite im Abschnitt Viscose beträgt dann 300 m. Im verbleibenden linksseitigen Vorlandstreifen werden die Grundwasserfassungen neu angeordnet. Visualisierung Büro Hydra GmbH.

In einer Begleitplanung wird erarbeitet, wie während der Bauzeit, wenn einzelne Brunnenfelder vorübergehend ausser Betrieb genommen werden müssen, die Trinkwasserversorgung sichergestellt wird. In diesem Zusammenhang wird im Gebiet Loseren auf Gemeindegebiet Oberriet ein neues Brunnenfeld errichtet, welches gleichzeitig für die langfristige Sicherstellung der Wasserversorgung im Rheintal (Zeithorizont 2060+) genutzt werden kann.

Durch die Gerinneverbreiterung und den Aushub für die Ufersicherungen fallen in der Bauphase vor allem Schluff und Sand, abschnittsweise auch Kies an. Dieses Material wird, wo immer benötigt, im Projekt wiederverwendet. Ver-bleibender Schluff, Sand und Oberboden kann für Bodenverbesserungsprojekte der **Landwirtschaft** auf Zwischenlagern zur Verfügung gestellt werden.

Mit dem Projekt entsteht ein grosses Potential für die **Freizeit- und Erholungsnutzung**. Durch Schaffung von Vorranggebieten für Natur sowie Vorranggebieten für Erholung sollen Besucher sanft gelenkt werden. Fahr- und Gehwege für den Hochwassereinsatz, den Betrieb und Unterhalt werden so gestaltet, dass sie auch für den schnellen und langsamen Radverkehr, Skater, Fussgänger mit und ohne Hunde sowie Reiter genutzt werden können. Diese Wege mit unterschiedlicher Oberflächenbeschaffenheit (Asphalt, Kies, Feinkies) liegen wechselnd auf Dammkrone, Berme, im Vorland oder hinter den Dämmen. Spezifisch hergerichtete Pausenstandorte im Abstand von rund 500 m dienen für angemessenes Entspannen und Verweilen.

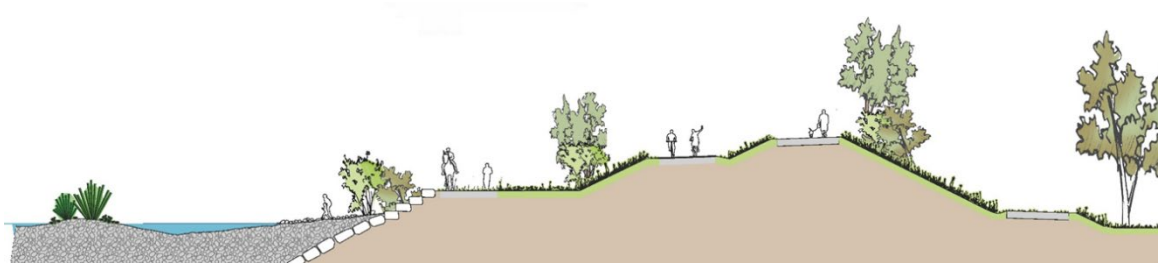


Abb. 5: Nutzung des Vorlandes und des Dammes durch Landwirtschaft, terrestrische Ökologie sowie Freizeit und Erholung. Visualisierung Büro Oeplan GmbH.

3 Zweistaatlichkeit

Im Hinblick auf die Umsetzung und Finanzierung des Hochwasserschutz-projektes wird zwischen der Schweiz und Österreich ein vierter Staatsvertrag abgeschlossen. Die Umsetzung des Hochwasserschutzprojektes obliegt sodann der Internationalen Rheinregulierung (IRR).

