



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

Fakultät Bauingenieurwesen

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik



WASSERBAULICHE MITTEILUNGEN HEFT 35

**FÜNF JAHRE NACH DER FLUT
FIVE YEARS AFTER THE FLOOD**



„Das Wasser ist ein freundliches Element
für den, der damit bekannt ist
und es zu behandeln weiß.“

Johann Wolfgang von Goethe



Seit über 100 Jahren führend im Wasserbau

Die Firmen der Hülskens-Gruppe gehören seit Generationen zu den erfolgreichsten und innovativsten Unternehmen der Region. Der Wasserbau zählt dabei zu den wichtigsten Leistungsträgern in unserem Familienunternehmen. Mit dem Einsatz modernster Technologien und der Entwicklung neuer Verfahren sind wir in der Lage auch große Wasser- und Hafenbauvorhaben praktisch unabhängig von Drittanbietern terminsicher und fachgerecht abzuwickeln.

www.huelskens.de

Rammarbeiten • Spundwandaarbeiten

Nassbaggerarbeiten • Hydrographie

Geschiebemanagement • Dükerbau

Ufersanierung • Spezialtechniken



HÜLSKENS WASSERBAU



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen
Heft 35



FÜNF JAHRE NACH DER FLUT

**HOCHWASSERSCHUTZKONZEPTE –
PLANUNG, BERECHNUNG, REALISIERUNG**

FIVE YEARS AFTER THE FLOOD

**CONCEPTS OF FLOOD PROTECTION –
DESIGN, EVALUATION, REALISATION**

Dresdner Wasserbaukolloquium 2007
08. – 09. Oktober 2007

Freistaat  Sachsen


Das Lebensministerium



Bibliografische Informationen

Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliographie. Die bibliografischen Daten sind im Internet über <http://dnb.ddb.de> abrufbar.

Fünf Jahre nach der Flut (Five years after the flood)

Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen,
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik.

Dresden: Inst. für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 2007

(Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen; H. 35)

Zugl.: Dresden, Techn. Univ., 2007

ISBN 978-3-86005-571-7

Herausgegeben im Auftrag des Rektors der Technischen Universität Dresden von

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. H.-B. Horlacher

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. K.-U. Graw

Technische Universität Dresden

Fakultät Bauingenieurwesen

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

01062 Dresden

Tel.: +49 351 463 34397

Fax: +49 351 463 37120

Email: mail@iwd.tu-dresden.de

WWW: <http://iwd.tu-dresden.de>

Redaktion:

Dr.-Ing. Dirk Carstensen

Dipl.-Ing. Tobias Gierra

Dipl.-Ing. Thomas Kopp

Redaktionsschluss:

07.09.2007

Verlag:

Selbstverlag der Technischen Universität Dresden

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

ISSN 0949-5061

ISBN 978-3-86005-571-7

Inhaltsverzeichnis

Block 1 – Saal 4 Hochwasserereignisse

- Hochwasserschutz und hydrologische Unsicherheit – Schlussfolgerungen aus dem Auguthochwasser 2002 im Erzgebirge** 3
Andreas Schumann (Bochum), Jörg Dietrich (Bochum)
- Hochwasser in Sachsen in den letzten zehn Jahren** 13
Uwe Büttner (Dresden), Petra Walther (Dresden)
- Operationelle Hochwasservorhersage für die Elbe mit dem Wasserstandsvorhersagesystem WAVOS** 25
Peter Burek (Koblenz), Silke Rademacher (Koblenz)
- Wirkung von Hochwasser auf die Gestalt der Elbesohle** 35
Petra Faulhaber (Karlsruhe), Elke Kühne (Dresden)
- Regionalization of extreme Floods in North Afghanistan – A case Study** 45
Edwin Ayros (Stuttgart), Patrick Schäfer (Stuttgart), Ándras Bárdossy (Stuttgart), Mohammad Farhad (Noorzai) (Kabul)

Block 2 – Saal 4 Hochwasserschutzmaßnahmen I

- Die Hochwasserschutzkonzepte im Freistaat Sachsen – Erstellung, Priorisierung, Umsetzung** 55
Uwe Müller (Pirna)
- Hochwasserschutz urbaner Bereiche** 65
Heinz Patt (Essen)
- Optimierung des Hochwasserschutzes an der Fränkischen Saale, Bayern** 75
Oliver Buchholz (Aachen), Leonhard Rosentritt (Bad Kissingen)
- Multikriterielle Entscheidungsunterstützung zur Erstellung von Hochwasserrisikomanagementplänen** 85
Daniel Bachmann (Aachen), Niels Peter Huber (Aachen), Jürgen Köngeter (Aachen)
- Die neue DWA-Arbeitshilfe „Hochwasserschadensinformationen“** 95
Werner Buck (Karlsruhe)

Deichzustandsanalysen zur Feststellung des Deichinstandsetzungsbedarfes der Landestalsperrenverwaltung (LTV)	105
Eckehard Bielitz (Pirna), Uwe Müller (Pirna)	

Block 2 – Saal 5 Hochwasserschutzsysteme

Vorbeugender Hochwasserschutz in den drei großen Flusssystemen Rhein, Donau und Elbe	115
Wolfram Tauer (Bremen), Karl Deindl (Ingolstadt), Wolfgang Koch (Speyer), Hermann Stopsack (Dresden)	

Neue Aspekte zur ökologischen Durchgängigkeit von Hochwasserrückhaltebecken	125
Holger Haufe (Dresden), Hans-B. Horlacher (Dresden), Eckehard Bielitz (Pirna), Jörg Matschullat (Freiberg)	

Deckwerke für Hochwasserrückhaltedämme	135
Wolfgang Strasser (Dornstetten)	

Überströmungssicherung von Deichstrecken mit Geokunststoffen – Ein wirtschaftlicher Sicherheitsgewinn	145
Ronald Haselsteiner (München), Katja Werth (Espelkamp), Georg Heerten (Espelkamp), Theodor Strobl (München)	

Bentonitmatten als Damm- und Deichdichtungen – Erkenntnisse aus Aufgrabungen nach unterschiedlich langen Liegezeiten	157
Petra Fleischer (Karlsruhe), Roland Haarer (Düsseldorf), Michael Heibaum (Karlsruhe)	

The effectiveness of polder systems on peak discharge capping of floods along the middle reaches of the Elbe River, Germany – an environmental risk perspective –	167
Karl-Erich Lindenschmidt (Potsdam)	

Block 3 – Saal 4 Bemessungskonzepte I

Hochwasserschutz Grimma, Besonderheiten des Projektes	179
Heinz Kaiser (Rötha), Hardy Sandig (Leipzig)	

Hybride Modellierung als Grundlage für die Bemessung von Hochwasserschutzanlagen im urbanen Raum am Beispiel der Stadt Grimma	189
Dirk Carstensen (Dresden), Stefan Buhr (Dresden), Holger Haufe (Dresden), Hans-B. Horlacher (Dresden), Markus Schuckert (Dresden)	

Optimierung der Hochwasserschutz- und Hochwasserrückhaltemaßnahmen an der Mulde im Bereich der Landesgrenze Sachsen / Sachsen-Anhalt	199
Frank Friedrich (Halle / Saale), Axel Bobbe (Rötha), Diemo Trepte (Rötha), Rosmarie Scholz (Dresden), Torsten Noack (Dresden)	
Neue Ansätze in der Hochwasserbemessung	213
Silvia Matz (Syke), Ralf Engels (Syke), Matthias Pätsch (Syke), Christian Pohl (Syke), Ole Larsen (Syke)	
Anwendung von probabilistischen Verfahren für Extremereignisse mit sehr kleinen Eintrittswahrscheinlichkeiten	223
Jürgen Jensen (Siegen), Torsten Frank (Siegen)	
Practical Using of Methodology of the Potential Flood Loss Assessment	235
Jana Korytářová (Brno), Miloslav Šlezinger (Brno)	
Block 3 – Saal 5 Abflusssimulation I	
Web-basierter Datendienst 2D-Lippehydraulik	241
Andrea Gleim (Koblenz), Thorsten Hens (Koblenz), Georg Johann (Essen), Thomas Jung (Koblenz), Kaj Lippert (Koblenz)	
Modelling of Immediate and Potential Flood Risk Zones for Lowland Rivers	251
Stanisław Kostecki (Wroclaw), Andrzej Borowicz (Wroclaw)	
Die Erstellung von regionalen Hochwassergefahrenkarten für den Landkreis Stendal im Rahmen des ELLA-Projektes	261
Manuela Gretschel (Kaiserslautern), Robert Jüpner (Kaiserslautern), Frank Thäger (Magdeburg), Matthias Grafe (Dresden)	
Entwicklung einer Methodik zur Identifizierung von Hochwasserentstehungsgebieten	271
Matthias Grafe (Dresden), Christina Seidler (Zittau), Jörg Walther (Dresden)	
Ausweisung von hochwasserrelevanten Flächen durch Abflussprozesskarten – Ist ein Upscaling von der Mikro- zur Mesoskala möglich?	281
Christoph Müller (Trier), Hugo Hellebrand (Belvaux), Andreas Rock (Trier)	
Analysis of operating efficiency of Złotniki – Lesna Storage Reservoirs in the aspect of flood protection	289
Jerzy Machajski (Wroclaw), Dorota Olearczyk (Wroclaw), Wojciech Rędownicz (Wroclaw)	

Block 4 – Saal 4 Hochwasserschutzmaßnahmen II

Grüne Rückhaltebecken im Einstaufall -was passiert im Stauraum?	301
Dirk Böhme (Weimar)	
Hochwasserentlastung der Weißen Elster in den Zwenkauer See	311
Christian Kubens (Nürnberg), Henning Müller (Nürnberg)	
Hochwasserschadensbeseitigung 08/2002 und Hochwasserschutz an der Roten Weißeritz, Dippoldiswalde	321
Birgit Lange (Pirna), Harald Bär (Pirna)	
Hochwasserschutzanlagen für die Stadt Ostritz und das Kloster St. Marienthal an der Lausitzer Neiße	333
Sebastian Fritze (Bautzen), Volkmar Kummer (Dresden), Eberhard Pötschke (Bautzen), Roger Tynior (Zwickau)	
Priorisierungskonzepte zur optimalen Umsetzung von Deichertüchtigungsmaßnahmen	343
Ronald Haselsteiner (München), Theodor Strobl (München)	
Hochwasserschutz an Emscher und Lippe	353
Ekkehard Pfeiffer (Essen), Steffen Bold (Essen), Bettina Ott (Essen), Burkhard Teichgräber (Essen)	
 Block 5 – Saal 4 Bemessungskonzepte II	
Economical Assessment of Flood Control Measures	361
Pavel Fošumpaur (Prag), Ladislav Satrapa (Prag)	
Vom Hochwasserschutzkonzept zur Objektplanung – Hydronumerische Modelle aus Sicht des Auftraggebers	371
Ivo Heiland (Pirna)	
Numerische Modelle als Bemessungshilfe für naturnahe Bauweisen am Beispiel einer Ausgleichsmaßnahme	381
Jens Wilhelm (Dresden), Dirk Carstensen (Dresden), Thomas Kopp (Dresden), Hans-B. Horlacher (Dresden), Andreas Stowasser (Radebeul)	
Historische Hochwasserdaten in der wasserbaulichen Bemessung	391
Reinhard Pohl (Dresden)	

Unsicherheiten im Hochwasserschutzmanagement unter Berücksichtigung des sozialen Kontextes 403

Charlotte Kämpf (Karlsruhe), Martin Helms (Karlsruhe), Jürgen Ihringer (Karlsruhe), Franz Nestmann (Karlsruhe)

Modell zur Berücksichtigung morphologischer Unsicherheiten bei der Bemessung einer seitlichen Notentlastung 415

Burkhard Rosier (Lausanne), Jean-Louis Boillat (Lausanne), Anton Schleiss (Lausanne)

Block 5 – Saal 5 Hochwasserschutzmaßnahmen III

Maßnahmen zum künftigen Schutz der Landeshauptstadt Dresden vor Hochwasser 425

Viola Mojssetschuk (Pirna), Katja Schulz (Dresden)

Wieviel Deich brauchen Dresden-Stetzsch und -Gohlis? Von der Planung bis zum Bau 435

Ehsanullah Amani (Pirna), Uwe Müller (Pirna), Rosemarie Scholz (Dresden), Thomas Drechsler (Dresden)

Hochwasserschutz in der Stadt Penig 445

Henry Hille (Dresden)

Umsetzung des Hochwasserschutzkonzeptes für die Natzsung 455

Christian Zschammer (Lengefeld), Frank Hunger (Lengefeld), Alexander Held (Lengefeld), Petra Becker (Freiberg), Olaf Schwarz (Freiberg)

Große Mittweida in Schwarzenberg – Verbesserung des Hochwasserschutzes und naturnaher Rückbau 465

Thomas Müller (Eibenstock), Andreas Stowasser (Radebeul), Karl Schneider (Auerbach)

Flächenhafte Flutwellenausbreitung und anschließende Flutung unterirdischer Bauwerke 475

Mario Oertel (Wuppertal), Daniel Bung (Wuppertal), Andreas Schlenkhoff (Wuppertal)

Block 6 – Saal 4 Abflusssimulation II

Auswirkungen von geplanten Rückhaltemaßnahmen an der Elbe in Sachsen und Sachsen-Anhalt auf Hochwasser der Elbe 485

Norbert Busch (Koblenz), Matthias Hammer (Koblenz)

Beurteilung des Abflussgeschehens der Elbe im Bereich Magdeburg unter besonderer Beachtung des Einflusses der Alten Elbe im Hochwasserfall	495
Torsten Heyer (Dresden), Hans-B. Horlacher (Dresden)	
Abschätzung der morphodynamischen Auswirkungen von Hochwasserabflüssen am Beispiel des Oberrheins	505
Annette Schulte-Rentrop (Braunschweig), Andreas Dittrich (Braunschweig)	
Einfluss der Landnutzung auf den Oberflächendirektabfluss – Simulationsrechnungen mit EROSION 3D	515
Nicole Seidel (Freiberg), Jürgen Schmidt (Freiberg)	
Möglichkeiten und Grenzen im Einsatz von numerischen hydraulischen Simulationsmodellen als Werkzeug und Unterstützung zu gebräuchlichen Berechnungsmethoden bzw. Verfahren für die Abgrenzung und Darstellung von Gefahrenzonen am Beispiel des Zederhausbaches	525
Markus Moser (Tamsweg), Thomas Eckerstorfer (Tamsweg), Gerald Jäger (Bregenz)	
Einbindung von Fernerkundungsdaten zur Schneedecke in die operationelle Hochwasser-Vorhersage	535
Werner Schulz (Karlsruhe), Florian Appel (München), Heike Bach (München), Norbert Demuth (Mainz), Alexander Löw (München)	
Ergänzende Beiträge	
The Tuxpan River: a proposal to alleviate the flooding problems at the river basin scale	547
Oscar Herrera Granados (Wrocław)	
An attempt of causes determination of small reservoirs earth embankment failure	557
Jerzy Machajski (Wrocław), Dorota Olearczyk (Wrocław)	
Historische Hochwasser aus dem Erzgebirge	567
Reinhard Pohl (Dresden)	
Lubachów reservoir 10 years after the flood of 1997	589
Wojciech Rędownicz (Wrocław)	
Territorial property ratios for evaluation of financial demands to compensate flood loss	599
Alena Tichá (Brno), Leonora Marková (Brno)	

Vorwort

Das Hochwasser im August 2002 traf im nie da gewesenen Ausmaß die Elbe und ihre linken Nebenflüsse von der Moldau bis zur Mulde. Höchste Wasserstände, oft aus früheren Jahrhunderten stammend, wurden vielerorts übertroffen. Abflüsse traten auf, die bisher fast unvorstellbar waren und führten zu enormen Schäden in den betroffenen Regionen. Allein im Freistaat Sachsen forderte das Hochwasser 21 Menschenleben und verursachte materielle Schäden von über 6 Milliarden Euro.

Prognosen zum Klima und Wetter lassen befürchten, dass solche Katastrophen nach Intensität und Häufigkeit in der Zukunft noch zunehmen können. Die für das sächsische Gebiet kritische Wetterlage Vb, ein Zuström feuchter Luft aus dem Mittelmeerraum nach Mitteleuropa, kann sich verstärken und wurde innerhalb der letzten Jahrzehnte in geringer werdenden Abständen registriert. 1997 traf diese Wetterfront das Odergebiet, in früheren Jahren auch schon öfter die heimgesuchte Region in Sachsen.

Neben Sofortmaßnahmen zur Behebung der eingetretenen Schäden wurde von der Landesregierung des Freistaates Sachsen ein Maßnahmenkatalog initiiert, um den Hochwasserschutz im gesamten Gebiet des Freistaates zu verbessern und somit das Ausmaß der Schäden bei zukünftigen Hochwasserereignissen deutlich zu vermindern.

Für jedes Flussgebiet wurden Hochwasserschutzkonzepte mit Überflutungs- und Intensitätskarten aufgestellt. Hierauf aufbauend wurden Hochwasserschutzmaßnahmen abgeleitet und die einzelnen Maßnahmen einer Priorisierung unterzogen. Ein großer Teil der umfangreichen Maßnahmen sind schon umgesetzt worden bzw. befinden sich in der Fertigstellung.

Im diesjährigen Wasserbaukolloquium sollen schwerpunktmäßig einzelne Bausteine der komplexen Hochwasserschutzmaßnahmen im Freistaat dargestellt werden. Auch das Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der

TU Dresden war bei mehreren Projekten mit physikalischen Modellversuchen und/oder numerischen Simulationsberechnungen eingebunden, worüber in einigen Vorträgen berichtet wird. Es ist und war auch stets das Ziel der Dresdner Wasserbaukolloquien, das jeweilige Tagungsthema durch Beiträge aus anderen Bundesländern und dem Ausland zu vervollkommen. Wir hoffen, dass uns eine interessante Veranstaltung gelingen wird und wünschen allen Teilnehmern einen angenehmen Aufenthalt in Dresden.

Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-B. Horlacher

Hochwasserschutz und hydrologische Unsicherheit - Schlussfolgerungen aus dem Auguthochwasser 2002 im Erzgebirge

Andreas Schumann
Jörg Dietrich

Das Auguthochwasser 2002 verdeutlichte wesentliche Defizite in hydrologischen Aussagen. Es zeigte, dass das stochastische Risiko des Auftretens extremer Ereignisse, die z.B. durch die Vb-Wetterlagen im Erzgebirge bedingt sind, stärker beachtet werden sollte. Mit der saisonal differenzierten Hochwasserstatistik, die bei der wahrscheinlichkeitstheoretischen Bewertung dieses Ereignisses in Sachsen erstmalig angewandt wurde, kann diesen unterschiedlichen Hochwasserentstehungsbedingungen Rechnung getragen werden. Mit dem Auguthochwasser wurden auch die begrenzten Möglichkeiten zur Hochwasservorhersage für die Einzugsgebiete des Erzgebirges deutlich. Anhand erster Ergebnisse eines Forschungsprojektes werden hier die Möglichkeiten und Grenzen von Mehrtagesvorhersagen unter Verwendung von Ensemblevorhersagen aufgezeigt. Generell werden extreme Ereignisse erkannt, es besteht jedoch ein hohes Potential für Fehlwarnungen.

1 Einleitung

Das natürliche Risiko eines extremen Hochwassers wird durch den Zufallscharakter des Abflussprozesses bedingt, der im Bereich der oberen Extremwerte durch ein statistisches Modell beschrieben wird. Die Unsicherheit dieses Modells resultiert auch aus unzureichenden Kenntnissen über die betrachteten Systeme und Prozesse. Nach einem Extremereignis wie dem Auguthochwasser 2002 ist es erforderlich, die statistischen Annahmen zu überprüfen. Der erste Teil dieses Beitrages ist dieser Problematik gewidmet. Im zweiten Teil des Beitrages wird dann auf die Möglichkeiten und Grenzen der Hochwasservorhersage eingegangen. Hier werden die Ansätze zur Berücksichtigung der Unsicherheiten meteorologischer Vorhersagen mit Hilfe von Ensemblevorhersagen aufgezeigt.

2 Saisonale statistische Analysen

Betrachtet man die Hochwasserentstehung im Bereich des Erzgebirges näher, so werden räumliche und zeitliche Unterschiede in der Hochwassergenese deutlich. Diese Unterschiede können mit Hilfe der Saisonalitätsanalyse nach *Burn (1997)* charakterisiert werden. Die 365 Tage eines Jahres werden dabei den 360° eines Einheitskreises zugeordnet. Das julianische Datum des Jahreshöchstwertes (Nummer des Tages im Kalenderjahr von 1 bis 365) wird wie folgt in Radiant Θ umgerechnet:

$$\Theta_i = (\text{Kalendertag}) \cdot \left(\frac{2\pi}{365} \right). \quad (1)$$

Der Kalendertag des Hochwasserscheitelwertes entspricht somit einem Winkel, d.h. der Richtung eines Vektors des Einheitskreises, der entgegengesetzt zum Uhrzeigersinn als Radiant mit dem Wert zwischen 0 und 2π ausgedrückt wird (Wert π bei Tag 182,5, Wert 2π bei Tag 365 etc.). Für eine Reihe von N Jahres-HQ- Werten kann diese Information graphisch dargestellt werden, um so die Saisonalität der Hochwasserverhältnisse zu charakterisieren. Um diese Information für verschiedenen Pegel vergleichen zu können, ist sie weiter aufzubereiten. Man kann aus der Reihe der N Jahreshochwasser die x- und die y- Koordinate des Erwartungswertes des Tages innerhalb eines Jahres, an dem der Jahreshöchstabfluss auftritt, durch arithmetische Mittelung ableiten:

$$\bar{x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n \cos(\Theta_i), \quad \bar{y} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n \sin(\Theta_i). \quad (2)$$

Die Koordinaten \bar{x} und \bar{y} bezeichnen dann den Vektor des mittleren Hochwasserdatums, dessen Richtung, ausgedrückt im Bogenmaß, sich wie folgt ergibt:

$$\Theta = \tan^{-1} \left(\frac{\bar{y}}{\bar{x}} \right). \quad (3)$$

In Hinblick auf die hochwasserstatistischen Effekte der Saisonalität wurde die Saisonalitätsanalyse weiterentwickelt, in dem die Größe der Ereignisse mit berücksichtigt wird. Während *Burn* das Datum jedes Hochwasserscheitels auf dem Einheitskreis darstellt, wird nun der Abstand vom Kreismittelpunkt als Maß für die Größe des jeweiligen Ereignisses verwendet. Hierzu werden die Koordinaten x und y mit der empirischen Unterschreitungswahrscheinlichkeit des jeweiligen Hochwasserereignisses gewichtet. Der größte Beobachtungswert hat die empirische Unterschreitungswahrscheinlichkeit 1 und wird deshalb auf dem Einheits-

kreis dargestellt, die kleineren Ereignisse werden dagegen entsprechend ihrer abnehmenden Unterschreitungswahrscheinlichkeit in Richtung des Kreismittelpunktes versetzt. Der Kalendertag wird weiterhin durch die Richtung des Vektors des Hochwasserdatums, die Größe des jeweiligen Hochwassers durch die Länge dieses Vektors charakterisiert. Mit dieser Darstellung wurde es möglich, die innerjährliche Verteilung der Hochwasser in Abhängigkeit von deren Größe zu visualisieren. Ein Beispiel ist in Abbildung 1 (Pegel Nossen, Freiberger Mulde) gegeben. Ersichtlich werden die Saisonalitätsunterschiede zwischen den seltenen großen und den häufigen kleinen Hochwasserereignissen: die größten 10% aller bisher an diesem Pegel aufgetretenen Jahreshochwasser treten (mit der Ausnahme des Hochwassers 1947) zwischen dem 192. und dem 286. Tag des Wasserwirtschaftsjahres, d.h. zwischen dem 11. Mai und dem 13. August auf. Der Erwartungswert (ermittelt aus den nicht gewichteten Vektoren nach Gl. 3) der 50%-kleinsten Ereignisse ist dagegen der 4. März.

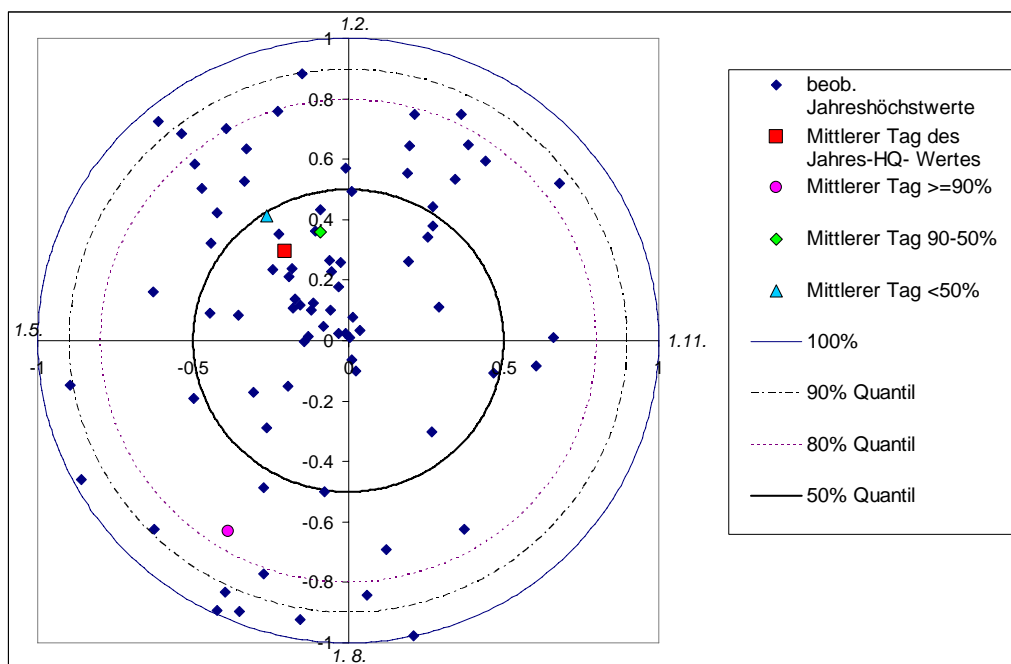


Abbildung 1: Beispiel der quantilbezogenen Saisonalitätsdarstellung (Pegel Nossen, Freiberger Mulde)

Die in Abbildung 1 sichtbare Häufung der kleinen Ereignisse im Frühjahr ist auf die Schneeschmelze zurückzuführen. Generell ergibt sich für alle langjährig beobachteten Pegel des Muldegebietes eine ähnliche Verteilung der Erwartungswerte der Eintrittstage großer und kleiner Hochwasser (Abb. 2). Kleine Ereignisse treten im November bis März, große Ereignisse dagegen meist im Juli/August auf. Besonders ausgeprägt ist die saisonale Differenzierung an den Pegeln Nossen/ Freiberger Mulde, Niederstriegis 1/ Striegis, und Zöblitz/ Schwarze Pockau. Dagegen ist die saisonale Variabilität der Höchstwerte an den Pegeln

der Zwickauer Mulde und Chemnitz hoch. Große Hochwasser treten an diesen Pegeln zu unterschiedlichen Jahreszeiten auf. Ausgeprägte Unterschiede zwischen Ost- und Westerzgebirge werden deutlich, wenn man das Hochwasserregime der Elbenebenflüsse im Bereich des Osterzgebirges betrachtet. Hier dominieren die Hochwasser in den Monaten Mai bis August die Hochwasserstatistik. Der mittlere Erwartungswert des Eintrittsdatums der 10 größten Hochwasser an 7 langjährig beobachteten Pegeln der Elbenebenflüsse liegt auf dem 253. Tag des Wasserwirtschaftsjahres (12. Juli).

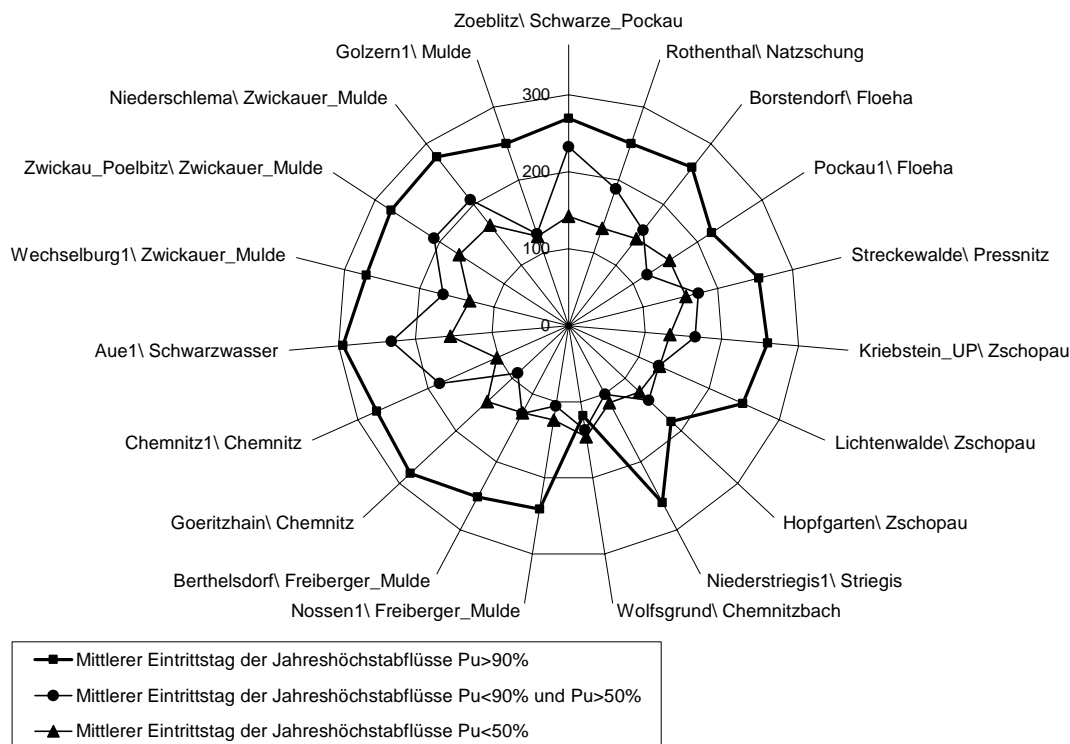


Abbildung 2: Erwartungswerte der Eintrittstage von Jahreshöchstabflüssen unterschiedlicher Größe für langjährig beobachtete Pegel im Muldegebiet (der 1. November entspricht Tag 1)

Um die Bedeutung der Sommerhochwasser im Osterzgebirge zu verdeutlichen kann die saisonal differenzierte Statistik genutzt werden. Dabei werden die durch die Einteilung in unterschiedliche saisonale Zeiträume in Hinblick auf ihre Genese differenzierten Hochwasser separat analysiert und anschließend die ermittelten Verteilungsfunktionen wieder zu einer Statistik der Jahreshöchstabflüsse kombiniert (Schumann, 2005). Hierzu wurde einheitlich die Allgemeine Extremwertverteilung mit Ermittlung der Parameter der Verteilungsfunktion über die L- Momente verwendet. Mit Hilfe der jeweiligen angepassten Verteilungsfunktionen können die jährlichen Unterschreitungswahrscheinlichkeiten beliebiger Hochwasserscheitel in einer Saison ermittelt werden. Um dann die jährlichen Unterschreitungswahrscheinlichkeiten eines Hochwasserscheitelwer-

tes HQ aus der Kombination der Verteilungsfunktionen von m verschiedenen saisonalen Zeiträumen zu schätzen, ist der Produktsatz der Wahrscheinlichkeitsrechnung zu verwenden:

$$Pu_{\text{Jahr}}(HQ) = Pu_1(HQ) \cdot Pu_2(HQ) \cdot \dots \cdot Pu_m(HQ) \quad (4)$$

Die Verteilungsfunktion der Jahres-Höchstwerte ergibt sich damit als Composit der Verteilungsfunktionen der unterschiedlichen Zeitabschnitte. Folgende Jahresunterteilung wurde vorgenommen: November – Februar, März – April, Mai – August und September – Oktober. Im Ergebnis erhält man die Verteilungsfunktion der Jahreshöchstabflüsse und die vier saisonalen Verteilungen wie diese in Abbildung 3 exemplarisch für den Pegel Beerwalde/ Wilde Weißeritz dargestellt sind.

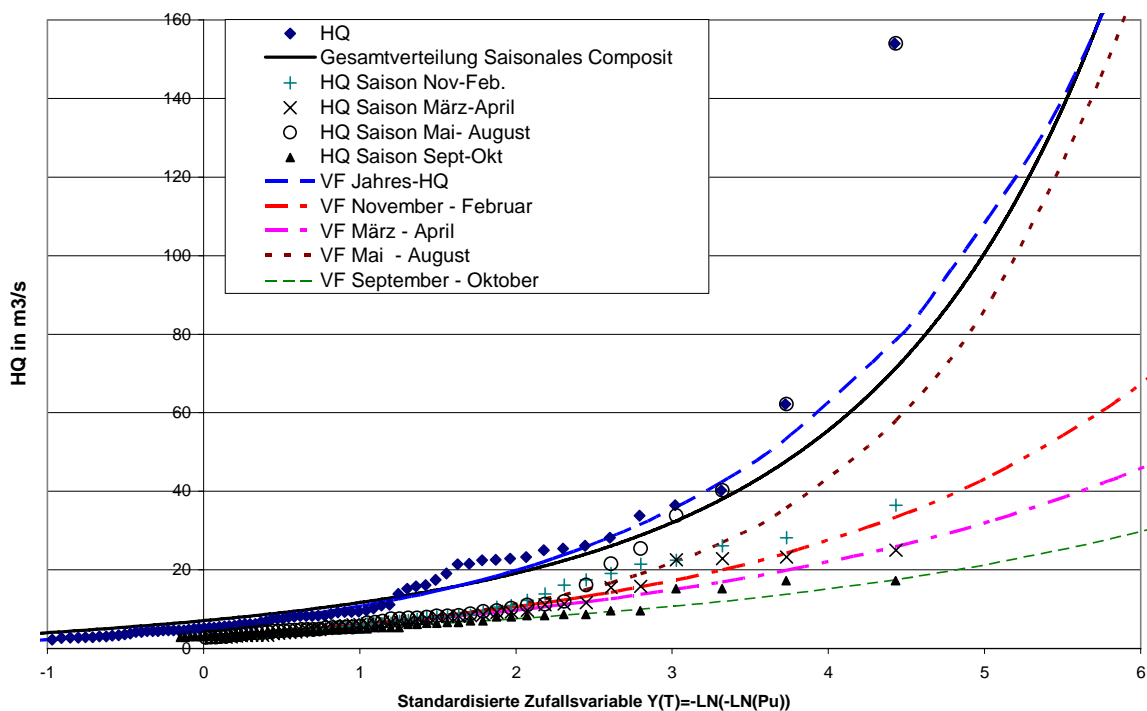


Abbildung 3: Saisonale Verteilungsfunktionen und Gesamtverteilung der Hochwasserabflüsse am Pegel Beerwalde/ Weißeritz), Reihe 1915 - 2005

Ersichtlich wird der dominierende Einfluss der Hochwasser im Zeitraum Mai bis August, die sowohl durch ihre Häufigkeit als auch ihre Größe den Verlauf der Gesamtverteilung bestimmen. Zu beachten ist aber auch der Anteil der Hochwasser im Zeitraum November bis Februar. Das Hochwasserregime langfristig beobachteter Pegel im Osterzgebirge wird im Extrapolationsbereich seltener Ereignisse (Jährlichkeit >100 Jahre) generell durch die Ereignisse in den Som-

mermonaten Mai bis August bestimmt, wie dies Tabelle 1 exemplarisch für den Pegel Beerwalde/ Wilde Weißeritz an Hand der Jährlichkeiten ausgewählter Hochwasserabflussscheitel belegt.

Tabelle 1: Saisonale Jährlichkeiten ausgewählter Hochwasserabflüsse und Gesamtjährlichkeit, berechnet aus den Jahreshöchstabflüssen und als Composit der saisonalen Verteilungen am Pegel Beerwalde/ Weißeritz), Reihe 1915 - 2005

Viel-faches von MQ	Q in m ³ /s	T in [a] November bis Februar	T in [a] März bis April	T in [a] Mai bis August	T in [a] September bis Oktober	T in [a], Saisonales Composit	T in [a], Jahreshöchstwerte
10	11.1	9	10	8	23	3	3
20	22.3	35	57	21	173	10	9
30	33.4	85	168	38	573	22	19
50	55.7	263	700	80	2625	55	46
70	78.0	560	1828	129	7143	98	83

Die Verteilungsfunktionen an den einzelnen Pegeln des Osterzgebirges unterscheiden sich, bei generell ähnlichen saisonalen Zuordnungen, in den Relationen der jahreszeitlichen Verteilungen untereinander. So wird z.B. am Pegel Beerwalde/ Weißeritz ein Hochwasserscheitelabfluss mit der Jährlichkeit von 20 Jahren (Überschreitungswahrscheinlichkeit 0,05) mit einer Wahrscheinlichkeit von 0,01 in den Monaten November bis Februar, von 0,006 in den Monaten März oder April und von 0,026 im Zeitraum Mai bis August überschritten (die Wahrscheinlichkeit eines Auftretens im September bis Oktober ist zu vernachlässigen). Am Pegel Dohna/ Müglitz ist die saisonale Wahrscheinlichkeitsverteilung ähnlich, ein Hochwasser mit der Jährlichkeit von 20 Jahren wird hier aber mit geringeren Wahrscheinlichkeiten in den Zeiträumen November bis Februar oder März bis April und mit einer höheren Wahrscheinlichkeit (0,043) im Zeitraum Mai bis August überschritten.

3 Ensemblevorhersagen zur Charakterisierung der Möglichkeiten und Grenzen der Hochwasservorhersage im Muldeinzugsgebiet

Nach dem Auguthochwasser 2002 stellte sich die Frage nach der Vorhersagbarkeit derartiger Extremereignisse im Muldegebiet. Generell muss man dabei die Raumskalen beachten. Für kleine, kurzfristig reagierende Einzugsgebiete in den Oberläufen ist unter Beachtung der Unsicherheiten der Vorhersage konvek-

tiver Niederschläge eine Hochwasservorhersage nur sehr eingeschränkt möglich. Hier wäre das „Now-casting“, d.h. die direkte Verknüpfung der in Echtzeit ermittelten Niederschlagsdaten (z.B. auf Radarbasis) mit hydrologischen Modellen erforderlich. Andere Gegebenheiten bestehen für die Unterläufe. In Folge der Reaktionszeiten von 2 bis 5 Tagen und des ausgleichenden Effektes der größeren Einzugsgebietsflächen bestehen hier Möglichkeiten für Hochwasservorhersagen. Voraussetzungen sind jedoch belastbare Aussagen zu der weiteren meteorologischen Entwicklung. Diese sind auf der Basis der bestehenden meteorologischen Vorhersagemodelle nur bedingt verfügbar. Die zukünftigen Zustände der Atmosphäre lassen sich nicht sicher vorhersagen (*Lorenz, 1963*). Etwa seit 1990 werden daher deterministische Wettervorhersagen durch Ensemblevorhersagen ergänzt um die Vorhersageunsicherheiten zu charakterisieren (*Anderson, 1996*). Eine Ensemble-Vorhersage umfasst mehrere Rechenläufe eines oder mehrerer Vorhersagemodelle. Ensemblevorhersagen können dadurch eine Bandbreite möglicher Szenarien bereitstellen. Im Rahmen eines Forschungsprojektes werden vom Deutschen Wetterdienst (DWD) für das Mulde-Einzugsgebiet folgende Ensembles bereitgestellt:

COSMO-LEPS (ab 2002): Angetrieben durch die Ensemblevorhersagen des Europäischen Zentrums für mittelfristige Wettervorhersage (ECMWF) werden mit dem Lokalmmodell des DWD höher aufgelöste Vorhersagen für einen Zeitraum von 3-5 Tagen mit einer horizontalen räumlichen Auflösung von 10 km berechnet. Es handelt sich um ein physikalisch basiertes Einzelmodell-Ensemble mit 16 Mitgliedern, welche durch Verwendung von zwei unterschiedlichen Konvektionsschemata und Variationen von Modellparametern gebildet werden (*Molteni et al., 2001*).

SRNW-PEPS (ab 2005): Aus den deterministischen Vorhersagen von 23 meteorologischen Modellen verschiedener Wetterdienste wird ein Multi-Modell-Ensemble gebildet. Die Vorhersagezeit liegt bei 48 Stunden, die horizontale räumliche Auflösung bei 7 km.

LMK-LAF (ab 2006): Aus aufeinander folgenden Rechenläufen des DWD-Lokalmmodells für die Kurzfrist (LMK) werden alle 3 Stunden so genannte Lagged-Average-Ensembles gebildet. Die Vorhersagezeit liegt bei 21 Stunden, die horizontale räumliche Auflösung bei 2,8 km.

Um die Anwendbarkeit der Ensemblesysteme am Beispiel des Augusthochwassers 2002 zu prüfen, wurden COSMO-LEPS-Vorhersagen für den Zeitraum vor dem Hochwasser ausgewertet sowie das LMK nachträglich gerechnet. Die Ensemblevorhersagen des Niederschlages wurden mit dem Niederschlags-Abfluss-

Modell ArcEGMO (*Becker et al., 2002*) in Ensemblevorhersagen des Abflusses transformiert. Im Ergebnis zeigte sich, dass bereits am 10.8., also zweieinhalb Tage vor dem Hochwasserscheitel mehrere Mitglieder des meteorologischen Ensembles große Niederschlagsmengen voraussagten (Abb. 4) und unter Berücksichtigung der Vorfeuchte des Gebietes damit eine hohe Wahrscheinlichkeit für das Überschreiten kritischer Durchflüsse gegeben war.

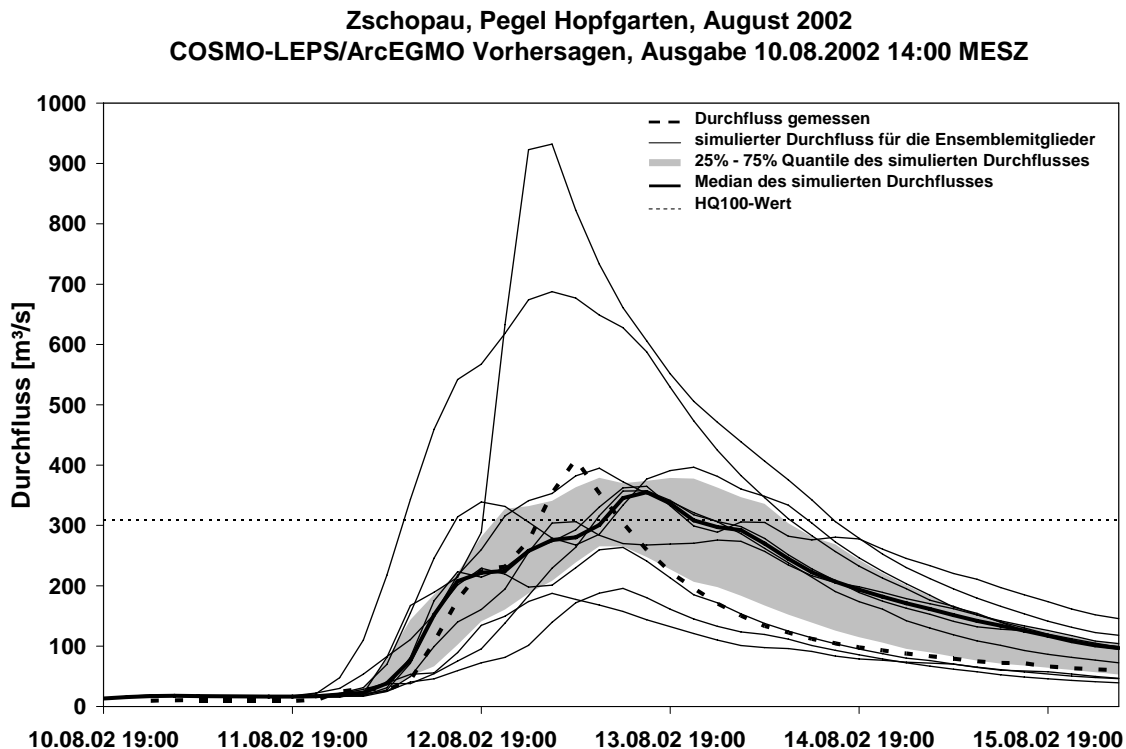


Abbildung 4: Nachträglich berechnete Ensemblevorhersagen des Durchflusses für den Pegel Hopfgarten (Zschopau) mit einer Vorlaufzeit von 2,5 Tagen vor dem Hochwasserscheitel im August 2002.

Trotz des hier gezeigten Beispiels der Früherkennung des Auguthochwassers 2002 ist die operationelle Anwendung dieser Ensemblevorhersagen problematisch. Betrachtet man z.B. die COSMO-LEPS Ensemblevorhersagen der Jahre 2005 und 2006, so sind in den beiden Sommerhalbjahren insgesamt 8-mal Überschreitungswahrscheinlichkeiten von mindestens 30% für Starkniederschläge von über 20 mm/Tag bezogen auf das gesamte Mulde-Einzugsgebiet mit einem Vorlauf von drei Tagen vorhergesagt worden. Es ist jedoch in keinem der Fälle zu einem bedeutenden Hochwasser gekommen. Diese Beispiele zeigen, dass die Unsicherheit bei der Nutzung von Vorhersagen mit mehrtägigem Vorlauf für Frühwarnungen derzeit noch hoch ist. Ensemblevorhersagen zu deren Berücksichtigung bieten jedoch eine interessante Erweiterungsmöglichkeit für deterministische Vorhersagen. Im Falle bereits beginnender Niederschläge kann sich die

Unsicherheit im Kurzzeitbereich zu dem deutlich reduzieren. Hier werden durch das LMK Vorhersagen in größerer räumlicher und zeitlicher Auflösung bereitgestellt. Die Niederschlags- und Abflussvorhersagen können durch Datenassimilation im operationellen Hochwassermanagement neu bewertet und nachgeführt werden. Die Unsicherheit der hydrologischen Modelle gewinnt dann stärkere Bedeutung, insbesondere bezüglich der Aussage über die mögliche Höhe und Eintrittszeit des Hochwasserscheitels sowie die zu erwartenden Überflutungen.

4 Literatur

- Anderson, J. L. (1996): A method for producing and evaluating probabilistic forecasts from ensemble model integrations. *Journal of Climate* 9, 1518-1530.
- Becker, A., Klöcking, B., Lahmer, W. & Pfützner, B. (2002): The Hydrological Modelling System ARC/EGMO. In: *Mathematical Models of Large Watershed Hydrology* (ed. by Singh, V. P. & Frevert, D. K.). Water Resources Publications, Littleton/Colorado.
- Burn, D. H. (1997): Catchment similarity for regional flood frequency analysis using seasonality measures, *Journal of Hydrology* 202 (1997) 212-230
- Lorenz, E. N. (1963): Deterministic Nonperiodic Flow. *J. Atmosph. Sci.* 20, 130-141.
- Molteni, F., Buizza, R., Marsigli, C., Montani, A., Nerozzi, F. & Paccagnella, T. (2001): A strategy for High-Resolution Ensemble Prediction. Part I: Definition of Representative Members and Global Model Experiments. *Quart. J. Roy. Meteor. Soc.* 127, 2069-2094.
- Schumann, A. H. (2005): Hochwasserstatistische Bewertung des Augusthochwassers 2002 im Einzugsgebiet der Mulde unter Anwendung der saisonalen Statistik, *Hydrologie und Wasserbewirtschaftung*, 49. Jg., H. 4, August 2005, S.200-206

Autoren:

Professor Dr. Andreas Schumann
Dr. Jörg Dietrich

Lehrstuhl für Hydrologie, Wasserwirtschaft und Umwelttechnik
Ruhr-Universität Bochum
Universitätsstraße 150
44801 Bochum

Tel.: +49 234 3224693
Fax: +49 234 3214153
E-Mail: andreas.schumann@rub.de
joerg.dietrich@rub.de

AquaFence

www.aquafence.com

- Selbsterklärend, sicher, einfach und kompakt
- Für 100 Meter benötigen 6 Personen 1 Stunde
- Semi-Mobil auf Fundament
- Mobil auf festem Untergrund
- Selbstdichtend, nutzt die physischen Kräfte des Wassers



AquaFence GmbH
Eupener Str. 150
50933 Köln
Tel: 0221 / 55 40 107
Fax: 0221 / 55 40 108
www.aquafence.com
germany@aquafence.com

Hochwasser in Sachsen in den letzten zehn Jahren

Uwe Büttner
Petra Walther

Die Ursachen, die zur Entstehung natürlicher Hochwasser führen, zeichnen sich im Detail durch große Verschiedenartigkeit aus. Diese ist im Besonderen auf die Skalenabhängigkeit der für Hochwasser relevanten meteorologisch-hydrologischen Prozesse zurückzuführen.

Sachsen war in den letzten zehn Jahren mit dem Hochwasser im August 2002 nicht nur mit einer weite Landesteile betreffenden Katastrophe konfrontiert. Auch das Hochwasser am 05./06.07.1999 im Gebiet der Schwarzen Pockau im Erzgebirge führte im kleinräumigen Maßstab zu vergleichbaren Verwüstungen. Nicht unbedeutende Schäden verursachte jüngst das Elbe-Hochwasser im Frühjahr 2006, das in Folge von rascher Schmelze einer großen Schneedecke entstand und bisher den zweithöchsten Wasserstand seit 1941 am Pegel Dresden hervorrief.

An Hand der kurzen Vorstellung dieser drei Hochwasser werden die primären Ursachen für Hochwasser und deren Auswirkungen in Sachsen aufgezeigt:

- Durch konvektive Prozesse in der Atmosphäre hervorgerufene kurzzeitige lokale Starkniederschläge mit hohen Niederschlagsintensitäten führen zu steilen Hochwasserwellen in Einzugsgebieten mit Größen bis 200 km².
- Langanhaltende und verbreitete starke Niederschläge in den Sommermonaten, meist in Verbindung mit sogenannten Vb-Wetterlagen, bewirken die Ausbildung regionaler Hochwassersituationen.
- Das schnelle, durch flüssigen Niederschlag und für die Jahreszeit relativ hohen Temperaturen geförderte Abtauen einer großräumig vorhandenen Schneedecke trägt zur Ausbildung einer landesweiten Hochwassersituation bei, in der sich kritische Situationen durch die Überlagerung der Hochwasserwellen einzelner Fließgewässer ausbilden können.

Die erforderlichen Schutzstrategien müssen diesen Erscheinungsformen in komplexer Weise Rechnung tragen, wobei im Speziellen der Verhaltensvorsorge in Form von Hochwasservorhersagen besondere Bedeutung zukommt. Deren Qualität ist abhängig von der Behandlung der sowohl meteorologischen als auch hydrologischen Prozessen anhaftenden Unsicherheiten, auf die der Beitrag von A. Schumann eingeht.

1 Das Hochwasser am 05./06.07.1999 im Gebiet der Schwarzen Pockau

Kurzzeitige extreme Starkniederschläge, die meist in Verbindung mit Gewittern auftreten, können in Einzugsgebieten bis etwa 200 km² zu Hochwassern mit verheerenden Wirkungen führen, sofern große Schadenspotenziale in den betroffenen Flusstälern gegeben sind. Das am 05. und 06. Juli 1999 im Gebiet der Schwarzen Pockau (Abbildung 1) aufgetretene katastrophale Hochwasser reiht sich ein in die bisher unregelmäßig und regional unabhängig aufgetretenen Hochwasser nach kurzzeitigen Starkniederschlagsereignissen in Sachsen. Hinsichtlich ihres räumlichen Auftretens ist einerseits eine Häufung im Erzgebirgsraum festzustellen, andererseits wird ihre Höhenunabhängigkeit deutlich.

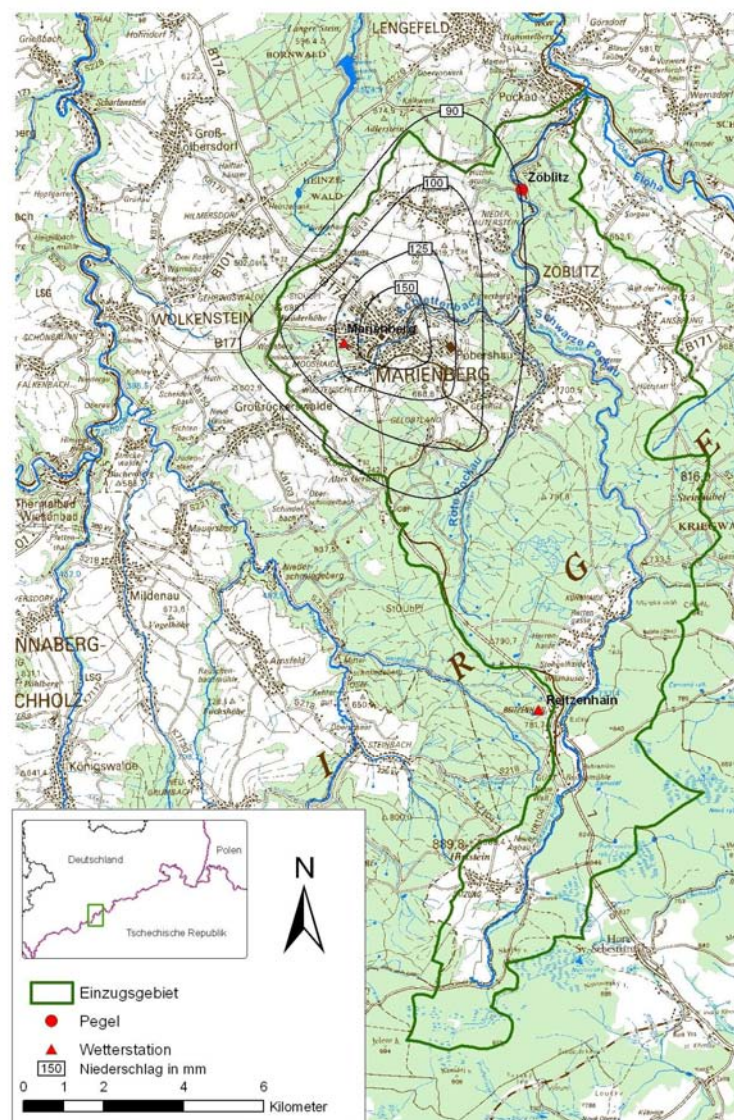


Abbildung 1: Übersicht Einzugsgebiet der Schwarzen Pockau

Es ist deshalb anzunehmen, dass neben den meteorologischen Ursachen orographische Effekte die Starkniederschlagsentstehung im Besonderen beeinflussen. Zeitlich konzentrieren sich diese Ereignisse auf die Monate Juni und Juli. Die Ursache für das Hochwasser findet sich in einem Gewitter mit extremen konvektiven Luftbewegungen, das sich im Zusammenhang mit der Verlagerung des aus Kaltluft aufgebauten westeuropäischen Höhentrogens von der Biscaya nach Westeuropa im Gebiet um die Stadt Marienberg im Erzgebirge gebildet hat. Sachsen befand sich am 05.07. im Einflussbereich einer von Skandinavien bis zum Mittelmeer reichenden Tiefdruckrinne, auf deren Vorderseite subtropische Warmluft herangeführt wurde (*DWD, 1999b*). Während in Bodennähe bis zu 35 °C erreicht wurden, betrug die Temperatur in der Höhe der 500-hPa-Druckfläche –10 °C. Infolge der aus diesem Temperaturgradienten resultierenden Labilität der Luftmasse entwickelten sich ab den Mittagsstunden bis in 13 km Höhe reichende Gewitterzellen, die sich nur langsam ostwärts verlagerten (*DWD, 1999a*).

Die höchsten Niederschlagsmengen konzentrierten sich im Gebiet um Marienberg, wobei zwischen 15.00 Uhr und 16.50 Uhr an der Station Marienberg eine Regenhöhe von 144,6 mm registriert wurde. Bis zum 06.07., 06.00 Uhr UTC erhöhte sich die Tagesniederschlagsmenge auf 159,6 mm. An den umliegenden Niederschlagsmessstationen wurden vergleichbar hohe Niederschlagsmengen nicht beobachtet. Es lässt sich schlussfolgern, dass die Station Marienberg mit großer Wahrscheinlichkeit sehr nahe am oder im Gebiet des höchsten Niederschlags gelegen hat. Weitergehende Analysen belegen, dass der Kern der Supercelle (Tagesniederschlag >150 mm) nur eine relativ kleine Fläche von ca. 3,5 km² überregnete. Die Fläche, die im Tagesniederschlagshöhenbereich größer 50 mm lag, hatte eine Größe von 330 km². Hervorzuheben ist, dass mehr als zwei Drittel der vom extremen Starkniederschlag betroffenen Einzugsgebietsfläche un bebaut ist und somit der Versiegelungsgrad des Gebietes von untergeordneter Bedeutung für die Abflussbildung war.

Den zeitlichen Verlauf des ansteigenden Astes des Hochwassers am 05. Juli im Einzugsgebiet der Schwarzen Pockau zeigt Abbildung 2. Daraus ist ersichtlich, dass bereits in der Zeit der größten Niederschlagsintensitäten, die zwischen 15.20 Uhr und 16.50 Uhr auftraten, sich im Wagenbach eine Hochwasserwelle ausbildete, die mit ihrem Scheitel um 16.00 Uhr die Rote Pockau erreichte. Dem hydraulisch abgeschätzten Hochwasserscheitelabfluss von 40 m³/s an der Mündung des Wagenbaches entspricht eine Abflusspende von 10 m³/s·km². Eine mit 20 m³/s·km² doppelt so große Höchstabflusspende wurde für einen namenlosen Zufluss des Wagenbaches bestimmt. In der Roten Pockau oberhalb des Wagenbaches floss zu diesem Zeitpunkt und danach mit maximal 5 m³/s eine weitaus

geringere Wassermenge ab. Die Hochwasserwelle aus dem Schlettenbach setzte sich gegen 17.00 Uhr dem abfallenden Ast der dem Wagenbach entstammenden Welle in der Roten Pockau auf und führte um 17.15 Uhr mit $85 \text{ m}^3/\text{s}$ zur Hochwasserscheitelausbildung in der Roten Pockau kurz vor ihrer Mündung in die Schwarze Pockau. Der Abfluss aus dem außerhalb des Starkniederschlagsgebietes gelegenen oberen Teiles des Einzugsgebietes der Schwarzen Pockau trug nur unwesentlich zu einer Erhöhung des Hochwasserscheitels auf $88 \text{ m}^3/\text{s}$ bei.

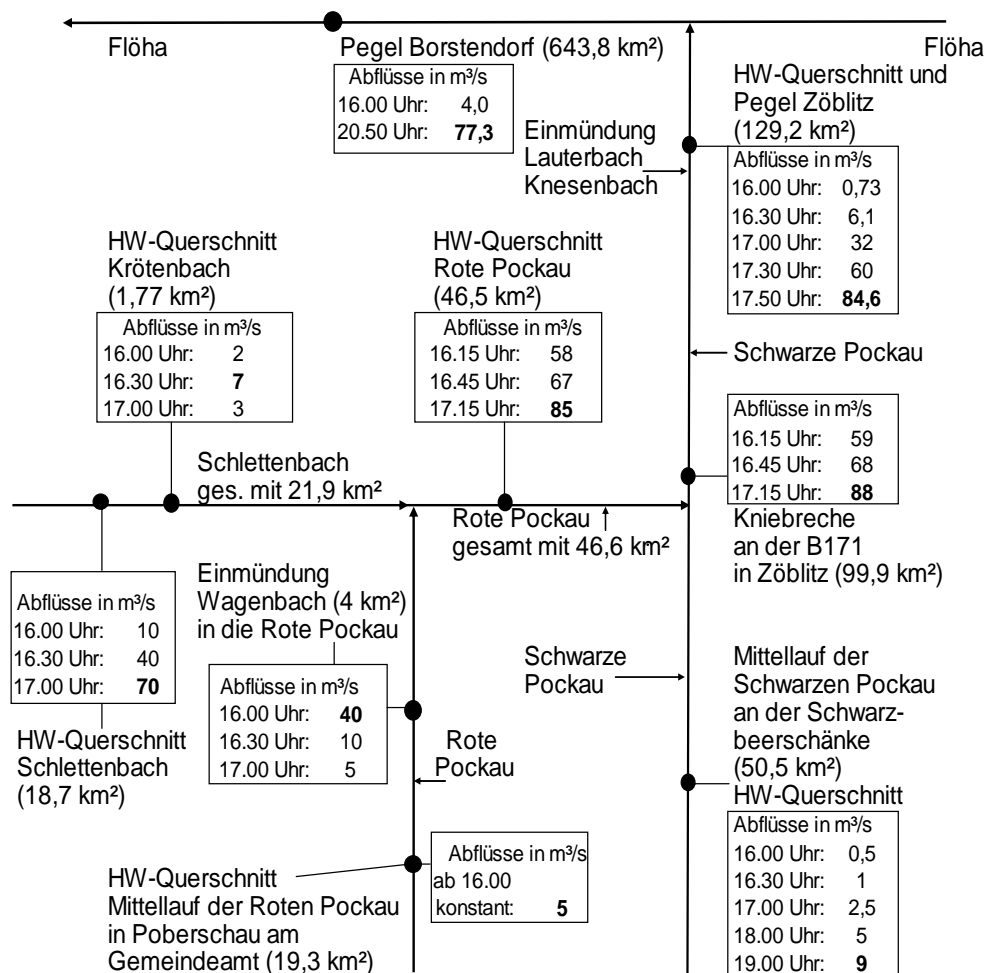


Abbildung 2: Zeitlicher Verlauf des Hochwassers im Einzugsgebiet der Schwarzen Pockau (aus Büttner et. al., 2001)

Trotz weiterer Zuflüsse trat auf dem 4,3 km langen Laufweg bis zum Pegel Zöblitz/Schwarze Pockau eine Reduktion des Hochwasserscheitels auf $84,6 \text{ m}^3/\text{s}$ auf, die auf die Retentionseffekte der breiteren Talaue der Schwarzen Pockau zurückzuführen ist. Der Scheitelwasserstand betrug 270 cm. Die dort um 17.50 Uhr beobachteten höchsten Durchfluss- und Wasserstandswerte überstiegen die bisherigen vom 08.12.1974 um $44,4 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. 108 cm.

In der aktuellen Extremwertstatistik des Sächsischen Landesamtes für Umwelt und Geologie ist einem Abfluss von $84,6 \text{ m}^3/\text{s}$ am Pegel Zöblitz ein Wiederkehrintervall zwischen 50 und 100 Jahren zugeordnet. Hervorzuheben ist, dass zur Ausbildung dieses Hochwasserscheitels am Pegel Zöblitz nur ein Fünftel von dessen Einzugsgebietsgröße beigetragen hat.

2 Das Hochwasser im August 2002

In der ersten Augushälfte 2002 wurden große Teile Mitteleuropas von heftigen Niederschlägen heimgesucht. Besonders stark betroffen waren die Einzugsgebiete der das Erzgebirge entwässernden Flüsse, die im Zentrum des Niederschlags- und Hochwassergeschehens lagen.

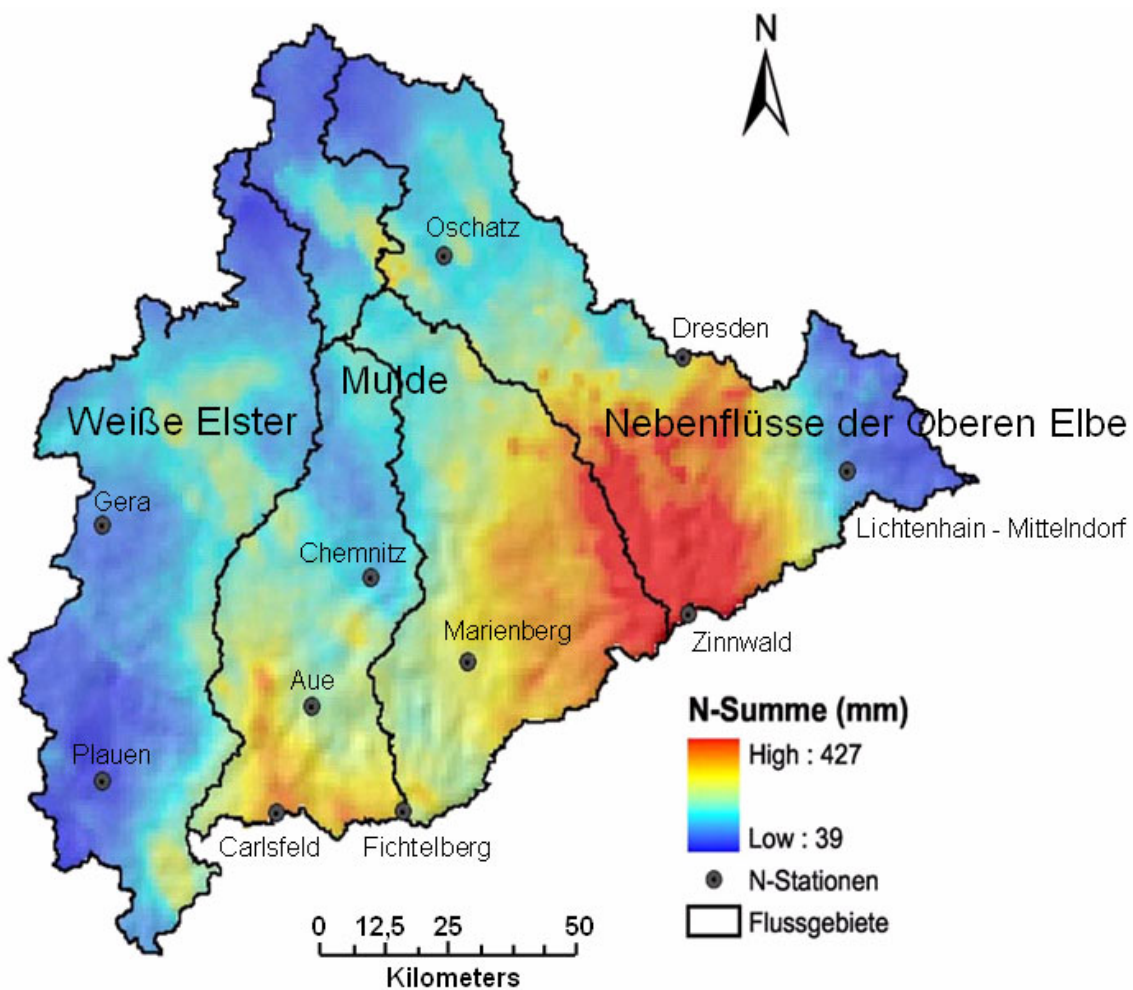


Abbildung 3: Räumliche Verteilung der Summe der stündlichen interpolierten Stationsniederschläge in den Flussgebieten von Weißer Elster, Mulde mit Zwickauer Mulde und Freiburger Mulde sowie der Nebenflüsse der oberen Elbe für den Zeitraum vom 10.08. bis 13.08. (nach Schumann und Haberlandt, 2005)

Ausgelöst wurde das Hochwasser durch ein in Verbindung mit einer Troglage stehendes Vb-Tief, das auf seinem Weg von Oberitalien zum Baltikum feucht-warme Meeresluft in seine Zirkulationsprozesse einbezog. Die damit verbundenen Niederschläge regneten sich lang anhaltend in Sachsen und im südlichen Teil Brandenburgs aus. Infolge des Staus am Erzgebirge waren die Niederschlagshöhen hier besonders hoch. Zusätzlich wirkten konvektive Zellen verstärkend, so dass es örtlich begrenzt zu einer weiteren Steigerung der extremen Niederschlagshöhen kam. Das Ereignis erhält seine Sonderstellung durch die große Ergiebigkeit über einen längeren Zeitraum (Abbildung 3).

Flächendeckend regnete es fast über 30 Stunden. Dabei fiel im Allgemeinen etwa das Doppelte bis Dreifache der zu erwartenden Niederschlagsmenge im Monat August. An der Station Zinnwald-Georgenfeld im Osterzgebirge wurde mit 312 mm der höchste jemals in Deutschland beobachtete Tagesniederschlag gemessen. Die höchste 24stündige Niederschlagssumme betrug dort sogar 352,7 mm. Diese Regenhöhen entsprechen der vierfachen Menge der mittleren Niederschlagshöhe des August bzw. fast der Hälfte (43 %) des mittleren Jahresniederschlags in Zinnwald. Die größten Niederschlagshöhen kamen dem physikalisch maximal möglichen Niederschlag in unseren Breiten sehr nahe.

Tabelle 1: Hydrologische Kennwerte ausgewählter Pegel

Pegel/Gewässer	HW (Aug. 2002) [cm]	HHW bis 2001 [cm]	HQ (Aug. 2002) [m ³ /s]	HHQ bis 2001 [m ³ /s]
Dresden/Elbe	940	877 (1845)	4580	5700 (1845)
Dohna/Müglitz	450	410 (1927)	400	330 (1927)
Garsebach/ Triebisch	480	230 (1994)	200	31,8 (1994)
Golzern 1/ Mulde	868	700 (1954)	2600	1740 (1954)
Wechselburg/ Zwickauer Mulde	597	531 (1954)	1000	915 (1954)
Berthelsdorf/ Freiberger Mulde	385	290 (1958)	360	122 (1992)
Lichtenwalde/ Zschopau	636	438 (1932)	1250	687 (1932)

Die zu einem großen Teil wenig speicherfähigen und deshalb rasch gesättigten Böden des Erzgebirges waren nicht in der Lage, die Wassermengen aufzuneh-

men oder den Abfluss maßgeblich zu verzögern. Entsprechend flossen in weiten Teilen über 60 % bis 90 % des gefallenen Niederschlags innerhalb kürzester Zeit ab. Daraus resultierten in fast allen Flüssen Wasserstände und Durchflüsse, die weit über den bis dahin bekannten Werten lagen (Tabelle 1).

Das Ereignis ist neben den sehr hohen Scheitelabflüssen, vor allem durch seine extremen Abflussfüllen und die entsprechend lange Dauer extremer Abflusshöhen gekennzeichnet. Auch in den Unterläufen der Gewässer war das Ereignis durch einen außerordentlich schnellen Anstieg charakterisiert, der durch den Niederschlag unmittelbar im Zwischeneinzugsgebiet ausgelöst worden ist.

Die Abflussspenden liegen jedoch noch deutlich unter den Hüllkurven nach *Dyck (1980)* und *Wundt (1965)*. Deshalb kann für die Zukunft nicht ausgeschlossen werden, dass auch größere Ereignisse als das Augusthochwasser 2002 auftreten können. Hochwasserstatistisch kann das Ereignis in Abhängigkeit der aufgetretenen Niederschlagsverteilungen und der Längen der Beobachtungsreihen mit Wiederkehrintervallen zwischen 50 und 1000 Jahren als sehr selten eingestuft werden.

3 Das Frühjahrshochwasser 2006

Das Frühjahrshochwasser 2006 in Sachsen war zum einen durch das Hochwasser in den sächsischen Einzugsgebieten der Nebenflüsse der oberen Elbe, der Schwarzen Elster, der Mulden, der Weißen Elster, der Spree und der Lausitzer Neiße, zum anderen durch das Hochwasser im Elbestrom geprägt. Seine Besonderheit ist vor allem durch die Dauer und die unterschiedlichen Phasen (Eisstau, Schneeschmelze, Regenniederschläge) charakterisiert.

Von Mitte Januar bis Anfang Februar war ein umfangreiches Hochdruckgebiet über Osteuropa in Sachsen wetterbestimmend, das trockene und sehr kalte Festlandsluft in das Elbeeinzugsgebiet lenkte. Die Temperaturen lagen Anfang Februar tagsüber zwischen -10 und -15 Grad, nachts sanken die Temperaturen örtlich auf unter -20 Grad. Es bildete sich nicht nur in Sachsen eine geschlossene Schneedecke, deren Wassergehalt - von kurzen Tauwetterphasen unterbrochen – bis Mitte März anwuchs (Abbildung 4).

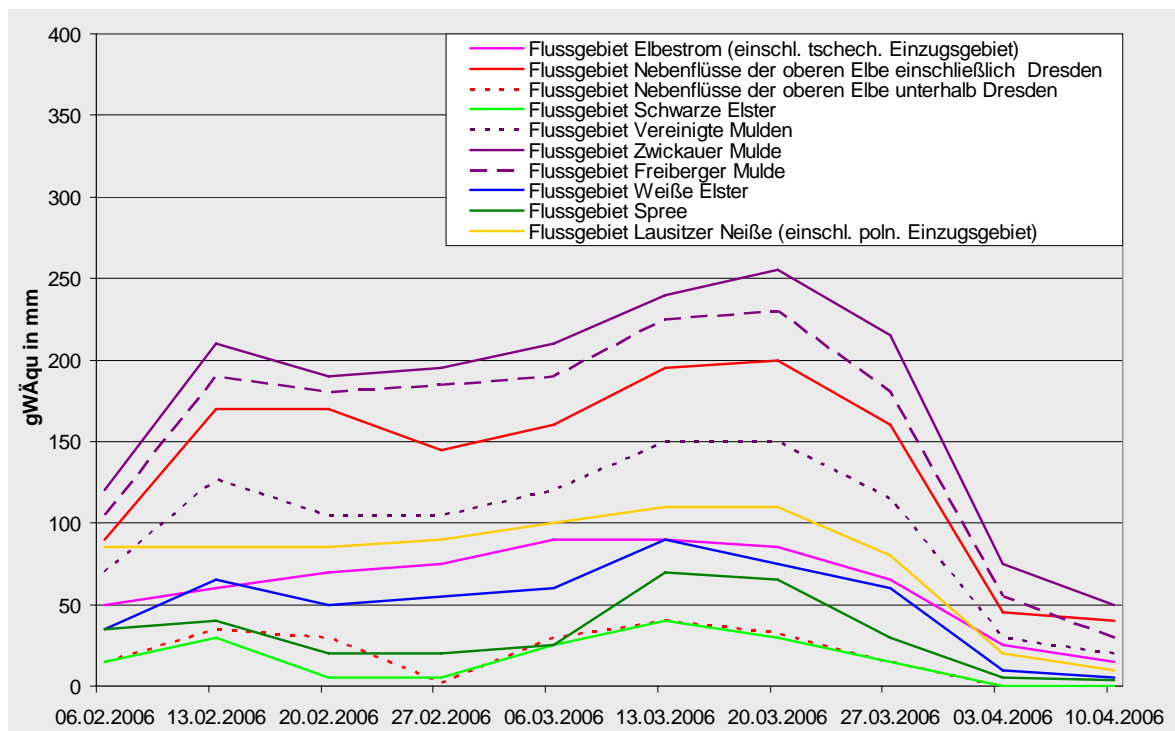


Abbildung 4: Entwicklung des mittleren Wasseräquivalent der Schneedecke ausgewählter Flusseinzugsgebiete (aus *LfUG*, 2006)

Die Schneedecke erreichte Anfang März Höhen von 10 bis 30 cm im Flachland, 50 bis 140 cm im Mittelgebirgsraum und in den Klammagen des Erzgebirges von 160 bis 220 cm. Entscheidenden Anteil am Hochwasserabfluss im Elbestrom hatten die außergewöhnlich hohen Schneerücklagen mit mehr als 4 Mrd. m³ Wasser im tschechischen Teil des Elbegebietes (*IKSE*, 2007). Unter der Schneedecke war zudem vielfach der Frost tief in den Boden eingedrungen. Im letzten Märzdrittel stellte sich eine Westströmung mit kräftiger Zufuhr feuchter und relativ warmer Luft in Mitteleuropa ein. Diese Situation hielt mit den typischen Schwankungen bis Mitte April an. Insgesamt fiel im März 2006 über Sachsen 143 Prozent und über Tschechien bis zu 200 Prozent des im März im langjährigen Mittel beobachteten Niederschlags. Warmluftzufuhr und Regen führten zu einer raschen Schneeschmelze in allen Höhenlagen. Die Schneedecke taute innerhalb nur einer Woche nahezu vollständig ab; lediglich in den oberen Gebirgslagen verblieben Reste der Schneebedeckung.

In den sächsischen Einzugsgebieten der Nebenflüsse der oberen Elbe, der Schwarzen Elster, der Mulden, der Weißen Elster, der Spree und der Lausitzer Neiße kam es insgesamt zu vier Hochwasserphasen im Zeitraum von Anfang Februar bis Anfang April. Das Hochwasser von Anfang Februar war durch plötzliche Eisaufbrüche und Eisstaus hervorgerufen, die besonders in den Fließgewässern des Tief- und Hügellandes zu drastischen Wasserstandsanstiegen, mit örtlichen Ausuferungen und lokalen Gefährdungen führten. Mitte Februar kam

es im Zusammenhang mit wieder einsetzender, durch Regenniederschlag verstärkter Schneeschmelze erneut verbreitet in den Fließgewässern des Tief- und Hügellandes zu einer Hochwassersituation. Diese Situation wiederholte sich Anfang März.

Erst Ende März setzte in ganz Sachsen durchgreifendes Tauwetter bis in die oberen Lagen ein. In Verbindung mit dem gefrorenen Boden führte das Abtauen der Schneedecke zusammen mit den gefallen Niederschlägen in allen sächsischen Fließgewässern zu starken Anstiegen der Wasserführung. In kleineren bzw. in den Fließgewässern des Tieflandes wurden dabei ausgeprägte Tages- und Nachtschwankungen beobachtet. Durch vorgenommene Vorentlastungen in den Talsperren war es teilweise möglich, die hohen Zuflüsse gesteuert in für die Unterläufe schadlose Abgaben zu transformieren. Die Wiederkehrintervalle der in den einzelnen Flussgebieten aufgetretenen Hochwasserscheitelabflüsse sind in Tabelle 2 zusammengefasst.

Tabelle 2: Wiederkehrintervalle der Hochwasserscheitel in den sächsischen Flussgebieten

Flussgebiet	Wiederkehrintervall der beobachteten Hochwasserscheitel im März 2006 [a]
Nebenflüsse der oberen Elbe	2 – 20
Schwarze Elster	5 – 10
Mulde	2 – 20
Weißer Elster	2 – 15
Spree	2 – 5
Lausitzer Neiße	10 - 15

Das Hochwasser im Elbestrom wurde Ende März durch heftige Schneeschmelze in Kombination mit intensivem Regen auf tschechischem Gebiet ausgelöst. Durch die Bewirtschaftung der Talsperren auf tschechischem Gebiet konnte der Verlauf des Hochwassers des Elbestroms in Sachsen günstig beeinflusst werden. Die Wasserstände an den sächsischen Elbepegeln stiegen bis Anfang April in einen Bereich an, der im vorigen Jahrhundert letztmalig 1941 beobachtet worden ist. Abbildung 5 zeigt die Wasserstandsganglinien der sächsischen Elbepegel.

Dem am Pegel Dresden beobachteten Hochwasserscheitelabfluss von 2870 m³/s ist ein Wiederkehrintervall von 10 bis 20 Jahren (Beobachtungsreihe 1890/2006) zuzuordnen (IKSE, 2007).

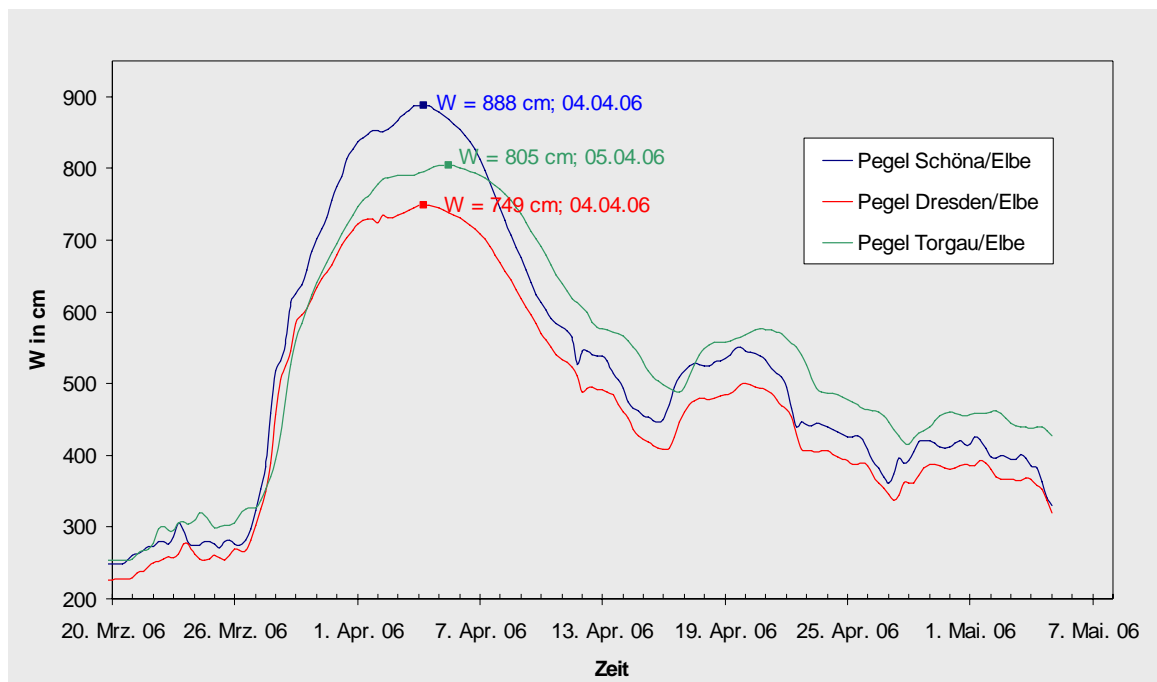


Abbildung 5: Wasserstandsganglinien der Elbepegel (aus *LfUG*, 2006)

4 Literatur

- Büttner, U.; D. Fügner und U. Winkler (2001): Das Hochwasser am 5./6. Juli 1999 im Raum Marienberg im Erzgebirge. *Hydrologie und Wasserbewirtschaftung* 45, H. 3
- Dyck, S. et. al. (1980): *Angewandte Hydrologie*. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin
- DWD (1999a): Wetterkarte. Amtsblatt des Deutschen Wetterdienstes 187/1999. – Deutscher Wetterdienst, Offenbach.
- DWD (1999b): Amtliches Gutachten über die Niederschlagsverhältnisse am 05./06.07.1999 im Raum Marienberg-Pockau. – Deutscher Wetterdienst, Geschäftsfeld Klima- und Umweltberatung, Radebeul (unveröffentlicht)
- IKSE (2007): Hydrologische Auswertung des Frühjahrshochwassers 2006 im Einzugsgebiet der Elbe. Internationale Kommission zum Schutz der Elbe, Magdeburg
- LfUG (2006): Meteorologische und hydrologische Analyse des Frühjahrshochwassers 2006 in den sächsischen Fließgewässern – Stand Juli 2006. Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie, Dresden (unveröffentlicht)
- Schumann, A. und U. Haberlandt (2004): Deterministische Analyse des Augusthochwassers 2002 für die Elbenebenflüsse. Ergebnisbericht im Auftrag des Sächsischen Landesamtes für Umwelt und Geologie. Ruhruniversität, Bochum (unveröffentlicht)
- Wundt, W. (1965): Grenzwerte der Hochwasserspense und der mittleren Abflußspense in Abhängigkeit von der Fläche. *Die Wasserwirtschaft* 55, H. 1

Autoren:

Uwe Büttner

Sächsisches Landesamt für
Umwelt und Geologie
Referat Landeshochwasserzentrum/
Gewässerkunde
Zur Wetterwarte 11
01109 Dresden

Tel.: +49 351 8928285
Fax: +49 351 8928245
E-Mail: Uwe.Buettner@smul.sachsen.de

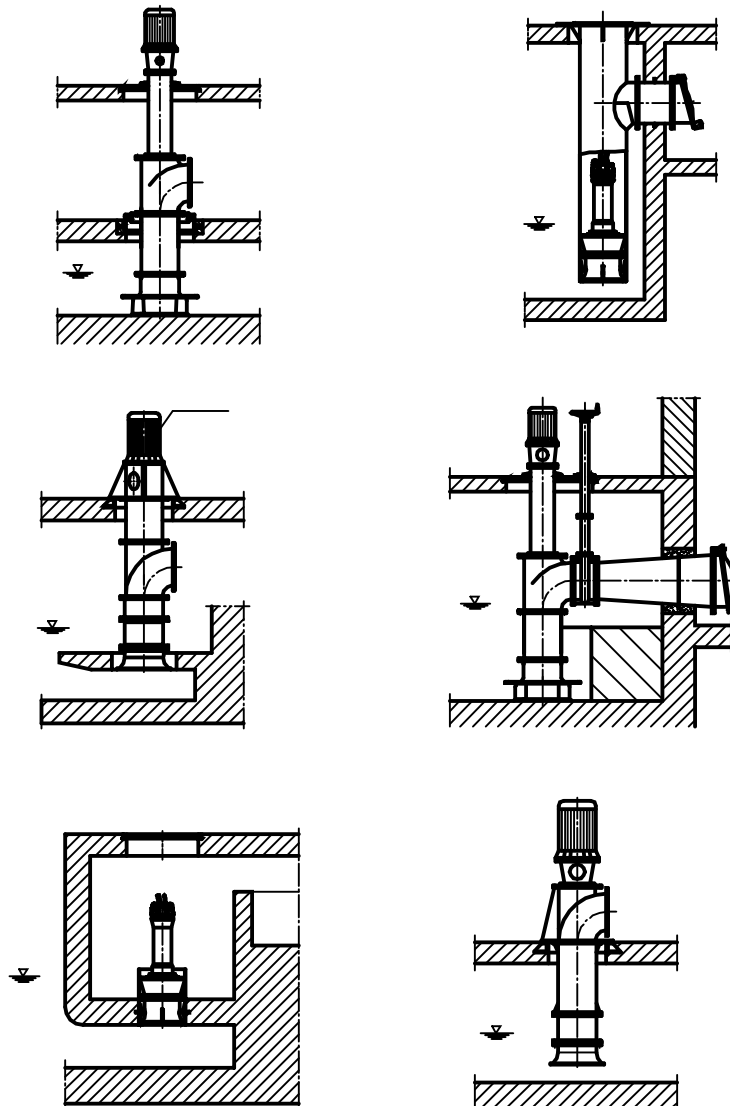
Petra Walther

Sächsisches Landesamt für
Umwelt und Geologie
Referat Landeshochwasserzentrum/
Gewässerkunde
Zur Wetterwarte 11
01109 Dresden

Tel.: +49 351 8928408
Fax: +49 351 8928245
E-Mail: Petra.Walther@smul.sachsen.de

KÖSTER

Propellerpumpen für Hochwasserschutz und Binnenentwässerung



Sechs Varianten aus über 60.000 - wir passen uns Ihrem Bauwerk an!



KÖSTER GmbH & Co. KG
Postfach 1560 - 25735 Heide
www.koester-heide.de

Operationelle Hochwasservorhersage für die Elbe mit dem Wasserstandsvorhersagesystem WAVOS

Peter Burek
Silke Rademacher

An der Elbe wird zukünftig das von der Bundesanstalt für Gewässerkunde entwickelte Wasserstandsvorhersagesystem WAVOS zum Einsatz gelangen, das bereits in mehreren Vorhersagezentralen an Rhein, Main, Saar und Oder zur operationellen Hochwasservorhersage verwendet wird. Um Vorhersagen für die Elbe von Schöna bis Geesthacht zu erstellen, wurde das eindimensionale hydrodynamisch-numerische Modell für die Elbestrecke zwischen Ústí nad Labem und Zollenspieker aufgebaut. Weiterhin wurden die Mulde ab Golzern, die Saale ab Naumburg und die Havel unterhalb Rathenow inklusive der Havelpolder in das Modell integriert. Insgesamt ergibt sich eine Strecke von 1018 modellierten Flusskilometern.

1 Einführung

Die Wasserstandsvorhersage an der Elbe reicht bis in das Jahr 1881 zurück. Seit dieser Zeit wurden verschiedene Pegelbeziehungsverfahren verwendet, die Scheitelwasserstände und Scheiteleintrittszeiten an bestimmten Pegeln berechnen konnten. Um den gesamten Verlauf der Hochwasserwelle vorherzusagen, wurde ab 1981 das Zentralmodell Elbe (*Güthlein et al., 1980*) und ab 1995 das von der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) entwickelte Nachfolgemodell ELBA (*Fröhlich, 1996*) zur täglichen Wasserstandsvorhersage betrieben.

Aufgrund des hydrologischen, konzeptionellen Modellansatzes von ELBA können keine Rückstaueffekte, Polderflutungen und Deichbrüche berücksichtigt werden. Daher liefen bereits vor dem Elbe-Hochwasser vom August 2002 erste Planungen zur Verbesserung der Wasserstandsvorhersage an der Elbe mit der Erstellung eines eindimensionalen hydrodynamisch-numerischen Modells und des Vorhersagesystems WAVOS Elbe. Dieses Modellsystem wurde für die Elbe aufgebaut und am gesamten Durchflussspektrum von Niedrigwasser bis Hochwasser kalibriert und validiert (*Rademacher et al., 2006*).

2 Das Wasserstandsvorhersagesystem WAVOS Elbe

2.1 Konzept der Wasserstandsvorhersage

Die BfG entwickelt seit den 1990er Jahren das System WAVOS zur Wasserstandsvorhersage, das sich in verschiedenen Vorhersagezentralen für Rhein, Main, Saar, Elbe und Oder im operationellen Einsatz befindet.

Die wichtigste Komponente des Vorhersagesystems WAVOS ist das Modell zur Berechnung des Wellenablaufs im Hauptstrom und in den großen Nebenflüssen. Es handelt sich um ein eindimensionales hydrodynamisch-numerisches Modell, das in der BfG speziell für die Vorhersage konzipiert wurde (*Steinebach, 1999* und *Rademacher, 2004*) und sich durch seine Stabilität und Rechengeschwindigkeit auszeichnet.

Zum Betrieb dieses Modells ist über die gesamte Berechnungszeit die Angabe von Randbedingungen notwendig, d.h. am oberen Modellrand muss der Zufluss und am unteren Modellrand der Wasserstand vorgegeben werden. Ebenso wird die zeitliche Entwicklung der seitlichen Zuflüsse ins Modellgebiet benötigt. Bei der Simulation der Vergangenheit kann hier jeweils auf Messwerte zurückgegriffen werden. Zur Berechnung der Vorhersage im Fluss müssen für die Zuflüsse und den Wasserstand am unteren Modellrand ebenso Vorhersagen vorliegen. Im einfachen Fall kann dieser Wasserstand aus der Wasserstands-Abfluss-Beziehung des am unteren Rand liegenden Pegels während der Berechnung bestimmt werden. Zum einen können externe Vorhersagen anderer Vorhersagezentralen eingebunden werden und zum anderen mit Hilfe von statistischen Modellen oder Niederschlag-Abfluss-Modellen intern Vorhersagen berechnet werden. Stehen weder externe noch interne Vorhersagen zur Verfügung, müssen diese vom Anwender abgeschätzt werden.

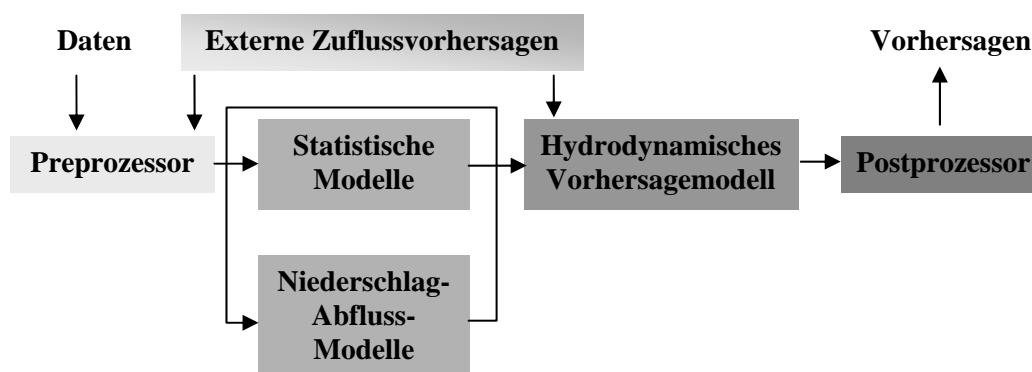


Abbildung 1: Konzept des Wasserstandsvorhersagesystems WAVOS

Neben den Vorhersagemodellen werden in WAVOS auch Preprozessoren bereitgestellt, die ein reibungsloses Einlesen und Weiterverarbeiten der zahlreichen Eingangsdaten sicherstellen, sowie Postprozessoren, die Ergebnisse schnell und aussagekräftig aufbereiten (siehe Abbildung 1). Der Vorhersageprozess muss zum einem Teil automatisch ablaufen, wie zum Beispiel die Datenbereitstellung, und zum anderen Teil durch eine bedienerfreundliche, grafische Benutzeroberfläche unterstützt werden, wie zum Beispiel die Daten- und Ergebniskontrolle.

2.2 Hydrodynamischer Modellansatz

Der hydrodynamische Modellansatz beruht auf der Lösung der vollständigen Saint-Venant-Gleichungen

$$\partial_t A = -\partial_x Q + q \quad (1)$$

$$\partial_t Q = -\partial_x (Q^2 / A) - gA(\partial_x h + S_f) \quad (2)$$

Diese Gleichungen für den durchflossenen Querschnitt $A(x,t)$ und den Durchfluss $Q(x,t)$ basieren auf der Erhaltung von Masse und Impuls. $q(x,t)$ beschreibt seitliche Zuflüsse und $h(x,t)$ die Wasserspiegelhöhe über einem Bezugsniveau. Der Einfluss der Reibung und Turbulenz wird im Term S_f berücksichtigt. Die Reibung wird mittels des Ansatzes nach Darcy-Weisbach über die Fließgeschwindigkeit $v = Q/A$ parametrisiert:

$$S_f = v |v| \frac{\lambda}{8gr_{hy}} \quad (3)$$

Die Berechnung des Reibungsbeiwertes λ erfolgt nach Prandtl-Colebrook unter der Annahme hydraulisch rauher Verhältnisse:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2.031g \frac{k/r_{hy}}{14.84} \quad (4)$$

Der Vorteil des Ansatzes nach Darcy-Weisbach liegt darin, dass Widerstands- und Scherkräfte durch einen physikalischen Ansatz ausgedrückt werden. Zudem hängt die äquivalente Sandrauheit k im Gegensatz z. B. zum Strickler-Wert nicht vom hydraulischen Radius r_{hy} ab. Vor allem bei der Überflutung der Vorländer mit geringen Wassertiefen und großen Rauheitselementen (Bäume, Sträucher) ist das ein entscheidender Vorteil.