Die Genehmigungsbehörde ist der Kanton St. Gallen sowie das Land Vorarlberg. Im Hinblick auf eine möglichst synchrone Verfahrensabwicklung wurde ein einstufiges Genehmigungsverfahren in den beiden Ländern festgelegt. Das Projekt hat die gesetzlichen Vorgaben beider Länder zu erfüllen. Dies stellt hohe Anforderungen an die IRR wie auch die beauftragten Planer. Soweit umsetzbar wurde für die technische Planung die Berücksichtigung der jeweils strengeren gesetzlichen Vorgabe der beiden Länder zu Grunde gelegt. Im Hinblick auf die Prüfung der Umweltverträglichkeit müssen länderspezifische Dokumentationen erstellt werden.

Zentral ist – wie in jedem grossen Wasserbauprojekt – die partnerschaftliche Zusammenarbeit mit den betroffenen Gemeinden und allen weiteren Interessengruppen von Naturschutz, Wasserversorgern, Landwirtschaft bis hin zu lokalen Bürgerbewegungen.

4 Zusammenfassung

Die Erarbeitung des Hochwasserschutzprojekts am Alpenrhein erfordert von den involvierten Ingenieuren und Fachspezialisten aller Disziplinen folgende Fähigkeiten: (1) Technisches Know-how, (2) Organisationstalent, (3) Kommunikative Fähigkeiten (4) Offenheit sowie Gespür für Herkunft, Anliegen und Befindlichkeit der verschiedenen und zahlreichen Projektbeteiligten.

Referenzen

Hinkelammert-Zens, F., Zehnder, G., Roeber, I., Sperger, K., Weitbrecht, V., Hengl, M. (2021). Hybride Modellversuche zum Hochwasserschutzprojekt RHESI. Wasserbau-Symposium 2021, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Nr. 262-263,* ETH Zürich.

Hengl, M., Boes, R. (2021). Vernetzte hybride Modellierung wasserbaulicher und morphologischer Themen am Alpenrhein. Wasserbau-Symposium 2021, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Nr. 262-263,* ETH Zürich.

Zarn, B. (1997). Einfluss der Flussbettbreite auf die Wechselwirkung zwischen Abfluss, Morphologie und Geschiebetransportkapazität. *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Nr. 154,* ETH Zürich.

Adressen der Autoren

Dr. Markus Mähr
DI Bernhard Valenti, Dr. Markus Schatzmann (korrespondierender Autor)

Internationale Rheinregulierung (IRR)

CH-9430 St. Margrethen, Parkstrasse 12

markus.schatzmann@rheinregulierung.org

Autorinnen und Autoren	Seiten
Aeschlimann, A.	539
Aguirre Iñiguez, D. V.	293, 437
Akpinar, O.	3
Albayrak, I.	487
Aller, D.	371
Alshomaree, R.	615
Andres, N.	371
Anselmetti, F. S.	259
Auel, C.	137
Aufleger, M.	183
Bachmann, A.-K.	193
Bacigaluppi, P.	259
Baran, R.	419
Bauhofer, P.	3, 19
Baumann, R.	173
Baumgartner, K.	183
Beck, C.	487
Beffa, C.	429
Belser, A.	597
Benger, W.	419
Benigni, H.	477
Berger, C.	193
Bezzola, G. R.	213
Billeter, P.	333, 343, 351
Blindenhöfer, H.	83
Boes, R.	49, 239, 259, 333, 343, 381, 487
Bonalumi, M.	13
Bresch, D.	371
Bühlmann, M.	129
Bui, M. D.	293, 437
Clausen, W.	193
Corbe, S.	361
Cuchet, M.	529
Cuska, M.	429
Dähler, M.	503
Dax, M.	183
De Cesare, G.	165, 597
De La Torre, L.	93
De Vos, F.	437
Dobler, W.	419
Dorfmann, C.	495
Dupraz, C.	13
Ehrbar, D.	275
Ernst, H.-P.	3
Evers, F.	49