Bei großen Vorlandflächen kann zur Berechnung des Hochwasserabflusses nicht mehr von einem kompakten Querschnitt mit einer einheitlichen Fließgeschwindigkeit ausgegangen werden. Vielmehr muss der Querschnitt in einzelne Fließzonen gegliedert werden, zwischen denen, infolge der unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten, Schubspannungen herrschen, die im Reibungsansatz und als Boussinesq-Beiwert β in der Bewegungsgleichung (6) berücksichtigt werden müssen.

Zur Berücksichtigung der Bühnenfelder wird eine weitere Gleichung (7) für die Bühnenfläche $A_B(x,t)$ benötigt. Die Gleichungen (8) und (9) erfassen den Retentionsraum $A_R(x,t)$ und die darin herrschende Wasserspiegelhöhe $h_R(x,t)$. Die Funktionen $F_B(x,h)$ und $F_R(x,h_R)$ werden aus Geometriedaten des Gewässerbettes und des Retentionsraumes hergeleitet. Somit wird folgendes Gleichungssystem gelöst:

$$\partial_t(A + A_B + A_R) = -\partial_x Q + q \quad (5)$$

$$\partial_t Q = -\partial_x (\beta Q^2 / A) - g A (\partial_x h + S_f) \quad (6)$$

$$0 = A_B - F_B(x, h) \quad (7)$$

$$\partial_t h_R = c_R (h - h_R) \quad (8)$$

$$0 = A_R - F_R(x, h_R) \quad (9)$$

Da bei Hochwasser sowohl Polderzu- als auch -ausflüsse $q(t)$ eine große Bedeutung für das Abflussgeschehen eines Flusses haben, können diese im Modell mit Hilfe einer modifizierten Überfallformel nach Poleni und dem Rückstaubeiwert $c(t)$ nach *Schmidt (1957)* berücksichtigt werden:

$$q(t) = \mu c(t) b \sqrt{g} (w_{\ddot{u}}(t))^{3/2} \quad (10)$$

$$c(t) = \sqrt{1 - \left(\frac{w_p(t)}{w_{\ddot{u}}(t)} \right)^{16}} \quad (11)$$

Der Überfallbeiwert μ hängt von der Form des Einlaufbauwerkes der Breite b ab. Darüber hinaus bezeichnet $w_{\ddot{u}}$ die Überfallhöhe und w_p den Wasserstand im Polder über dem Wehrrücken. Auf dieselbe Weise ist es möglich eine Deichöffnung bzw. einen Deichbruch zu simulieren, um so die Auswirkungen auf den Ablauf der Hochwasserwelle untersuchen zu können.

2.3 Aufbau des Modells für die Elbe

Das Wasserstandsvorhersagesystem WAVOS Elbe setzt sich aus folgenden Teilen zusammen:

- Hydrodynamisches Modell für die Elbe von Ústí n. L. bis Zollenspieker (663 km Fließstrecke).
- Hydrodynamisches Modell für die Mulde von Golzern bis zur Mündung (128 km Fließstrecke).
- Hydrodynamisches Modell für die Saale von Naumburg bis zur Mündung (164 km Fließstrecke).
- Hydrodynamisches Modell für die Havel von Rathenow bis zur Mündung (63 km Fließstrecke).

Das Modell ist als Netzwerk aus 15 Flussabschnitten aufgebaut (siehe Abbildung 2). Die zeitliche Diskretisierung ist variabel und verändert sich je nach der Dynamik im System von Zeitschritten im Sekundenabstand bis zu maximalen Abständen von drei Stunden. Der räumliche Abstand der Berechnungsknoten variiert sowohl innerhalb eines Flussabschnittes als auch zwischen den Flussabschnitten zwischen 200 m und 500 m.

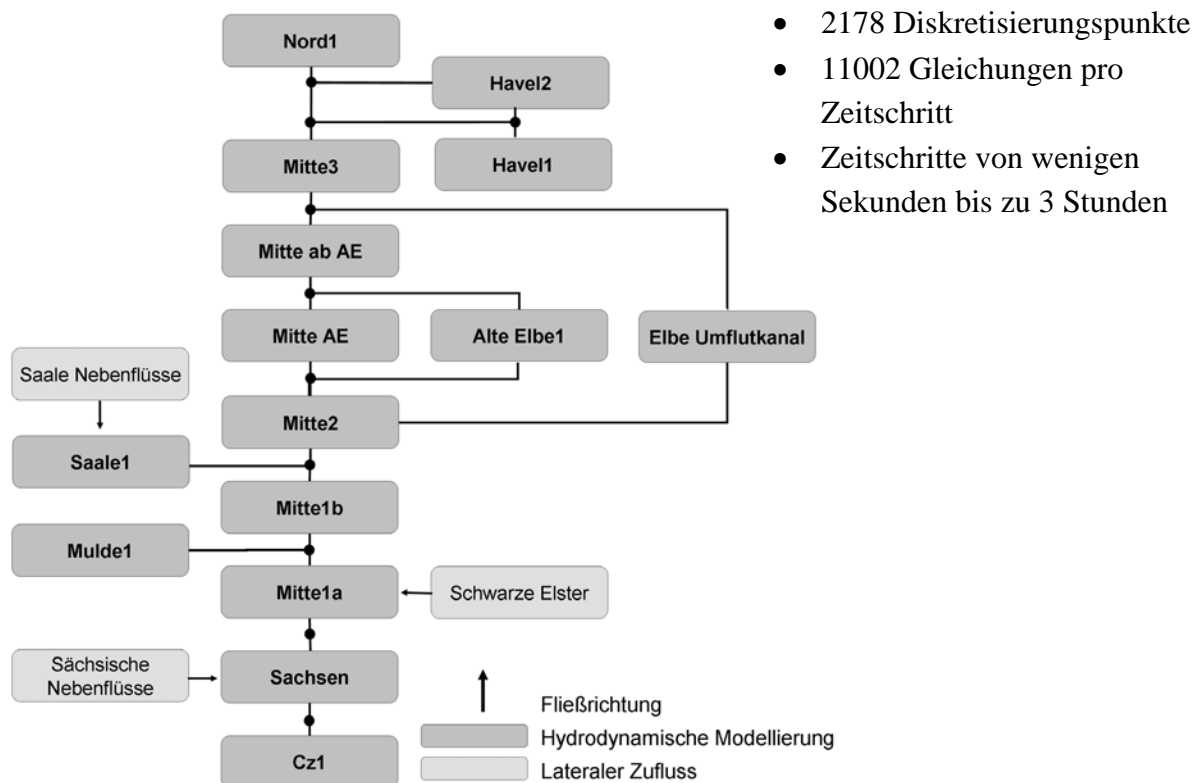


Abbildung 2: Netzaufbau WAVOS Elbe

Bisher wurden mit dem Modell ELBA bis zum Pegel Boizenburg für 17 Pegel Vorhersagen erstellt. Mit WAVOS wird der Vorhersagebereich bis zum Pegel Geesthacht erweitert und die Anzahl der Vorhersagepegel auf 26 erhöht (siehe Abbildung 3). Daneben sind auch Aussagen über Wasserstände und Abflüsse zwischen den Pegeln möglich und die zeitliche Auflösung zur Erfassung des Scheitels wird von sechs Stunden auf eine Stunde erhöht.

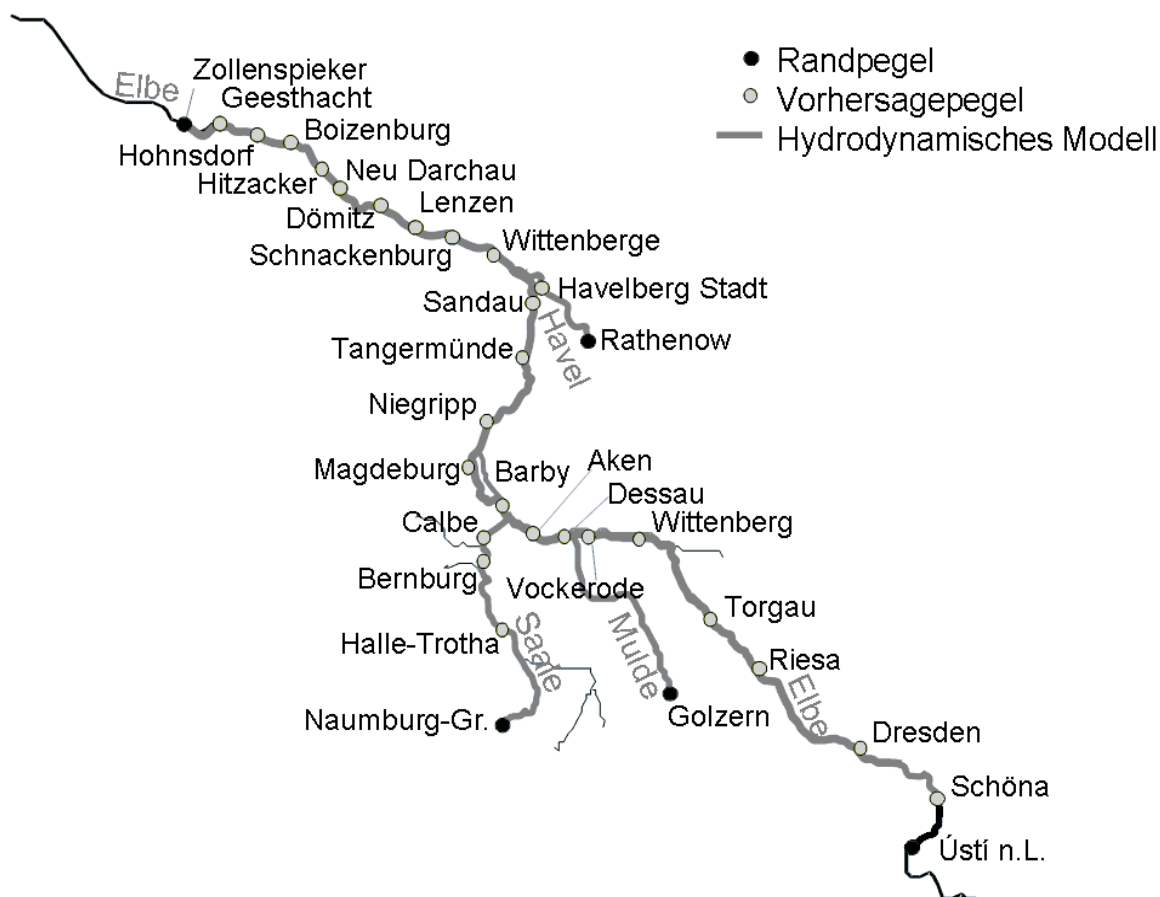


Abbildung 3: Modellbereich und Vorhersagepegel WAVOS Elbe

Der Vorhersage- und Abschätzungszeitraum für die Elbe beträgt bei Hochwasser 60 Stunden am deutschen Oberlauf der Elbe (Pegel Schöna). Dieser Zeitraum verlängert sich zunehmend in Richtung Unterlauf (siehe Abbildung 4).

Mehrere elbespezifische Besonderheiten wurden im Modell integriert. Hierfür gilt es bei einem Vorhersagemodell einen Kompromiss zu finden, zwischen der physikalisch exakten Modellierung der Gegebenheiten und dem Anspruch, bei unterschiedlichen Bedingungen stabil zu rechnen und in angemessener Rechenzeit von wenigen Minuten belastbare Ergebnisse zu liefern.

Gewässer	Nr.	Vorhersagepegel	Vorhersage und Abschätzung in Tagen										
			1	2	3	4	5	6	7	8			
Elbe		Ústí n.L.(ČHMÚ Prag) ¹											
	1	Schöna ²											
	2	Dresden ²											
	3	Riesa ²											
	4	Torgau ²											
	5	Wittenberg											
	6	Vockerode											
	7	Dessau											
	8	Aken											
	9	Barby											
	10	Magdeburg Strombrücke											
	11	Niegripp AP											
	12	Tangermünde											
	13	Sandau											
	14	Wittenberge											
	15	Schnackenburg											
	16	Lenzen											
	17	Dömitz											
	18	Hitzacker											
	19	Neu Darchau											
	20	Boizenburg											
	21	Hohnstorf					3	3					
22	Geesthacht					3	3						
Saale	23	Halle-Trotha UP											
	24	Bernburg UP											
	25	Calbe UP											
Havel	26	Havelberg Stadt											

¹ Die Vorhersagewerte für den Pegel Ústí n.L. (Tschechische Republik) des Český hydrometeorologický ústav (ČHMÚ) in Prag werden in die Veröffentlichung der Vorhersagewerte übernommen.

² Vorhersage von Schöna bis Torgau vom Landeshochwasserzentrum (LHWZ) Sachsen. Werte liegen in den vom LHWZ ausgegebenen Spannweiten

³ Bedingt durch das bei Hochwasser gelegte Wehr Geesthacht kann sich Tideeinfluss auch oberhalb von Geesthacht auswirken, so dass der Vorhersagezeitraum eingeschränkt ist.

Abbildung 4: Vorhersagezeitraum der Wasserstandsvorhersage an der Elbe bei Hochwasser

Dresdener Flutmulden:

Im Stadtgebiet von Dresden befinden sich zwei Flutrinnen, die bei Hochwasser durchströmt werden. Die Aufteilung der Durchflüsse zwischen Elbestrom und den Flutrinnen Großes Ostragehege und Kaditz erfolgt in WAVOS Elbe entsprechend der Aufteilung, wie sie in der Arbeit von *Martin und Carstensen (1994)* beschrieben wird.

Mulde und Saale:

Um die Zuflussvorhersagen des Landeshochwasserzentrums Sachsen für den Pegel Golzern/Mulde und die des Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt für Naumburg/Saale und verschiedene Nebenflüsse der Saale nutzen zu können, werden die Mulde und die Saale hydrodynamisch berechnet und an das Elbe Modell angebunden. Damit kann der Rückstau im Mündungsbereich der Mulde bzw. Saale erfasst werden.

Elbe, Alte Elbe und Elbe Umflutkanal mit Pretziener Wehr:

Die Modellierung des Elbe Umflutkanals (EUK) mit dem Pretziener Wehr im Magdeburger Raum stellt eine weitere Besonderheit dar. In WAVOS Elbe ist die

Stromaufspaltung bei Hochwasser zwischen Elbe, Alter Elbe und EUK integriert. Der Zeitpunkt der Öffnung bzw. Schließung des Pretziener Wehrs kann über die Benutzeroberfläche eingegeben werden und wird bei der hydrodynamischen Berechnung berücksichtigt.

Havel:

Zum Schutz der Havelniederung vor Hochwasser der Elbe und zur Kappung des Hochwasserscheitels der Elbe besteht an der unteren Havel ein Hochwasserschutzsystem. Mit WAVOS Elbe kann die Stauregulierung der Havel bei Niedrig- und Mittelwasser, sowie die Wehrsteuerungen bei Hochwasser simuliert werden.

Wehr Geesthacht:

Bei Niedrig- und Mittelwasser trennt das Wehr Geesthacht die Binnenelbe von der Tideelbe. Bei Sturmfluten oder Hochwasser wird das Wehr Geesthacht gelegt und die Wasserstände der oberstrom gelegenen Pegel werden vom Tidehochwasser beeinflusst. Dieser Einfluss nimmt nach oberstrom hin ab und ist ab dem Pegel Neu Darchau zu vernachlässigen. Um Vorhersagen für die Pegel unterhalb von Neu Darchau erstellen zu können, wurde als Randbedingung der Pegel Zollenspieker gewählt. Hierdurch treten zwei Probleme auf: Zum einen werden durch die Verwendung des Pegels Zollenspieker mit seinen starken Tideschwankungen als untere Randbedingung die Rechenzeiten sehr stark verlängert. Zum anderen liegen vom Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie für den Pegel Zollenspieker nur Vorhersagen bis zu zwei Tagen vor. Benötigt wird aber eine Randbedingung für den gesamten Vorhersage- und Abschätzungszeitraum von acht Tagen. Aus diesem Grund wird als Randbedingung für WAVOS eine konstruierte Wasserstands-Abfluss Beziehung für den Pegel Zollenspieker verwendet, die aus dem Abfluss der Binnenelbe und dem mittleren Tidehochwasser hergeleitet wurde.

3 Entwicklung und Betrieb der Wasserstandsvorhersage an der Elbe

Zur Begleitung des Aufbaus des neuen Systems trat am 28.11.2002 die Arbeitsgruppe „Wasserstands- / Hochwasservorhersage für die Elbe – Weiterentwicklung des Wasserstandsvorhersagemodells für die Bundeswasserstraßen Elbe und Saale“ zum ersten Mal zusammen. Diese setzt sich aus Vertretern der sieben an die Elbe angrenzenden Bundesländer (Sachsen, Sachsen-Anhalt, Brandenburg, Niedersachsen, Mecklenburg-Vorpommern, Schleswig-Holstein und Hamburg),

der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) des Bundes und der BfG zusammen.

Aufgabe dieser Arbeitsgruppe ist, neben der Abstimmung der Modellentwicklung, vor allem die Erarbeitung einer Verwaltungsvereinbarung zwischen den Elbeanliegerländern, der WSV und der BfG zur Wasserstands- und Hochwasservorhersage an Elbe und Saale und die Regelung der Zusammenarbeit im Vorhersagebetrieb (Normalfall und Hochwasser).

Nach der Unterzeichnung der Verwaltungsvereinbarung sollen im Hochwasserfall die Hochwasservorhersagen für die Elbe, Saale und Havel in der gemeinsamen Hochwasservorhersagezentrale (HVZ) Elbe durch den Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft (LHW) des Landes Sachsen-Anhalt erstellt werden. Das LHW wird weiterhin durch die WSV und durch die Elbeanliegerländer unterstützt. Das Landeshochwasserzentrum (LHWZ) des Freistaates Sachsen erstellt bei Hochwasser im sächsischen Bereich der Elbe Vorhersagen für die Pegel Schöna, Dresden, Riesa und Torgau. Die HVZ Elbe übernimmt die Vorhersagen des LHWZ für die gemeinsame Hochwasservorhersage der Elbe.

Eine weitere Aufgabe der Arbeitsgruppe ist die Begleitung der Erstellung eines hochaufgelösten Digitalen Geländemodells des Wasserlaufes (DGM-W), das eine wichtige Grundlage für die Erstellung des Wasserstandvorhersagesystems WAVOS darstellt. Dieses DGM-W Elbe (*Brockmann und Schröder, 2005*) erstreckt sich über das Gebiet zwischen den Deichen der Elbe von der deutsch-tschechischen Grenze bis zum Wehr Geesthacht, der Saale unterhalb von Calbe, der Havel unterhalb von Rathenow inklusive der Havelpolder. Es wurde in Zusammenarbeit von Bund und Ländern aufgebaut und soll im dritten Quartal 2007 fertiggestellt werden.

Seit Januar 2006 wird WAVOS Elbe im WSA Magdeburg zur Niedrig- und Mittelwasservorhersage im werktäglichen Betrieb angewendet. Nach Implementierung der restlichen Daten des DGM-W Elbe soll WAVOS Elbe bis Ende 2007 auch für die operationelle Hochwasservorhersage betriebsfertig sein.

4 Literatur

- Brockmann, H. und Schröder, U. (2005): Aktuelle Fernerkundungsprojekte an der Elbe. Kolloquium am 30. September 2004 in Magdeburg. BfG-Veranstaltungen 1/2005 Praxisorientierte und vielseitig nutzbare Fernerkundungseinsätze an der Elbe. Koblenz 2005
- Fröhlich, W. (1996): ELBA ein Programmsystem für die Wasserstandsvorhersage. Aus: Gewässer-Informationssysteme: Datenmanagement und Modellierung von Stromlandschaften ; Tagungsband zum Vorseminar vor dem 7. Magdeburger Gewässerschutzseminar, 20. Oktober bis 22. Oktober 1996 in Budweis. 1996. S. 150-153
- Güthlein, K., Burkhardt, P., Melcher, M. und Polte, B. (1980): Das Zentralmodell Elbe - erstes kontinuierlich arbeitendes Wasserstands- und Durchflußvorhersagemodell in der DDR. Wasserwirtschaft-Wassertechnik, Berlin, 30 (1980)10, S. 329-335
- Martin, H. und Carstensen, D. (1994): Ergebnisse der Untersuchung zur hydraulischen Wirksamkeit der Dresdner Flutrinnen. In: Lattermann, E. (Hrsg.) Wasserbauliche Mitteilungen: Die Elbe - Wasserstraße und Auenlandschaft. Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik. Technische Universität Dresden. Dresden 1994. S.145-160
- Rademacher, S. (2004): Das Wasserstandsvorhersagesystem WAVOS im Oder- und Elbegebiet. BfG-Kolloquium „Wasserstands- und Abflussvorhersage in grenzüberschreitenden Flussgebieten“. BfG Mitteilung 6/2004. Koblenz 2004
- Rademacher, S., Burek, P. und Schikowski, G. (2006): Wasserstands- und Abflussvorhersage im Elbegebiet. Kolloquium am 29./30. November 2005 in Magdeburg. Veranstaltungen der BfG. Koblenz 2006
- Schmidt, M. (1957): Die Berechnung unvollkommener Überfalle. Wasserwirtschaft (7). 1957
- Steinebach, G. (1999): Using hydrodynamic models in forecast systems for large rivers. Proc. Advances in Hydro-Science and -Engineering, Vol.3 incl. CD-ROM, Holz, K.P., Bechteler, W., Wang, S.S.Y., Kawahara, M. (Hrsg.). Cottbus 1999

Autoren:

Dr.-Ing. Peter Burek

Dipl.-Ing. Silke Rademacher

Bundesanstalt für Gewässerkunde
Referat Wasserhaushalt, Vorhersagen und Prognosen
Am Mainzer Tor 1
D-56068 Koblenz

Tel.: +49 261 1306 5245

Tel.: +49 261 1306 5858

Fax: +49 351 1306 5280

Fax: +49 261 1306 5280

E-Mail: Burek@bafg.de

E-Mail: Rademacher@bafg.de

Wirkung von Hochwasser auf die Gestalt der Elbsohle

Petra Faulhaber
Elke Kühne

Nach dem Sommerhochwasser 2002 ermöglichten Sohlpeilungen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) die Wirkung dieses Hochwassers auf die Gestalt der Elbsohle zu analysieren. Die Untersuchungen zeigen, dass extreme Einzelereignisse in einigen Strecken die Sohlgestalt langfristig nur wenig beeinflussen, während der Fluss in anderen Abschnitten aus eigener Kraft die durch Hochwasser geprägte Sohlgestalt nicht vollständig überformen kann. In der deutschen Oberelbe wiederum verbleibt für längere Zeit das bei extremem Hochwasser aus Nebenflüssen eingetragene Material.

1 Einleitung

Verschiedenartige Peilungen der Flusssohle werden insbesondere mit Blick auf Sohlveränderungen bei Hochwasser analysiert und bewertet. Dabei werden Elbestrecken mit unterschiedlicher Charakteristik hinsichtlich Hydrologie, Hydraulik und Feststofftransport betrachtet. Die Auswertungen, die in Vorbereitung von hydronumerischen Modellen vorgenommen wurden, können hier nur auf einige Aspekte verweisen und nur ausgewählte Thesen zur Erklärung der Phänomene anreißen. Umlagerungen in Seitenbereiche werden nicht berücksichtigt, da die Peilungen der WSV in der Regel einen Bereich zwischen den Streichlinien bei Mittelwasser abdecken. Die Peilungen wurden mit Flächenpeilschiffen der WSV (Echolotsysteme mit mehreren Senkrechtschwingern) bzw. durch Firmen im Auftrag der WSV mit Fächerecholotsystem (2002/04) ausgeführt.

2 Oberlauf der deutschen Elbe (El-km 0 bis 122)

In der Elbestrecke zwischen El-km 0 und 122 wird die Sohle als relativ stabil angesehen. Sie besteht aus Kies mit einem geringen Sand- und Steinanteil. Der mittlere Korndurchmesser nimmt von ca. 30 mm an der tschechisch-deutschen

Grenze bis auf 20 mm ab; lokal treten geringere mittlere Korndurchmesser auf (*BfG, 1994*). Die Sohle wurde in der Vergangenheit in verschiedenen Abschnitten mit Schwellen stabilisiert. Die Kornzusammensetzung führte bei äußerst geringem Geschiebeeintrag von Oberstrom und aus den Nebenflüssen zur „Abpflasterung“ der Sohle, d.h. die feinen Bestandteile wurden ausgewaschen und die verbliebenen groben Sohlbestandteile widerstehen dem Angriff des Wassers bei nahezu allen Abflüssen. Bei allen Abflüssen bis zu Hochwasser mit ca. 20-jährlichem Wiederkehrintervall sind somit kaum Umgestaltungen der Sohle durch den Stromangriff festzustellen. Der aus Geschiebe- und Schwebstoffmessungen der WSV abgeleitete Feststofflängsschnitt der Elbe (*BfG, 2004*) zeigt im langjährigen Mittel für den Abschnitt zwischen El-km 0 und 128 keinen Geschiebetransport auf. Über die unbewegliche Sohle wird lediglich wenig, meist feines Material als „Transitgeschiebe“ transportiert.

Untersuchungen der Bundesanstalt für Gewässerkunde zum Feststoffeintrag aus den Nebenflüssen (*BfG, 2003*) zeigen jedoch eine Depotbildung im Mündungsbereich der durch Rückstau der Elbe beeinflussten sächsischen Nebenflüsse auf. Bei ablaufendem Hochwasser werden diese Ablagerungen mobilisiert und in die Elbe eingetragen (Schüttkegelbildung). Bei dem geringen Geschiebetransport in der Elbe ist der Geschiebeeintrag aus den sächsischen Nebenflüssen zumindest zeitweilig bedeutsam für den Geschiebehaushalt der Elbe.

Gleichwohl wurde bis zum Sommerhochwasser 2002 davon ausgegangen, dass die Sohlgestalt in diesem Elbeabschnitt über die Jahrzehnte nur geringfügig durch den Stromangriff verändert wird. Erosionsvorgänge gehörten der Vergangenheit an (*Faulhaber, 1998*). Das Sommerhochwasser im Jahr 2002 war nach Jahrzehnten mit nur kleinen Hochwasserereignissen bei Dresden ein Ereignis mit 150 bis 200-jährigem Wiederkehrintervall (*IKSE, 2004*).

Im Folgenden werden Darstellungen aus den Peilungen in verschiedenen Jahren abgeleitet. Es werden die Querprofile im Abstand von 100 m ausgewertet. Eine mittlere Sohle wird für den Bereich der Fahrrinne berechnet.

Die als Peilung 2000 bezeichneten Querprofile entstammen Messaktionen zwischen 1998 und 2001. Nach dem Sommerhochwasser 2002 wurde innerhalb weniger Tage (27.8. bis 2.9.2002) die Sohle vermessen. Die Peilungen der Jahre 2004 (April bis Juni) und 2006 (Februar/März) wurden innerhalb weniger Monate aufgenommen. Die hydrologischen Verhältnisse zeigt Abbildung 1.

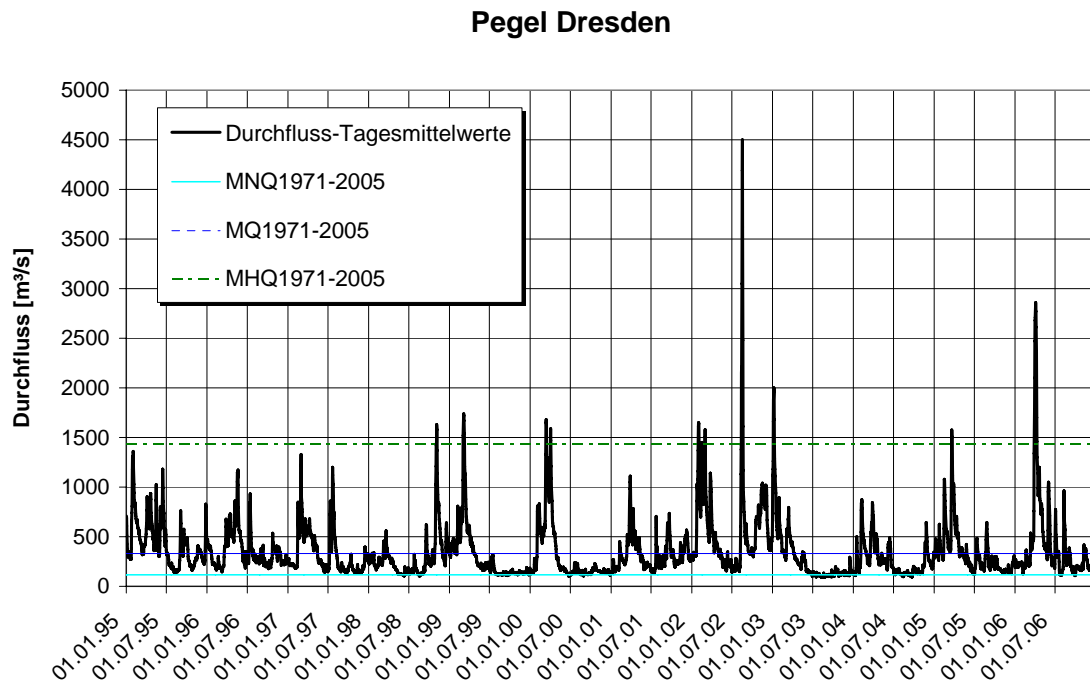


Abbildung 1: Durchflussganglinie des Pegels Dresden

Abbildung 2 (oben) gibt einerseits einen Eindruck vom Verlauf der Sohlhöhen im Längsschnitt und macht andererseits bereits Abschnitte mit großen Veränderungen in der Sohlhöhe kenntlich (z. B. bei El-km 108). Das Gefälle verläuft mit Ausnahme des Abschnittes direkt an der tschechisch-deutschen Grenze (tiefer Kolk über mehrere Kilometer) und bei Pirna (El-km 33) recht gleichmäßig.

Die Darstellung der Differenzen der mittleren Sohlhöhen (Abbildung 2, unten) weist trotz der großen Variabilität Abschnitte mit eindeutigen Sohlveränderungen aus. In den Kolken an der tschechisch-deutschen Grenze und bei Pirna (El-km 34) hatte sich direkt nach dem Hochwasser 2002 die Sohle gegenüber dem Jahr 2000 eingetieft. Danach wurde die Sohle durch Verklappungsmaterial aus Baggerungen in der Fahrrinne aufgehöhht. Zwischen El-km 60 und 65 (Mündung der Vereinigten Weißeritz bei El-km 61,5) zeigen alle Peilungen gegenüber dem Jahr 2000 eine Sohlaufhöhung an. Zwischen El-km 80 und 122 lag die Sohle direkt nach dem Hochwasser 2002 in großen Abschnitten höher als im Jahr 2000, während die aktuelleren Peilungen wieder ein Eintiefen der Sohle aufzeigen. An mehreren Stellen (so bei El-km 93) hat sich die Sohle lokal eingetieft. Die Höhenveränderung bei El-km 108 ist auf die starke Kolkbildung im Stadtbereich Riesa während des Hochwassers 2002 und die anschließend bis zum Jahr 2004 ausgeführten Instandsetzungsarbeiten (Kolkverbau) zurückzuführen.

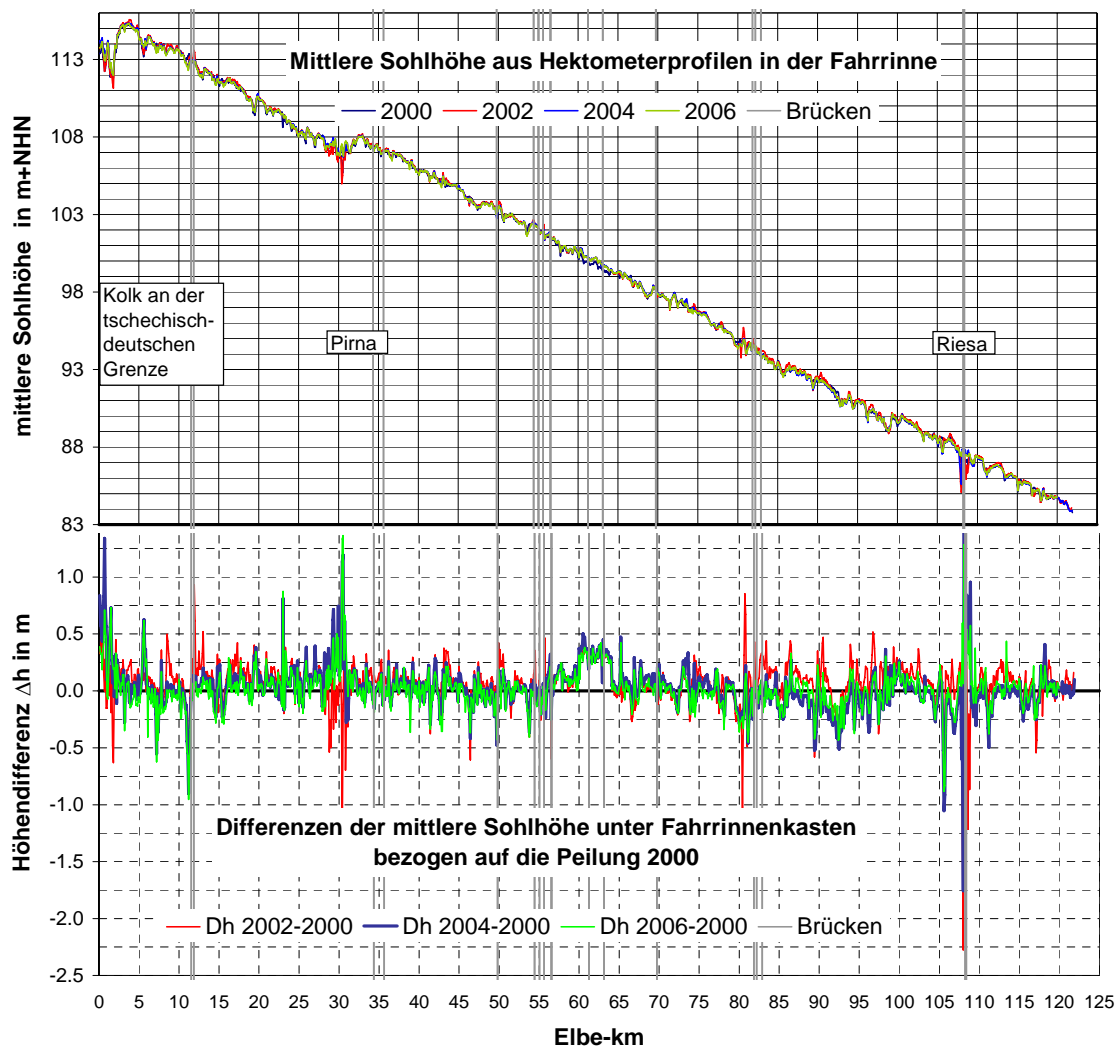


Abbildung 2: Mittlere Sohlhöhen und deren Differenzen für El-km 0 bis 122

Aus den Differenzen der mittleren Sohlhöhen in der Fahrrinne wurden über die Gesamtstrecke Volumendifferenzen unter der Annahme einer maßgebenden Breite von 50 m aufsummiert. Mit deren Darstellung (Abbildung 3) kann geprüft werden, wie zwischen den Vergleichspeilungen die Materialbilanz einer Strecke (Eintrag – Austrag) ausfällt. Für den Fall von positiven Werten bei El-km 122 wurde mehr Material in die Gesamtstrecke ein- als ausgetragen. Die Bilanz von Teilstrecken lässt sich am Anstieg der Summenlinie der Volumendifferenzen ablesen.

Zwischen den Peilungen 2000 und 09/2002 (direkt nach dem Hochwasser) wurden insgesamt 400.000 m³ mehr in die Strecke ein- als ausgetragen (rote Linie). Bei einer angenommenen gleichmäßigen Verteilung in der gesamten Strecke entspräche das einer Sohlaufhöhung von ca. 6,5 cm in der Fahrrinne. Das Anwachsen der Summe der Volumendifferenz (2002-2000) ist nur bis El-km 107 zu verzeichnen.

In Abbildung 3 sind zusätzlich die Baggervolumina für die Zeit von 2000 bis 2006 aufsummiert, die aus der Strecke entnommen wurden. In der Regel wird bei Baggerungen eine Umlagerung von Material vorgenommen. D.h. es wird dort, wo es für die Schifffahrt hinderlich wirkt, entnommen und in räumlicher Nähe in tiefere Bereiche verbracht. Insbesondere beim Hochwasser 2002 haben einige sächsische Nebenflüsse (z.B. Weißeritz) große Materialmassen in die Elbe eingetragen, von denen ein Teil gebaggert und erst unterhalb der hier betrachteten Strecke im Rahmen der Geschiebezugabe in der sog. Erosionsstrecke der Elbe bei Torgau dem Fluss wieder zugeführt wurde. Insgesamt wurden so zwischen den Jahren 2000 und 2006 ca. 123.000 m³ aus der Strecke entnommen. Das sind 30 % des in der Strecke bei der Peilung 09/2002 gegenüber 2000 mehr vorhandenen Volumens.

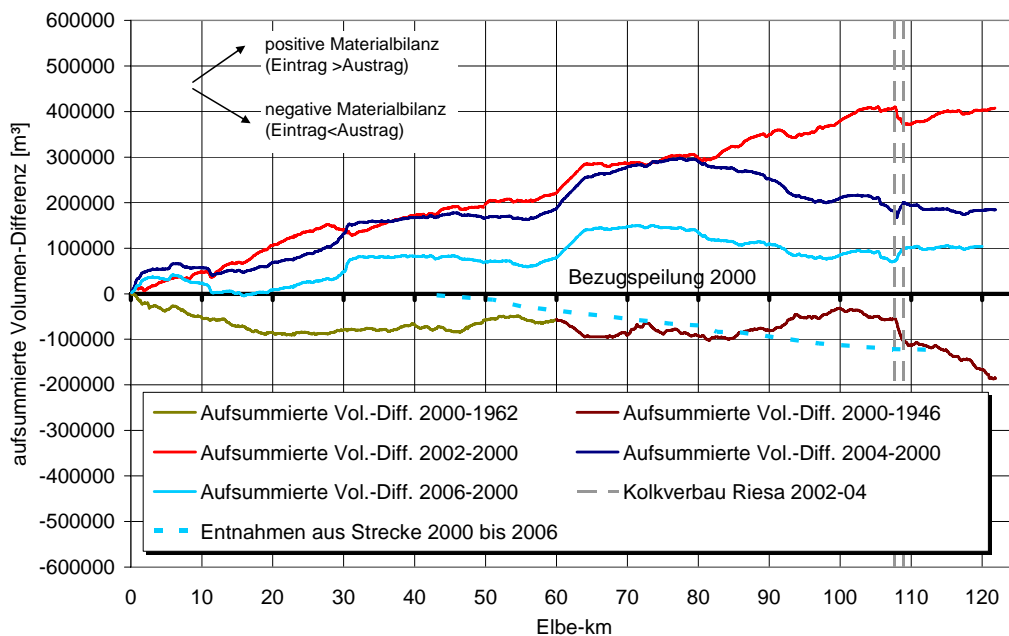


Abbildung 3: Summe der Differenz der Volumina El-km 0 bis 122

Am Ende des Jahres 2006 befinden sich in der Strecke zwischen El-km 0 und 122 noch ca.100.000 m³ mehr Sohlmaterial als im Vergleichszustand des Jahres 2000 (im Mittel liegt die Sohle damit in der gesamten Strecke um ein bis zwei Zentimeter höher). Natürlich gestalten sich die Verhältnisse innerhalb der betrachteten Strecke unterschiedlich, so dass Abschnitte mit für die Schifffahrt unbedenklichen Anlandungen (Kolk an der tschechisch-deutschen Grenze) und hinderlichen Anlandungen (El-km 60 bis 65) sowie Sohleintiefungen (z.B. El-km 90 bis 95) und sanierte Bereiche (Kolkverbau bei Riesa) auftreten. Gleichwohl hat das Sommerhochwasser 2002 erhebliche Materialmassen in das Flusssystem eingetragen, die je nach Korngröße und künftigen Abflussganglinie vom Fluss mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten in den nächsten Jahren und

Jahrzehnten nach Unterstrom verfrachtet werden. Berechnungen mit eindimensionalen hydronumerischen Modellen mit einer im Flussbett unter mittlerem Niedrigwasser entsprechend des Bettzustandes von 2000 oder 2004/06 eingesetzter Geometrie zeigen bei Abflüssen des Sommerhochwassers 2002 noch Auswirkungen auf den Wasserspiegel.

3 Bereich zwischen Torgau und Repitz (El-km 153 bis 160)

Eine Problemstelle für die Schifffahrt stellte seit Jahrhunderten der Felsen bei Torgau dar (*Schoßig, 1996*). Innerhalb der Erosionsstrecke gelegen, „wächst“ diese Porphyrrippe bei fortschreitender Eintiefung der kiesigen Sohle in den benachbarten Flussabschnitten relativ dazu heraus, da der Felsen der Sohlerosion nicht folgt. In den 1990-er Jahren wurde unterhalb des Felsens die Sohle zwischen den Torgauer Brücken mit Schwellen stabilisiert (Abbildung 4). Diese Schwellen haben dem Hochwasserangriff im Großen und Ganzen standgehalten, stromab entwickelte sich jedoch ein Kolk. Dieser Kolk direkt unterhalb der Eisenbahnbrücke wurde bisher nur teilweise vom Fluss durch das von Oberstrom eingetragene Material wieder aufgefüllt. Auf 1,5 Kilometer Länge hat sich eine im Mittel über die Fahrrinnenbreite bis zu 1,7 m tiefere Sohle als vor dem Hochwasser 2002 eingestellt (*PG, 2005* und Abbildung 4). Sicherungsmaßnahmen sind hier über die Geschiebezugabe hinaus erforderlich, um ein dauerhaftes Absinken der Niedrigwasserstände im Bereich der Torgauer Brücken zu verhindern.

Im Bereich Torgau-Repitz wird die Sohle besonders bei Hochwasser wegen Einengungen des Hochwasserbettes stark belastet. In der Krümmung bei El-km 159,5 bildete sich beim Sommerhochwasser 2002 ein Kolk, dessen Sohle im Mittel über die Fahrrinnenbreite 2 m unter die Sohle vom April 2002 reichte. Bereits 8 Monate nach dem Hochwasser 2002 hatte der Fluss den Kolk mit Geschiebematerial wieder verfüllt. Das Hochwasser 2006 bewirkte keine solche Kolkbildung (siehe Peilung 06/2006 nach dem Hochwasser in Abbildung 4). An dieser Stelle ist eine Variabilität in der Sohlhöhe zu verzeichnen, die bisher keinen Trend in der Sohlentwicklung erkennen lässt. Hier sind derzeit keine Maßnahmen erforderlich.

Gleichwohl fehlen Ende 2006 wegen der Sohleintiefungen zwischen El-km 154,5 und 157,5 gegenüber der Situation vor dem Sommerhochwasser 2002 noch 51.000 m³.

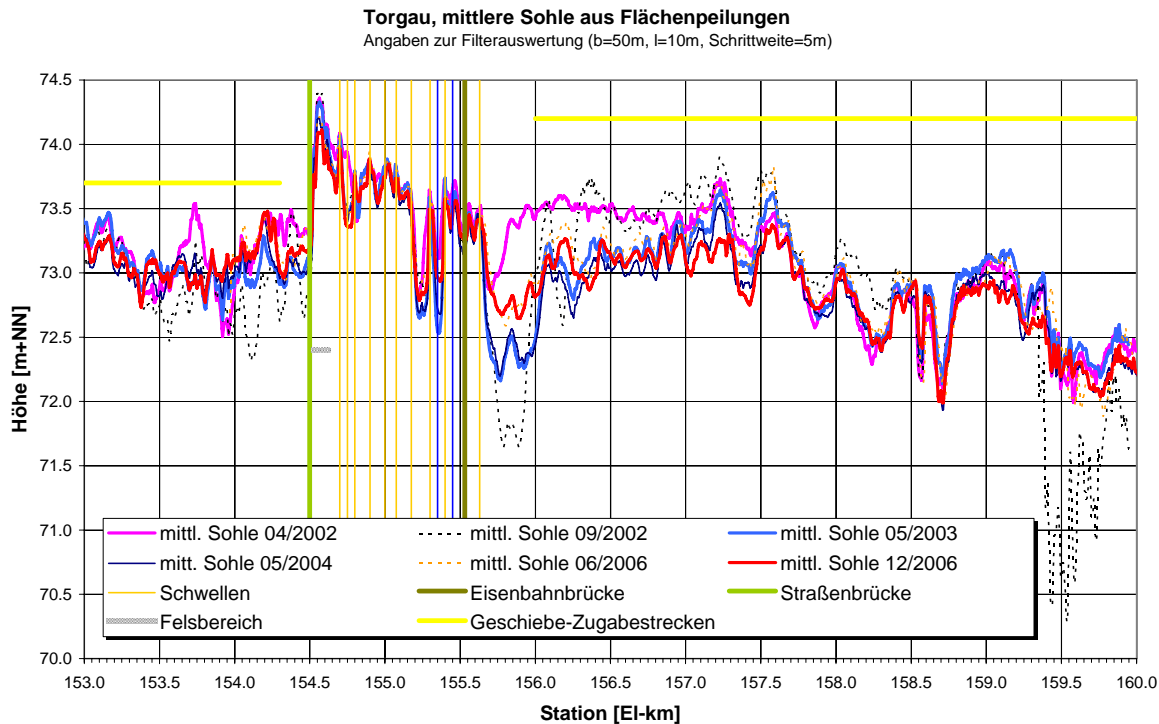


Abbildung 4: Gleitender Schnitt der mittleren Sohlhöhen im Bereich der Fahrrinne

4 Bereich zwischen Dessau und Saalemündung (EI-km 262, 0 bis 290,7)

In einem Bereich des Wasser- und Schifffahrtsamtes Dresden, der durch starke Abhängigkeit der Sohltopografie von der Hydrologie gekennzeichnet ist, werden zu Testzwecken für das elektronische Fahrrinnen - Informationssystem ARGO in kurzen Teilbereichen häufig Flächenpeilungen durchgeführt. In der scharfen Linkskrümmung am EI-km 264 (Hafen Roßlau) wird bei Hochwasser ein tiefer Krümmungskolk erzeugt, der bei mittleren und geringen Abflüssen durch das mitgeführte Geschiebe langsam wieder aufgefüllt wird. Das bei Hochwasser ausgetragene Material bleibt in der anschließenden Übergangsstrecke liegen und führt bei sinkenden Wasserständen zu Behinderungen für die Schifffahrt. Es wird dann nach und nach durch den Fluss abtransportiert und die Sohle wird eingeebnet (Abbildung 5).

In der Gesamtstrecke zwischen EI-km 262,0 bis 290,7 war bei den zwei Hochwassern im Februar/März und August 2002 eine besondere Sohlentwicklung zu beobachten. Das infolge des Frühjahrshochwassers mobilisierte und umgelagerte Sohlmaterial, welches im Normalfall in längeren Mittel- und Niedrigwasserphasen teilweise wieder eingeebnet wird, wurde durch das Augushochwasser be-

schleunigt aus der Strecke ausgetragen. Die hochwasserbedingt entstandenen Kolke konnten vom Fluss nicht wieder aufgefüllt werden, wodurch das gemittelte Sohlniveau des gesamten Streckenabschnitts innerhalb kurzer Zeit abgesunken ist.

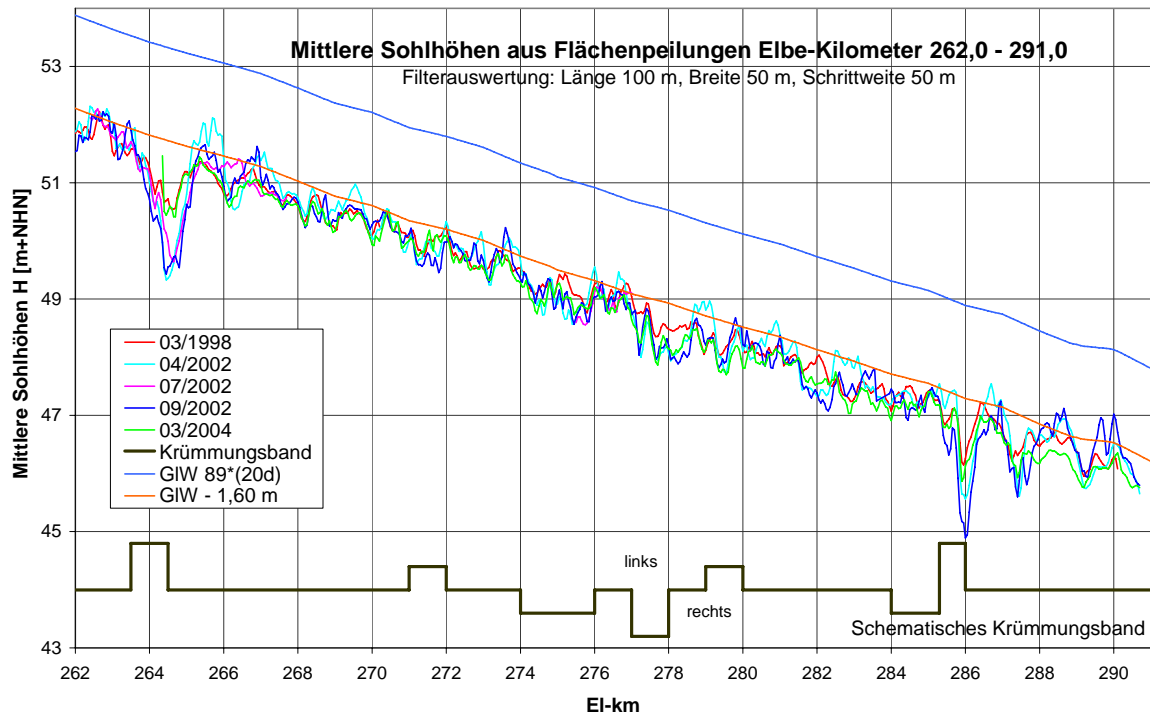


Abbildung 5: Gleitender Schnitt der mittleren Sohlhöhen im Bereich der Fahrrinne

Besonders gut wird das durch die aufsummierten Volumendifferenzen (für 70 m Sohlbreite in Abbildung 6) deutlich. Im Vergleich von 1998 zu April 2002 war die Materialbilanz der Gesamtstrecke ausgeglichen. Allerdings wurden die Peilungen von 1998 und 04/2002 nicht bei hydrologisch genau vergleichbarer Situationen aufgenommen. Durch die unterschiedliche hydrologische Vorgeschichte von Peilungen ergeben sich wegen der hydrologisch bedingten Ausprägung der Sohle in Strecken mit stark veränderlicher Sohlgestalt Probleme hinsichtlich der Belastbarkeit von Materialbilanzen.

Beim Augusthochwasser wurden in den Abschnitt El-km 262,0 bis 290,7 250.000 m³ mehr aus- als eingetragen. Der mittlere jährliche Geschiebetransport (Betfracht einschließlich sohlrelevanter Anteile des suspendierten Sandes) beträgt nach *BfG (2004)* bei Aken (El-km 275) 200.000 t (111.000 m³). Das eindimensionale Modell der *BAW (2004)* weist ab El-km 279 bei extremem Hochwasser sehr hohe Schubspannungen im Flussschlauch aus, die den starken Materialaustrag bei Hochwasser erklären können. Maßnahmen zur Verhinderung der langfristigen Sohleintiefung sollten in diesem Abschnitt somit Maßnahmen im

Hochwasserbett beinhalten, da der Materialverlust bei seltenen extremen Hochwassern auch in vielen „normalen“ Jahren vom Fluss nicht ausgeglichen werden kann, wenn ein entsprechender Materialeintrag fehlt.

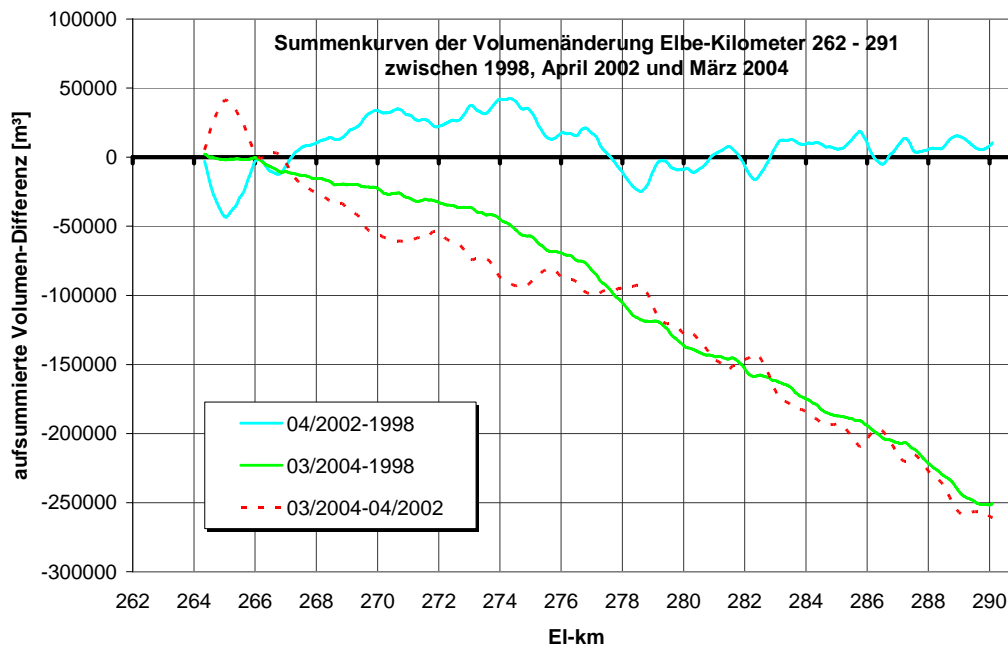


Abbildung 6: Summenkurve der Volumendifferenzen

5 Ausblick

Die Auswirkungen des Materialeintrags von einigen Tausend m³/km im Oberlauf der Elbe waren hinsichtlich der Schifffahrtsbedingungen erkennbar. Durch den überwiegend fehlenden Geschiebetrieb ist der Materialeintrag bei Extremhochwasser ohne Gegenmaßnahmen noch lange danach merkbar, während im Mittellauf der Elbe durch den mittleren jährlichen Geschiebetransport (Bettfracht) um 100.000 m³ hohe Materialdifferenzen (10.000 m³/km) vom Fluss selbst in mehreren Monaten ausgeglichen werden können. Probleme entstehen dort, wo der Geschiebeeintrag immer zu gering ist, um das Defizit aus extremen Hochwasserzeiten auszugleichen. In diesen Abschnitten dürfen Maßnahmen zur Verminderung der Sohlerosion somit nicht auf das Mittelwasserbett begrenzt bleiben, sondern müssen das gesamte Hochwasserbett berücksichtigen. Mit Geschiebezugaben gelingt es, das Defizit mittlerer Jahre auszugleichen (Kühne & Schoßig, 2000). Bisher konnten nur geringe Materialvorräte für künftige Hochwasser eingebracht werden (PG, 2006).

Derzeit werden weitere Peilungen innerhalb der Mittelwasser-Streichlinien entlang der Elbe ausgewertet sowie Größe und Wanderverhalten von Transportkörpern untersucht. Zur Beurteilung des Materialaustauschs mit Randbereichen wären dort mehr Naturmessungen wünschenswert.

6 Literatur

- BAW (2004): Zwischenbericht 2004 ARGO Elbe, BAW 3.02.10050.00, Karlsruhe (unveröffentlicht)
- BfG (1994): Kornzusammensetzung der Elbesohle von der tschechisch-deutschen Grenze bis zur Staustufe Geesthacht, Bundesanstalt für Gewässerkunde, BfG-0834, Berlin (unveröffentlicht)
- BfG (2003): Bedeutung der Nebenflüsse für den Feststoffhaushalt der Elbe (Abschlussbericht im Rahmen der ökologischen Forschung in der Stromlandschaft Elbe des BMBF), Bundesanstalt für Gewässerkunde, BfG-1382, Koblenz
- BfG (2004): Feststofftransport und Flussbettentwicklung der Elbe, Bundesanstalt für Gewässerkunde, BfG-1431, Koblenz (unveröffentlicht)
- Faulhaber, P. (1998): Entwicklung der Wasserspiegel- und Sohlenhöhen in der deutschen Binnenelbe innerhalb der letzten 100 Jahre – Einhundert Jahre „Elbestromwerk“. In Gewässerschutz im Einzugsgebiet der Elbe, 8. Magdeburger Gewässerschutzseminar, Teubner Stuttgart, Leipzig
- IKSE (2004): Dokumentation des Hochwassers vom August 2002 im Einzugsgebiet der Elbe, Internationale Kommission zum Schutz der Elbe (Herausgeber), Magdeburg
- Kühne, E., Schoßig, R. (2000): Geschiebezugabe zur Sohlstabilisierung der Elbestrecke unterhalb Dresden. In Wasserbaukolloquium des Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik 16. bis 17.3.2000, TU Dresden, Dresden
- PG (2005): Erosionsstrecke der Elbe. Bewertung der Geschiebezugaben und ergänzende Untersuchungen 2000 bis 2003, WSA Dresden; BAW, BfG, unveröffentlicher Bericht der Projektgruppe „Erosionsstrecke“
- Schoßig, R. (1996): Sohlenstabilisierung der Elbe km 154,62 – 155,7 im Bereich der Torgauer Brücken – praktische Durchführung. Im Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr.74, S. 87-98, Karlsruhe

Autoren:

Dipl.-Ing. Petra Faulhaber

Dipl.-Ing. Elke Kühne

Bundesanstalt für Wasserbau
Kußmaulstr. 17
76187 Karlsruhe

Wasser- und Schifffahrtsamt Dresden
Moritzburger Str. 1
01127 Dresden

Tel.: +49 721 9726 2630
Fax: +49 721 9726 5340
E-Mail: faulhaber@baw.de

Tel.: +49 351 8432 342
Fax: +49 351 8489020
E-Mail: E.Kuehne@wsa-dd.wsv.de

Regionalization of extreme Floods in North Afghanistan – A case Study

Edwin Ayros
Patrick Schäfer
Ándras Bárdossy
Mohammad Farhad (Noorzai)

Due to the political instability no flow measurements were carried out in Afghanistan in the past 28 years. However, streamflow data including peak flow records from approximately 1964 to 1978 are available. Using regional information of Kokcha, Kunduz and Panjshir River Basins it was possible to develop regional models for the estimation of design floods in North Afghanistan.

In den vergangenen 28 Jahren des Krieges und der Unruhen wurden in Afghanistan keine Abflußmessungen durchgeführt. Aus der Zeit davor, von 1964 bis 1978, stehen jedoch Abflußdaten einschließlich Scheitelabflüsse zur Verfügung. Unter Zuhilfenahme von regionalen Informationen der Einzugsgebiete der Flüsse Kokcha, Kunduz und Panshir war es möglich regionale Modelle zur Ermittlung von Bemessungshochwassern in Nord-Afghanistan zu entwickeln.

1 Introduction

Located in the heart of Asia, Afghanistan has a land area of about 652,000 km² out of which more than 75% is mountainous area. It is geographically located between latitude 29.5° N – 38.5° N and longitude 60.5° E – 75° E. Much of the country is mountainous and the presence of the mountain range in the centre of the country determines its climate. The climate in most part of country is continental in nature, with hot summers and cold winters. Most part of the country possesses semi-arid or arid climatic conditions with a low amount of precipitation with a high variability between years. Over 80% of the country's water resources have their origin in the Hindukush mountain ranges at altitudes above 2,000 m.

With some 90% of the total water use in the country, agriculture is the major consumer of water. In most part of the country water available for agriculture is

likely to be subject to considerable annual variation affecting both rain fed and irrigated agriculture. The need is to capture the maximum amount of available water i. e. increasing water capital and making the best possible use of this natural resource. Due to topographical and high mountains, potential for hydro power generation is large but very little has been developed so far.

Fichtner GmbH was contracted by the Afghanistan Government the preparation of two feasibility studies for two water resources projects in Northern Afghanistan: the “Lower Kokcha Irrigation and Hydropower Project (LKIHP)” and the “Baghdara Hydropower Project (BHP)”. Both projects are financed jointly by the Ministry of Energy and Water (MEW) and the World Bank. The LKIHP is supervised by the United Nations Food and Agriculture Organisation (UN FAO). For both projects hydrological studies were required for estimating hydropower and irrigation potential, and design floods.

Due to the war and conflict, the data observation network has been interrupted. However, stream flow data including peak flow records from 1964 to 1978 are available for stations in the project area, and also for other near by stations. As studies reveal that the climatological characteristics have not varied much, emphasis has been given on the regionalisation of a flood frequency approach.

2 Regional Flood Frequency Analysis

Regional flood frequency analysis has long been recognised as useful in providing statistical relationships for the transfer of flood frequency information from one river basin to another within the same homogeneous region, in order to improve estimates of annual flood magnitudes in the latter basin.

This section describes the regional study made on the annual maximum flood series for the project using the regionalisation of peak flows from the Kokcha and Kunduz river basins. Both of these river basins have similar hydrological characteristics to those of the Panjshir catchment. Peak flow data from 6 gauging stations in the Kokcha catchment area and 5 gauging stations in the Kunduz catchment area are available. Table 1 shows the relevant gauging stations.

Table 1: Gauge stations for the Regional Flood Frequency Analysis

Station	River	River Basin	Area	MHQ	Elevation	Period
			[km ²]	[m ³ /s]	[m]	[-]
Pul-i-Chugha	Taloquan	Kunduz	9760	324.6	558	1965-1978
Doshi	Andarab	Kunduz	3705	190.5	860	1964-1978
Bamyán	Bamyán	Kunduz	945	3.8	2506	1970-1976
Bamyán	Foladi	Kunduz	320	6.0	2507	1970-1976
Near Taloquan	Farkhar	Kunduz	4110	240.3	991	1967-1978
Khojaghar	Kokcha	Kokcha	20645	843.3	446	1964-1977
Near Keshem	Keshem	Kokcha	2145	120.9	822	1964-1977
Near Keshem	Kokcha	Kokcha	16765	716.4	805	1964- 1977
Shashpul	Warduj	Kokcha	4485	320.4	1407	1964-1977
Near Baharak	Warduj	Kokcha	3350	210.7	1465	1964-1977
Near Jurm	Kokcha	Kokcha	7670	348.5	1449	1964-1977
Shukhi	Panjshir	Panjshir	10850	558	1400	1966-1980
Gulbahar	Panjshir	Panjshir	3565	403	1605	1960-1980
Omarz	Panjshir	Panjshir	2240	267	2010	1964-1980
Pul-i-Ashawa	Ghorband	Panjshir	4020	30	1590	1960-1978
Shatul	Gulbahar	Panjshir	205	103	1610	1966-1978

2.1 Screening of Peak Flows Records

Flood studies depend heavily on hydrological data. These data should be steady, consistent, and homogeneous if they are to be used for frequency analyses or to simulate a hydrological system, in *Dahmen E. R. and Hall M. (1990)*. To determine whether data meet these criteria, a simple but efficient screening procedure is required. The first approach employed here to evaluate peak flow records was the simple visual approach which revealed no inconsistency in the data. Statistical methods were also applied to screen peak flow records.

The t-test and F-test were applied to identify potential changes in the statistical moments (mean and variance) of the peak flows records. The results showed that there were no changes in the statistical moments. The statistical test employed for trend and jump was the Spearman's Rank-Correlation Method. No trend or jump was detected in the peak flow series. Finally, the Dixon-Thompson-Test was applied to evaluate the outlier data. The big advantage of this method is that it can also be used for comparatively short series as is the case in this study, in *McCuen (2004)*. The result of the test showed that there are no outlier data.

2.2 Regional Homogeneity Tests

For testing homogeneity in the Panjshir, Kunduz and Kokcha river basins, the Discordance measure test and the Heterogeneity measure test were applied.

The Discordance Measure (D) identifies unusual sites in a region in terms of the sample L-moments ratios, in Hosking and Wallis, (1997). In this test, the L-moment ratio (L-coefficient of variation (L-CV), L-skewness (L-SKEW) and L-kurtosis (L-KURT)) of a site is used to describe that site in three-dimensional space. A group of homogeneous sites may form a cluster of such points. A point which is far from the centre of the cluster, can be discarded. If D is greater than 3, it indicates the existence of discordance in the record in the region. The estimated discordance measures are not greater than 3, therefore there is no discordance in the peak flows records in the Panjshir, Kokcha and Kunduz regions.

In order to compare the inter-site variation in sample L-moments for the group of sites with what would be expected of a homogeneous region, a test statistic H termed as heterogeneity measure is used, in *Hosking and Wallis (1997)*. The inter-site variation of L-moment ratios is measured as the standard deviation (S.D.) of at-site L-CVs weighted proportionally to the record length at each site. A number of, say, 500 data regions are generated based on the regional weighted statistics using a four parameter Wakeby distribution or Kappa distribution. The inter-site variation of each generated region is obtained, and mean and standard deviation of the computed inter-site variation is determined. *Hosking and Wallis (1997)* suggested that a region is considered to be “acceptably homogeneous” if $H < 1$, “possibly heterogeneous” if $1 \leq H \leq 2$, and “definitely heterogeneous” if $H \geq 2$. *Robson and Reed (1999)* relaxed the criteria somewhat by suggesting that if $2 < H \leq 4$ a region could be considered as heterogeneous and if $H > 4$ it could be considered as strongly heterogeneous, if $H < 2$ it could be considered as acceptably homogeneous.

The estimated value of H is 1.53 for the Panjshir, Kokcha and Kunduz river basins shows that these regions are homogeneous according to *Robson and Reed (1999)*.

2.3 Selection of the Best Regional Distribution

The L-moment ratio diagram and Z-statistics have been used for selecting the best regional probability distribution.

The L-moment ratio diagram is a graph between L-kurtosis and L-skewness and can be used to select a suitable probability distribution function for regional frequency analysis. Theoretical curves of various distributions as well as the regional L-skewness and L-kurtosis are plotted on same graph to select the best-fit distribution, in *Hosking and Wallis (1997)*. An advantage of L-Moment diagrams is that one can compare the fit of several distributions using a single graphical instrument, and it can be used as a first estimation of the best regional probability distribution, in *Peel (2001)*.

The Z-measure judges how well the L-moment ratios of the fitted distribution match with the regionally averaged L-moment ratios. Goodness-of-Fit Measure (Z) assesses whether a candidate distribution provides an adequate fit to the data. If the minimum of $|Z|$ is less than or equal to 1.74, it indicates a satisfactory match between the probability distribution and the data for the region, in *Hosking and Wallis (1997)*.

The L-moment ratio diagram as well as the Z-measure shows that the Generalized Extreme value (GEV) distribution is the best regional distribution.

3 Regional Models

3.1 The OBA Models

The OBA model describes the relationship between the catchment area (Area) and the local flood magnitudes for different return periods. This model was developed at the Institute of Hydraulic Engineering of the Stuttgart University in Germany, in *Ayros (2000)*.

The procedure of the OBA model is as follows: Firstly, the local flood magnitudes have to be estimated using the regional probability distribution GEV for all gauging stations at the region; secondly, the potential functions relate to the catchment area and the local flood magnitude for each return period T. To evaluate the quality of the model, the coefficients of determination r^2 as well as the correlation coefficients r have to be estimated.

The power of the OBA model is that the regression parameter (coefficients and exponents) are directly estimated using the Powell optimisation approach, in *Press (1997)*. The great advantage of this procedure is that the random series do not have to follow any kind of theoretical distribution and any form of the

mathematical function can be chosen. In the present instance, the non linear function has been chosen.

Table 2 presents the regression parameters (coefficient and exponent of the potential function), coefficient of determination, and the correlation coefficient for each return period. As all correlation coefficients r are greater than 0.75, the quality of the results obtained from the OBA model are very reliable. To apply the Models we consider a catchment area of 10,800 km². Table 3 presents the estimated design flows using Model OBA for the project site.

Table 2: Regression and parameter of the Model OBA

Regr.	Return pe- riod T	r ²	r	coefficient A1	exponent B1
	[Year]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	0.8641	0.9296	0.3655	0.7705
2	5	0.8905	0.9437	0.4040	0.7874
3	10	0.9056	0.9517	0.4488	0.7923
4	20	0.9148	0.9565	0.5135	0.7924
5	25	0.9161	0.9571	0.5397	0.7915
6	50	0.9139	0.9560	0.6428	0.7862
7	100	0.9009	0.9491	0.7882	0.7773
8	200	0.8761	0.9360	0.9930	0.7653
9	500	0.8256	0.9086	1.3970	0.7455
10	1000	0.7763	0.8811	1.8503	0.7281
11	10000	0.5811	0.7623	5.1632	0.6615

Table 3: Design flows using Model OBA

Return Period T	2	5	10	100	1000	10000
HQ _T [m ³ /s]	469	608	707	1079	1604	2411

3.2 The HQPEA-Model

The HQ-PEA model is based on the regionalisation of the parameters of the probability distribution, i.e. the Generalised Extreme Value GEV. HQ is flood flow and PEA comes from the German phrase “Parameter der Extrem-Allgemeinen-Verteilung” which means parameters of the Generalised Extreme Value GEV. This model was developed at the Institute of Hydraulic Engineering of the Stuttgart University in Germany, in *Ayros (2000)*.

The HQ-PEA model describes the relationship between the location, scale and shape parameters of the GEV distribution and the catchment area (Area), mean peak flow MHQ and maximum peak flow HQMAX. The model uses the expo-

ponential as well as linear function, and the regression parameters are estimated using the Powell optimisation approach, in *Press (1993)*.

The HQ-PEA model was applied to the Panjshir, Kokcha and Kunduz river basins. Table 4 lists the regression parameters of the model HQ-PEA, and the coefficient of determination. In all cases, the correlation coefficient is greater than 0.95 which indicates that the quality of the relationships is very good.

Table 4: Regression parameters of the Model HQ-PEA

Relationship	r ²	r	Co-eff.	Exp.	Function
Location vs. Area	0.8558	0.9251	0.35754	0.76258	Exponential
Scale vs. Area	0.8775	0.9368	0.04076	0.85527	Exponential
MQH vs. Area	0.8833	0.9399	0.38660	0.77167	Exponential
HQMAX vs. MHQ	0.9563	0.9779	1.22483	1.05786	Exponential
HQMAX vs. Area	0.9122	0.9551	0.37731	0.83630	Exponential
Shape vs. MHQ/HQMAX	0.7314	0.8552	-1.14931	1.87535 (*)	Linear

(*) In dies case, the Exponent is also a coefficient because the linear function.

The more difficult parameter of GEV distribution to be modelled is the shape parameter. For a distribution with three or more parameters (such as the GEV distribution) it is even more difficult to find relationships between the hydrological and geomorphologic parameters of the basin. In this study a linear relationship was determined between the shape parameter and the ratio of the mean flow MHQ to the maximum flow HQMAX; the coefficients of regression of the linear function were determined by the Minimum Squares Method. Table 5 shows the estimated flood flows for the project site using the HQ-PEA model.

Table 5: Flood flows using the HQ-PEA model

Return Period T	2	5	10	100	1000	10000
HQ _T [m ³ /s]	470	611	711	1069	1493	2004

3.3 The HQ-OBA Model

The HQ-OBA model is another regional model which is based on the regionalisation of the return periods T and on the regression coefficient (A1, B1) of the model OBA. The initials of the HQ-OBA model corresponds to HQ = Flood

flow, O = Optimization, B = Bárdossy, A = Ayros. This model was developed at the Institute of Hydraulic Engineering of the Stuttgart University in Germany, in Ayros (2000).

The procedure of the model is similar to the HQ-PEA model. The HQ-OBA model describes the relationship between the return periods T and the regression coefficients (A1, B1) of the model OBA. The model uses exponential functions, and the regressions parameters are estimated using the Powell optimisation approach, in Press (1993). The HQ-OBA model was applied in the present study. Table 6 lists the regression parameters of the HQ-OBA model, and the coefficient of determination r^2 . In all cases, the correlation coefficients r are greater than 0.90 which indicates that the quality the relationships are very good.

Table 6: Regression parameters of the HQ-OBA model

Relationship	r^2	r	Coef1	expo1	Function
Return periods Vs. Coefficients A1	0.9818	0.9988	0.19785	0.31756	Exponential
Return periods Vs. Exponents B1	0.5348	0.7313	0.80410	-0.01028	Exponential

Table 7: Flood flows using the HQ-OBA model

Return Period T	2	5	10	100	1000	10000
HQ _T [m ³ /s]	456	553	642	1053	1743	2904

4 Conclusion

The quality of the model was undertaken using the coefficient of Determination. The model HQ-OBA demonstrates to have better coefficient of correlation.

The presented models are very easy to apply and can be used as a reference for other regions with similar hydrological performance in Afghanistan.

The Authors express there gratitude to Mr. Shankracharya, Hydrologist of the Emergency Irrigation Rehabilitation Project (EIRP) of the FAO in Kabul, for the constructive comments and suggestions to prepare and improve this paper.

5 References

- Ayros, E. (2000): Regionalisierung extremer Abflüsse auf der Grundlage statistischer Verfahren. Technical Report 101. University of Stuttgart, Germany, Stuttgart 2000
- Dahmen E. R., Hall M.J. (1990): Screening of hydrological data: Test for stationarity and relative consistency. International Institute for Land Reclamation and Improvement / ILRI. The Netherlands, 1990
- Hosking J.R and J.R. Wallis (1997): Regional Frequency Analysis. Cambridge University Press, 1997
- Pell M.; Wang R.; Vogel R.; McHahon, (2001): The utility of L-moment ratio diagram for selecting a regional probability distribution. Hydrological Sciences Journal, 46(1), pp. 147-155, 2001
- Press W.; Vetterling W.; Teukolsky S.; Flannery B. (1993): Numerical recipes in Fortran. Cambridge University Press, UK, 1993.
- McCuen R. (2003): Modeling Hydrologic Change. Statistical Methods. Lewis Publishers, USA, 2003
- Robson A.; Reed D. (1999): Flood estimation Handbook. Institute of Hydrology, Wallingford, UK., 1999

Authors:

Dr. E. Ayros and Dr. P. Schäfer

Fichtner GmbH
Hydropower Department
Sarweystrasse 3
70013 Stuttgart - Germany

Phone: +49 711 8995468
Fax: +49 711 8995459
Email: AyrosE@fichtner.de

Prof. Dr. Ándras Bárdossy

Institute of Hydraulic Engineering
University of Stuttgart
Paffenwaldring 61
70569 Stuttgart - Germany

Phone: +49 711 68564663
Fax: +49 711 68564681
Email: Andras.Bardossy@iws.uni-stuttgart.de

Eng. Mohammad Farhad (Noorzai)

Ministry of Energy and Water
Director Project Coordination Unit
MEW Compound, Darul Aman
Kabul, Afghanistan

Phone: +93 79346013
Fax: +93 79346013
Email: Farhad.Noorzai@eirp-afg.org

...damit alles fließt

Die vorgestellten Ansätze und Problemlösungen werden durch zahlreiche Berechnungsbeispiele ergänzt.

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

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



mit CD-ROM

Aktueller Preis-Tipp:
€ 65,50
früher € 100,-

Inhalt

Bollrich/Aigner
Hydraulisches Versuchswesen

Martin/Carstensen
Gerinneströmungen

Diersch
Potentialströmungen

Horlacher
Druckrohrnetze, Druckstoß in Rohrleitungen

Martin
Spezielle Probleme an ausgewählten Betriebseinrichtungen

Aigner
Hydraulik der Wasserbehandlungsanlagen und industriellen Prozesse

Pohl
Probabilistische Aspekte der hydraulischen Bemessung

Martin, Helmut, Pohl, Reinhard (Hrsg.)

Technische Hydromechanik Band 4: Hydraulische und numerische Modelle

1. Auflage 2000, 404 Seiten; Hardcover;

Mit CD-ROM

ISBN 3-345-00682-0

Besuchen Sie unseren Buch-Shop im Internet:
www.bau-fachbuch.de

Bestell-Hotline: Tel. 030/4 2151-325 · Fax 030/4 2151-468
HUSS-MEDIEN GmbH, Versandbuchhandlung, 10400 Berlin
e-mail: versandbuchhandlung@hussberlin.de
Im Internet: www.bau-fachbuch.de

Gleich anfordern!

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

Tel.: 030/4 2151-325
Fax: 030/4 2151-468

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

Exempl.	Bestell-Nr./ISBN	Autor/Titel	€/Stück
	3-345-00682-0	Martin/Pohl Techn. Hydro 4	65,50

NAME, VORNAME

TELEFON FAX

STRASSE, NR. POSTFACH

PLZ/ORT

DATUM UNTERSCHRIFT

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

DATUM UNTERSCHRIFT WWF

KUNDEN-NR.: (siehe Adressaufkleber oder letzte Warenrechnung)

Weitere Titel des Standardwerks:

Technische Hydro-mechanik 1

Bollrich



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

Technische Hydro-mechanik 3

Aufgabensammlung

Martin/Pohl/Elze



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

Ein aktueller Leitfaden des Fachgebietes Technische Hydromechanik, einer Grundlagendisziplin des Wasserwesens und der Bautechnik.

In diesem – im gesamten deutschsprachigen Raum gut eingeführten Lehr- und Fachbuch – wird alles Wissenswerte zu ruhenden und strömenden Flüssigkeiten übersichtlich dargestellt. Der Band 3 ist als sinnvolle Ergänzung konzipiert.

Didaktisch gut aufbereitete Übungsaufgaben erleichtern den Einstieg in das Fachgebiet Technische Hydromechanik.

Die Hochwasserschutzkonzepte im Freistaat Sachsen – Erstellung, Priorisierung, Umsetzung

Uwe Müller

Im Freistaat Sachsen hat seit dem verheerenden Hochwasser vom August 2002 der Hochwasserschutz einen höheren Stellenwert bekommen. Um bei zukünftigen Hochwasserereignissen ähnlich katastrophale Schäden zu verhindern, sind neben der Schaffung günstigerer gesetzlicher Randbedingungen in Sachsen viele Anstrengungen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes unternommen und viele Hochwasserschutzprojekte begonnen oder bereits realisiert worden. Im folgenden Beitrag soll schwerpunktmäßig auf den durch die Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV) geleisteten Beitrag eingegangen werden.

Zuerst wird demonstriert, wie schon parallel zur Schadensbeseitigung die methodischen Grundlagen zur Ereignisanalyse und zur Erstellung der 47 Hochwasserschutzkonzepte (HWSK) erarbeitet worden sind. Spezielle Probleme, wie z. B. die Differenzierung der Schutzziele, die Ermittlung des Schadenspotentials und die Erstellung der Gefahrenkarten werden erläutert. Zum Schluss wird vorgestellt, wie die Ergebnisse aus den HWSK in ein Hochwasserschutzinvestitionsprogramm überführt worden sind. Hierbei spielte die Wichtung der über 1.600 umzusetzenden Maßnahmenkomplexe eine zentrale Rolle. Das dazu erforderliche Priorisierungsverfahren und die Maßnahmenvielfalt bei der Umsetzung der HWSK werden an Hand von Beispielen präsentiert.

Die LTV ist einerseits für den Betrieb und die Unterhaltung von ca. 70 Stauanlagen zuzüglich 52 Vorsperren als auch für ca. 3.000 km Fließgewässer I. Ordnung, über 650 km Deiche und zahlreiche andere Wasserbauten sowie für die Errichtung und Unterhaltung öffentlicher Hochwasserschutzanlagen im Freistaat Sachsen zuständig.

1 Hochwasser vom August 2002 und seine Schäden

Das Ereignis vom August 2002 war eine der schlimmsten Hochwasserkatastrophen in Mitteleuropa mit Schäden von ca. 18,5 Milliarden Euro. Mit 9,2 Milliarden Euro entfiel fast die Hälfte der Hochwasserschäden auf Deutschland und hier wiederum befanden sich ca. 80 % der Schäden im Freistaat Sachsen, wo zwei Drittel der Landesfläche direkt vom Hochwasser betroffen und 21 Todes-

opfer zu beklagen waren. Eine genaue Beschreibung des Hochwassers können Sie der Ereignisanalyse (*LfUG, 2004*) oder einem frühen Beitrag (*Müller, 2003*) entnehmen.

Die Beseitigung der enormen Schäden an den Gewässern und Stauanlagen in Sachsen stellte und stellt noch eine große Herausforderung für die LTV dar. Bereits einen Tag nach dem Hochwasserereignis hatten Ingenieure der LTV mit der Schadenserfassung begonnen. Nachdem das Ausmaß der Schäden einigermaßen abschätzbar war, wurde sehr schnell deutlich, dass die Schadenserfassung und -behebung nur mit einer straffen Organisationsstruktur (*Müller, 2003*) unter Zuhilfenahme externer Ingenieurkapazitäten umsetzbar war. Bereits eine Woche nach dem Hochwasserereignis waren mittels einer eigens dafür erstellten Internet-Datenbank über 8.000 Schäden in Lage, Art und Ausmaß erfasst, bewertet worden und erste Prioritäten zur Schadensbehebung gesetzt. Zum Jahresende 2002 waren in der Schadensdatenbank über 18.000 Schäden an den Gewässern und Stauanlagen in einer Höhe von ca. 1,4 Milliarden Euro erfasst.

Zeitgleich ist mit der Fachberatung aller Einsatzkräfte (z. B. Bundeswehr, THW) sowie der Beseitigung von akuten Gefahrenquellen begonnen worden. In den darauf folgenden Wochen sind die Gewässer beräumt und für den Winter gesichert worden. Diese Maßnahmen haben sich während des Hochwassers zum Jahreswechsel 2002/2003 bewährt, da keine weitergehenden Schäden entstanden sind.

Inzwischen sind im Rahmen der nachhaltigen Schadensbeseitigung an den sächsischen Gewässern und Stauanlagen bereits ca. 650 Millionen Euro verbaut worden.

2 Hochwasserschutzkonzepte

2.1 Methodik

Auf Grundlage der neuesten Erkenntnisse des Hochwasserschutzes und des Sächsischen Wassergesetzes sind nach einer einheitlichen Aufgabenstellung durch die LTV für alle Gewässer I. Ordnung und für den im Freistaat Sachsen liegenden Teil der Elbe 47 HWSK aufgestellt worden. Diese HWSK entsprechen den gemäß Wasserhaushaltsgesetz geforderten Hochwasserschutzplänen und stellen die wasserwirtschaftlichen Rahmenpläne für einen nachhaltigen Hochwasserschutz dar.

Um die Wiederholung von Fehlern aus der Vergangenheit zu vermeiden, wurde jedem HWSK stets eine Ereignisanalyse (*LfUG, 2004*) des Augusthochwassers 2002 zugrunde gelegt. Das prinzipielle Vorgehen für die Erstellung der Hochwasserschutzkonzepte lehnte sich an die Empfehlungen des schweizerischen Bundesamtes für Wasser und Geologie an und wurde auf die sächsischen Verhältnisse angepasst. Die integrale Strategie eines umfassenden Hochwasserschutzes beinhaltet die Berücksichtigung eines angemessenen Schutzes des Lebens- und Wirtschaftsraumes, die Verhinderung eines Anstieges der Schadenssummen durch Vorsorgemaßnahmen und die Erkennung der Gewässer als bedeutende Teile von Natur und Landschaft. Der verfügbare Raum, den man einem Gewässer bei der Planung und Erstellung von Maßnahmen geben muss, spielte dabei eine zentrale Rolle. Dies war eine der entscheidenden Fragen, die im Rahmen der Hochwasserschutzkonzepte beantwortet werden musste. Insbesondere die bestehende "Konkurrenzsituation" zwischen den einzelnen Verkehrsträger und dem eigentlichen Gewässerraum bedurfte und bedarf einer eingehenden Erörterung.

Die Hochwasserschutzstrategie beinhaltet eine Gefahrenanalyse, die Differenzierung der Schutzziele, eine zweckmäßige Maßnahmenplanung und die Begrenzung des verbleibenden Risikos.

Die flächendeckend hohen Schäden des Augusthochwassers 2002 überstiegen die bisherigen Erfahrungen und machten deutlich, dass solche extremen Ereignisse mit baulichen Maßnahmen nur begrenzt beeinflussbar sind und immer Restrisiken verbleiben. Moderner nachhaltiger Hochwasserschutz muss deshalb auch das Schadenspotential vermindern. Darum ist eine genaue Analyse der Gefahren erforderlich. In die Betrachtung sind alle maßgebenden Schadensprozesse einzubeziehen. Die Folgen eines Hochwassers sind grundsätzlich durch die drei Einflussgrößen Art, Intensität und Dauer der Prozesse bestimmt. Meist sind nicht nur Reinwasserabflüsse maßgebend. Ebenso muss den Prozessen Erosion, Sedimentation und Holztransport eine große Bedeutung beigemessen werden. Schon die Bestimmung von Spitzenabflüssen ist auf Grund der Vielfalt der Einflussfaktoren immer mit Unsicherheiten verbunden, noch größer sind diese bei der Ermittlung von Feststofffrachten oder Geschwemmsel.

Der erste Schritt einer ganzheitlichen Betrachtungsweise ist eine differenzierte Ereignisanalyse nach einem Hochwasserereignis. Diese stellt die eigentliche Basis für die Erstellung der Hochwasserschutzkonzepte dar. Dabei werden die Schaden verursachenden Prozesse (Wasser, Geschiebe, Geschwemmsel) detailliert untersucht. Dazu gehören nicht nur die Ermittlung der Ursachen, sondern auch die Zuordnung einer bestimmten Wahrscheinlichkeit und das Aufzeigen

von Problembereichen. Die aus dieser Analyse gewonnenen Erkenntnisse spielen im Weiteren bei der Definition von Szenarien möglicher Gefährdungsbilder eine wichtige Rolle.

Speziell das Ereignis vom August 2002, welches als seltenes Ereignis für Sachsen bezeichnet werden kann, bildet eine sehr gute Basis um die Prozessverhältnisse der Gewässer zu erkennen und entsprechende Grundlagen für die Hochwasserschutzkonzepte auszuarbeiten.

Während früher die Maßnahmen des Hochwasserschutzes auf ein Ereignis bestimmter Jährlichkeit dimensioniert worden sind, sollten die Schutzziele heute nutzungs- bzw. objektbezogen festgelegt werden. Je nachdem, welche Gefahren an einem bestimmten Ort auftreten können, und je nachdem, welche Schutzbedürfnisse bestehen, werden die Schutzziele unterschiedlich festgelegt. Dort, wo Menschen oder hohe Sachwerte betroffen sein können, wird das Schutzziel höher angesetzt als etwa in land- oder forstwirtschaftlich genutzten Gebieten. Entsprechend dürfen einige Objekte oft, andere selten, wieder andere möglichst nie überflutet werden. Eine mögliche Lösung wird in Tabelle 1 dargestellt.

Tabelle 1: Wiederkehrintervallempfehlung verschiedener Objektkategorien (LTV, 2003)

Objektkategorie	Richtwert für das maßgebende mittlere statistische Wiederkehrintervall T_n in Jahren
Sonderobjekte	im Einzelfall bestimmen
geschlossene Siedlungen	100
Einzelgebäude, nicht dauerhaft bewohnte Siedlungen	25
Industrieanlagen	100
überregionale Infrastrukturanlagen	100
regionale Infrastrukturanlagen	25
landwirtschaftlich genutzte Flächen	5
Naturlandschaften	-

Die Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen ist ein iterativer Optimierungsvorgang auf Basis des ermittelten Gefährdungs- und Schadenspotentials und anschließender Nutzen-Kosten-Analysen bei dem umfassende Interessenabwägungen stattfinden müssen. Präventive Maßnahmen, wie z. B. sachgerechte Unterhaltung der Gewässer, werden dabei immer Vorrang haben. Durch raumplanerische Maßnahmen, wie Ausweisung von Gefahrengebieten, Freihalteräumen, Überflutungszonen oder Festlegung von Bauauflagen, soll das Schadenspotential vermindert werden. Nur dort, wo eine schützenswerte Nutzung bereits be-

steht, oder dort, wo nach Abwägung aller Interessen eine Änderung der Nutzung unbedingt erforderlich ist, sollen bauliche und technische Maßnahmen das Gefahrenpotential mindern. Ebenfalls Bestandteil einer Maßnahmenplanung ist die Erarbeitung einer Notfallplanung, durch die sich das immer verbleibende Restrisiko auf ein akzeptierbares Maß reduzieren lässt. Dabei spielt die Planung von temporären Maßnahmen (Erhöhung von Ufern durch Holzbalken oder Sandsäcken) eine ebenso wichtige Rolle wie die Vorbereitung von Evakuierungen und Rettungsmaßnahmen.

Die HWSK sind einer Träger-Öffentlicher-Belange-Beteiligung unterzogen worden. Nach Abwägung und Einarbeitung aller relevanten Belange sind die HWSK durch das Sächsische Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft (SMUL) bestätigt und durch die LTV und Landkreise (Untere Wasserbehörden) öffentlich zugänglich gemacht worden.

2.2 Gefahrenkarten

Gefahrenkarten dienen der Gefahrendarstellung und zeigen auf, welche Gebiete wegen bestehender Naturgefahren nicht oder nur bedingt für bestimmte Nutzungen geeignet sind. Sie sollten die fachliche Grundlage für die Raumplanung, wie z. B. Vorrang- und Vorbehaltsgebiete in den Regionalplänen, die Bau(leit)planung, die Katastrophenschutzplanung und die Planung von Maßnahmen des Objektschutzes seitens der Grundeigentümer bilden. In der Überlagerung der Gefahrengebiete mit bestehenden Nutzungen werden Konflikte aufgezeigt. Die Gefährdung eines bestimmten Raumes wird durch die beiden Parameter Intensität der Einwirkung und Wahrscheinlichkeit des betrachteten Prozesses beschrieben (*Müller, 2007*).

Grundlage für Gefahrenkarten sind die Intensitätskarten. Für die Ermittlung der Intensität wird für Hochwassergefahren die Wassertiefe oder das Produkt aus Wassertiefe mal Geschwindigkeit verwendet. Die Klassifizierung in Stufen richtet sich primär nach der Gefährdung für den Menschen. In der Endform der Gefahrenkarten werden die in (*Müller, 2007*) erläuterten Zonen dargestellt. Bei der Erarbeitung der Hochwasserschutzkonzepte nahmen diese Karten eine große Bedeutung ein. Grundsätzlich ist damit zu rechnen, dass es auch mit Hochwasserschutzmaßnahmen Zonen geben wird, in denen es eine erhebliche Gefährdung für Bauten und Menschen geben wird. Diese Tatsache sollte zukünftig in der Raumplanung berücksichtigt werden.



Abbildung 1: Ausschnitt Gefahrenkarte Schriedeberg (Müller et al., 2004)

Bei der Bearbeitung der HWSK für über 3.000 km Fließgewässer hat sich gezeigt, dass die Erarbeitung der in Abbildung 1 vorgestellten Gefahrenkarten zu aufwendig und damit zeitnah nicht realisierbar ist. Deshalb wurden als Zwischenstufe für alle betroffenen Gemeinden 568 Gefahrenkarten für die Gefahr Überschwemmung hergestellt (Abbildung 2). Diese Karten stellen eine Weiterführung der Intensitätskarte Überschwemmung dar, wobei hier auch der Geschiebetransport und die Verklauung berücksichtigt worden sind. Zusätzlich ist noch die Verbindung zum nächsten oberhalb liegenden Hochwasserpegel hergestellt.

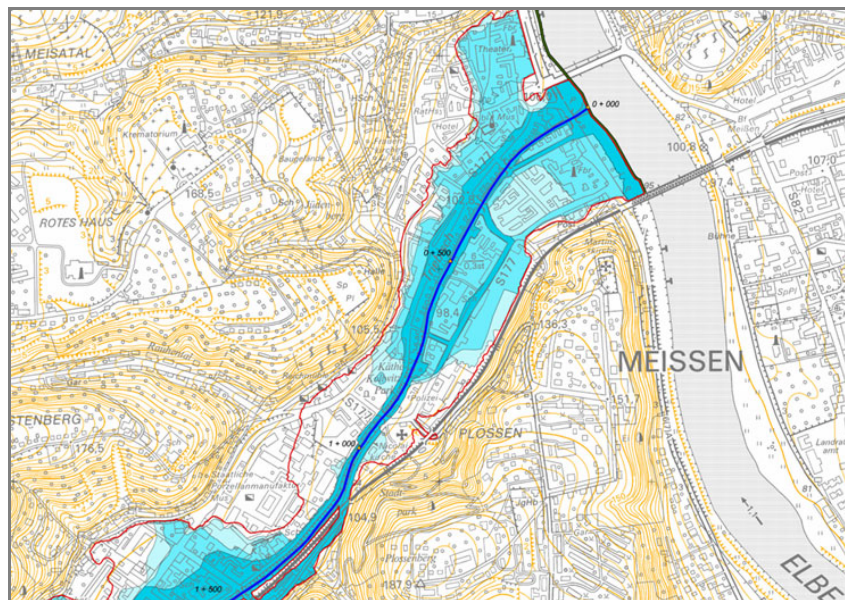


Abbildung 2: Ausschnitt Gefahrenkarte Überschwemmung Meissen (LTV)

Mit der vorgestellten Herangehensweise sind alle HWSK und 568 Gefahrenkarten erarbeitet durch das SMUL bestätigt und öffentlich zugänglich gemacht worden. Zeitgleich erfolgten schon Objektplanungen und Bauausführungen von Maßnahmen, die aufgrund von Zwangspunkten nicht den Hochwasserschutzkonzepten entgegenstehen.