Autorinnen und Autoren	Seiten
Fankhauser, A.	49
Farshi, D.	269, 275, 587
Federer, G.	13
Feurich, R.	551
Frei, I.	57
Friedl, T.	147
Frietsch, V.	233
Frik, G.	183
Fritsch, R.	39, 73
Fritzer, R.	137
Fuchs, Y.	293, 409
Gafner, K.	503
Gander, B.	57
Gegenleithner, S.	571
Geiger, F.	529
Geisseler, B.	109
Gerke, E.	239
Giehl, S.	293, 437
Giovanoli, L.	129
Gökler, G.	3
Gruber, E.	137
Hartlieb, A.	389
Hauser, M.	361
Heidemann, M.	371
Heilig, J.	249
Heinisch, T.	203
Heinzelmann, C.	579
Hengl, M.	381
Heyer, G.	101
Hinkelammert-Zens, F.	303, 333
Hofmann, P.	503
Hollenstein, R.	203
Höllerhage, F.	65
Huber, R.	283
Huber, T.	137
Hunziker, R.	399
Inderwildi, A.	213
Irniger, A.	399
Jaberg, H.	477
Jäggi, M.	587
Janisch, T.	551
Johann, G.	223
Kammerer, S.	155
Kastrup, J.	389
Keller, Y.	343, 351

Autorinnen und Autoren	Seiten
Kircher, F.	137
Kleinn, J.	371
Klocke, R.	605
Kremer, K.	259
Kriewitz, R.	155
Kuhlmann, M.	361
Lais, A.	343
Landry, C.	93
Lang, C.	351
Lang, N.	399
Lehmann, B.	467
Leimer, W.	419
Lienert, C.	269
Liepert, T.	437
Lifa, I.	119
Loy, G.	457
Lutz, N.	203
Mähr, M.	313
Marti, C.	371
Maselli, S.	249
Meister, J.	487
Moritz, C.	137
Mörtl, C.	165
Müller, H.	57
Müller, M.	333
Nicolet, C.	93
Oberleitner, P.	39
Oberrauch, F.	101
Oplatka, M.	323, 361, 371
Patzwahl, R.	579
Piekarski, M.	389
Pikl, F. G.	29, 93
Pohl, C.	223
Putzi, T.	13
Reckendorfer, W.	457, 477
Reichel, G.	223
Reindl, R.	551
Reisenbüchler, M.	293, 437
Richter, W.	29, 83, 93
Riedl, M.	551
Rimböck, A.	233
Riteco, J.	203
Rossi, V.	521
Rozniak, A.	399
Rutschmann, P.	293, 409, 437

Autorinnen und Autoren	Seiten
Schäfer, S.	409
Schatzmann, M.	313
Scheidegger, C.	597
Schindler, K.	399
Schlagenhauser, M.	293
Schlienger, S.	351
Schmocker, L.	57, 275
Schneider, J.	449, 477, 571
Schroeder, A.	343
Schwegler, B.	49
Schwere, D.	269, 275
Seidel, F.	351
Seidl, G.	449, 495, 511
Speerli, J.	193
Stalder, J.	57
Stamm, J.	615
Steinbacher, F.	419
Stiegler, R.	605
Strupler, M.	259, 587
Stucki, A.	323, 333, 343
Stucki, M.	275
Tamagni, S.	561
Thonhauser, S.	551
Tognacca, C.	521, 561
Tognacca, S.	561
Toschini, E.	561
Tuhtan, J.A.	477
Valentin, B.	313
Vera, J. C.	93
Vetsch, D.	155, 239, 259, 597
Vonwiller, L.	129, 361
Weber, C.	597
Wegner, J. D.	399
Weitbrecht, V.	333
Wiemer, S.	259
Witek, M.	119
Wurms, S.	579
Wyss, A.	333
Zabel, A.	223
Zappa, M.	371
Zehnder, G.	303
Zenz, G.	29, 93, 477, 571
Zimmermann, F.	193
Zoglauer, M.	19
Zuglian, R.	173