3 Hochwasserschutzinvestitionsprogramm

3.1 Priorisierung

Die in den HWSK beschriebenen ca. 1.600 Hochwasserschutzmaßnahmenkomplexe in einem Wertumfang von ca. 2 Milliarden Euro beinhalten Maßnahmen zum natürlichen Rückhalt in der Fläche, des technischen Hochwasserschutzes und der weitergehenden Hochwasservorsorge. Um zu einer fachlich sinnvollen und auch wirtschaftlichen Abarbeitungsreihenfolge zu kommen sind alle Maßnahmenkomplexe einem mehrstufigen Priorisierungsverfahren unterzogen worden. In der ersten Stufe sind alle Maßnahmen eines HWSK nach der in (Müller, 2007) gezeigten Methodik bewertet und in eine Rang- und Reihenfolge überführt worden.

Nachdem eine Maßnahmenreihenfolge innerhalb der HWSK fest stand, mussten in einem zweiten Bearbeitungsschritt alle Maßnahmen HWSK-übergreifend priorisiert werden. Dazu sind die in Tabelle 2 aufgeführten Kriterien verwendet worden.

Tabelle 2: HWSK-übergreifende Priorisierung (Socher et al., 2006)

Priorisierungskriterium	Teilaspekte	Bewertungsmaßstäbe	Priorisierungspunkte	
Schadenspotenzial SP(T)kum.	X	nahe 0 Mio € (fast)keines	0	
		< 2 Mio € (gering)	5	
		2 ... 10 Mio € (mittel)	15	
		> 10 Mio € (hoch)	25	
			} max 25	
Nutzen-Kosten-Verhältnis	X	nahe 1 (äußerst gering)	0	
		< 1 ... 2 (gering)	5	
		2 ... 5 (mittel)	15	
		> 5 (hoch)	25	
			} max 25	
Wasserwirtschaftliche Effekte WW	Verbesserung Retentionsvermögen	keine oder nur lokale Verbesserung	0	
		Verbesserung mit regionaler Wirkung	5	
		Verbesserung mit überregionaler Wirkung	10	
				} max 10
	Verbesserung Abflussverhältnisse	keine oder nur lokale Verbesserung	0	
		Verbesserung mit regionaler Wirkung	5	
Verbesserung mit überregionaler Wirkung		10		
			} max 10	
Verbesserung Gewässerökologie und /oder Gewässerstrukturgüte	keine oder unwesentliche Verbesserung signifikante (nicht nur unwesentliche) Verbesserung	0 5		
				} max 5
Vulnerabilität VU	Besondere Betroffenheit bzw. Verwundbarkeit	keine besondere Betroffenheit	0	
		mittelschwere besondere Betroffenheit	5	
		schwere besondere Betroffenheit (insbesondere akute Lebensgefahr)	10	
				} max 10
	Besondere Folgegefahren (von Objekten ausgehende Gefährdungen)	keine nennenswerten Folgegefahren	0	
		mittelschwere Folgegefahren	5	
große, schwerwiegende Folgegefahren		10		
			} max 10	
Besonderes Schutzerfordernis (fehlende Hochwasserverteidig- barkeit)	kein besonderes Schutzerfordernis	0		
	bestehendes besonderes Schutzerfordernis	5		
			} max 5	

Bewertung/ Priorität: 0 bis 30 Punkte: gering; 35 bis 60 Punkte: mittel; 65 bis 100 Punkte: hoch

Nach der Durchführung beider Priorisierungsschritte konnten alle Maßnahmen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes mit den entsprechenden Wichtungen im Hochwasserschutzinvestitionsprogramm des Freistaates Sachsen zusammen-

gefasst werden. Mit der Umsetzung wichtiger Maßnahmen ist bereits begonnen und viele sind inzwischen auch realisiert worden.

3.2 Maßnahmenvielfalt

Die über 1.600 Maßnahmenkomplexe der HWSK zergliedern sich in mehrere Tausend Einzelmaßnahmen, die Maßnahmen zum natürlichen Rückhalt in der Fläche, des technischen Hochwasserschutzes und der weitergehenden Hochwasservorsorge beinhalten. Im Weiteren soll nur auf die Maßnahmen des technischen Hochwasserschutzes eingegangen werden.

Hier kann man prinzipiell nach punktuellen Maßnahmen (z. B. Hochwasserrückhaltebecken) und linienhaften Maßnahmen (z. B. Deiche) unterscheiden. Die punktuellen Hochwasserschutzmaßnahmen entfalten in der Regel ihre Wirkung beginnend von ihrem Standort bis weit flussabwärts. Die linienhaften Schutzmaßnahmen wirken meist lokal an ihrem Standort und haben flussabwärts kaum Auswirkungen. In der folgenden Aufzählung werden beispielhaft technische Hochwasserschutzmaßnahmen benannt, die bisher im Wirkungsbereich der LTV zum Einsatz gekommen und/oder geplant sind: Bau oder Erweiterung von Hochwasserrückhaltebecken; Bau von Poldern; Deichbau; Deichrückverlegungen; Hochwasserschutzmauern; mobile Hochwasserschutzwände; Gewässeraufweitungen; Gewässerumverlegungen; Gewässerfreilegungen; Bau von Umflutern oder Flutrinnen; ingenieurbioologische und technische Uferbefestigungen; Renaturierungen; usw.

Welche der vielfältigen Varianten zum Einsatz kommen kann, hängt von sehr vielen Randbedingungen, wie z. B. gesamtgesellschaftliche Effizienz, Genehmigungsfähigkeit, Schutzwirkung, Eingriffswirkung, Eigentumsverhältnissen, wasserwirtschaftlicher Effekt, usw. ab. Anhand der Vorgehensweise zur Auswahl von Hochwasserrückhaltebeckenstandorten und einer Polderstudie soll kurz dokumentiert werden, dass im Vorfeld von Planungs- und Genehmigungsverfahren sich die LTV intensiv mit der geeigneten Maßnahmenauswahl auseinandersetzt. Alle Maßnahmen werden im Zuge der Objektplanung einer Nutzen-Kosten-Untersuchung unterzogen.

Im Dezember 2002 beauftragte die LTV eine Recherche zur Bewertung von potentiellen Beckenstandorten für Hochwasserrückhaltebecken (HRB) im Freistaat Sachsen. Diese Recherche und Erfassung von möglichen Beckenstandorten für den technischen Hochwasserschutz und deren Bewertung unter Berücksichtigung von Besiedlung, Infrastruktur und Umwelt ergab eine erste Übersicht von 207 potentiellen Beckenstandorten aus räumlicher Sicht (*Mül-*

ler, 2006). Bei der weiteren Selektion blieben im Rahmen der HWSK noch 77 HRB-Standorte übrig. Aus diesen sind dann mittels Machbarkeitsstudien die zweckmäßigsten Standorte unter Berücksichtigung wirtschaftlicher, technischer, sozialer und ökologischer Kriterien ausgewählt und bewertet worden. Die LTV ist bestrebt bis 2013 über 10 Beckenstandorte zu realisieren. So ist z.B. beim HRB Lauenstein (Bauzeit 2002 bis 2006) an der Müglitz in Auswertung des Hochwassers vom August 2002 noch während der Bauausführung der Hochwasserrückhalteraum von 2,5 Mio. m³ auf 5 Mio. m³ erhöht worden.

Im Rahmen eines ELLA-Projektes (BfG, 2006) ist eine Bewertung potentieller Retentionsräume an der Elbe mit dem WAVOS Modell vorgenommen worden. Hierbei sind sowohl potentielle Polderstandorte als auch Deichrückverlegungen an der Elbe mit untersucht worden.

4 Hochwasservorsorge und Gebietsausweisungen

Parallel zur Umsetzung neuer Hochwasserschutzmaßnahmen sind die bestehenden Anlagen, wie z. B. die Talsperren, durch bauliche Veränderungen oder geänderte Bewirtschaftung in ihrer Hochwasserschutzwirkung verbessert worden.

Durch die Schaffung effizienterer Kommunikationswege und -systeme im Landeshochwasserzentrum und der Talsperrenmeldezentrale sind die Hochwasservorhersage, Hochwassermeldung und Hochwasserwarnung qualifiziert worden.

Das Sächsische Landesamt für Umwelt und Geologie (LfUG) hat für den gesamten Freistaat Sachsen Gefahrenhinweiskarten, in denen Überflutungsbereiche und Schadpotentiale dargestellt sind, erstellt und fachlich bereits die Hochwasserentstehungsgebiete ausgewiesen.

Die Wasserbehörden haben auf Grundlage des Sächsischem Wassergesetz § 100, Absätze (1), (3) und (5) sowie nach Wasserhaushaltsgesetz § 32 Abs. (1) seit dem 2002er Auguthochwasser 268 neue Überschwemmungsgebiete mit einer Fläche von ca. 73.000 Hektar festgesetzt.

5 Literatur

- BfG (2006): Modellgestützter Nachweis der Auswirkungen von geplanten Rückhaltemaßnahmen in Sachsen und Sachsen-Anhalt auf Hochwasser der Elbe. ELLA – Bericht, im Auftrag von Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen und Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt, Koblenz
- LfUG (2004): Ereignisanalyse – Hochwasser August 2002 in den Osterzgebirgsflüssen. Freistaat Sachsen, Landesamt für Umwelt und Geologie, Artikelnummer L II-1/26, Dresden
- LTV (2003): Empfehlungen für die Ermittlung des Gefährdungs- und Schadenspotentials bei Hochwasserereignissen sowie für die Festlegung von Schutzziele. Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, unveröffentlicht, Pirna
- Müller, U. (2003): Was haben wir gelernt? – Ein Jahr nach der Hochwasserkatastrophe in Sachsen. Wasserwirtschaft, 93(2003); Heft 12, Seite 09 – 15
- Müller, U. et al. (2004): Hochwasserschutzkonzepte für die Nebenflüsse der oberen Elbe – Fallbeispiel Schmiedeberg. 10. Kongress INTERPRAEVENT 2004 „Schutz des Lebensraumes vor Hochwasser, Muren, Lawinen und Hangbewegungen“, Trient 2004, Band 4, Seite 213 – 223
- Müller, U. (2006): Die Herangehensweise der Landestalsperrenverwaltung bei der Umsetzung der Hochwasserschutzkonzepte am Beispiel der Hochwasserrückhaltebecken. DWA Landesverbandstagung Sachsen/Thüringen 2006, Dresden, Seite 41 – 60
- Müller, U. (2007): Sind wir besser vorbereitet? – Fünf Jahre nach der Hochwasserkatastrophe von 2002 in Sachsen. Wasserwirtschaft, 97(2007); Heft 7/8, Seite 10 – 14
- Socher, M.; Sieber, H.-U.; Müller, G.; Wundrak, P. (2006): Verfahren zur landesweiten Priorisierung von Hochwasserschutzmaßnahmen in Sachsen. Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Jg.: 50, Nr.3, 2006, Seite 123 – 130

Autor:

Dr.-Ing. Uwe Müller

Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen
Fachbereich Technik, Referat Wasserbau
Bahnhofstraße 12
01796 Pirna

Tel.: +49 351 796 471

Fax: +49 351 796 105

E-Mail: Uwe.Mueller@ltv.smul.sachsen.de

Hochwasserschutz urbaner Bereiche

Heinz Patt

Der Gebrauch der Fließgewässer und die Ansiedlung von Nutzungen in Gewässernähe waren immer wohlbegründet. Die in der Folge aufgetretenen Hochwasserschäden deuten darauf hin, dass bei den Planungen wohl doch nicht alle Auswirkungen berücksichtigt worden sind. Da ein Aufgeben der Nutzungen heute meist nicht mehr möglich ist, gilt es Konzepte zu entwickeln, um die Schäden möglichst gering zu halten. In innerstädtischen Bereichen kann dazu in der Regel auf technische Schutzmaßnahmen nicht verzichtet werden.

1 Hochwasservorhersage

Die Hochwasservorhersage ist für den organisatorischen (insbesondere zeitlichen) Ablauf der Schutzmaßnahmen wichtig. Dazu müssen repräsentative Parameter (i. d. R. Niederschlagshöhen und Wasserstände) an geeigneten Messstellen im Einzugsgebiet ermittelt werden, um daraus die voraussichtliche Entwicklung der Wasserstände am zu schützenden Gewässerabschnitt ableiten zu können. Zwischengeschaltete hydrologische Auswerteprogramme können die Entscheidungsträger bei der Bewältigung der eingehenden Informationsflut unterstützen und Prognosen über die voraussichtliche Entwicklung erstellen.

Wichtige Planungsgrundlagen ist u. a. der zeitliche Ablauf eines Hochwassers, d. h. der Verlauf der Wasserstände über einem „mittlerem“ Wasserstand (z. B. dem Mittelwasserstand - MW - siehe Abbildung 1), und die Maximalwasserstände (Hochwasserscheitel). Diese bestimmen die Hochwasserfülle, d. h. das „Wasservolumen“ eines Hochwassers. In Abbildung 1 ist beispielhaft eine HW-Welle mit nur einem Scheitel skizziert. Es ist jedoch durchaus möglich, dass mehrere Maxima kurz hintereinander folgen.

Für den Hochwasserschutz ist von besonderer Bedeutung, bei welchen Wasserständen es voraussichtlich wann und wo zu welchen schädlichen Auswirkungen kommen wird (z. B. erste Ausuferungen bei einem HQ100 - Überschwemmung einer Straße - siehe Abbildung 1) und welche Gegenmaßnahmen damit verbun-

den sind (z. B. Sperrung der Straße). Auf diese Weise lassen sich den Wasserständen entsprechende Schutzmaßnahmen zuordnen.

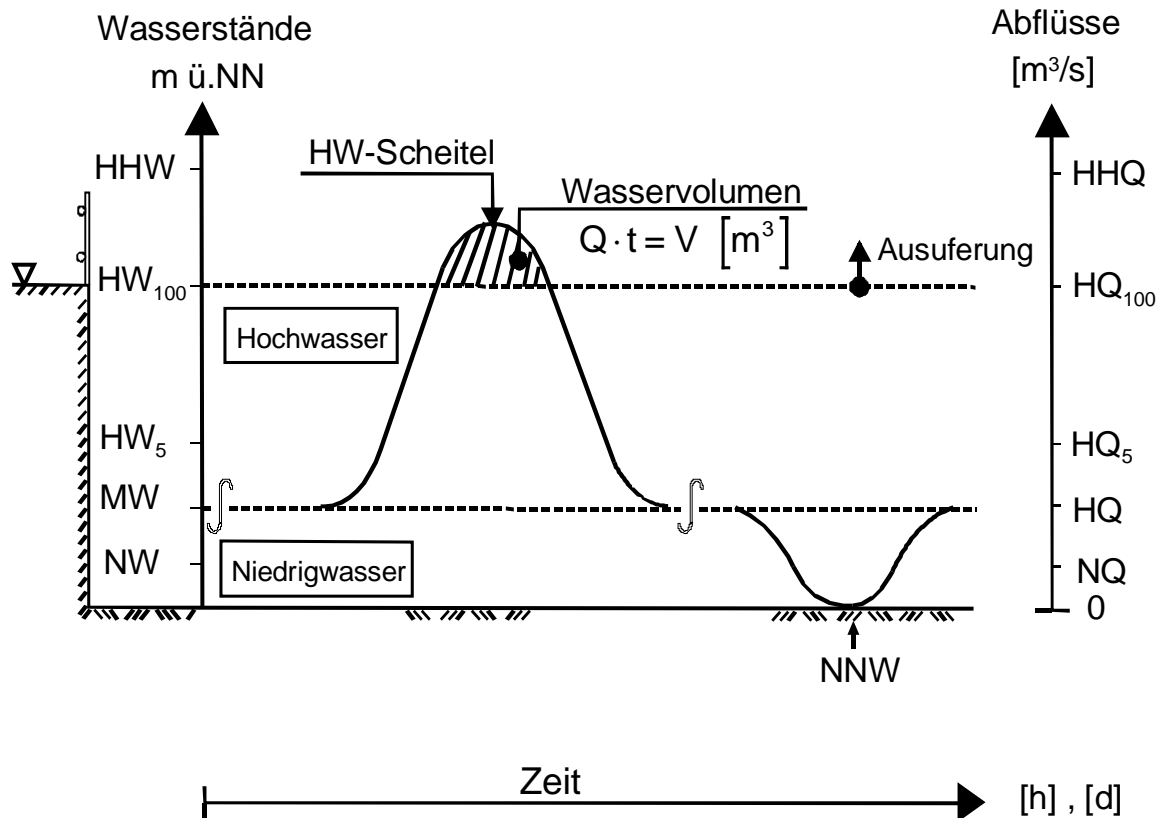


Abbildung 1: Beispiel für den zeitlichen Verlauf einer Hochwasserwelle

2 Schutzmaßnahmen für urbane Bereiche

Hinsichtlich der Schutzmaßnahmen ist zwischen der Bauvorsorge (dem vorbeugenden baulichen Hochwasserschutz), der Verhaltensvorsorge und dem Hochwassermanagement zu unterscheiden (Patt, 2001; Rother, 1995). Die wichtigsten Gestaltungsmöglichkeiten für den Hochwasserschutz in urbanen Bereichen sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Die Maßnahmen im Rahmen der Bauvorsorge und der Verhaltensvorsorge werden, schon alleine aus Kostengründen, sukzessive über längere Zeiträume realisiert werden müssen. Dazu zählen zum Beispiel Bau und Sanierung der Hochwasserschutzdeiche, Sanierung der Abwasserkanäle, Förderung der Regenwasserversickerung, aber auch die Berücksichtigung der Hochwasserproblematik in der Bauleitplanung oder die Verbesserung der Hochwasservorhersage. Das Hochwassermanagement umfasst die Koordinierung aller vorgesehenen Maßnahmen vor, während und nach einem Hochwasser.

Tabelle 1: Maßnahmengruppen und Einzelmaßnahmen für den HW-Schutz urbaner Bereiche (Auswahl)**unabhängig von einem Hochwasserereignis:**die **Bauvorsorge** umfasst z. B.:

- Wahl eines hochwassersicheren Standortes
- Bau von Deichen und Schutzmauern
- Schaffung der baulichen Voraussetzungen für Maßnahmen im Rahmen des Hochwassermanagement (z.B. Aussparungen für Dammbalken, Befestigungen für Schutzwände)
- Spezielle Formen der Bauwerksgründung (weiße oder schwarze Wanne)
- Verwendung von geeigneten Baumaterialien
- angepasster Innenausbau und Raumaufteilung
- Maßnahmen im Kanalnetz (Abschottungen, Pumpwerke, Kanalstauräume, Sanierung des Leitungsnetzes)
- Bau von Hochwasserrückhaltebecken

unabhängig von einem Hochwasserereignis:**nach Überschreiten eines Schwellenwertes ..**die **Verhaltensvorsorge** umfasst z. B.:**Bauleitplanung**

- Freihalten der Fließquerschnitte und Überschwemmungsgebiete
- Bauberatung
- Ausweisung von Überschwemmungsgebieten

Schaffung von schnell und effektiv reagierenden Organisationsstrukturen:

- Organisation der Einsatzführung (z. B. Einrichtung einer HW-Schutzzentrale)
- Zusammenstellung und Einplanung anderer Organisationseinheiten(u. a. Bundeswehreininsatz, Polizei, Technisches Hilfswerk)
- Katastrophenschutzmaßnahmen

Hochwasservorhersage

- Auswahl von repräsentativen Messdaten und Auswerteverfahren
- Aufbau, Unterhaltung und Nutzung des HW-Meldesystems

Ausarbeitung und Fortschreibung von technischen Anleitungen, Ratgebern u. a.:

- Hochwasseralarmplan
- Ausarbeitung einer HW-Vorschrift
- Aufstellung von Risikokarten
- Hinweise auf Versicherungen

das **Hochwassermanagement** umfasst z. B.:**Bürgerinformation**

- Herstellung einer ständigen Erreichbarkeit
- Information, Beratung und Warnung der Bevölkerung (Hochwasserwarndienst)
 - Broschüren, Faltblätter, Telefonansagen, Radio und Fernsehen
 - Bürgertelefone, Internet-Seiten

Schutz- und Hilfsmaßnahmen

- Abfallentsorgung, Straßenreinigung
- Sperrung von Straßen, Umleitungen
- Ausgabe von Hilfsmaterialien Aufbau der mobilen Wände und Stege
- Versorgung der Einsatzkräfte
- Evakuierung und Räumung z. B. von:
 - Wohnhäusern,
 - Krankenhäusern,
 - Tierheimen, Tierparks (Zoo)
- Planung Öleinsätze, Entsorgung
- Unterbringung u. Notverpflegung der Bevölkerung
- Schutz der HW-Schutzmaßnahmen und Einrichtungen vor Schaulustigen
- Abbau der Schutzeinrichtungen und Aufräumarbeiten
- Schadenaufnahme, -bewertung
- Bereitstellung von finanzielle Hilfeleistungen von HW-Betroffenen

2.1 Bauvorsorge

Bei der Bauvorsorge ist zwischen raum- und objektorientierten Maßnahmen zu unterscheiden. Die Übergänge sind jedoch meist fließend.

Raumorientierte Schutzmaßnahmen in urbanen Bereichen umfassen zum Beispiel die Festlegung der Linienführung der Schutzdeiche und der mobilen Hochwasserschutzwände, die Erschließung von lokalen (stadtnahen) Rückhalte-räumen sowie alle großräumige Maßnahmen im Kanalnetz.

Zu den objektorientierten Schutzmaßnahmen gehören zum Beispiel die Anwendung spezieller Bauweisen in hochwassergefährdeten Bereichen, der Einbau von Sperren gegen das Eindringen von Wasser, die Verwendung geeigneter Baumaterialien und Überlegungen zur Nutzung von Gebäuden.

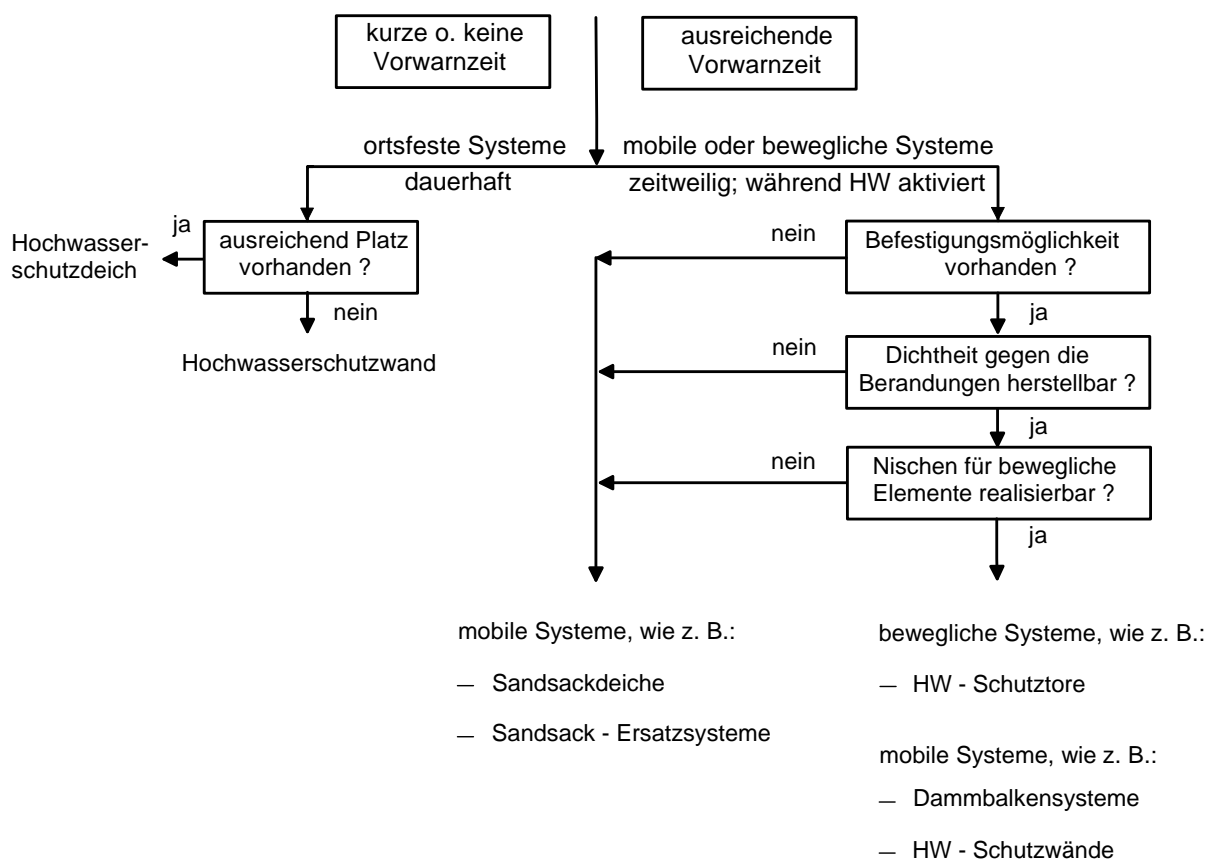


Abbildung 2: Vereinfachtes Schema zur Auswahl einer Hochwasserschutzkonstruktion (Patt, 2001)

Hinsichtlich der Schutzbauten ist zwischen ortsfesten, d. h. dauerhaft vor Ort befindlichen, und zeitweise vorhandenen Schutzkonstruktionen zu unterscheiden (Patt, 2001). Welche Schutzkonstruktion letztlich gewählt wird, hängt im We-

sentlichen von gestalterischen Gesichtspunkten, vom baulichen Gesamtkonzept und von der realisierbaren Vorwarnzeit ab (siehe auch Abbildung 2).

2.2 Verhaltensvorsorge

Die Verhaltensvorsorge umfasst alle organisatorischen Maßnahmen im Vorfeld eines Hochwassers, die geeignet sind, Schäden zu vermeiden oder zu reduzieren. Hierzu gehören sowohl städteplanerische Aspekte als auch die Schaffung geeigneter Organisationsstrukturen, ein geeignetes Hochwassermeldesystems und die Ausarbeitung von Informationsunterlagen.

In der Bauleitplanung (Flächennutzungs- und Bebauungspläne) müssen die Aspekte des Hochwasserschutzes stärker und ernsthafter berücksichtigt werden. So ist zum Beispiel nach dem Wasserhaushaltsgesetz (§ 32 WHG) die Bebauung der natürlichen Überschwemmungsgebiete nicht mehr ohne weiteres möglich. Von den vorgesehenen Ausnahmen (§ 32 Abs. 2 WHG) sollte möglichst wenig Gebrauch gemacht werden.

Für Hauseigentümer und Käufer von Immobilien in hochwassergefährdeten Bereichen sind Hinweise auf die Problematik „Wohnen in hochwassergefährdeten Bereichen“ in Form einer Bau- oder Kaufberatung wichtig. Informiert werden sollte nicht nur über die Einschränkung der Bewegungsfreiheit im Hochwasserfall, sondern auch über die möglichen Auswirkungen auf die Bausubstanz und die erhöhten Unterhaltungsaufwendungen. Weiterhin sollten konkrete Ratschläge für das Verhalten bei Hochwasser sowie Vorschläge für bauliche Vorsorgemaßnahmen enthalten sein. Der Hinweis, dass die Risiken eines Hochwassers nur unter bestimmten Voraussetzungen versichert werden können, darf nicht fehlen.

Die Zuständigkeiten und Informationswege während eines Hochwassers müssen eindeutig geregelt werden. Bewegt sich das Hochwasser im „normalen“ Rahmen, obliegt die Koordination aller Maßnahmen i. d. R. einer aus verschiedenen Fachabteilungen (z.B. Umweltamt, Tiefbauamt, Ordnungsamt, Stadtreinigung, Feuerwehr, Polizei) zusammengesetzten Hochwasserschutzzentrale. Aber auch die Aufgaben der einzelnen Einsatzgruppen vor Ort müssen detailliert festgelegt werden. Entwickelt sich das Hochwassergeschehen unkontrolliert (z. B. nach einem Deichbruch), müssen entsprechende Katastrophenschutzpläne vorbereitet sein.

2.3 Hochwassermanagement

Nach Überschreiten eines festgelegten Schwellenwertes (siehe Abbildung 3) treten die vorgesehenen Schutzmaßnahmen nach einem vorab auszuarbeitenden Hochwasser-Alarmplan in Kraft. Dort sind einzelne Schutzmaßnahmen in Abhängigkeit von den Wasserständen festgelegt (LAWA, 2000). Während die ersten Maßnahmen von der Bevölkerung meist unbemerkt bleiben (z. B. das Schließen eines Schiebers im Kanalnetz), ist spätestens nach der Sperrung von Straßen und der Aussendung einer Hochwasserwarnung klar, dass die verantwortliche Einsatzzentrale mit steigenden Wasserständen rechnet.

Nach Überschreiten des Hochwasserscheitels (HW-Scheitel) sinkt der Wasserspiegel und die getätigten Maßnahmen werden schrittweise zurückgenommen. Aufräum- und Reinigungsarbeiten sowie die Einlagerung der Hilfsmittel sind zu organisieren.

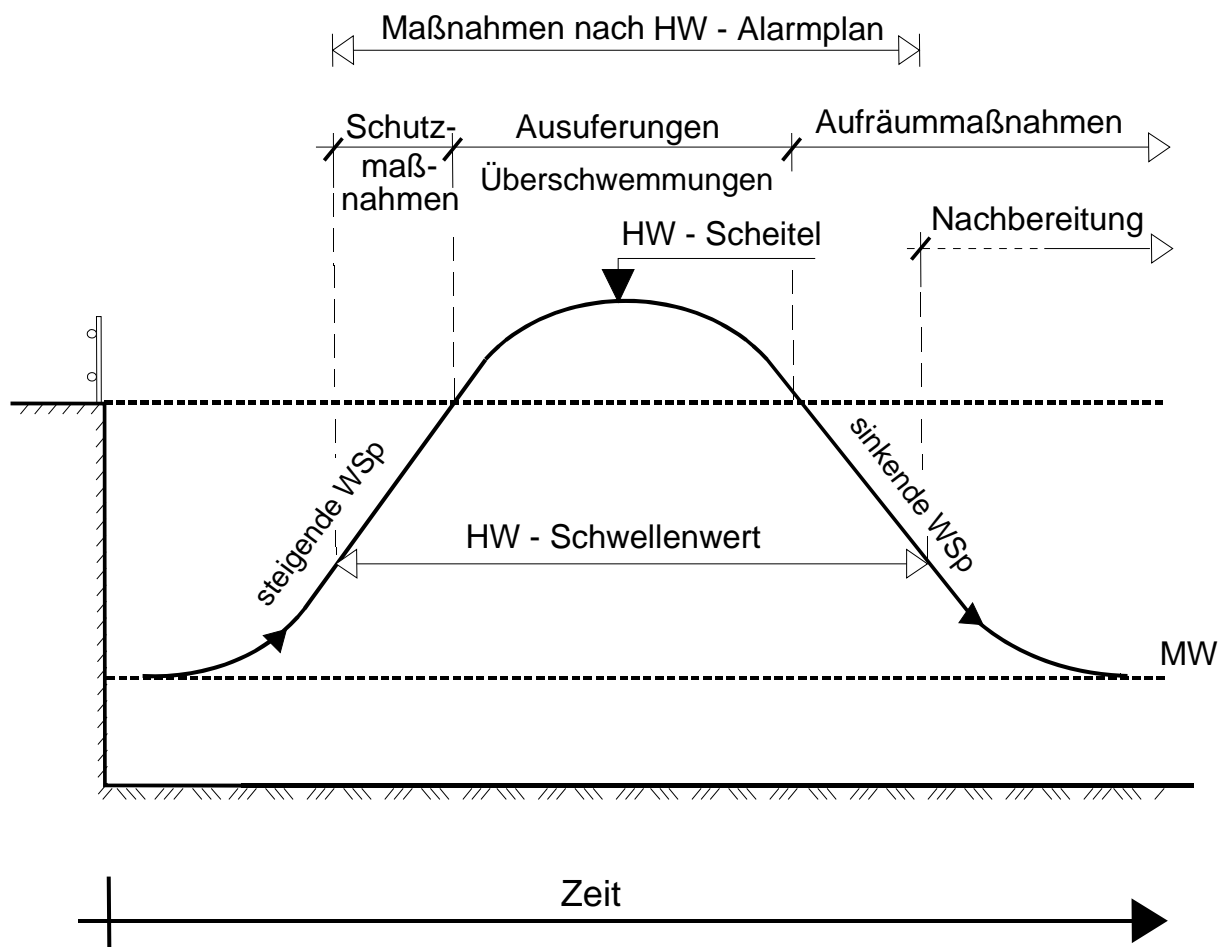


Abbildung 3: Maßnahmen im Hochwassermanagement

3 Schäden durch Hochwassereinwirkungen

Ein Hochwasser bzw. die damit verbundenen Überschwemmungen führen nicht unmittelbar zu Schäden, sondern erst dann, wenn Menschen gefährdet und Nutzungen in Funktion und Wert beeinträchtigt werden. Es ist zwischen Personen- und Sachschäden zu unterscheiden.

Die Höhe der Sachschäden ist unmittelbar mit der Ausfall-, Stör- und Schadensanfälligkeit, aber auch der Wiederbeschaffbarkeit des betroffenen Wirtschaftsgutes, verbunden. Zusätzlich sind eventuelle Wertminderungen an Gebäuden und Wirtschaftsgütern sowie ökologische Schäden zu berücksichtigen (z. B. Auslaufen von Öltanks). Den Zusammenhang zwischen Schadenshöhe und Wasserstand für die unterschiedlichen Nutzungsformen stellen die Wasserstands-Schaden-Funktionen her (Abbildung 4).

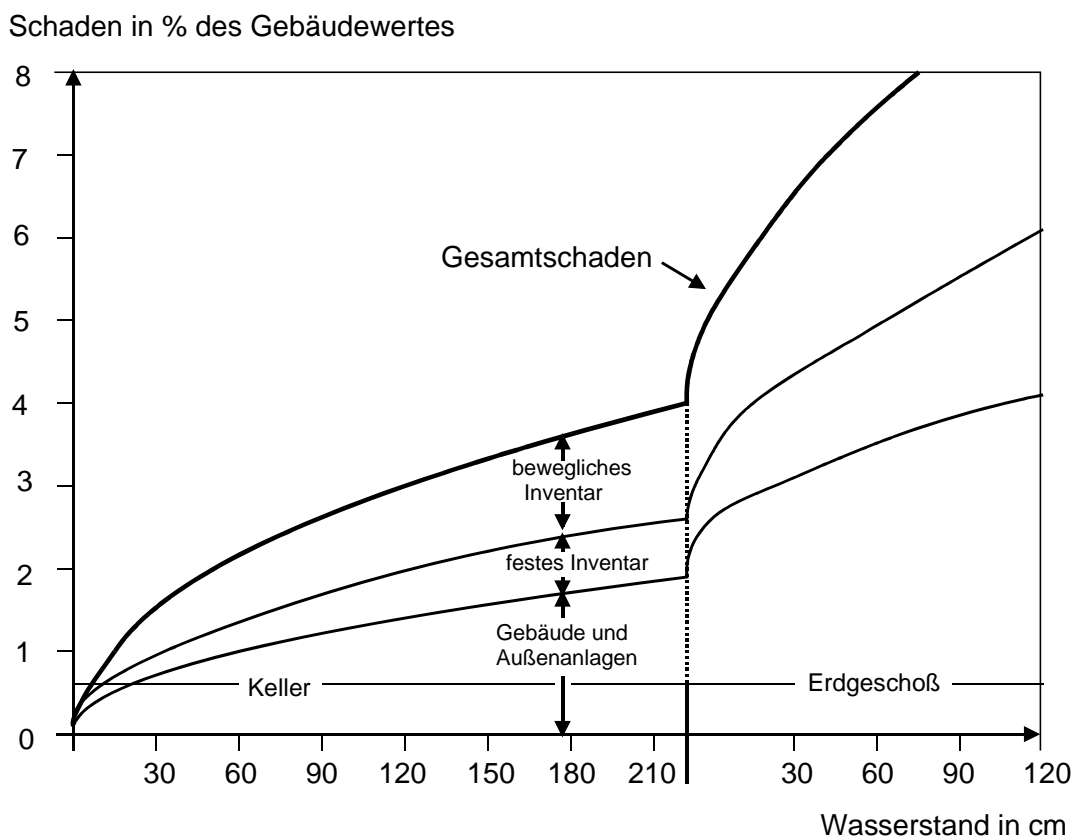


Abbildung 4: Wasserstands-Schaden-Funktion für ein voll unterkellertes Einfamilienhaus (Münchener Rückversicherungs-Gesellschaft, 1997)

Für die meisten Nutzungen steigt die Schadenshöhe mit steigendem Wasserspiegel kontinuierlich an bis es ab einem bestimmten Wasserstand zu einem überproportionalen oder sogar sprunghaften Anstieg der Schadenshöhe kommt (z. B. wenn das Wasser das Erdgeschoß erreicht) (siehe Abbildung 4).

Die Wasserstands-Schaden-Funktionen sind ein guter Ansatzpunkt für weitergehende Konzepte zur Reduzierung von Hochwasserschäden. Der Grundgedanke ist: Finden weniger Beeinträchtigungen von Nutzungen statt, gibt es auch geringere Hochwasserschäden.

Im Allgemeinen kann eine Reduzierung der HW-Schäden durch die Aussiedlung von Nutzungen, eine verbesserte Hochwasservorhersage sowie durch Information der Bevölkerung und Bauvorsorge erreicht werden. Durch selektiven Schutz lassen sich einerseits besonders empfindliche Objekte schützen andererseits aber auch die Kosten-Nutzen-Relation optimieren. In diesem Zusammenhang ist jedoch oft mit Einwendungen der HW-Betroffenen zu rechnen.

4 Zusammenfassung

In innerstädtischen (urbanen) Bereichen kann der Hochwasserschutz i. d. R. nicht auf technische Lösungen verzichten. Es wird zwischen den Einwirkungen von oberirdischem Wasser (Oberflächenwasser) und unterirdischem Wasser (Grundwasser) unterschieden. Bei den Hochwasserschäden gilt es Personen- und Sachschäden zu berücksichtigen. Die Sachgüter sind sowohl auf ihre Ausfall-, Stör- und Schadensanfälligkeit als auch im Hinblick auf Wertminderungen zu beurteilen.

Die Wasserstands-Schaden-Funktionen sind ein wichtiges Hilfsmittel bei der Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen. Durch die Verbesserung der bisherigen Schutzmaßnahmen können die HW-Schäden weiter reduziert werden. Zusätzliche Reduzierungspotenziale bieten die Übergangsbereiche der Wasserstands-Schaden-Funktionen durch einen gestaffelten HW-Schutz und den bevorzugten Schutz ausgewählter, besonders empfindlicher Objekte und Bereiche.

5 Literaturverzeichnis

- Internationale Kommission zum Schutz des Rheins - (IKSR) (Hrsg.) (1998): Aktionsplan Hochwasser, Internationale Kommission zum Schutze des Rheins, Technisch-wissenschaftliches Sekretariat, Koblenz.
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser - LAWA (1995): Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz - Hochwasser - Ursachen und Konsequenzen, Broschüre im Auftrag der Umweltministerkonferenz.
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser - LAWA (2000): Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA). Handlungsempfehlung zur Erstellung von Hochwasser-Aktionsplänen.

- Patt, H. (Hrsg.) (2001) Hochwasser-Handbuch, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York.
- Patt, H., Jürging, P., Kraus, W. (2004): Der naturnahe Wasserbau - Entwicklung und Gestaltung von Fließgewässern, 2. Aufl., Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York.
- Münchener Rückversicherungs-Gesellschaft (1997): Überschwemmung und Versicherung, München.
- Rother, K.-H. (1995): Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz, In: Ratgeber - Mit dem Hochwasser leben, Dokumentation einer Fachtagung, Baden-Baden.

Autor:

Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Heinz Patt
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Universität Duisburg-Essen
Universitätsstr. 15
45117 Essen

Tel.: +49 201 183 3172
Fax: +49 201 183 2886
E-Mail: heinz.patt@uni-due.de

Hydrotec

Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH

umsetzen

vermitteln

planen

Wasserwirtschaft

Umweltinformatik

www.hydrotec.de

Bachstr. 62-64
52066 Aachen
Tel.: (0241) 9 46 89-0
Fax: (0241) 50 68 89

Kaiser-Otto-Platz 13
45276 Essen
Tel.: (0201) 85 01 99-50
Fax: (0201) 85 01 99-55

Optimierung des Hochwasserschutzes an der Fränkischen Saale, Bayern

Oliver Buchholz
Leonhard Rosentritt

An der Fränkischen Saale wird vom Wasserwirtschaftsamt Bad Kissingen ein HW-Schutzkonzept erarbeitet, das auf Rückhalt durch Speicher und örtlichen Schutzmaßnahmen beruht. Auf Basis modelltechnischer Ergebnisse wurde für die Speicher eine Wirtschaftlichkeitsuntersuchung durchgeführt, die prinzipielle Fragen zur Umsetzbarkeit von HW-Schutzstrategien aufwirft.

1 Schutzkonzept Fränkische Saale

1.1 Veranlassung

Zum Jahreswechsel 2002/2003 kam es im Einzugsgebiet der Fränkischen Saale zu einem hundertjährlichen Hochwasser, mit dem das erhebliche Gefährdungspotenzial an der Fr. Saale und ihren Zuflüssen erneut deutlich wurde. Besonders hohe Schäden traten im Kurgebiet von Bad Kissingen und im Bereich Bad Neustadt an der Saale auf.

Um solchen Ereignissen zukünftig besser begegnen zu können, wird vom Wasserwirtschaftsamt Bad Kissingen (vormals WWA Schweinfurt) eine HW-Schutzstrategie verfolgt, die auf den Inhalten des Aktionsprogramms 2020 der bayerischen Staatsregierung fußt. Dieses propagiert für einen nachhaltigen HW-Schutz die Verbesserung des (i) natürlichen Rückhalts, (ii) Maßnahmen des technischen HW-Schutzes und (iii) eine Stärkung der HW-Vorsorge.

Aktivitäten des WWA Bad Kissingen in diesen drei Bereichen sind:

- (i) Realisierung von ökologischen Ausbaumaßnahmen (Reaktivierung von Mäandern, Laufverlegungen, Auenflutungen)

- (ii) Örtliche Schutzmaßnahmen für Siedlungsschwerpunkte (Bestand u. a. Ostheim vor der Rhön, Unsleben, Bad Neustadt, Bad Kissingen, Planungen u. a. in Aura, Westheim), Konzipierung eines überregionalen HW-Schutzes durch Rückhaltebecken
- (iii) Ausweisung und Festsetzung von Überschwemmungsgebieten HQ_{100} zur Flächenvorsorge und Implementierung eines HW-Vorhersagemodells (NasimHWV) zur Verbesserung der Verhaltensvorsorge, Informationsveranstaltungen für die betroffenen Gemeinden und Bürger

Ein wesentliches Element der HW-Schutzplanung seit den 1970'er Jahren ist der Speicher Bad Bocklet im Hauptlauf der Fränkischen Saale oberhalb von Bad Kissingen, der ursprünglich mit Dauerstau (Grundsee) geplant war, aber nie realisiert wurde.

Zur effektiven Ausrichtung aller HW-Schutzaktivitäten und zur Schaffung einer belastbaren Ausgangslage für anstehende Entscheidungen über weitere Investitionen verfolgt das WWA Bad Kissingen eine überörtliche HW-Schutzstrategie, die wesentliche Ansätze und Methodiken der einzugsgebietsweiten Hochwasserschutzpläne nach WHG (2005), §31 d vorwegnimmt. Die Erstellung des Schutzkonzeptes ist ein kontinuierlicher Prozess, in dem Hydrotec mit wesentlichen Leistungen der modelltechnischen Untersuchungen beauftragt wurde (*Hydrotec 2003, 2003b, 2005, 2006*).

1.2 Das Untersuchungsgebiet

Die Fränkische Saale entwässert als Mainzufluss mit einer Lauflänge von rd. 140 km ein 2.765 km² großes Gebiet in Unterfranken, das in Randlagen zu Thüringen bzw. Hessen gehört. Die größten Nebengewässer sind Sinn, Milz, Streu, Brend, Lauer, Thulba und Schondra. Mit der Geländehöhe (die Rhön liegt 780 m höher als die Mündung) sind die Niederschläge (600 bis 1.300 mm/a) und die Abflusshöhen (150 bis 600 mm/a) korreliert. Das Gebiet ist zu 50% forstwirtschaftlich genutzt. In den flachen Bereichen und den Flussniederungen dominieren Ackerbau und Grünlandwirtschaft. Die größeren Siedlungsflächen sind auf die an den Fließgewässern liegenden Städte beschränkt. Der zentrale Gebietspegel Bad Kissingen ($AE0 = 1.587 \text{ km}^2$) weist folgende Kennwerte auf: MNQ 3 m³/s, MHQ 120 m³/s, MQ 12 m³/s, $HQ_{100} = 350 \text{ m}^3/\text{s}$, $HQ_{1000} = 560 \text{ m}^3/\text{s}$.

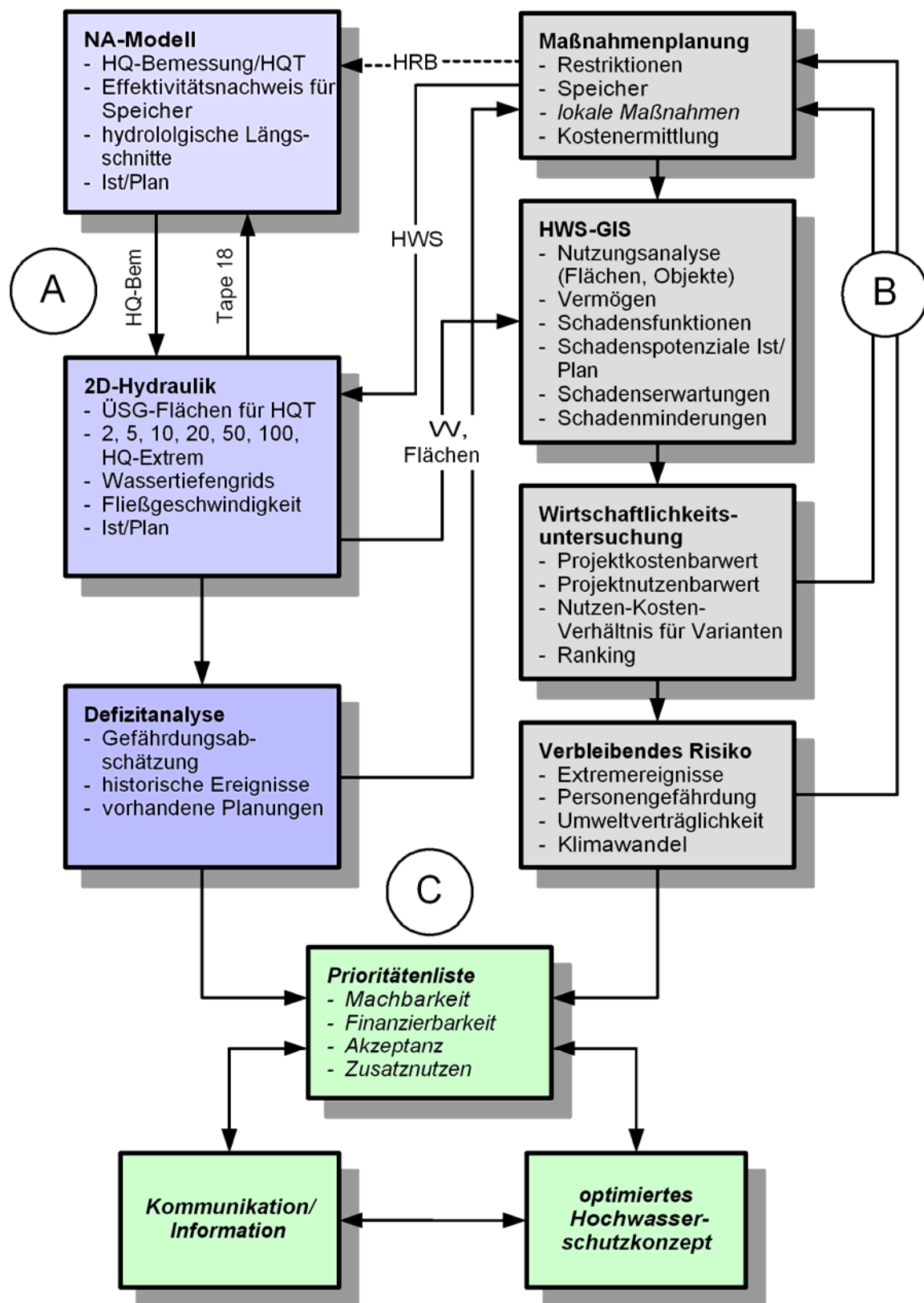


Abbildung 1: Workflow des HW-Schutzkonzeptes für die Fr. Saale, (A) Modelltechnik, (B) Maßnahmenplanung, (C) Kommunikation/Entscheidungsfindung, nicht kursiv aktueller Bearbeitungsstand

1.3 Modelle und Methoden des HWSK (Workflow)

Das Schutzkonzept an der Fränkischen Saale stellt ein Modell- und Methodeninstrumentarium dar, das aus den in Abbildung 1 dargestellten Komponenten besteht. Die Pfeile geben die Richtung des Informationsflusses an.

Die blau eingefärbten Blöcke (A) stellen die Modelltechnik dar, mit der zusammen mit den vorliegenden Erfahrungen die Defizitanalyse erstellt wird und die geplanten Maßnahmen nachgewiesen werden. Eingesetzte Modelle sind das NA-Modell NASIM®, das hydrodynamische 2D-Simulationsmodell Hydro_AS-2D (Nujic, 2003) sowie das Hydrotec-eigene HWS-GIS zur Berechnung von HW-Schadenspotenzialen und Schadenserwartungen.

Innerhalb der Maßnahmenplanung (B) werden die Maßnahmenvarianten einer Wirtschaftlichkeitsuntersuchung unterzogen, die die absolute ökonomische Effizienz liefert und die relative Vorteilhaftigkeit der Maßnahmenvarianten untereinander. Für jede Planvariante sind die verbleibenden Risiken jenseits des Schutzniveaus sowie die Umweltverträglichkeit zu bestimmen. Ggf. ist der Planungsprozess mehrfach zu durchlaufen.

Im Block (C) der Entscheidungsfindung werden die prioritären Maßnahmen bestimmt. Kriterien sind technische Machbarkeit, Verfügbarkeit finanzieller Mittel, die Durchsetzbarkeit, Akzeptanz bei der Bevölkerung und weitere zusätzliche Kriterien wie Zusatznutzen z. B. im Bereich Gebietsentwicklung, Tourismus, Auswirkung auf die Region etc. Die Öffentlichkeit ist auf Basis gesetzlicher Bestimmungen zu beteiligen. Die Betroffenen und Träger öffentlicher Belange sind zu informieren. Am Ende dieses Prozesses steht ein so genanntes optimiertes HW-Schutzkonzept, das in einem zu vereinbarenden Zeitplan umzusetzen ist.

2 Ergebnisse der Untersuchungen

2.1 NA-Modellierung

Für das Einzugsgebiet der Fränkischen Saale wurde mit NASIM ein NA-Modell (rd. 300 Teilgebiete, mittlere Größe 9,5 km²) als Langfristmodell und als Kurzfristmodell auf Stundenbasis erstellt und an 14 Pegeln kalibriert. Die Parametrisierung des Wellenablaufs in NASIM wurde auf den Ergebnissen der 2D-Modellierung vorgenommen. Mittels KOSTRA-Niederschlägen wurden für die Jährlichkeiten 1, 2, 5, 10, 20, 50 und 100 Jahre die HQ_T für jeden Systemknoten

berechnet. Es wurde eine gute Übereinstimmung mit den Pegelstatistikdaten erzielt. Als HQ-Extrem wurde das 1,6-fache des HQ₁₀₀ vereinbart.

Aus den Vorüberlegungen des WWA Bad Kissingen lagen Standorte 63 potenzielle Speicher vor. Diese wurden im Rahmen der Maßnahmenplanung unter Berücksichtigung örtlicher Restriktionen (Straßenhöhen, Bebauung, Flächennutzung) in der Lage der Sperrenstelle und des maximalen Einstaus überprüft. Das topographische Einstauvolumen (DGM-Basis) abzüglich des stationären Durchflussvolumens für HQ₁₀₀ liefert das effektive Rückhaltevolumen eines Speichers.

Im Modell wurden die Drosselabgaben der Speicher so eingestellt, dass bei einem 100-jährlichen Zufluss gerade Vollfüllung eintritt. Die Rückhaltewirkung oberhalb gelegener Speicher wurde berücksichtigt. Simulationsläufe mit regional (Teileinzugsgebiete) und funktional (Haupt-/Nebenlauf) gruppierten Speichern reduzierte deren Anzahl auf 10 verbleibende, effektive Speicher. Der Speicher Bad Bocklet ist Bestandteil beider Planvarianten:

- (i) Speicher Bad Bocklet (ohne Grundsee): HQ₁₀₀-Reduktion 26,72 %, max. Q_{zu} 360 m³/s, max. Q_{ab} 264 m³/s, max. Einstau 3,3 Mio. m³
- (ii) 10 ausgewählte Speicher einschl. Bad Bocklet mit Grundsee auf 213 müNN: Maximale Einzeldämpfung 25,7 % (Sp. Ostheim, Streu III), max. Abfluss am Speicherstandort Bad Bocklet 261 m³/s, Summe der Stauvolumina 6,0 Mio. m³, max. Einzelvolumen 1,66 Mio. m³ (Speicher Bad Bocklet)

Für diese Planvarianten wurden mit KOSTRA-Niederschlägen hydrologische Längsschnitte für 6 Jährlichkeiten (T = 1 bis 100 a) berechnet. Der Extremabfluss ist durch die Speicher nicht beeinflusst. Beide Varianten reduzieren den HQ₁₀₀ Abfluss unterhalb Bad Bocklet auf einen ca. 50-jährlichen Abfluss, Variante 2 darüber hinaus auch in den Nebengewässern.

2.2 Hydrodynamische Modellierung

130 km Fr. Saale und 90 km Nebengewässer wurden mit dem 2D-Modell hydraulisch für den Istzustand für alle Jährlichkeiten einschl. HQ-Extrem berechnet und Wassertiefengrids erstellt. Für den Modellaufbau wurden photogrammetrische Geländehöhen, extrahierte Bruchkanten und terrestrische Flussschlauch- und Bauwerksvermessungen verwendet. Existierende HW-Schutzmaßnahmen und Renaturierungen wurden integriert. Für die Planzustände wurden die Größe

der Überschwemmungsfläche pro Nutzungsparzelle und die Höhe der Wasserstände an den betroffenen Objekten interpoliert.

2.3 Wirtschaftlichkeitsuntersuchung

Die ökonomische Bewertung von HW-Schutzmaßnahmen stellt die Kosten der Maßnahmen dem Nutzen in Form verhinderter Schäden gegenüber. Die Kostenschätzung wurde nach *Weiß (2005)* für die Kostengruppen (i) Dammbauwerk, (ii) Betreibseinrichtungen (BA und HWE) und (iii) Grunderwerb, Stauraumgestaltung und ökologischer Ausgleich vorgenommen. Die laufenden Kosten wurden prozentual zu den Investitionskosten ermittelt. Die Kosten für die Speicher in der Fränkischen Saale (Investitionskosten i. M. rd. 30 Mio. €) fallen extrem hoch aus, da sehr leistungsfähige HW-Entlastungen erforderlich sind. Bei einer Überströmung im Falle HQ-Extrem darf sich im Oberwasser die Situation gegenüber dem Zustand ohne Becken nicht verschlechtern. Die Investitionskosten der restlichen 7 Speicher der Variante (ii) betragen i. M. 3,9 Mio. €.

Tabelle 1: Kosten der Planungsvarianten in Mio. €

Variante	Investitionskosten [Mio. €]	laufende Kosten [Mio. €/a]	PKBW [Mio. €]
Variante 1	34,7	0,35	25,3
Variante 2	115,1	1,02	145,7

Tabelle 1 listet die Kosten auf. Der Projektkostenbarwert ist nach *LAWA (2005)* für eine Nutzungsdauer von 80 Jahren und einen Zinssatz von 3% berechnet.

Der Nutzen der Maßnahmen berechnet sich als Reduktion der Schadensermittlung gegenüber dem Istzustand. Grundlage liefern die Schadenspotenziale, die für die von den Speichern beeinflussten Fließgewässerstrecken zu bestimmen waren. Ermittelt wurden Schäden an Flächennutzungen und Infrastruktur, an Wohn-, Gewerbe- und Industrieobjekten sowie KfZ-Schäden. Potenziell gefährdete Objekte wurden identifiziert, klassifiziert und attribuiert. Die Belastungsdaten (überströmte Fläche, Wasserstand an den Objekten) wurde als ÜSG und Tiefengrids aus der hydraulischen Simulation übernommen.

Die Schadensfunktionen wurden nutzungsabhängig aufgestellt. Vorwarnzeiten wurden nach *Schmidtke (2005)* berücksichtigt. Sie reichen von 2 h an den Oberläufen bis zu 8 h an der Fr. Saale unterhalb Bad Kissingen. Der Schaden an Flächennutzungen und Infrastruktur (Basis ATKIS) wurde wasserstandsunabhängig ermittelt. Vermögenswerte für privates Wohnen wurden getrennt nach Haupt-

und Nebengebäuden ermittelt. Für die gewerblich genutzten Objekte wurden die Vermögenswerte nach Wirtschaftssektoren getrennt in Abhängigkeit der Objektgröße ermittelt. Zur Berücksichtigung eines Produktionsausfalls wurden die täglichen Wertschöpfungsverluste in Abhängigkeit der klassifizierten Betriebsgröße bestimmt. Tabelle 2 zeigt die Ergebnisse der Schadenspotenzialberechnungen. Die höchsten gemeindebezogenen Gesamtschäden treten für das HQ100 mit 4,48 Mio. € in Hammelburg unterhalb Bad Kissingen und mit 6,05 Mio. € in Neustadt a. d. Saale auf. In Bad Kissingen machen sich die örtlichen HW-Schutzmaßnahmen im Innenstadtbereich bemerkbar. Der potenzielle HQ100-Schaden liegt für das ganze Stadtgebiet bei 2,84 Mio. €.

Tabelle 2: Gesamtschaden Untersuchungsgebiet

Variante	HQ-Extrem [Mio. €]	HQ100 [Mio. €]	HQ50 [Mio. €]	HQ20 [Mio. €]	HQ10 [Mio. €]
Istzustand	117,9	34,7	28,1	20,0	15,7
Variante 1	117,9	28,3	25,3	20,0	15,7
Variante 2	117,9	26,2	25,0	19,5	15,6

Die Schadenserwartung wird als Integral der Schäden, aufgetragen über ihre Eintrittswahrscheinlichkeit ($n = 1/T$) berechnet. Stützstellen dieser Funktion sind die Schäden in €. Die Schadenserwartung in [€/a] gibt an, welche Aufwendungen jedes Jahr zum Ausgleich von HW-Schäden im langjährigen Mittel getätigt werden müssten. Zur Ermittlung ist die Integrationsuntergrenze festzulegen. Die Schadenserwartung wurde gemarkungsscharf ermittelt. In Tabelle 3 sind neben der Schadenserwartung der Erwartungswert der Schadensminderung als jeweilige Differenz zum Istzustand sowie die Projektnutzenbarwerte als diskontierte jährliche Kosten mit einem Zinssatz von 3% und einer Nutzungsdauer von 80 Jahren (LAWA, 2005) angegeben.

Ein Vergleich der Projektkostenbarwerten mit den Projektnutzenbarwerten zeigt, dass (i) Variante 1 (Speicher Bad Bocklet ohne Grundsee) relativ vorteilhafter als Variante 2 (10 Speicher einschl. Bad Bocklet mit Grundsee) ist, (ii) beide Varianten trotz hydrologisch und hydraulischer Effizienz, von einer ökonomischen Effizienz jedoch weit entfernt sind.

Tabelle 3: Schadenserwartungen und Minderungen

Variante	Schadenserwartung [Mio. €/a]	Erwartungswert der Schadensminderung [T€/a]	PNBW [Mio. €]
Istzustand	3,81	-----	-----
Variante 1	3,69	117,6	3,55
Variante 2	3,64	172,4	5,21

2.4 Bewertung der Ergebnisse

Die Zahlen spiegeln die Charakteristik des Einzugsgebiets wider. Die möglichen Retentionsvolumina sind aufgrund der Topographie der Talräume begrenzt. Der ungestaute Abfluss beansprucht bereits ein großes Volumen, das nicht als Retentionsvolumen zur Verfügung steht. Die schadlos abzuleitenden Hochwassermengen im Entlastungsfall erfordern groß dimensionierte Auslass- und HWE-Bauwerke, die hohe Kosten verursachen, bei einer relativ geringen Retentionswirkung. Ein Dauerstau wirkt sich negativ aus, da das Retentionsvolumen abnimmt und Grunderwerbs- und höhere laufende Kosten entstehen.

An der Fränkischen Saale sind die Schäden bei kleineren Jährlichkeiten bereits im Istzustand recht hoch. Die beschränkte bordvolle Leistungskapazität führt zu einer frühzeitigen Überflutung der ackerbaulich und grünlandwirtschaftlich genutzten Talauflage und zu Schäden in einige Ortschaften in Talrandlage. Die Steuerstrategie der Speicher zielt auf die Minderung des HQ₁₀₀-Abflusses. Die Abflüsse des HQ₁₀ und HQ₂₀ werden dadurch nur minimal beeinflusst. Dies führt zu hohen Schadenserwartungen im Istzustand und für die Planvarianten.

3 Weiteres Vorgehen

Die Erstellung des HWSK ist ein sukzessiver Prozess. Die bisherigen Ergebnisse zeigen, dass die derzeitige Speicherrückhalte-Strategie unwirtschaftlich ist. Die Schadenserwartungen ließen sich deutlich vermindern, wenn die Schäden der häufigeren HW reduziert wären. Zur Verbesserung der Wirtschaftlichkeit bieten sich daher folgende Vorgehensweisen an:

- (i) Änderung der Steuerstrategie der Speicher auf Volleinstau bei häufigeren Hochwasserabflüssen HQ₁₀ oder HQ₂₀. Diese Abflüsse ließen sich wir-

kungsvoll drosseln, selteneren HW müssten unretendiert passieren. Die hydrologische Effektivität und die Auswirkungen auf die Schäden und Schadenserwartungen wären modelltechnisch zu untersuchen.

- (ii) Kombiniertes Einsatz kleinräumiger und wesentlich kostengünstigerer Maßnahmen wie Einzelobjektschutz bzw. Linienschutzmaßnahmen (Verwallungen, Ufermauern, etc.).

Ziel der Vorgehensweise (ii) wäre es, durch einen technischen HW-Schutz im Bereich der gefährdeten Siedlungen, nicht nur ein schadloses Passieren der kleineren HW-Abflüsse, sondern aller Abflüsse bis zum gedrosselten Abfluss eines HQ_{100} des Speichers Bad Bocklet zu ermöglichen.

Unter dieser Voraussetzung wären die Schäden über alle Jährlichkeiten bis zum HQ_{100} gleich Null. Die Wirtschaftlichkeit des HW-Schutzes (HRB und Linienschutz) wäre dann gegeben, wenn der durch die höhere Schadensreduktion gestiegene Projektnutzenbarwert gleich dem Projektkostenbarwert für den Speicher und die lokalen Maßnahmen ist. Dies scheint realistisch und ist in weiteren Studien zu untersuchen.

Zur Erhöhung der Akzeptanz und zur Generierung eines Zusatznutzens jenseits der verhinderten Schäden wird überlegt, im Gegensatz zur bisherigen Variante 1, den Speicher Bad Bocklet aus Gründen einer attraktiven Freizeitnutzung mit einem Dauerstau (Grundsee) zu betreiben. Dies würde örtliche Wirtschaftsimpulse setzen und sich durch Strahlwirkung positiv auf die regionale Gebietsentwicklung auswirken. Für die Abschätzung dieser Effekte wären Sondergutachten erforderlich. Die Umweltverträglichkeit muss bei jeder Realisierungsvariante gewährleistet sein.

Die weiteren Abstimmungsprozesse mit allen Beteiligten, von den zuständigen Behörden bis zu den Betroffenen, zur Entscheidungsfindung über eine zustimmungsfähige und realisierbare HW-Schutzstrategie wird zeigen, welchen Stellenwert die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung rein auf verhinderte HW-Schäden nach der oben beschriebenen Methodik haben wird. Mit oder ohne technischen HW-Schutz ist der Bürger auf jeden Fall in seiner Eigenverantwortung zur HW-Vorsorge gefragt.

4 Literatur

- Hydrotec (2003): Nachweis von Rückhalteräumen an der Fränkischen Saale, Projektbericht im Auftrag des Wasserwirtschaftsamtes Schweinfurt
- Hydrotec (2003b): NA-Modell Fränkische Saale, Projektbericht im Auftrag des Wasserwirtschaftsamtes Schweinfurt, Teil I: Erstellen eines NA-Modells „Fränkische Saale“ mit NASIM, Teil II: Ermittlung von Bemessungsabflüssen und Teil III: Entwicklung und Implementierung eines Hochwasservorhersagemodells (NASIM HWV)
- Hydrotec (2005): 2D-Hydrotechnische Berechnungen als Grundlage für die Ermittlung von Überschwemmungsgebieten und für wasserbauliche Maßnahmen an der Fränkischen Saale (Fkm 0+000 bis 101+470, erstellt im Auftrag des Wasserwirtschaftsamtes Schweinfurt)
- Hydrotec (2006): Kosten-Nutzen-Analyse für Rückhalteräume an der Fränkischen Saale, Bericht und Anlagen, erstellt im Auftrag des Wasserwirtschaftsamtes Bad Kissingen.
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) (2005): Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen (KVR-Leitlinien), 7. Auflage, Kulturbuchverlag Berlin GmbH, Berlin
- Nujić, M. (2003): Hydro_AS-2D, ein zweidimensionales Strömungsmodell für die wasserbauliche Praxis, Benutzerhandbuch
- Schmidtke, R.F. (2005): Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen in Hochwasserschutzplanungen, Unterlagen zum Praktikerseminar am 28.-29.11.2005 in Feuchtwangen
- Weiß, H. (2005): Planungshinweise für Hochwasserschutzbauwerke, in: DWA-Landesverband Bayern (Hrsg.) (2005), Wasserwirtschaft-Abwasser-Abfall, ...da kennen wir uns aus, DWA-Landesverbandstagung am 26. und 27. Oktober 2005 in Neu-Ulm, Eigenverlag, München, S. 254 – 269

Autoren:

Dr.-Ing. Oliver Buchholz

BOR Leonhard Rosentritt

Hydrotec Ingenieurgesellschaft
Für Umwelt und Wasser mbH
Bachstr. 62 - 64
55266 Aachen

Wasserwirtschaftsamt Bad Kissingen
Abteilung 4, LKR Bad Kissingen
Kurhausstraße 26
97688 Bad Kissingen

Tel.: +49 241 94689 54
Fax: +49 241 506889
E-Mail: o.buchholz@hydrotec.de

Tel.: +49 971 8029 104
Fax: +49 971 8029 299
E-Mail: leonhard.rosentritt@wwa-kg.bayern.de

Multikriterielle Entscheidungsunterstützung zur Erstellung von Hochwasserrisikomanagementplänen

Daniel Bachmann
Niels Peter Huber
Jürgen Köngeter

Ein multikriterielles Entscheidungshilfesystem wird vorgestellt, welches die Auswahl von Hochwasserschutzmaßnahmen auf Einzugsgebietskala unterstützt. Dieser Ansatz erfüllt die Forderung der 2006 vorgeschlagenen EU-Hochwasserrichtlinie. Kriterien zur Beurteilung von Hochwasserschutzmaßnahmen werden aufgezeigt. Das Hauptziel des Hochwasserschutzes, nämlich die Verringerung der Auftretenswahrscheinlichkeit von Überflutung und deren Konsequenzen, wird in der Veränderung des Einzugsgebietsrisikos bewertet. Dessen Grundlagen werden beschrieben und Lösungsmöglichkeiten für eine effiziente Berechnung aufgezeigt.

1 Einleitung

Im Entwurf der europäischen Kommission vom 18.01.06 für eine "Richtlinie über die Bewertung und Bekämpfung von Hochwasser" wird u. a. eine Erstellung von Plänen für das Hochwasserrisikomanagement auf Einzugs- und Teil-einzugsgebietsebene vorgeschlagen. Diese beinhalten die Festlegung eines Schutzniveaus, wobei der Schwerpunkt auf der Verringerung des Hochwasserrisikos und potentieller Folgen liegt. Dazu erforderliche Maßnahmen sollen nach Art und Lage konzeptioniert und aufeinander abgestimmt werden.

Zur Entwicklung der Hochwasserrisikomanagementpläne stehen dem Planer in der Regel eine Vielzahl, in ihrer Wirkungsweise unterschiedliche Hochwasserschutzmaßnahmen zur Verfügung: Maßnahmen zur Beeinflussung der Abflusscharakteristik, zur Reduktion der Versagenswahrscheinlichkeiten von Hochwasserschutzbauwerken und zur Minderung der potentiellen Schäden.

Im Rahmen des interdisziplinären Verbundprojekts „Entwicklung eines risiko-basierten Entscheidungshilfesystems zur Identifikation von Schutzmaßnahmen bei extremen Hochwasserereignissen – REISE“, gefördert innerhalb der RIMAX-Initiative des BMBF, wird eine in sich geschlossenen Methodik zur Auswahl möglicher Hochwasserschutzmaßnahmen entwickelt. Das Projekt setzt sich aus den Teilprojekten Hydrologie, Soziologie, Ökologie und Risk Assessment zusammen. Als Partner aus der Praxis ist der Wupperverband involviert. (vgl. Abbildung 1).

Die Auswahl der Hochwasserschutzmaßnahmen erfolgt hinsichtlich ihrer Art und ihres Ortes in kleinen und mittleren Einzugsgebieten für extreme Hochwasserereignisse. Dabei wird ein mögliches Versagen von Hochwasserschutzbauwerken berücksichtigt. Das Entscheidungshilfesystem soll die Erstellung eines Hochwasserrisikomanagementplans durch eine automatisierte Priorisierung von ausgewählten Hochwasserschutzmaßnahmen unterstützen. Diese Priorisierung findet auf Grundlage von festgelegten Kriterien statt, welche die Konsequenzen einer Maßnahme auf das gesamte Einzugsgebiet beschreiben (vgl. Abbildung 1).

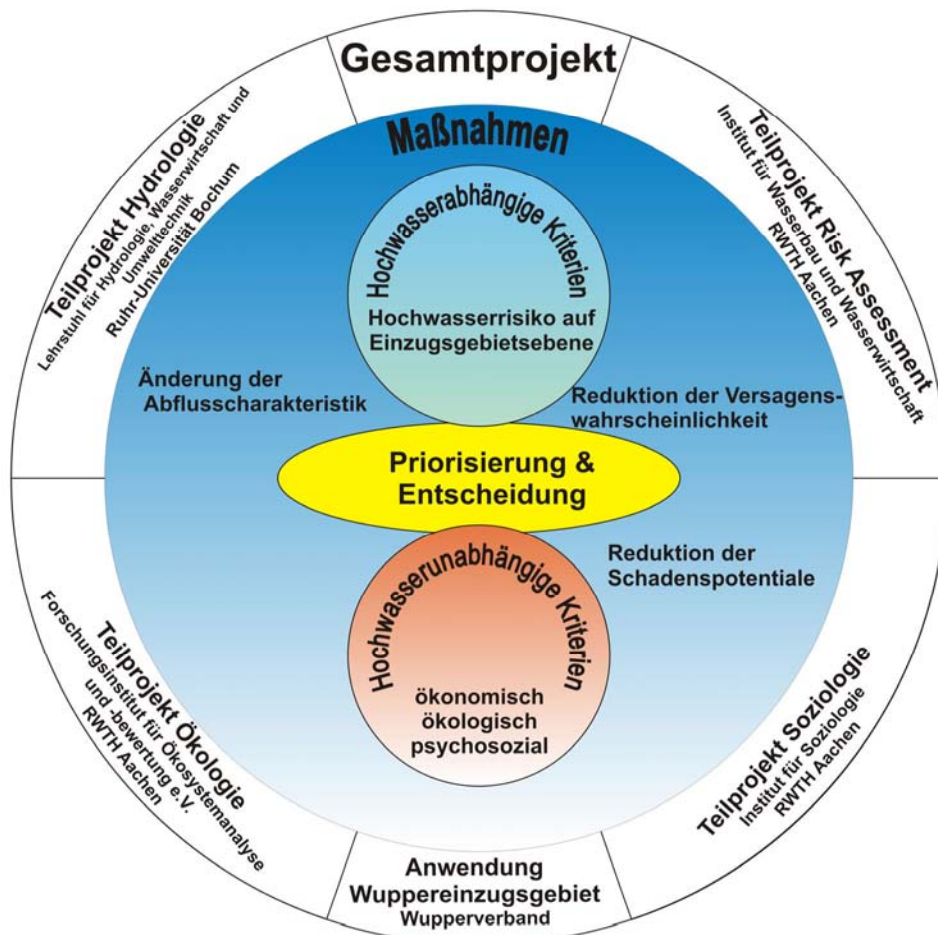


Abbildung 1: Konzept der Entscheidungsunterstützung für Hochwasserschutzmaßnahmen.

Nachfolgend werden kurz die Grundlagen eines Entscheidungshilfesystems erläutert und die Übertragung auf die spezielle Fragestellung des Hochwasserschutzes diskutiert. Anschließend werden das Kriterium der Hochwasserrisikoänderung, Hauptziel einer Hochwasserschutzmaßnahme, und die erforderlichen Methoden zur Berechnung auf der Einzugsgebietsebene beschrieben. Vereinfachungen für eine effiziente Berechnung werden aufgezeigt.

2 Das Entscheidungshilfesystem

2.1 Ansatz des Entscheidungshilfesystems REISE

Nach *Sen & Yang (1998)* ist die Grundlage jedes Entscheidungsproblems die Auswahl von Alternativen aus einer Liste von möglichen Optionen. Jede Alternative ist grundsätzlich möglich, verursacht aber unterschiedliche Konsequenzen. Die Konsequenzen werden durch festgelegte Kriterien bewertet.

Ausgangszustand zur Vorplanung eines Hochwasserschutzkonzeptes ist der Referenzzustand, d. h. der Zustand, in welchem sich das zu untersuchende Gebiet aktuell präsentiert. Für diesen Systemzustand wird das vorhandene Einzugsgebietsrisiko berechnet. Zur Reduktion des Einzugsgebietsrisikos werden Hochwasserschutzmaßnahmen aus einem definierten Katalog (vgl. Kapitel 2.2) in das Gebiet virtuell implementiert. Die festgelegten Kriterien (vgl. Kapitel 2.3) werden für jede implementierte Maßnahme berechnet. Eine Gesamtbewertung und ein Vergleich erfolgt mit Hilfe einer so genannten Multi-Kriterien-Analyse. Daraus folgt eine Liste mit einer Priorisierung der ausgewählten Maßnahmen, wodurch eine Entscheidung unterstützt wird. Diese Maßnahme stellt so einen Teil des zu erstellenden Hochwasserschutzkonzeptes dar. Dieser Prozess wird solange durchgeführt, bis ein in sich geschlossenes Hochwasserschutzkonzept erarbeitet worden ist.

2.2 Alternativen

In der Entscheidungsunterstützung stellen die möglichen Hochwasserschutzmaßnahmen die Alternativen dar, aus denen ein Hochwasserschutzkonzept zusammengestellt werden soll. Hauptziel aller Maßnahmen soll es sein, das Einzugsgebietsrisiko zu mindern. In Tabelle 1 sind die Funktionen und deren Eingangsgrößen gezeigt, welche das Einzugsgebietsrisiko definieren.

Tabelle 1: Abhängigkeit des Einzugsgebietsrisiko (beispielhaft).

Funktion	Beeinflussende Größen
Auftretenswahrscheinlichkeit von Abflüssen und Abflusscharakteristik	Geographische Lage des Gebietes, Gebietsgröße, Neigung im Gebiet, Vegetation, Bodeneigenschaften, vorhandene Speicher, Gewässermorphologie
Versagenswahrscheinlichkeit von Hochwasserschutzanlagen und natürlichen Gegebenheiten	Art und Aufbau des Bauwerks und des Untergrunds, Lage des Bauwerks, Wasserstand am Hochwasserschutzbauwerk
Potentielle Schäden auf ökonomischer, ökologischer und psychosozialer Basis	Überflutungsfläche, Wasserstände im Gebiet, Wasserstandsdauer, Nutzung des Gebietes

Danach können die Hochwasserschutzmaßnahmen in ihrer Wirkung in diese drei Funktionen untergliedert werden. Als erste Kategorie sind Maßnahmen zu nennen, die die gesamte Abflusscharakteristik im betrachtenden Gewässer verändern: zum einen die Abflusentstehung, wie die Entsiegelung von Flächen im Einzugsgebiet (Bodeneigenschaft), zum anderen die Translation, wie eine optimierte Speicherbewirtschaftung oder die Veränderung der Gewässermorphologie. Die zweite Kategorie setzt sich aus Maßnahmen zusammen, die unmittelbar die Zuverlässigkeit von Hochwasserschutzbauwerken entlang des Fließgewässers beeinflussen (u. a. der Neubauten sowie die Sanierung von Hochwasserschutzanlagen). Die dritte Kategorie hat Auswirkungen auf die potentiellen Schäden. Dazu gehören Maßnahmen, die die Überflutung verändern, wie z. B. eine Kompartimentierung, und diejenigen, die die Flächennutzung verändern, wie eine hochwassergerechte Raumplanung.

2.3 Kriterien

Über Kriterien werden die Konsequenzen quantitativ oder qualitativ bewertet. Für den Hochwasserschutz können sie in zwei Kategorien untergliedert werden: zum einen hochwasserabhängige Kriterien, diese bewerten Konsequenzen, welche die direkte Folge eines Hochwasserereignisses sind, zum anderen hochwasserunabhängige Kriterien. Letztere beurteilen Konsequenzen, welche durch den Bau einer Hochwasserschutzmaßnahme unabhängig von einem Hochwasserereignis entstehen. Die Kriterien werden immer auf den Referenzzustand bezogen und bewerten daher eine Veränderung. Zur ersten Kategorie gehören das Einzugsgebietsrisiko, die Anzahl betroffener Personen, die Abflussmenge aus dem Untersuchungsgebiet sowie die Vorwarnzeiten. Zu den hochwasserunabhängigen Kriterien zählen die Kosten für Bau und Instandhaltung, der Flächenbedarf,

der Einfluss auf die Ökologie, das Ansehen in der Bevölkerung oder die Veränderung der Lebensqualität.

3 Hochwasserrisikoänderung im Einzugsgebiet

3.1 Ansatz der Hochwasserrisikoberechnung

Die Bewertung von Risiken aus extremen Hochwasserereignissen stützt sich verbreitet auf die Anwendung szenarienbasierter Verfahren. Dabei werden Risikoerschätzungen für Einzugsgebiete aus der Analyse von im Voraus definierten Szenarien abgeleitet, welche oftmals auf Grundlage von Schutzwürdigkeiten und -bedürftigkeiten in einem Untersuchungsraum definiert werden. Jedoch können solche Herangehensweisen selten zu einer in Bezug auf ein gesamtes Einzugsgebiet optimalen Hochwasserschutzkonzeption führen. Aspekte, welche die Bewertung der integralen Wirkung einer umgesetzten Hochwasserschutzkonzeption erschweren, sind die Folgenden:

- Jede Maßnahme wirkt sich am Ort ihres Einsatzes auf das Risiko durch Hochwasser aus. Sie kann jedoch auch risikoerhöhende oder –vermindernde Wirkungen auf andere prinzipiell schutzbedürftige Bereiche längs eines Gewässers haben;
- Folgen eines Versagens von Maßnahmen auf die zu schützenden Gebiete einerseits sowie das gesamte Einzugsgebiet andererseits sind häufig nicht unerheblich vor allem unter extremen Belastungssituationen; ein Versagen kann eine gegebenenfalls entlastende Wirkung auf den Hochwasserscheitelabfluss im Gerinne haben.

Um diese Effekte berücksichtigen zu können, wird im Rahmen dieses Projektes der Ansatz der Risikoberechnung auf Einzugsgebietsebene der Betrachtung von ausgewählten Schutzbereichen vorgezogen.

3.2 Berechnung des Hochwasserrisikos auf Einzugsgebietsebene

Das Risiko allgemein wird definiert als das Produkt aus der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Ereignisses und den daraus entstehenden Folgen (u. a. Merz, 2006; CUR, 1990). Angewendet auf die Hochwasserproblematik wird es formuliert als:

$$\text{Hochwasserrisiko} = \text{Auftretenswahrscheinlichkeit Überflutung} \cdot \text{potentielle Schäden.} \quad (1)$$

Die Auftretenswahrscheinlichkeit einer Überflutung hängt von der Auftretenswahrscheinlichkeit bestimmter Hochwässer (TP Hydrologie) und von der Versagenswahrscheinlichkeit der vorhandenen Hochwasserschutzanlagen ab. Sowohl die Versagenswahrscheinlichkeiten als auch die potentiellen Schäden sind direkt abhängig von bestimmten Wasserständen im Gewässer bzw. an der Hochwasserschutzanlage.

Zur Quantifizierung des Einzugsgebietsrisikos durch Hochwasserereignisse wird die Hochwasserschutzlinie als ein System von Hochwasserschutzbauwerken betrachtet. Dieses komplexe System kann eine Vielzahl von Zuständen annehmen. Jeder Systemzustand ist durch eine Auftretenswahrscheinlichkeit geprägt und damit verbunden mit einer Überflutungsfolge verbunden.

Bei einer kontinuierlichen Betrachtung der Schutzlinie wären somit theoretisch unendlich viele Systemzustände möglich, da ein Versagen an jeder Stelle der Schutzlinie auftreten kann. Deshalb ist ein Übergang von einer kontinuierlichen Betrachtung zu einer diskreten Betrachtung notwendig. Die Schutzlinie muss nach bestimmten Kriterien in Sektionen eingeteilt werden (*Voortman, 2003*). Die Kriterien zur diskreten Unterteilung der Schutzlinie in Sektionen sind neben einer Beschränkung der Sektionslänge auf ca. 300 m aufgrund von Korrelationen der Versagenswahrscheinlichkeiten folgende:

- Unterschiedliche Gewässermorphologie,
- Hochwasserschutzanlagen mit unterschiedlicher Leistungsfähigkeit,
- Abweichende Überflutungsflächen.

Mit Hilfe einer event-tree-Analyse ist es jetzt möglich, alle Systemzustände in Abhängigkeit eines Initialereignisses zu bestimmen. Diese Analyse ist in Abbildung 2 dargestellt. Nach *Casciati & Faravelli (1991)* umfasst die event-tree-Analyse die systematische Identifikation möglicher Ereignisketten, welche einem initialen Ereignis folgen. In diesem Fall ist das initiale Ereignis die Auftretenswahrscheinlichkeit bestimmter Hochwasserabflüsse bzw. daraus abgeleitet bestimmter Hochwasserstände $p(h_{\text{ein}})$. Sie stellen die Belastung für eine Hochwasserschutzanlage dar. Die darauf folgenden Ereignisketten werden durch das Ereignis Versagen oder Nichtversagen der Hochwasserschutzanlage einer Sektion (Sek_i) bei einem Wasserstand h_i charakterisiert. In Abbildung 2 wird das Nichtversagen als „+“, das Versagen mit „-“ gekennzeichnet. Nach der Booleschen Algebra (*Bronstein & Semendjajew, 1991*) sind die Wahrscheinlichkeiten der Ereignisse, welche zu einer Auftretenswahrscheinlichkeit eines Systemzustands führen (horizontale Betrachtung), mit einer „und“- Verknüpfung logisch verbunden, d. h. alle relevanten Ereignisse müssen eintreten.

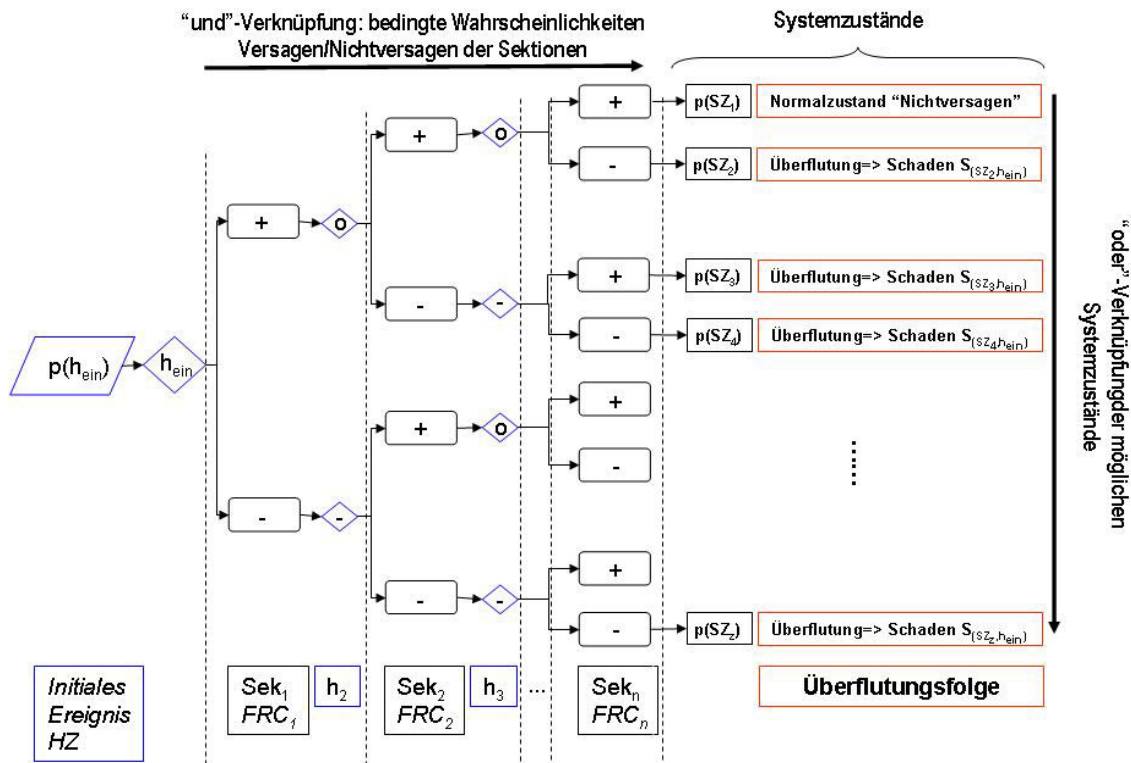


Abbildung 2: Event-tree-Analyse für das Einzugsgebiet.

Das Auftreten der vom Initialereignis bedingten Systemzustände (vertikale Betrachtung) sind Ereignisse, die sich gegenseitig ausschließen, d. h. die Systemzustände sind über eine „oder“- Verknüpfung miteinander verknüpft. Die Menge der Systemzustände umfasst somit alle möglichen Kombinationen von Versagensereignissen. Für jeden Systemzustand muss anschließend eine Konsequenz, d. h. eine Übersflutung und der daraus resultierende Schaden $S(SZ_i, h_{ein})$ berechnet werden. Dies erfolgt auf Basis ökonomischer, ökologischer (TP Ökologie) und psychosozialer Ansätze (TP Soziologie). Mathematisch wird das Einzugsgebietsrisiko in Abhängigkeit eines Initialereignisses definiert zu:

$$R(\text{Einzugsgebiet} | h_{ein}) = \sum_{i=1}^{\infty} \left(\prod_{j=1}^n p(\text{Sek}_j) \right) \cdot S(SZ_i | h_{ein}). \quad (2)$$

3.3 Auftretenswahrscheinlichkeit von Hochwässern und Versagenswahrscheinlichkeit von Hochwasserschutzbauwerken

Die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Hochwassers, wird in der so genannten hazard curve (hzc) beschrieben. Sie definiert den Zufluss in das zu untersuchende Gewässer abhängig von der Auftretenswahrscheinlichkeit. Diesen Auftre-

tenswahrscheinlichkeiten werden außerdem charakteristische Abflusskurven zugewiesen, um auch instationäre Verhältnisse abbilden zu können (vgl. Abbildung 3 links). Aus einer hydrodynamischen Simulation folgen aus den Abflüssen unmittelbar die Wasserstände im Gewässer sowie vor einer Hochwasserschutzanlage.

Zur Beschreibung der vom Wasserstand bedingten Versagenswahrscheinlichkeiten von Hochwasserschutzanlagen wird die so genannte fragility curve (frc) herangezogen (u. a. *Dawson et al., 2005*). Sie beschreibt die Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauwerkes in Abhängigkeit von dessen Belastung (vgl. Abbildung 3 rechts).

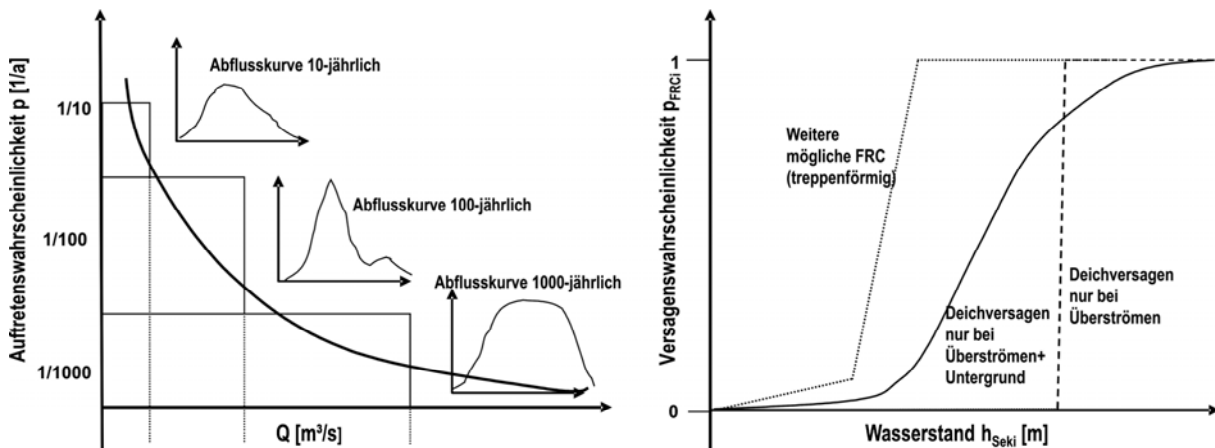


Abbildung 3: Hazard curve zur Beschreibung der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Hochwassers (links); fragility curve zur Beschreibung der Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauwerkes (rechts).

Die Versagenswahrscheinlichkeiten von Hochwasserschutzanlagen in Abhängigkeit des Wasserstandes werden mit Hilfe einer Monte-Carlo-Analyse berechnet. Verschiedene Versagensmechanismen und Fehlerbäume können so für die unterschiedlichen Strukturen probabilistisch simuliert werden. Die Berechnung der frc für jede Sektion erfolgt in einem preprocessing. Die entsprechenden Kurven werden in einer Datenbank hinterlegt, um einen effizienten Zugriff zu ermöglichen.

3.4 Konsequenzen der Systemzustände: Vereinfachung der Berechnung

Die Berechnung der Hochwasserkonsequenzen basiert zum einen auf einer Überflutungsberechnung, zum anderen auf der darauf aufbauenden Schadenspotentialanalyse. Dabei stellt gerade die erst genannte Berechnung hohe Anforderungen an Rechnerleistung und Berechnungszeiten. Zur effektiven Berechnung der Hydraulik wird ein Modul verwendet, welches einen vereinfachten zweisei-

mensionalen Ansatz zur Bestimmung der Überflutungsflächen mit einer eindimensionalen Modellierung zur Bestimmung der Zustandsgrößen in den Flusssträngen koppelt (Niemeyer & Kamrath, 2007).

Aus der event-tree-Analyse (vgl. Abbildung 2) folgt, dass es in Abhängigkeit der Sektionsanzahl n insgesamt 2^n mögliche Systemzustände im Gebiet gibt. Deshalb wird es aus Gründen der Berechnungsdauer, nicht möglich sein, die Überflutungsflächen aller Systemzustände zu berechnen. Zur Vereinfachung werden deshalb nur die Überflutungsflächen der Systemzustände exakt berechnet, die genau ein Versagen aufweisen. Aus den resultierenden Überflutungsflächen können Funktionen der Überflutungstiefe jeder Rasterzelle im Gebiet in Abhängigkeit der Fließtiefe im Gewässer und dem Ort des Versagens ermittelt werden. Somit wird eine Schadensanalyse möglich. Außerdem kann der Effekt auf die Wasserspiegellage im Gewässer aufgrund eines Versagens auf stromabwärts liegende Sektionen ermittelt werden. Die Simulationen werden in einem preprocessing durchgeführt und deren Ergebnisse in einer Datenbank hinterlegt. Um auch Mehrversagenssystemzustände zu berücksichtigen, werden die bekannten Überflutungsflächen dann überschritten und der jeweils maximale Wasserspiegel in einer Zelle zur Schadensberechnung herangezogen.

Trotz dieser Vereinfachungen ist es nicht praktikabel, alle möglichen Systemzustände zu berechnen. Aus Gleichung (2) wird deutlich, dass nicht jeder Systemzustand mit seiner Wahrscheinlichkeit und seiner Konsequenz im gleichen Maße zum Einzugsgebietsrisiko beiträgt. Deshalb werden nur diejenigen Systemzustände berechnet, welche hauptsächlich das Einzugsgebietsrisiko prägen. Deren Identifikation wird durch Vorgabe definierte Grenzen für Schaden und Wahrscheinlichkeit erreicht.

4 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Artikel wird das Gesamtkonzept des Entscheidungshilfesystems REISE zur Erstellung von Hochwasserrisikomanagementplänen beschrieben. Dazu gehören die zu bewertenden Alternativen, die Hochwasserschutzmaßnahmen, sowie die Kriterien, die zur Bewertung der Maßnahmen herangezogen werden. Hauptkriterium ist die Veränderung des Hochwasserschutzes ausgedrückt als die Veränderung des Hochwasserrisikos auf Einzugsgebietsebene. Die damit verbundene Problematik der Berechnungsdauer wird diskutiert.

Nachfolgende Arbeiten werden sich verstärkt auf die programmtechnische Umsetzung der gezeigten Konzepte konzentrieren und durch Testanwendung deren Effizienz überprüfen.

5 Literatur

- Bronstein, I.N.; Semendjajew, K.A. (1991): Taschenbuch der Mathematik. Stuttgart: Teubner, 25. Aufl. - ISBN 3-8154-2000-8.
- Casciati, F.; Faravelli, L. (1991): Fragility Analysis of Complex Structural Systems. John Wiley & Sons Inc., West Sussex, England. ISBN 0-86380-114-5.
- CUR (1990): Probabilistic Design of Flood Defences. Gouda: Stichting Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (CUR report; 141: TAW). - ISBN 90-376-0009-3.
- Dawson, R.; Hall, J.; Sayers, P.; Bates, P.; Rosu, C. (2005): Sampling-based flood risk analysis for fluvial dike systems. In: Stochastic Environmental Research and Risk Assessment (2005) 19, pp. 388-402; Springer-Verlag; ISSN 1436-3240.
- Merz, B. (2006): Hochwasserrisiken - Grenzen und Möglichkeiten der Risikoabschätzung. Stuttgart: Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung. - ISBN 3-510-65220-7.
- Niemeyer, M.; Kamrath, P. (2007): Modellierung der breschenbildung und Überflutung-vom Versagen zu den Folgen. In: Sicherheit und Risiko wasserbaulicher Anlagen: 37. IWASA, Internationales Wasserbau-Symposium Aachen 2007 / Ed. by J. Köngeter Aachen: Shaker (Mitteilungen / Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen; Band 148), S.I1-I27 (bisher unveröffentlicht).
- Sen, P.; Yang J.B. (1998): Multiple Criteria Decision Support in Engineering Design. Berlin u.a.: Springer. ISBN 3-540-19932-2.
- Voortman, H.G. (2003): Risk-based design of large-scale flood defence systems. In: Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology, Report no. 02-3. ISBN 90-9016433-2.

Autoren:

Dipl.- Ing. Daniel Bachmann

Dipl.-Ing. Nils Peter Huber
Prof. Dr.-Ing. Jürgen Köngeter

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
RWTH Aachen
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
52056 Aachen
Tel.: +49 241 80 25272
Fax: +49 241 80 22348
E-Mail: bachmann@iww.rwth-aachen.de

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
RWTH Aachen
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
52056 Aachen

Die neue DWA-Arbeitshilfe „Hochwasserschadensinformationen“

Werner Buck

Im Herbst 2007 legen Experten aus Planungspraxis, Fachverwaltung, Lehre, Forschung und Entwicklung sowie Versicherungen eine Arbeitshilfe zur Erhebung, Aufbereitung und Verwendung von Hochwasserschadensinformationen vor (DWA-Themenheft). Sie ist in erster Linie an Auftraggeber und Planer von Maßnahmen zur Hochwasservorsorge gerichtet. Die Ausarbeitung ist jedoch so angelegt, dass unter dem Leitbild "gute Praxis" und "Qualitätssicherung" der gesamte Bereich entscheidungsrelevanter Schadensinformationen abgedeckt wird.

Im ersten Teil werden folgende Fragestellungen behandelt:

- Wer benötigt Schadensdaten und -informationen?
- Welche Arten von Schadensdaten gibt es und für welche Zwecke werden diese benötigt? → Informationsquellen, Planungs- und Entscheidungsgrundlagen
- Wie werden diese Daten erfasst, verarbeitet und aufbereitet?
- Welche Produkte werden in welcher Form benötigt? → Karten, Konzepte usw.

Der zweite Teil befasst sich mit der Anwendung von Schadensinformationen bei der Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen. Die systematische Entscheidungsvorbereitung in Wirtschaftlichkeits- und Nutzen-Kosten-Untersuchungen wird erläutert. Unterschiedliche Betrachtungsweisen sind deutlich zu unterscheiden (gesamt-, einzelwirtschaftlich; Nachhaltigkeitskategorien). Die verschiedenen Nutzen von Schutzmaßnahmen nehmen den größten Teil dieses Kapitels ein (verhinderte Schäden usw.). Hinzu kommen Ausführungen über Erwartungswerte und Möglichkeiten der Gesamtbeurteilung von Maßnahmen.

Der dritte Teil behandelt die – mit der vom Anwendungszweck und dem erwarteten Ergebnis und seiner Genauigkeit bestimmte – Erstellung von Schadensfunktionen und deren wichtigste Bestimmungsgrößen. Von Bedeutung sind auch die zur Verfügung stehenden topografischen und die Flächennutzungsdaten. Es wird empfohlen, durch Schadensschätzer vor Ort "Was wäre wenn"-Erhebungen durchführen zu lassen und daraus synthetisch Wasserstand-Schadensfunktionen abzuleiten. Schadensdaten von Versicherungen oder Katastrophenfonds können meistens nicht direkt verwendet werden. Das DWA-Themenheft schließt ab mit der Behandlung offener Fragen sowie des F&E-Bedarfs zur Gewährleistung einer angemessenen Planungs- und Entscheidungsqualität.

1 Die Inhalte der Arbeitshilfe

Schadenshochwasser haben sich in der letzten Zeit nicht nur im Einzugsgebiet der Elbe (Abbildung 1) ereignet. Als Reaktion darauf sind zahlreiche Planungen, bei denen Hochwasserschadensinformationen benötigt werden, in Angriff genommen worden (Risikokarten, Hochwasserschutzkonzepte, Aktionspläne, Maßnahmenplanungen). Im Jahre 2005 wurde das Hochwasserschutzgesetz des Bundes erlassen, in dem auf das Hochwasserschadenspotenzial abgehoben wird (*BGBl, 2005*). Auch die seit langem geltende generelle Verpflichtung, bei Maßnahmen von erheblicher finanzieller Bedeutung Nutzen-Kosten- bzw. Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen durchzuführen, findet zunehmend Eingang in gesetzliche Regelungen und Leitfäden der Wasserwirtschaftsverwaltung. Zur Gewährleistung einer „guten Praxis“ sind Hilfen zur Qualitätssicherung vonnöten, denn es mangelt bei vielen Beteiligten in der Planungspraxis in Büros und Verwaltung immer noch an Kenntnissen der Entscheidungs- und Bewertungsmethodik, der Statistik und Wahrscheinlichkeitslehre sowie an belastbaren Schadensdaten.



Abbildung 1: Überschwemmung durch die Mulde in Eilenburg am 15. August 2002
(© Landestalsperrenverwaltung Sachsen)

Die 14 Mitglieder der DWA-Arbeitsgruppe HW-4.4 „Hochwasserschäden“ des Fachausschusses „Hochwasservorsorge“ im DWA-Hauptausschuss „Hydrologie und Wasserbewirtschaftung“ kommen aus Ingenieur- und Planungsbüros, der Fachverwaltung, der Versicherungswirtschaft sowie aus dem Bereich Lehre, Forschung und Entwicklung. Das Fachgremium legt im Herbst 2007 eine Arbeitshilfe für die Erhebung, Aufbereitung und Verwendung von Hochwasserschadensinformationen vor (*DWA Entwurf, 2007*).

Die vor der Fertigstellung stehende Arbeitshilfe enthält folgende Teile:

- Bereitstellung von Hochwasserschadensinformationen
- Anwendung von Schadensinformationen bei der Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen
- Erstellung von Hochwasserschadensfunktionen
- Offene Fragen sowie Forschungs- und Entwicklungsbedarf.
- Empfehlungen werden in die einzelnen Kapitel integriert.

Will man dem Ziel der nachhaltigen Nutzung hochwassergefährdeter, auch teilgeschützter Gebiete, näher kommen und im Ereignisfall gut gerüstet sein, dann müssen in vielfältiger Weise Informationen über mögliche Beeinträchtigungen durch Hochwasser bereitgestellt werden. Im ersten Kapitel der Arbeitshilfe wird erläutert, für welche Zwecke und Nutzergruppen welche Arten von Hochwasserschadensinformationen gebraucht werden. So benötigen sowohl die Fachplaner und die Prüfer, als auch die Entscheidungsträger und nicht zuletzt die Betroffenen bei der Vorbereitung von Hochwasserschutzmaßnahmen Informationen über die zu verhindernden und die verbleibenden Schäden.

Ein wichtiges Anwendungsgebiet für Hochwasserschadensinformationen stellt die Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen dar, sei es in Form von Hochwasseraktionsplänen, -schutzplänen oder -schutzkonzepten. Im Rahmen einer systematischen Entscheidungsvorbereitung ist u. a. eine ökonomische Bewertung der Projektwirkungen vorzunehmen. Die Arbeitsgruppe legt ihr Hauptaugenmerk auf Schadwirkungen aus gesamt- bzw. volkswirtschaftlicher Sicht.

Wegen der Vielzahl und der Bandbreite der Faktoren, welche die Schadenshöhe bestimmen, weisen die üblichen empirischen Daten sehr große Streubreiten auf und stehen nicht in allen Regionen und für alle Gewässertypen zur Verfügung. Da die Einflussgrößen zudem nur zu einem geringen Teil dokumentiert sind, lassen sich derzeit für beliebige Gebiete keine statistisch gesicherten Schadensbeziehungen ableiten.

Die Arbeitsgruppe hat ein neuartiges, durchgängiges Konzept entwickelt, wie projektspezifische, bezüglich der erforderlichen Detailliertheit und Genauigkeit am Anwendungszweck orientierte, qualitätsgesicherte Wasserstand-Schadensfunktionen erstellt werden können. Die Bandbreite dieser synthetischen Funktionen, die auf „Was wäre wenn“-Untersuchungen vor Ort durch Schadensschätzer basieren, reicht bei Wohngebäuden von objektbezogenen über gebäudetypenbezogene bis hin zu gewichteten flächenbezogenen Funktionen.

In der Arbeitshilfe werden zahlreiche Empfehlungen für die Vorbereitung und Durchführung von Hochwasserschadensuntersuchungen ausgesprochen. Sie beziehen sich auf die Ausschreibungs- und Planungspraxis, auf die in Wirtschaftlichkeits- und Nutzen-Kosten-Untersuchungen einzubeziehenden Hochwasser(schutz)wirkungen, auf die Erstellung von Schadensfunktionen und gehen hin bis zu Vorschlägen für zusammenfassende Beurteilungen. Den Abschluss bildet eine Zusammenstellung offener Fragen und des anwendungsrelevanten Forschungs- und Entwicklungsbedarfs.

Die folgenden Ausführungen konzentrieren sich auf das Konzept zur Erstellung qualitätsgesicherter Schadensfunktionen.

2 Die Aufstellung von Hochwasserschadensfunktionen

Ausschlaggebend für die Aufstellung von Schadensfunktionen im Sinne einer guten Praxis bzw. der Qualitätssicherung muss der Zweck der Hochwasserschadensuntersuchung sein. Daraus ergibt sich die Art des Ergebnisses in Bezug auf die Genauigkeit bzw. Auflösung. Die Spanne reicht von objektscharfen Schadensangaben bis hin zu qualitativen Einstufungen für größere Gebiete.

Bei allen Bestrebungen, Schadensfunktionen aufzustellen, muss man sich im Klaren darüber sein, dass es eine Vielzahl von Einflussgrößen gibt, die nur zum Teil berücksichtigt werden können: Charakteristik des Hochwassers, Bebauungs- und Infrastruktur, ökonomische und ggf. soziale Zusammenhänge bei privaten Haushalten und gewerblichen Nutzungen, Hochwasserwarnung, Notmaßnahmen und Hochwasserreaktion. Falls es sich um Größen mit starkem Einfluss handelt und für die der Aufwand gerechtfertigt ist, sollten jedoch außer dem Wasserstand die wichtigsten Größen einbezogen werden, um differenzieren und die Daten in eine Datenbank einspeisen zu können.

Die Begriffe mikroskalig, mesoskalig und makroskalig sollten im Zusammenhang mit Hochwasserschadensuntersuchungen möglichst vermieden werden, da sie nicht eindeutig sind. So können auch großräumige Untersuchungen auf Einzelobjekte bezogen durchgeführt werden (→ mikroskalig? mesoskalig? makroskalig?). Daher ist im Einzelfall klar zu machen, was Zweck und Inhalt der Untersuchungen sind.

Als Datengrundlage für Hochwasserschäden und deren Auswertung sowie Anwendung kommen grundsätzlich:

- a) Daten abgelaufener Schadensereignisse in anderen Gebieten, von Versicherungen oder aus Unterlagen von Katastrophenfonds,
- b) im zu untersuchenden Gebiet und
- c) durch Vor-Ort-Erhebungen („Was wäre wenn“-Untersuchungen) gewonnene Daten im Untersuchungsgebiet infrage.

Von der Genauigkeit her haben Schadensdaten nach den Verfahren c) und b) Priorität vor a). Bei der derzeitigen Datenlage ist bei a) u. a. die Übertragbarkeit auf andere Gebiete nicht gewährleistet bzw. bei b) müssen die benötigten Daten aus den Rohdaten meistens erst abgeleitet und korrigiert werden (je nach Ursprung der Daten; Ansatz des Zeitwertes statt der Wiederherstellungskosten, etc.).

In Abbildung 2 wird die immense Streubreite der Schäden in der über lange Jahre bis Anfang 2004 von einem LAWA-Arbeitsgremium betreuten HOWAS-Datenbank deutlich (*IWK, 1999, Buck, 2005, 2006*). Die eingetragene Ausgleichsfunktion lässt sich kaum auf andere Gebiete übertragen. Dennoch muss betont werden, dass der erstmalige Aufbau einer Datenbank für Hochwasserschäden eine Pionierleistung war, die jedoch einer sachgerechten Weiterführung bedarf.

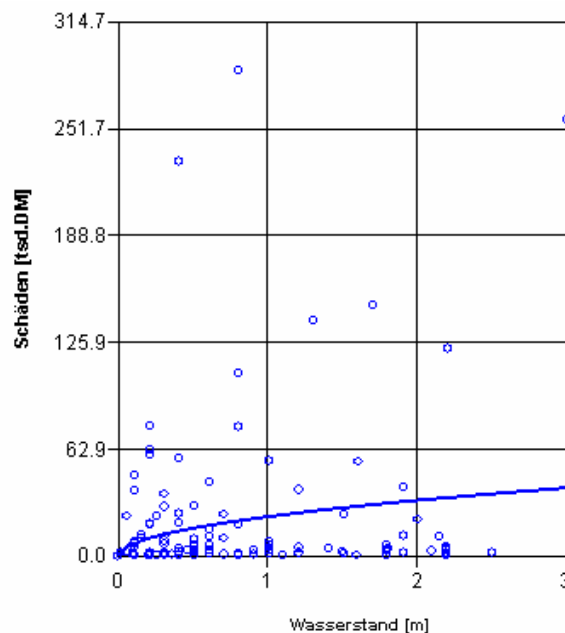


Abbildung 2: Beispiel einer Wasserstand-Schadensfunktion für folgende HOWAS-Daten: Gebäudeschäden im Erdgeschoss bei privaten Wohngebäuden, Bauperiode nach 1964, Massivbau mit Keller (*IWK, 1999*)

Bei gezielten Vor-Ort-Erhebungen in Form von „Was wäre wenn“-Untersuchungen, wie sie in der DWA-Arbeitshilfe empfohlen werden, können die Erhebungen genau auf den Anwendungszweck abgestellt und für jedes untersuchte Objekt über die gesamte Spannweite der vorkommenden Wasserstände im jeweiligen Geschoss komplette Wasserstand-Schadensfunktionen abgeleitet werden, ggf. differenziert nach weiteren Einflussgrößen. Die weiteren Ausführungen beschränken sich auf Schäden an Gebäuden und deren Inventar.

In der Tabelle 1 sind in der linken Spalte die wichtigsten Anwendungsbereiche sowie die Art und erwartete Genauigkeit der Ergebnisse aufgeführt. Rechts ist die Art der Ermittlung der Schadensfunktion zugeordnet. Dabei sind 1. auf Einzelobjekte bezogene, 2. auf bestimmte Gebäudetypen bezogene und 3. auf Gebiete mit gemischter Nutzung (verschiedene Wohngebäudetypen – gemischte Wohn- und Gewerbenutzung usw.) bezogene Schadensbeziehungen zu unterscheiden, die jedoch in Kombination miteinander verwendet werden können.

In der Abbildung 3 sind die drei unterschiedlichen Vorgehensweisen an einem Beispielgebiet illustriert. In jedem Fall sind bestimmte Einzelobjekte oder charakteristische Exemplare eines Gebäudetyps durch sachkundige und ausreichend einschlägig erfahrene Schadensschätzer für verschiedene Wasserstände im jeweiligen Geschoss auf potenzielle Schäden hin zu untersuchen.

Tabelle 1: Systematik der Hochwasserschadensuntersuchungen für bebaute Gebiete

Typische Anwendungszwecke Art und Genauigkeit der Ergebnisse	Art der Ermittlung der Schadensfunktion durch „Was wäre wenn“-Untersuchungen
Grundlage für objektspezifische Entscheidungen objektscharfe, genaue Schadensangaben	objektbezogene Funktionen für jedes einzelne Gebäude
Einganggröße für KNA von Hochwasserschutzplanungen weitgehend zutreffende Schadenssumme	- wie vor, jedoch überwiegend - gebäudetypenbezogene Funktionen und - gewichtete, flächenbezogene Funktionen für Wohnquartiere, Ortsteile usw.
Grundlage für großräumige Risikokartierungen größenordnungsmäßige / relative / qualitative Abschätzung der Schäden in Teilgebieten	- auf größere Teilgebiete angewendete gewichtete, flächenbezogene Funktionen , aber evtl. auch - objektbezogene Funktionen für wichtige Sonderobjekte (Hot spots)

Daraufhin können dann sog. synthetische Schadensfunktionen erstellt werden, z. B. durch einen Polygonzug oder Anpassung einer geeigneten Wurzelfunktion. Falls genügend potenzielle Einflussgrößen mit erhoben werden, können die

Schadensfunktionen möglicherweise nach diesen differenziert werden. Abbildung 4 zeigt ein Beispiel aus einer Pilotuntersuchung, in der die „Was wäre wenn“-Methodik eingesetzt wurde (Buck, Kron, Dieterle, 2007).

Bei der Übertragung auf nicht näher untersuchte Gebäude gleichen Typs kann nach der Bauweise unterschieden (Abbildung 4) oder mit einem gewichteten Mittel entsprechend dem jeweiligen Vorkommen im gefährdeten Gebiet gearbeitet werden. Möglicherweise kann ein unterschiedlicher Ausstattungsgrad des Gebäudes und des Hausrates und damit eine unterschiedlich hohe Schadensanfälligkeit anhand von straßenabschnittsweise verfügbaren Geomarketingdaten (Kaufkraft usw.) berücksichtigt werden.

Im Rahmen des RIMAX-Projektes VERIS-Elbe werden großräumig synthetische Wasserstand-Schadensfunktionen erstellt (Naumann, 2007).

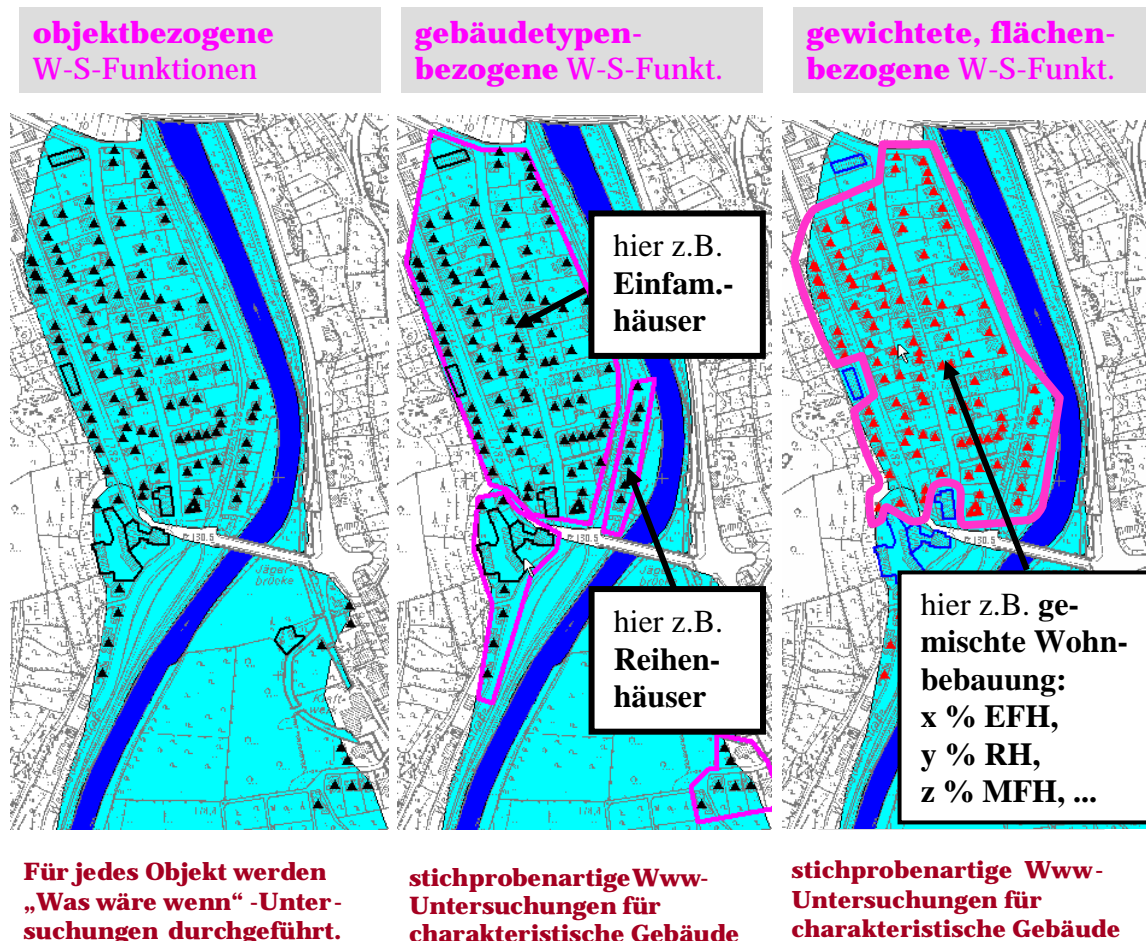


Abbildung 3: Illustration der drei zu unterscheidenden Vorgehensweisen bei „Was wäre wenn“-Untersuchungen (Quelle/Grundlage: Beyene, 2005)

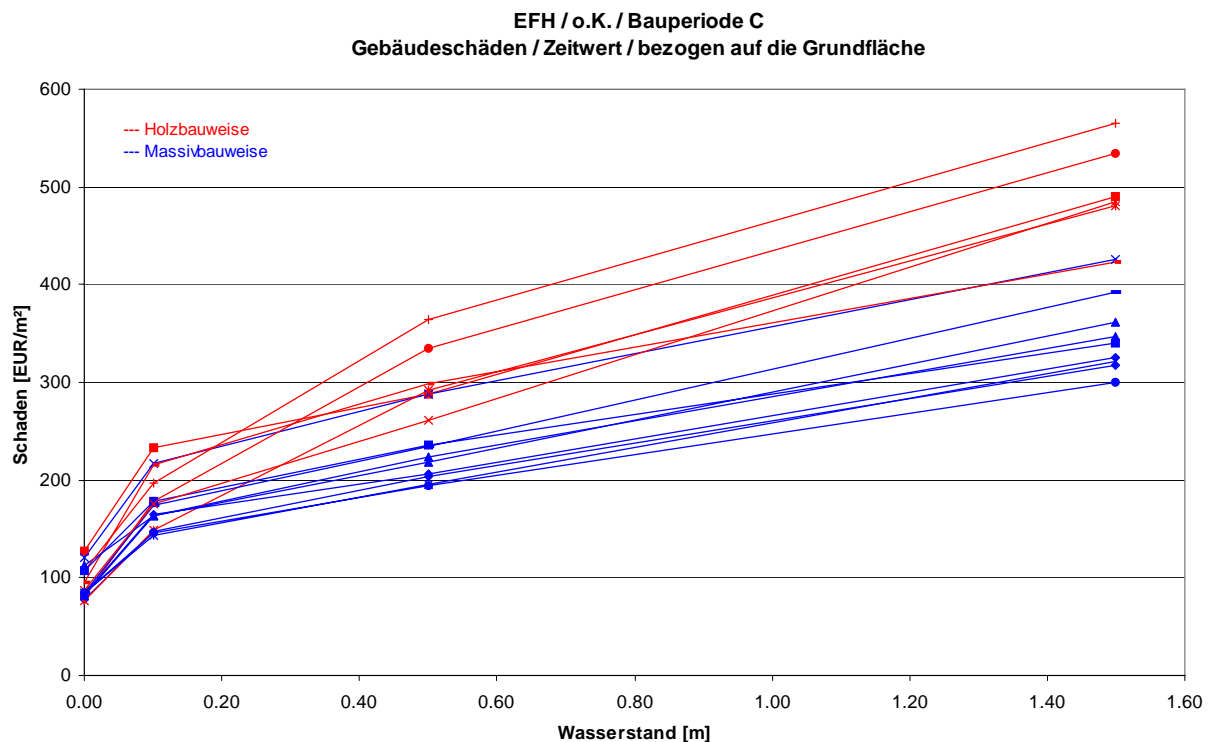


Abbildung 4: Wasserstand-Schadensfunktionen für Gebäudeschäden an Einfamilienhäusern ohne Keller, Bauperiode C (nach 1989) in überflutungsgefährdeten Gebieten der Stadt Greifswald, differenziert nach der Baukonstruktion

3 Ausblick

In der Hydrologie ist es gang und gäbe, Regionalisierungsverfahren zu entwickeln und diese vorteilhaft auf Gebiete ohne Messdaten anzuwenden, so z. B. in der Hochwasserstatistik und bei Niederschlag-Abfluss-Modellen (Kleeber u. a., 1999). Es wäre im Interesse der Qualitätssicherung und zum Nutzen aller Beteiligten, wenn es gelänge, dies auch bezüglich der Schadensfunktionen zu verwirklichen. Sollte es denn nicht möglich sein, auf der Basis von in eine zentrale Datenbank eingespeisten synthetisch erhobenen und aufbereiteten Ereignisdaten Regressionsgleichungen zur Ermittlung des Hochwasserschadens in Abhängigkeit der wichtigsten Einflussgrößen zu entwickeln? Voraussetzung wäre eine einheitliche Systematik der gegenüber HOWAS erweiterten Datenerfassung.

Mache die Dinge so einfach wie möglich – aber nicht einfacher.

Albert Einstein

4 Literatur

- BGBI (2005): Gesetz zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes vom 3. Mai 2005, Bundesgesetzblatt 2005, Teil I Nr. 26, S. 1224-1226, Bonn, 9. Mai 2005
- Buck, W. (2005): Festlegung eines angemessenen Hochwasserschutzgrades. In: H.-B. Kleeberg u. G. Meon (Hrsg.): Hochwasser – Vorsorge und Schutzkonzepte. Beiträge zum Seminar am 2./3. Juni 2005 in Braunschweig. Hydrologische Wissenschaften, Fachgemeinschaft in der DWA, Hennef: DWA 2005, S. 119 - 146.
- Buck, W. (2006): Zweckorientierte Aufstellung von Wasserstand-Schadensfunktionen. In: Beiträge zur Konferenz „Strategien und Instrumente zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes“, Band 6 (2006), Magdeburger Wasserwirtschaftliche Hefte, Schriftenreihe des Instituts für Wasserwirtschaft und Ökotechnologie, Hochschule Magdeburg-Stendal (FH), S. 165 – 172
- Buck, W., Kron, A., Dieterle, K. (2007): „Was wäre wenn“-Schadenserhebungen für ein Hochwasserschutzprojekt - Sturmflutschutz Greifswald -. DWA-Seminar „Erhebung, Aufbereitung und Verwendung von Hochwasserschadensinformationen: Neues und Bewährtes“, 24. April 2007, Karlsruhe (7 S.)
- DWA (2007): Erhebung, Aufbereitung und Verwendung von Hochwasserschadensinformationen. Entwurf DWA-AG HW-4.4 „Hochwasserschäden“, Hennef
- IWK (1999): Auswertung der HOWAS-Datenbank. U. Merkel, W. Buck, Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe (TH); im Auftrag von DVWK / LAWA
- Kleeberg, H.-B., Mauser, W., Peschke, G., Streit, U.; Hrsg. (1999): Hydrologie und Regionalisierung. Ergebnisse eines Schwerpunktprogramms. Deutsche Forschungsgemeinschaft, WILEY-VCH Verlag GmbH, Weinheim
- Naumann, T. (2007): Abschätzung von Hochwasserschäden an der Bausubstanz von Wohngebäuden nach einem gebäudetypologischen Ansatz. DWA-Seminar „Erhebung, Aufbereitung und Verwendung von Hochwasserschadensinformationen: Neues und Bewährtes“, 24. April 2007, Karlsruhe (10 S.)

Autor:

Dr.-Ing. Werner Buck

Sprecher der DWA-Arbeitsgruppe HW-4.4 „Hochwasserschäden“

Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik
Institut für Wasser und Gewässerentwicklung
Universität Karlsruhe (TH)
Kaiserstr. 12
76131 Karlsruhe

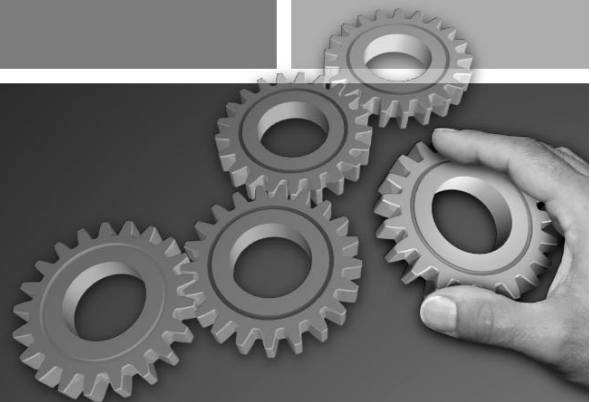
Tel.: +49 721 608 3906
Fax: +49 721 606046
E-Mail: Buck@iwg.uka.de

Hochwasserschutz.

Effizient. Individuell. Wirtschaftlich.

Hochwasserschutz ist Vertrauenssache, denn es geht um die Sicherheit.

Häufig sind Hochwasserereignisse abzusehen, so dass professionelle Prävention helfen kann, die immensen Schäden zu reduzieren. ThyssenKrupp GfT Bautechnik gehört weltweit zu den renommierten Anbietern im Bereich der Hochwasserschutz-Technologie. **Wir bieten ein breites Spektrum hochwertiger Produkte und modernster Technik.**



Hochwasser

ThyssenKrupp GfT Bautechnik

Ein Unternehmen von ThyssenKrupp Services



Deichzustandsanalysen zur Feststellung des Deichinstandsetzungsbedarfes der Landestalsperrenverwaltung (LTV)

Eckehard Bielitz
Uwe Müller

Die Bewertung, Ertüchtigung (Instandsetzung, Erhöhung), Rückverlegung bzw. der Neubau von Deichen erfolgt nach der Beseitigung der unmittelbaren Schäden vom Auguthochwasser 2002 im Zuständigkeitsbereich der LTV durch drei im Zusammenhang stehende Handlungsfelder:

- Hochwasserschutzkonzepte (HWSK),
- Sofortsicherungsmaßnahmen / Deichsicherungserlass und
- Deichzustandsanalysen (DZA).

Gegenstand des vorliegenden Beitrages sind die DZA, deren landesweite Bearbeitung nach dem Frühjahrshochwasser 2006 begonnen hat.

1 Einleitung

Die Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV), 1992 als erster Staatsbetrieb in Sachsen gegründet, besteht aus fünf Betrieben und einer Zentrale. Die LTV hat vorrangig folgende Aufgaben:

- Planung, Bau, Betrieb, Unterhaltung und Überwachung von Fließgewässern 1. Ordnung, Grenzgewässern, landeseigenen Talsperren, Wasserspeichern und Rückhaltebecken einschließlich der Nebenanlagen
- Abflussregulierung
- Hochwasserschutz (Deiche, Gewässerausbau, Hochwasserrückhaltebecken, Talsperren)
- Aufstellung, Laufendhaltung und ggf. Fortschreibung von Hochwasserschutzkonzepten an Gewässern 1. Ordnung und der Elbe
- Rohwasserbereitstellung für Trink- und Brauchwasser.

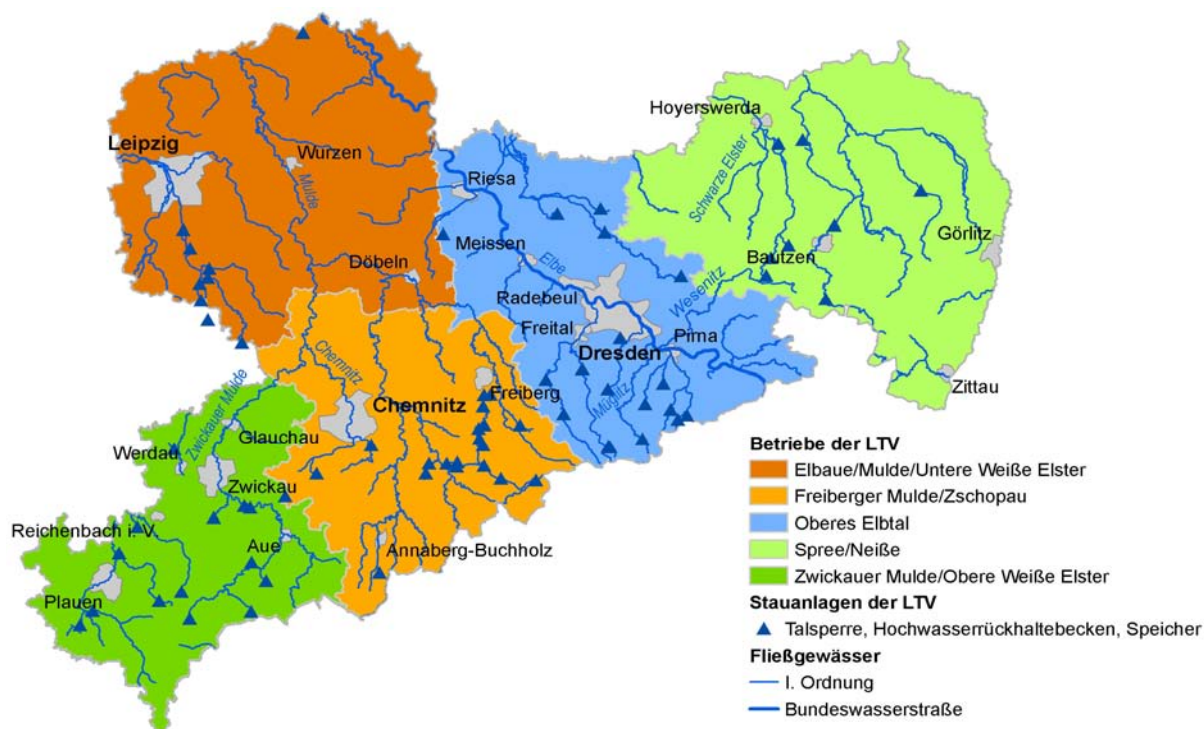


Abbildung 1: LTV – Übersicht über Betriebe, Fließgewässer und wasserwirtschaftliche Anlagen im Zuständigkeitsbereich

In diesem Zusammenhang ist die LTV zuständig für (vgl. Abbildung 1):

- 137 Stauanlagen (einschl. Vorsperren und Vorbecken), Gesamtstauraum ca. 600 Mio. m³
- 4 Rohwasserüberleitungsstrecken für Trinkwasser
- 1 Kunstgraben- und Röschensystem
- ca. 3000 km Fließgewässer 1. Ordnung einschl. Bundeswasserstraße Elbe
- ca. 300 km Grenzgewässer (Polen, Tschechien)
- ca. 650 km Deiche
- 186 Wehre
- ca. 400 weitere Anlagen (Siele, Deichscharten, Schöpfwerke, Pegel).

2 Zielstellung und Voraussetzungen der DZA

Mit den DZA werden folgende wesentliche Ziele verfolgt:

- Im Rahmen der HWSK erfolgte eine Bewertung der Deiche hinsichtlich ihres Schutzziels, der bauliche Zustand blieb dabei i. d. R. unberücksichtigt. Deiche, die den Schutzzielen gemäß HWSK zzgl. Freibord mit ihrer vorhandenen Höhe genügen, finden im HWSK - Maßnahmeprogramm folgerichtig keine Berücksichtigung. Aus bautechnischer Sicht können jedoch durchaus Defizite bestehen, die nicht Gegenstand des HWSK waren, mit den DZA jedoch identifiziert und bewertet werden.
- Die Daten zu Lage bzw. Verlauf und Geometrie der Deiche basierten bisher auf verschiedenen, vielfach nicht mehr aktuellen Grundlagen. Dies bedurfte einer Vereinheitlichung, Aktualisierung und Präzisierung (Verdichtung des Aufnahmerasters), mit der eine gewässerunabhängige Deichstationierung eingeführt werden konnte.
- Bislang existierte innerhalb der LTV keine aktuelle, betriebsübergreifende, auf einheitlichen Grundlagen basierende Zustandsbewertung, die auch die geotechnischen Gegebenheiten als Grundlage für Tragsicherheitsnachweise im Detail berücksichtigt. Mit den DZA wird diese geschaffen.
- Grundsätzlich und durch die Erfahrungen aus den Hochwassern der jüngeren Vergangenheit nachdrücklich verstärkt besteht der Bedarf nach einer schnellen und jederzeit aktuellen Recherchemöglichkeit zu bekannten Defizitbereichen (z. B. Schad- oder Schwachstellen am Deich, fehlender Freibord, hoch liegende Sickerlinie) und zu Überströmungsbeginn bei bestimmten Wasserständen mit Angabe der Stationierung bzw. des Bereiches und Bezug auf Hochwassermeldepegel.

Bereits vor Beginn der Bearbeitung mussten bestimmte Voraussetzungen geschaffen werden, um die genannten Zielstellungen erreichen zu können.

Eine wesentliche Voraussetzung dabei war die Erarbeitung einer möglichst bis ins Detail konkreten Aufgabenstellung. Damit konnte sichergestellt werden, dass die Angebote nach der Ausschreibung der Leistung vergleichbar waren. Zudem bewirkte dies, dass die Bearbeitung mit einer weitgehend einheitlichen Struktur und Methodik erfolgte und die Ergebnisse grundsätzlich vergleichbar vorliegen sowie entsprechend bestimmter Vorgaben digital aufbereitet werden.

Ein zweiter Schwerpunkt waren Instrumente zur Qualitätssicherung und Datenprüfung, um sowohl die Abnahme der Leistungen effizient zu ermöglichen als auch eine möglichst automatisierte Erfassung der Daten in einer Datenbank zu gewährleisten.

Schließlich war eine geeignete Datenbank erforderlich, in der die Daten abgelegt, recherchiert, aktualisiert und historisiert werden können. Ggf. erforderliche Schnittstellen zu anderen innerbetrieblichen Systemen waren rechtzeitig zu identifizieren.

3 Anforderungen an die Aufgabenstellung

Mit der Aufgabenstellung wurde nicht nur der Untersuchungsrahmen festgelegt, sondern auch Detailregelungen zu Gliederung, Bearbeitungsabfolge, Bearbeitungstiefe, Bearbeitungsmethodik, Ergebniserstellung und digitaler Ergebnisbereitstellung vorgegeben.

Auch der bereits o. g. Aspekt der möglichst guten Vergleichbarkeit der Angebote bei der Ausschreibung und Vergabe sei an dieser Stelle nochmals erwähnt, weil dies bei derartigen Vorhaben meist einen großen Zeitumfang in Anspruch nimmt. Darüber hinaus können ggf. erforderliche Nachträge auf dieser Grundlage vielfach schnell und klar geregelt werden.

Eine solche Aufgabenstellung musste demzufolge u. a. konkrete Vorgaben zu folgenden Schwerpunkten enthalten:

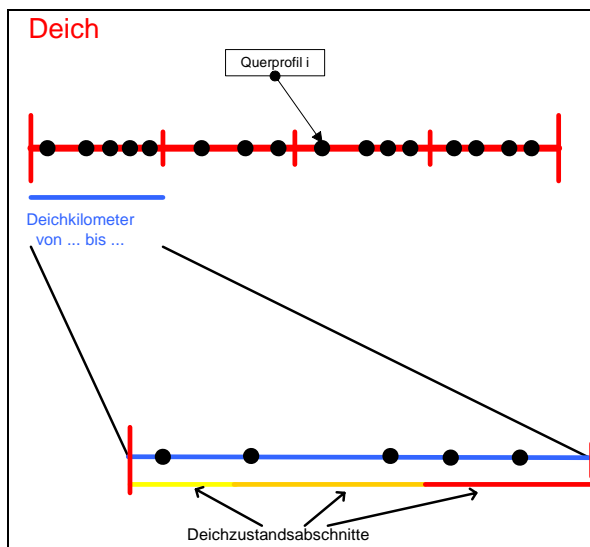
- zu verwendende technische Regeln und Literatur (Mindestumfang),
- Beschreibung von Zielstellung und Rahmen der Bearbeitung,
- Festlegung von Art und Umfang der Deichvermessung (Erfassung von Querprofilen (Vorgabe Mindestanzahl/km) und Lage des Deiches, Bauwerke, Leitungen, Bewuchs),
- Festlegung von Art und Umfang des geophysikalischen und geotechnischen Untersuchungsprogramms sowie der Labor- und Felduntersuchungen (Methoden und Verfahren der Erkundung, Auswertung und Bereitstellung der geotechnischen Kennwerte),
- Festlegung von Art und Umfang des geotechnischen Nachweiskonzeptes (Nachweise zur Tragsicherheit, Erosions- und Suffosionssicherheit, Mindestanzahl der Nachweisprofile, zu verwendende Software, Lastannahmen),

- einheitliche Klassifizierung des Instandsetzungsbedarfes an bestehenden Deichen,
- Kategorien von möglichen Maßnahmeempfehlungen und Kostenschätzungen (Vergleichbarkeit),
- Gliederung des Erläuterungsberichtes,
- Gliederung der Anlagen (Zeichnungen, Tabellen, Bilder, etc.),
- Erstellung von CAD- bzw. GIS- Projekten (CAD- bzw. GIS- Richtlinie),
- Benennung von Dateien,
- Struktur der Datenablage (Verzeichnisstruktur, Datenformate, erforderliche Dateien, Inhalte der Dateien).

Beispielsweise sind hinsichtlich der vermessungstechnischen Aufnahme der Deiche zunächst grundsätzlich 6 Querprofile/Deich-km gefordert worden. Abweichungen davon waren in Abhängigkeit von den örtlichen Gegebenheiten in Abstimmung mit dem AG möglich. Im Rahmen des geotechnischen Nachweiskonzeptes waren an jedem Querprofil Nachweise zur allgemeinen und lokalen Tragsicherheit, ggf. Spreizsicherheit, Auftriebssicherheit, Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch und Nachweise zur Erosions- und Suffosionssicherheit bei verschiedenen Wasserständen gefordert.

Grundlage für eine einheitliche Begriffsbestimmung im Rahmen des Projektes war die Definition eines Datenmodells, welches die Begriffe und deren Hierarchie festlegt (vgl. Abbildung 2).

Bei den vorliegenden Untersuchungen war die maßgebende Bezugsgröße ein Deichkilometer innerhalb eines Deiches. Auf diese Größe wurden wesentliche Daten bei der Ergebnisaufbereitung bezogen. Zu unterscheiden war dabei zwischen Stammdaten (die für den gesamten Deich gelten, zu dem der jeweilige Deichkilometer gehört) und Zustandsdaten (die zu den jeweils innerhalb eines Deichkilometers liegenden Querprofilen gehören, für die Tragsicherheitsnachweise geführt worden sind).



Objekt: Deich

Unterojekt: Deichkilometer

beinhaltet:

- Querprofile
- Deichzustandsabschnitte

Abbildung 2: verwendetes Datenmodell und Begriffe für die DZA

Solche weit reichenden, detaillierten Vorgaben sind erwartungsgemäß zunächst nicht bei allen Beteiligten auf Verständnis gestoßen, weil dies im Bereich Geotechnik bisher kein übliches Vorgehen darstellte und auf der Auftragnehmerseite teilweise die Befürchtung bestand, dass die ingenieurtechnische Bearbeitung eingeschränkt werden könnte. Bei der Bearbeitung haben sich jedoch die Vorteile dieser Vorgehensweise sehr schnell gezeigt, zumal sie für die Anwendung der Ergebnisse und deren Vergleichbarkeit ohne Alternative sind (vgl. Kröber, 2007).

4 Qualitätssicherung

Um die Einhaltung der Vorgaben zu prüfen und damit letztlich die Plausibilität und Verwendbarkeit der Daten in einer Datenbank sicherzustellen ist eine Qualitätssicherung zwingend erforderlich. Dies zum einen, weil auch bei sorgfältiger Bearbeitung fachliche Fehler entstehen können. Zum anderen war zu erwarten, dass trotz offensichtlich weit reichender Vorgaben in der Praxis Konstellationen oder Probleme auftreten, die außerhalb des Regelungsbereiches liegen bzw. die Anwendung der Vorgaben nicht konsequent ermöglichen und gewisser Ausnahmen bzw. Anpassungen bedürfen. Nicht zuletzt können bei der Aufbereitung und Zusammenstellung der Daten handwerkliche Fehler auftreten sowie unplausible Ergebnisse ungeprüft übernommen werden.

Um das Risiko inkonsistenter Daten aufgrund der genannten Fehlerquellen zu minimieren, ist gemeinsam mit einem Auftragnehmer aus der IT- Branche ein automatisiertes zweistufiges Prüfsystem entwickelt worden. In einem ersten

Prüfschritt (genannt Prüftool 1) werden grundsätzliche Prüfungen durchgeführt (Einhaltung Datenstruktur, Vorhandensein der erforderlichen Dateien, Einhaltung Dateibenennung, etc., vgl. Abbildung 3).

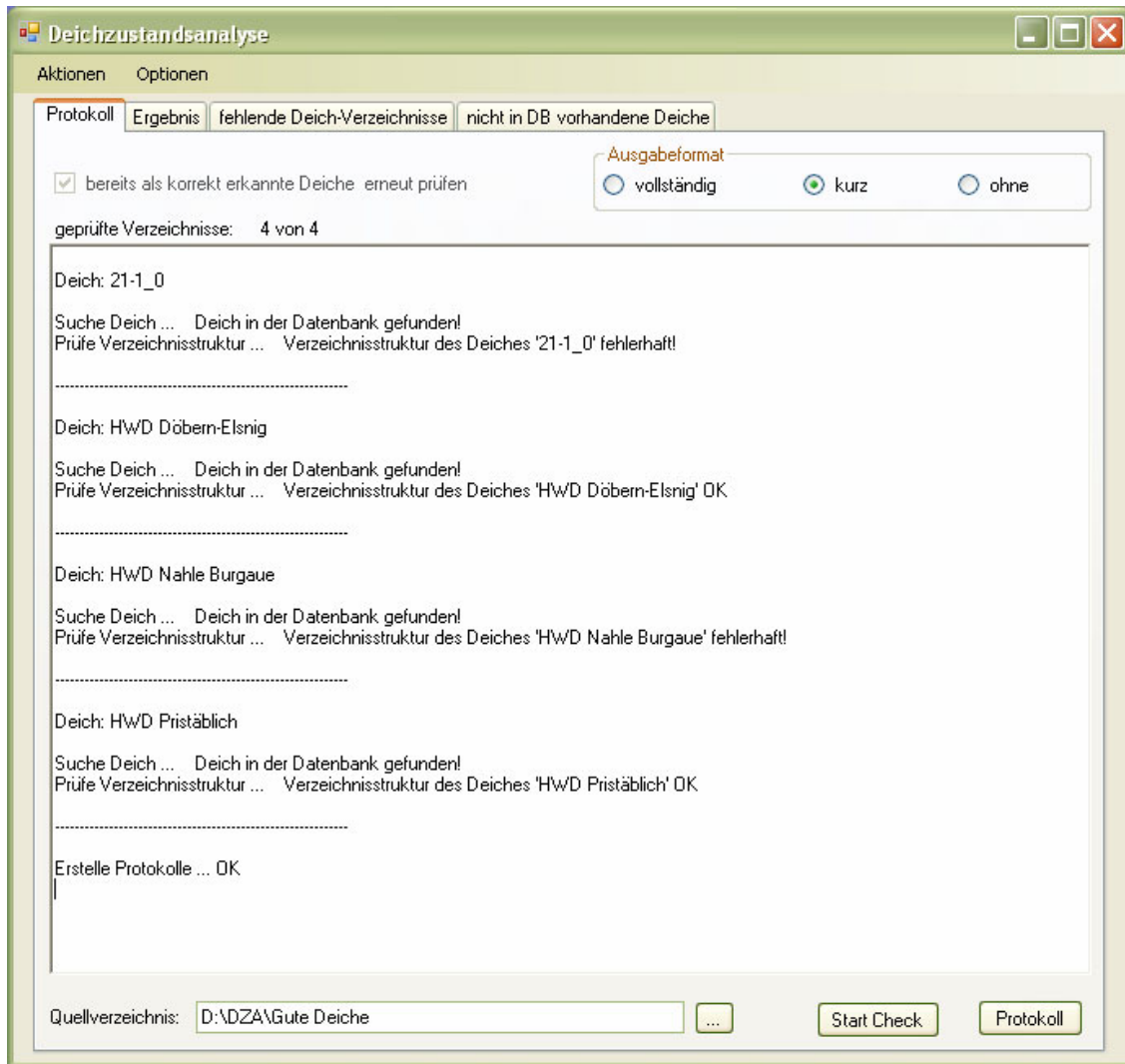


Abbildung 3: Prüftool 1 zur Prüfung von Vollständigkeit, Verzeichnisstruktur, Dateibenennung etc.

Mit dem 2. Prüfschritt (Prüftool 2, vgl. Abbildung 4) werden die Inhalte der Dateien auf Einhaltung der Vorgaben (Formate, Vollständigkeit der Angaben) und Plausibilität der eingetragenen Angaben (sowohl numerische als auch Texteinträge) geprüft. Des Weiteren erfolgt in diesem Prüfschritt die Prüfung der GIS- und CAD- Projekte. Um die Korrektur von Fehlern effizient zu ermöglichen, wird nach erfolgtem Prüfdurchlauf ein Fehlerprotokoll ausgegeben, welches aufgetretene Fehler hinsichtlich Ort, Art und Ursache beschreibt.

Nach erfolgreichem (fehlerfreiem) Durchlauf beider Tests können die Datensätze dann mit dem Prüftool 2 direkt in die Datenbank eingelesen werden.

Bei den DZA hat es sich als vorteilhaft erwiesen, den AN die Instrumente zur Qualitätssicherung bereits vor der Datenabnahme zur internen (Vor)Prüfung zur Verfügung zu stellen.

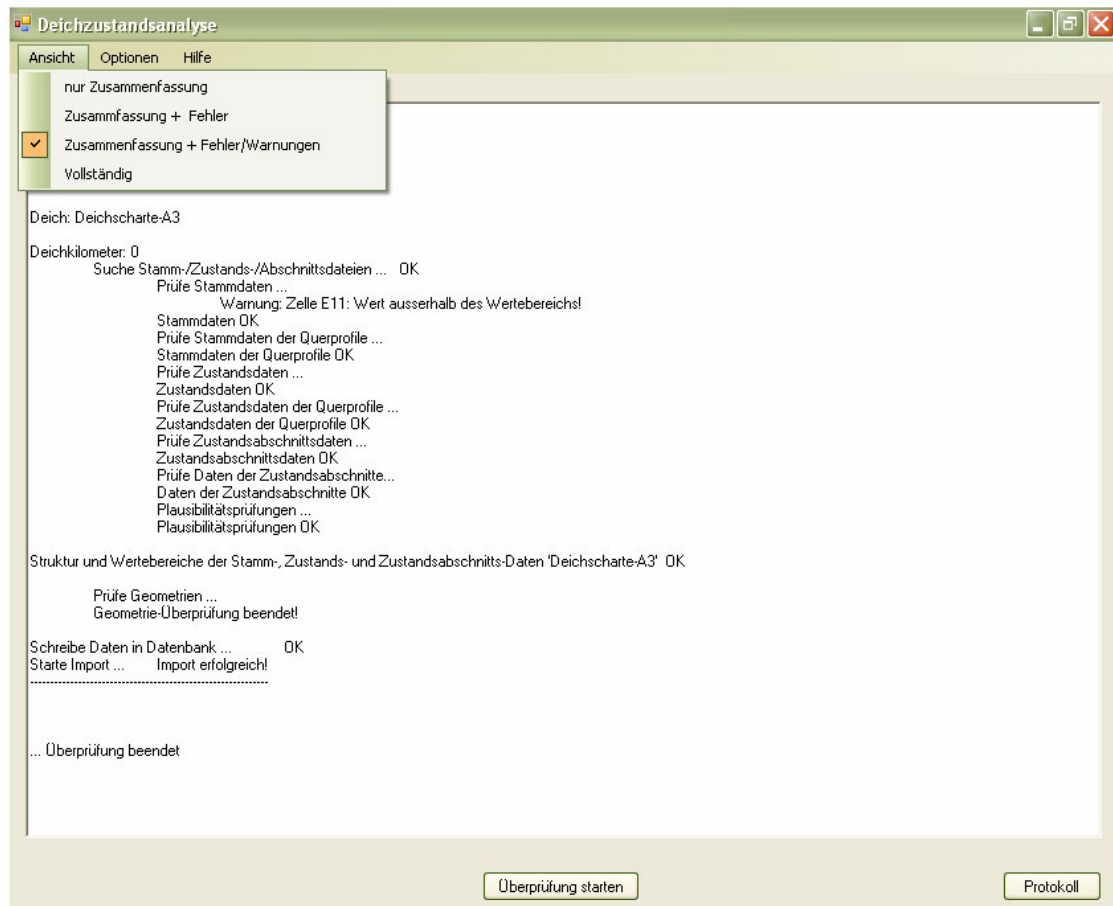


Abbildung 4: Prüftool 2 zur inhaltlichen Prüfung und für den Datenimport

5 Datenbankrecherche

Sämtliche Ergebnisdaten der DZA werden nach Prüfung in die Objektdatenbank der LTV eingelesen und strukturiert abgelegt. Die Objektdatenbank (vgl. Abbildung 5) ist ein flexibles Werkzeug mit einer Web- Oberfläche zur Ablage und Recherche von Daten zu wasserwirtschaftlichen Anlagen (Objekten) im Zuständigkeitsbereich der LTV. Damit wird eine bereits bestehende Datenbank genutzt und erweitert.

Um den zahlreichen, verschiedenen Recherche- und Nutzungsansprüchen von Nutzern (z.B. Flussmeistereien, Zentralen der Betriebe, verschiedene Bereiche der LTV- Zentrale, Planer von Baumaßnahmen an Deichen, Katastrophenschutzbehörden) zu genügen, ist für die DZA- Daten ein flexibles Recherchesys-

tem erforderlich. Dieses ermöglicht weitgehend frei konfigurierbare Abfragen über die in der Datenbank abgelegten Objekte bzw. deren Eigenschaften (Attribute) und gibt die Ergebnisse in unterschiedlicher Weise (grafisch oder tabellarisch) aus. Grafische und textliche bzw. tabellarische Ausgaben können nachbearbeitet werden. Zudem wird die Möglichkeit bestehen, Abfragekonfigurationen benutzerspezifisch zu speichern oder nach erneutem Aufrufen zu modifizieren.

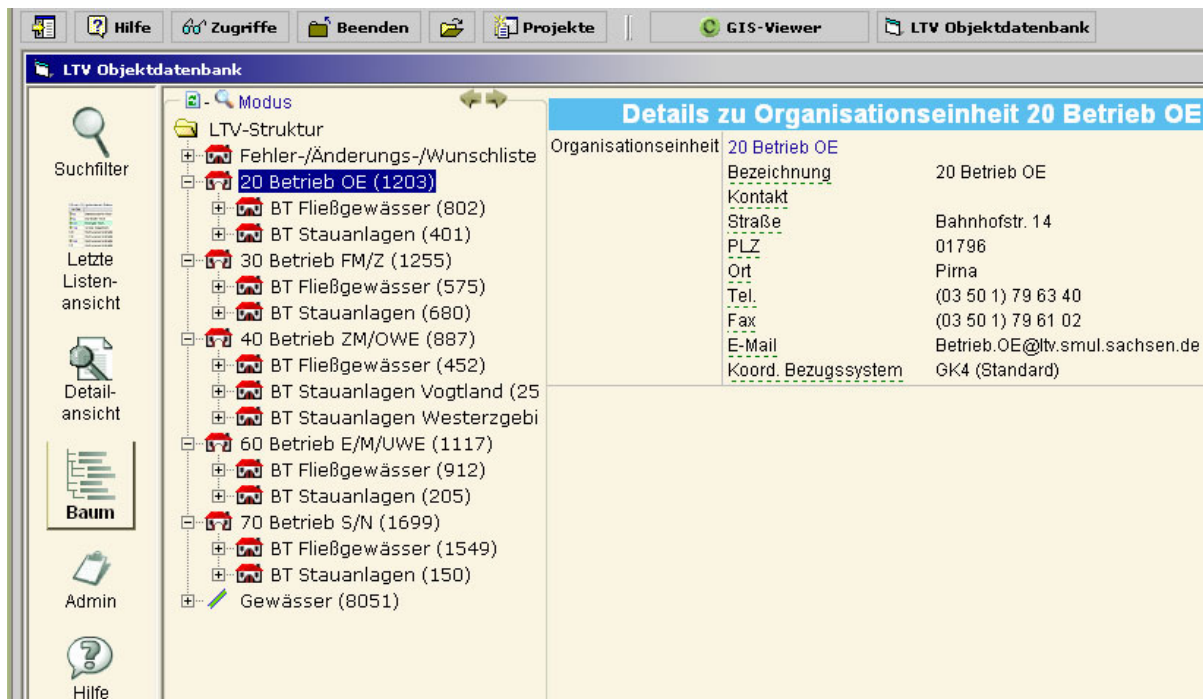


Abbildung 5: Objektdatenbank der LTV (Ausschnitt)

6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Für zahlreiche Aufgaben der LTV im Zusammenhang mit dem Bau, der Unterhaltung, Instandsetzung, Rückverlegung und der Verteidigung von Deichen im Freistaat Sachsen ist es erforderlich, laufend aktuelle Daten zu deren Lage, Geometrie, Aufbau und Zustand für die schnelle und effiziente Anwendung vorzuhalten. Um dies zu erreichen, bedarf es eines einheitlichen Vorgehens bei der Ersterfassung und Bewertung der relevanten Parameter und Eigenschaften, der einheitlichen Aufbereitung und Darstellung der Daten, der Datenprüfung und der Datenablage in einer Datenbank. Zugleich ist es erforderlich, die praxisgerechte Anwendung der Daten durch vielfältige Recherche-, Darstellungs- und Exportmöglichkeiten sicherzustellen sowie die Daten laufend aktuell zu halten.

Mit der Durchführung von Deichzustandsanalysen in Sachsen hat sich die LTV diesen Anforderungen gestellt und dabei zwangsläufig in vielen Bereichen Neuland betreten. Dabei ist deutlich geworden, dass insbesondere einer detaillierten Vorbereitung (Aufgabenstellung) und der Datenprüfung große Bedeutung zukommt.

Abschließend bleibt festzuhalten, dass es für die Entwicklung und Umsetzung solch neuartiger, umfangreicher Programme der engen, verständnisvollen, konstruktiven und innovativen Zusammenarbeit nicht nur innerhalb der beteiligten Struktureinheiten der LTV, sondern auch der externen Partner bedurfte. Nur weil beides gegeben war, konnte das Vorhaben erfolgreich umgesetzt werden. Dafür sei an dieser Stelle allen Beteiligten ausdrücklich gedankt.

7 Literatur

Kröber, B. (2007): Erstellung von Deichzustandsanalysen im Zuständigkeitsbereich der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, in: Mitteldeutsche Mitteilungen, 16. Jahrgang II/2007 S. 44 - 45

Autoren:

Dipl.- Ing. Eckehard Bielitz

Dr.- Ing. Uwe Müller

Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen
Fachbereich Technik
Bahnhofstraße 14
01796 Pirna

Tel.: +49 3501 796 471

Fax: +49 3501 796 105

E-Mail: Eckehard.Bielitz@ltv.smul.sachsen.de

Uwe.Mueller@ltv.smul.sachsen.de

Vorbeugender Hochwasserschutz in den drei großen Flusssystemen Rhein, Donau und Elbe

Wolfram Tauer
Karl Deindl
Wolfgang Koch
Hermann Stopsack

Hochwasserrückhaltebecken und Flutpolder können durch eine gezielte Kappung von Hochwasserspitzen signifikant zum Hochwasserschutz beitragen. Es werden exemplarisch drei Vorhaben mit ihren wesentlichen Bestandteilen vorgestellt.

1 Komponenten des integrierten Hochwasserschutzes

Ganzjährig Wasser führende Flüsse prägen unsere Kulturlandschaft und unser Umfeld. Mit den unregelmäßig wiederkehrenden Hochwässern werden sie jedoch auch zur Gefahr für den Menschen und verursachen erhebliche Schäden an Sachgütern. Während in früheren Zeiten die Flussniederungen weitgehend unbebaut und nicht besiedelt waren, drängt der Mensch seit Jahrzehnten mit Infrastrukturanlagen, Industrie und Wohnbebauung immer näher an die Flüsse heran. Flussläufe wurden begradigt und früher periodisch überschwemmte Gebiete trocken gelegt. In diesem Zusammenhang erfolgten anfangs Schutzmaßnahmen an besonders exponierten Stellen, später wurde versucht mit immer höheren Deichen entlang der Flüsse der Hochwassergefahr Herr zu werden, da das Schadenspotenzial durch hohe materielle Werte immens wurde.

Inzwischen besteht weitgehend Konsens, dass auch mit immer mehr technischen Maßnahmen die Hochwassergefahr nicht völlig eliminiert werden kann. Spätestens die großen Hochwässer der letzten Jahre an Rhein (1993 und 1995), Donau (1999, 2002 und 2005) und Elbe (2002) zeigen dass in allen großen deutschen Flussgebieten nur mit integrierten Konzepten des Hochwasserschutzes (HWS) immer größere Schäden verhindert werden können. Im Wesentlichen tragen dazu die drei Komponenten (i) Natürlicher Rückhalt, (ii) Technischer Hochwasserschutz und (iii) Hochwasservorsorge bei. In Tabelle 1 sind jeweils exemplarische Maßnahmen aufgeführt.

Tabelle 1 Ausgewählte Maßnahmen des integrierten Hochwasserschutzes

Natürlicher Rückhalt	Technischer HWS	Hochwasservorsorge
Reduzierung/ Rücknahme der Bodenversiegelung	Deiche	Festsetzung von Überschwemmungsgebieten
Verbesserung der Versickerungsfähigkeit	HWS-Mauern	Vorrang- und Vorbehaltsgebiete für HWS in Raumordnung/ Landesentwicklung
Aufforstung	Mobile HWS-Systeme	Standortgerechtes Bauen, Nutzungseinschränkung
Anlage von Gewässerrandstreifen	Objektschutz	HW-Gefahrenkarten
Deichrückverlegungen	Talsperren	(HW-Nachrichtendienst, Informationskampagnen, Notfallpläne)
Wiederanschluss von Altgewässern	Rückhaltebecken	(Sachversicherung)
Ausweisung von Überschwemmungsgebieten	Flutpolder	

2 Flutpolder und Rückhaltebecken

Eine besondere Stellung im technischen Hochwasserschutz stellen Talsperren, Rückhaltebecken und Flutpolder dar. Einer ihrer wesentlichen Zwecke ist die Kappung von extremen Hochwasserspitzen. Mit der Reduzierung der Extremwerte kann beispielsweise auf eine weitere Erhöhung von Deichen, wodurch sich häufig die Abflüsse beschleunigen und sich die Hochwassersituation nach flussabwärts verlagert, verzichtet werden.

Der größte Effekt wird durch Talsperren erreicht; hier können abhängig von der Topographie mehrere Millionen m³ Wasser zwischengespeichert werden und in Zeiten niedrigerer Abflüsse wieder abgegeben werden. Da der Anlage von Talsperren und Speichern aus topografischen Gründen Grenzen gesetzt sind, bietet es sich an, die sich entlang der meisten Flüsse erstreckenden Niederungen, die vor den in den vergangenen Jahrzehnten erfolgten Eindeichungen auf natürliche Weise bei hohen Wasserständen ohnehin überflutet waren, gezielt zum Hochwasserrückhalt zu nutzen. Im Gegensatz zu Deichrückverlegungen können dabei mit so genannten Flutpoldern, und hier insbesondere mit gesteuerten Anlagen, erhebliche Retentionsvolumina aktiviert werden. Diese Flächen können auch weitgehend land- und/ oder forstwirtschaftlich genutzt sein. Durch natürliche Begrenzungen und Eindeichungen in Verbindung mit Ein- und Auslassbauwerken entstehen Hochwasserrückhaltungen, in die im Hochwasserfall gezielt Teile des Spitzenabflusses geleitet werden können. Mit bzw. nach Ablauf der Hochwasserwelle erfolgt die Entleerung in den Fluss. Abbildung 1 zeigt das Prinzip der steuerbaren Flutpolder und im Vergleich dazu die Effekte einer vergleichbaren Deichrückverlegung.

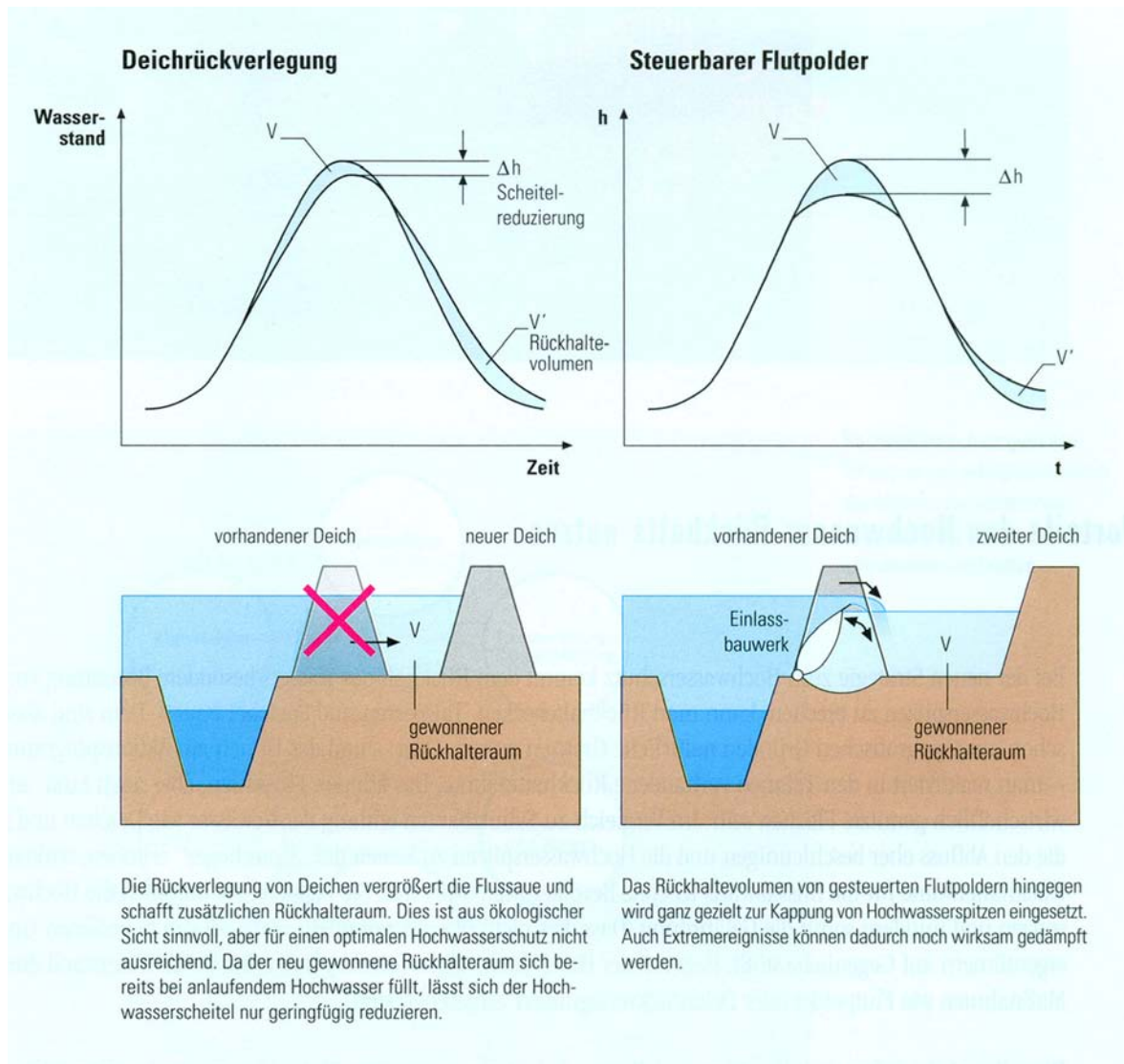


Abbildung 1: Prinzip von Deichrückverlegung und steuerbarem Flutpolder (StMLU, 2003)

3 Hochwasserrückhaltung Bodenheim/ Laubenheim am Rhein

3.1 Hochwasserschutz am Oberrhein

Der Ausbau des Oberrheins zwischen Basel und Iffezheim mit Kraftwerken bzw. Staustufen resultiert in einem Verlust an Überschwemmungsfläche von über 130 km², was dazu führte, dass Hochwasserereignisse im Vergleich vor dem Ausbau heute wesentlich schneller und mit höheren Spitzenabflüssen ablaufen und sich darüber hinaus ungünstiger mit den Hochwasserwellen der Nebenflüsse überlagern. Im Rahmen von internationalen sowie nationalen Verträgen und Vereinbarungen haben sich die Oberrheinanlieger deshalb verpflichtet den unterhalb der letzten Staustufe (Iffezheim) ehemals bestehenden Hochwasser-

schutz wieder herzustellen. Dies bedeutet ein Abfluss am Pegel Worms beim 200-jährlichen Hochwasser von maximal 6.000 m³/s. Wesentlicher Bestandteil des Hochwasserschutzkonzepts ist die Bereitstellung von 287 Mio. m³ Rückhaltetolumina, wovon Frankreich 58, Baden-Württemberg 167 und Rheinland-Pfalz 62 Mio. m³ gewährleisten (Quelle: *Ministerium für Umwelt und Forsten Rheinland-Pfalz*).

3.2 Hochwasserrückhaltung Bodenheim/ Laubenheim

Die rund 62 Mio. m³ Rückhalteraum, für deren Realisierung sich Rheinland-Pfalz verpflichtet hat und deren Umsetzung bis 2012 – sofern nicht weitere Klageverfahren dies verzögern – abgeschlossen sein soll, verteilen sich auf sechs Standorte südlich und vier Standorte nördlich der Neckarmündung.

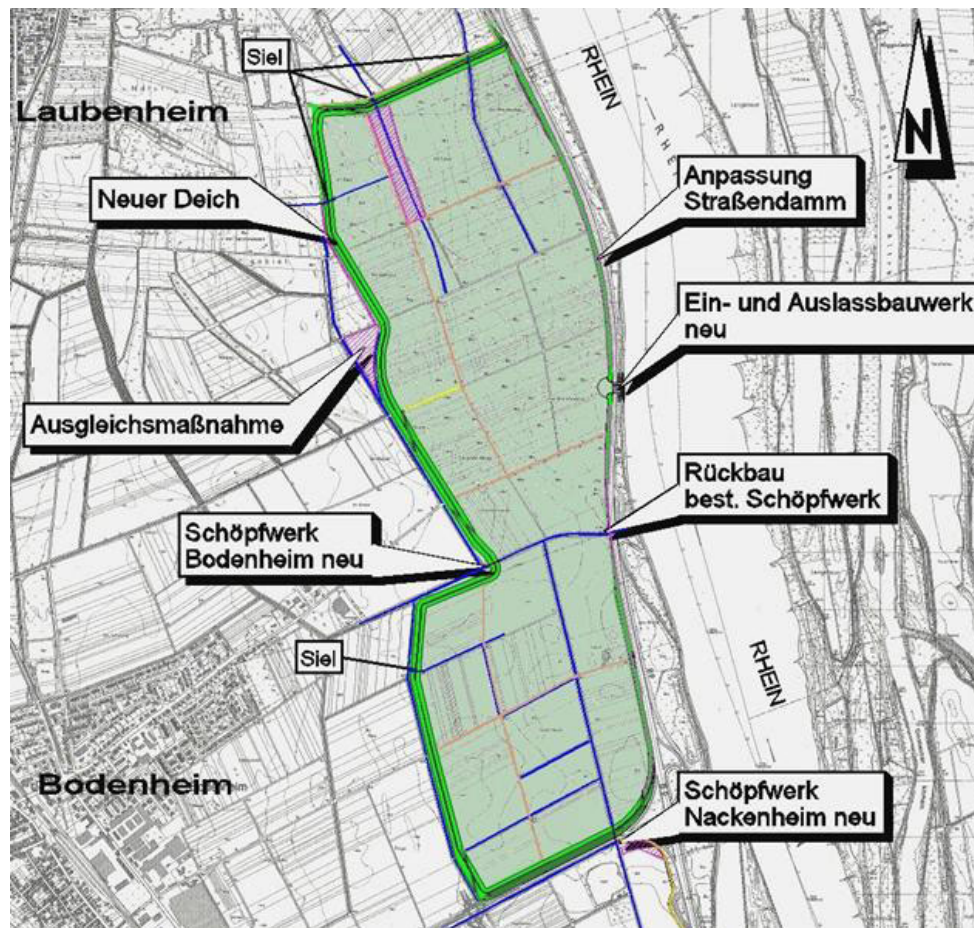


Abbildung 2: Lageplan der Hochwasserrückhaltung Bodenheim/ Laubenheim (SGD Süd)

Südlich von Mainz erstreckt sich zwischen den Ortslagen Nackenheim, Bodenheim, Mainz-Laubenheim und dem Rhein eine bisher vorwiegend intensiv landwirtschaftlich genutzte Niederung. Durch einen Ringdeich wird eine 191 ha große Fläche eingedeicht, die im Hochwasserfall gezielt geflutet und bis zu 4 m

hoch eingestaut werden kann. Das Gesamtvolumen beträgt rund 6,7 Mio. m³. Die Anlage ist ausschließlich für seltene Ereignisse konzipiert (HQ₂₀ und seltener). Die Hochwasserrückhaltung erfordert den Neubau eines ca. 4,5 km langen und bis zu 5 m hohen Deichs mit Untergrundabdichtung, eines Ein- und Auslassbauwerks in Form eines 4-feldrigen Wehrs mit einer maximalen Kapazität von 220 m³/s, das der gesteuerten Flutung und der mit fallendem Rheinwasserstand erfolgenden Entleerung dient, dem Neubau von zwei Schöpfwerken für die Binnenentwässerung sowie die erforderlichen Anpassungsmaßnahmen an Infrastruktureinrichtungen; siehe Abbildungen 2 und 3.



Abbildung 3: Neubau des Deichs mit Untergrundabdichtung (Foto *SGD Süd*)

Mit dem Bau, der bis Anfang 2009 abgeschlossen sein soll, und dem späteren Betrieb der Hochwasserrückhaltung sind sowohl dauerhafte als auch vorübergehende Auswirkungen auf die Umwelt und die Landnutzung verbunden. Im Rahmen des Genehmigungsverfahrens wurden Maßnahmen festgelegt, diese Eingriffe und Auswirkungen zu minimieren. Neben der Festlegung von Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen in unmittelbarer Nähe (Ausweitung und Vernetzung der entlang der Gräben vorhandenen Gehölz- und Feuchtbiotope, Anordnung von Gewässerrandstreifen) betrifft dies auch Einschränkungen im Baubetrieb (Festlegung von Bau- bzw. Baustraßen-, „Tabu“-Bereichen, abschnittsweise Herstellung jeweils außerhalb der Vegetationsperiode, Verwendung autochthonen Saatguts etc.) als auch im zukünftigen Betrieb (keine nachteilige Veränderung der Grundwassersituation – insbesondere in den bebauten Bereichen, unverzügliche Entleerung mit fallendem Rheinwasserstand etc.). Große Bedeutung wird der Überwachung der Grundwasserverhältnisse gewidmet, da durch die neu errichtete Untergrundabdichtung dauerhaft in das Grundwasserregime eingegriff-

fen wird. Im Rahmen eines Bodenordnungsverfahrens konnte durch Einbringen der vom Bauherrn bereits erworbenen Flächen erreicht werden, dass durch Flächentausch und teilweisem Neuzuschnitt von landwirtschaftlichen Flächen sowie durch Verbesserung der Grabenfunktion die für eine weiterhin effiziente Bewirtschaftung erforderliche Basis geschaffen wird.

4 Flutpolder Riedensheim an der Donau

4.1 Komponenten des technischen Hochwasserschutzes in Bayern

Nach dem Hochwasser 2002, das auch im Einzugsgebiet der Donau zu erheblichen Überschwemmungen und Schäden in Millionenhöhe führte, wurde das „Hochwasser-Aktionsprogramm 2020 für das Donau- und Maingebiet“ des Freistaats Bayern intensiviert. Bei der Strategie zum Hochwasserschutz kommt dem Rückhalt des Wassers besondere Bedeutung zu und hier insbesondere dem Bau von Flutpoldern. Nach aktuellen Planungen sind Flutpolder an der Iller (Seifener Becken), an der Donau (Riedensheim, Katzau, Öberauer Schleife und Isarmündung), an der Mangfall (Feldolling) und am Main (Berg Rheinfeld) vorgesehen.

4.2 Der geplante Flutpolder Riedensheim

Westlich von Ingolstadt existieren mehrere ehemals bei Mittel- und Hochwasser überflutete Niederungen, so auch links der Donau im Bereich der Ortslage von Riedensheim im Landkreis Neuburg-Schrobenhausen. Der Standort weist den großen Vorteil auf, dass auf Grund topografischer Randbedingungen (natürlich ansteigendes Gelände) weitgehend vom Bau neuer Deiche abgesehen werden kann und somit der bauliche Aufwand – und damit auch der monetäre – minimiert werden kann (Abbildung 4). Ähnlich wie die Hochwasserrückhaltung Bodenheim/ Laubenheim ist für den Flutpolder Riedensheim ein Einsatz nur in extremen Hochwassersituationen vorgesehen. Aus diesem Grund wird auch hier ein gesteuerter Betrieb, mit dem die größten Effekte erzielt werden können, favorisiert. Dies wirkt sich zudem vorteilhaft hinsichtlich Einschränkungen aus, sodass Nutzungsbeschränkungen weitgehend ausgeschlossen werden können.

Auf Grund der topografischen Situation ergibt sich eine 220 ha große Fläche auf der bis zu 8,3 Mio. m³ Wasser zurück gehalten werden können. Das Gelände ist bei maximaler Füllung bis zu 5 m überstaut. Im Zuge des Raumordnungsverfahrens (abgeschlossen 2006) wurde deshalb die Forderung gestellt, Möglichkeiten einer Durchströmung zu prüfen.

Bei optimalem Einsatz des Flutpolders kann der Spitzenabfluss der Donau um über 100 m³/s reduziert werden, was zu einer Wasserspiegelabsenkung im Dezimeterbereich führt. Für den Flutpolder ist der Bau eines kombinierten Ein- und Auslassbauwerks mit beweglichen Verschlüssen erforderlich. Je nach Variante müssen vor der Ortslage von Riedensheim ein neuer Deich errichtet und Teile der Kläranlage modifiziert werden.

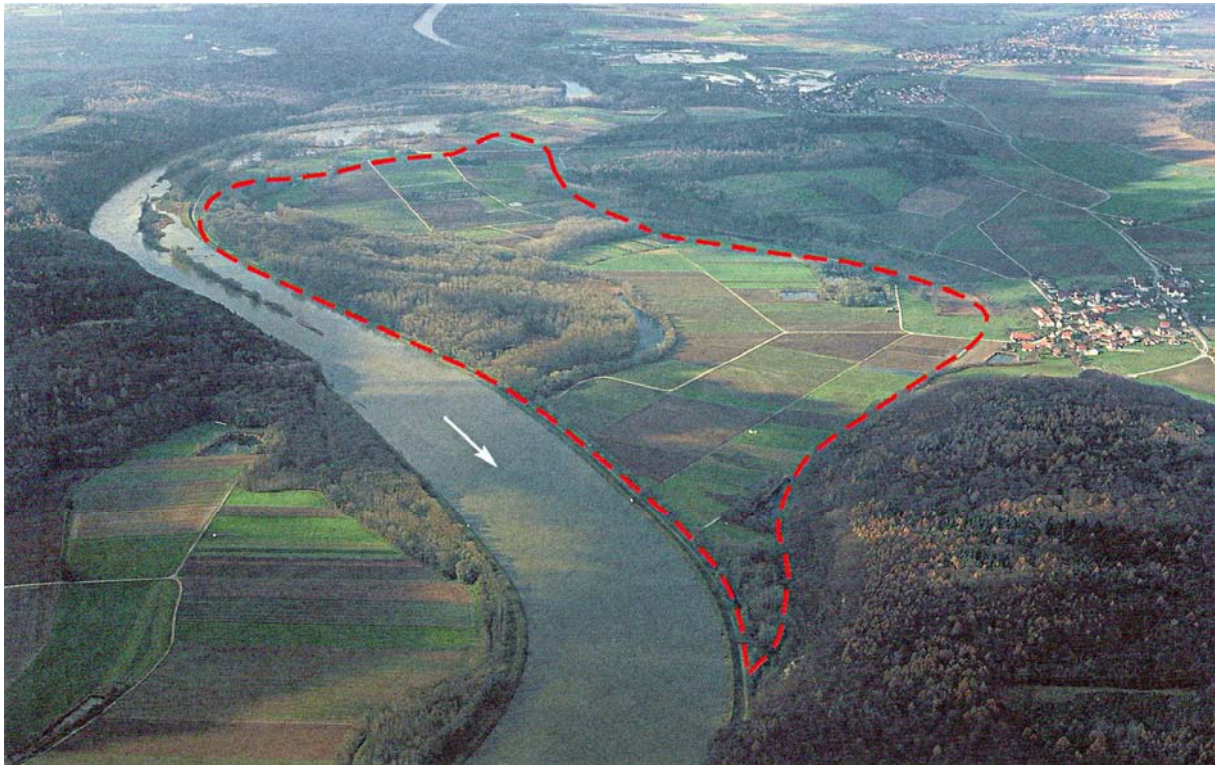


Abbildung 4: Umgriff des geplanten Flutpolders bei Riedensheim (*StMLU, 2003*)

Durch die Lage im Stauhaltungsbereich der Staustufe Bittenbrunn liegt abschnittsweise der Wasserspiegel der Donau über dem Gelände. Der vorhandene Stauhaltungsdamm muss zur optimalen Nutzung des Flutpolders und hinsichtlich zukünftig möglicher Lastfälle wie schneller Wasserspiegelsunk angepasst werden. Bedingt durch die örtliche Situation scheidet ein am flussabwärts liegenden Polderende angeordnetes Auslassbauwerks aus, da ein Entleeren in freier Vorflut nicht möglich ist. Lösungen, die eine Erhöhung der Durchströmungsgeschwindigkeit im Flutungsfall gewährleisten, werden dadurch erschwert.

5 Hochwasserrückhaltebecken Niederpöbel im Einzugsgebiet der Elbe

5.1 Das geplante Hochwasserrückhaltebecken Niederpöbel

Die aus dem Osterzgebirge kommenden Flüsse und Bäche führen bei entsprechenden Niederschlagsituationen erhebliches Hochwasser und tragen somit wie im August 2002 zu weitläufigen Überschwemmungen bei. Auf Grund der Charakteristiken in den Einzugsgebieten steigen die Abflüsse meist schnell an und erreichen extreme Spitzenwerte. Auf Basis der für Sachsen landesweit erstellten Hochwasserschutzkonzepte ergibt sich in Niederpöbel am Pöbelbach, einem Nebenfluss der Roten Weißeritz, der Vorzugsstandort für ein Hochwasserrückhaltebecken. Es soll primär dem Schutz der an der Roten Weißeritz gelegenen Ortslagen bis zur Talsperre Malter dienen.

Der Beckenstandort befindet sich in einem ökologisch sensiblen Bereich mit FFH-, Natur- und Landschaftsschutzgebieten sowie geschützten Biotopen. Das Hochwasserrückhaltebecken wird zur Minimierung der Eingriffe als gesteuertes Becken im Hauptschluss ohne Dauerstau, d. h. als ökologisch durchgängiges Trockenbecken, konzipiert. Im Normalfall durchfließt der Pöbelbach das Becken und den Sperrbereich ohne Eingriff, im Hochwasserfall ist vorgesehen, mit dem Einstau ab einem etwa 10-jährlichen Abfluss zu beginnen; die Regelabgabe beträgt dann 10,9 m³/s. Das Planfeststellungsverfahren beginnt im 2. Halbjahr 2007 und die Fertigstellung wird für das Jahr 2010 erwartet.

5.2 Bestandteile und Besonderheiten des Hochwasserrückhaltebeckens

Das Absperrbauwerk des Hochwasserrückhaltebeckens ist ein 27 m hoher Steinschüttdamm mit Asphaltbetonkerndichtung. Es ist vorgesehen, das Schüttmaterial im Bereich des Beckenstandorts zu gewinnen und somit die Belastungen für die Umwelt durch LKW-Transporte zu minimieren. Durch den Damm werden der „Ökodurchlass“ für den Pöbelbach, zwei frei ausmündende Rohrleitungen als Betriebsauslass, sowie – als Besonderheit – ein Durchlass für die Staatsstraße S 183 geführt; siehe Abbildung 5. Der Ökodurchlass wird so dimensioniert, dass Abflüsse des Pöbelbachs im Normalfall ungestört abfließen können und so gestaltet, dass die ökologische Durchgängigkeit gewährleistet wird. Dazu wird neben einer rauen Sohle über Mittelwasser eine Berme angeordnet, auf der auch nicht schwimmende Individuen den Damm passieren können. Im Hochwasserfall wird der Durchlass geschlossen.

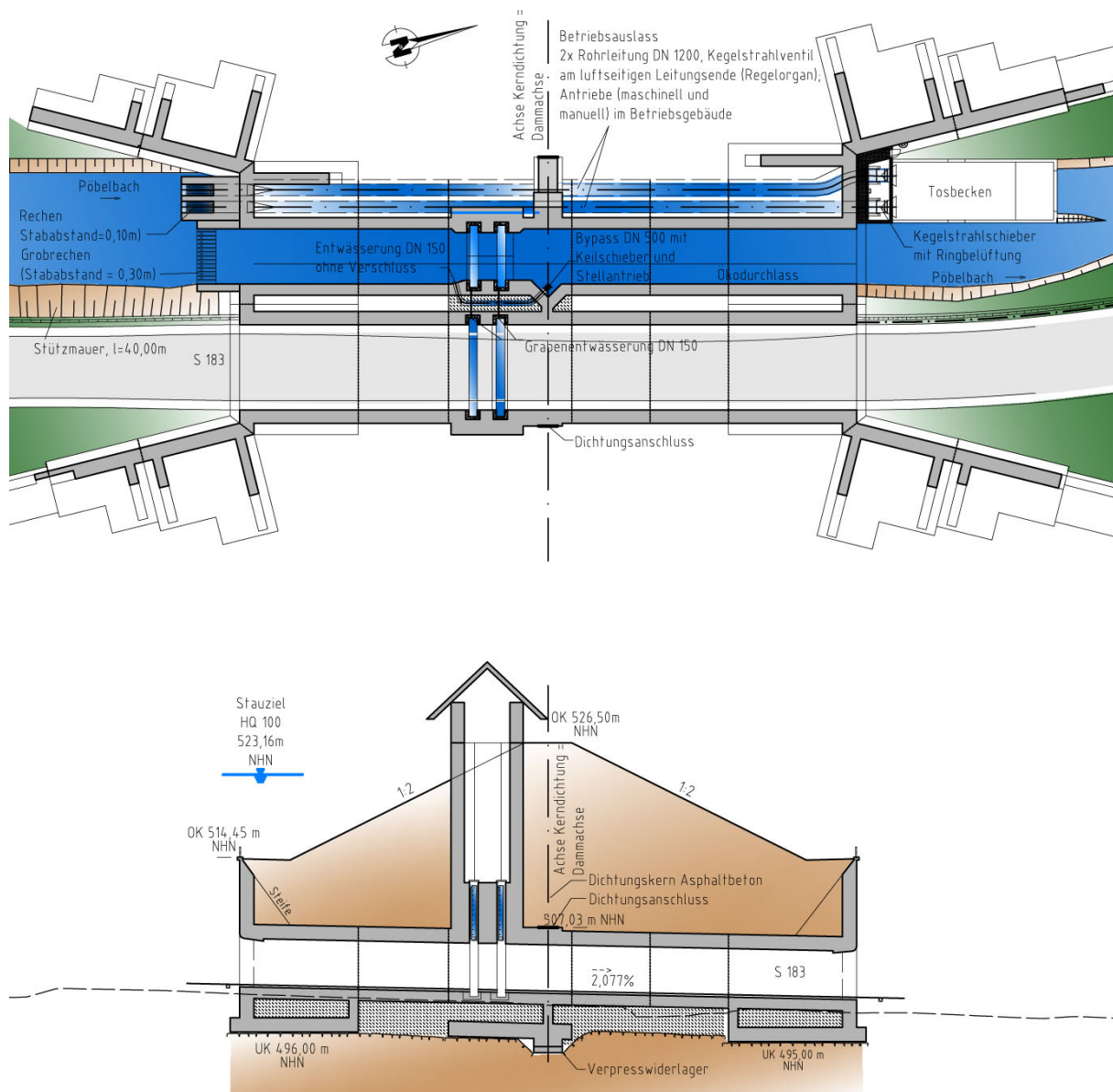


Abbildung 5: Lageplan des Absperrbauwerks für das HWRB Niederpöbel und Längsschnitt durch den Straßendurchlass

Hinsichtlich der im Tal verlaufenden Staatsstraße wurden zwei prinzipielle Varianten betrachtet, nämlich die Verlegung sowie der Einstau und die Sperrung für den Verkehr im Flutungsfall, wobei die Entscheidung zu Gunsten der zweit genannten Variante fiel. In sofern sind die baulichen Anlagen und die Eingriffe für den Straßenbau minimal, mit der Einschränkung, dass im Hochwasserfall Umleitungsstrecken genutzt werden müssen. Zur uneingeschränkten Passage des Damms verläuft die Straße in einem 65 m langen Durchlass mit einem Querschnitt von 10,5 x 4,8 m, der im Hochwasserfall durch ein Schütz, das von oben abgesenkt wird, verschlossen wird (Abbildung 5). Aus Sicherheitsgründen sind hier, wie auch beim Ökodurchlass, redundante Verschlüsse vorgesehen.

6 Zusammenfassung

Abflussrückhalt in der Fläche, Hochwasservorsorge und technischer Hochwasserschutz bilden die drei wesentlichen Bestandteile des integrierten Hochwasserschutzes in großen Flusssystemen. Eine bedeutende Maßnahme am Oberrhein ist die Hochwasserrückhaltung Bodenheim/ Laubenheim. Durch einen Ringdeich wird eine derzeit landwirtschaftlich genutzte Fläche eingedeicht, in die im Hochwasserfall bis zu 220 m³/s eingeleitet werden können. Der Flutpolder Riedensheim mit einem Volumen von 8,3 Mio. m³ liegt in einer Schleife der Donau. Auf Grund der Topografie bedarf es nur eines minimalen baulichen Aufwands. In dem im Einzugsgebiet der Roten Weißeritz gelegenen Hochwasserrückhaltebecken Niederpöbel können 1,2 Mio. m³ Wasser gespeichert werden. Es ist ein 27 m hoher Schüttdamm mit Kerndichtung vorgesehen, durch den ein Öko-durchlass, Betriebsauslässe sowie ein Straßendurchlass führen.

7 Literatur

Bayerisches Staatsministerium für Landesentwicklung und Umweltfragen StMLU (2003): Hochwasserschutz in Bayern, Flutpolder; Reihe DATEN+FAKTEN+ZIELE.
Ministerium für Umwelt und Forsten Rheinland-Pfalz (o.J.): Hochwasserschutz am rheinland-pfälzischen Oberrhein, Ziele – Maßnahmen – Standorte.

Autoren:

Dr. Wolfram Tauer
Inros Lackner AG
Mitglied des Vorstands
Lindenstr. 1A
28755 Bremen

Tel.: +49 421 6584115

Fax: +49 421 6584110

E-Mail: wolfram.tauer@inros-lackner.de

Karl Deindl
Wasserwirtschaftsamt Ingolstadt
Amtsleiter
Auf der Schanz 26
85049 Ingolstadt

Tel.: +49 841 3705174

Fax: +49 841 3705298

E-Mail: karl.deindl@wwa-in.bayern.de

Wolfgang Koch
SGD Süd – Neubaugruppe HWS Oberrhein
Projektleitung Neubaugruppe
Industriestr. 70
67346 Speyer

Tel.: +49 6232 670228

Fax: +49 6232 670244

E-Mail: wolfgang.koch@sgdsued.rpl.de

Dr. habil. Hermann Stopsack
Inros Lackner AG
Leiter Niederlassung Dresden
Schweitzerstr. 3a
01069 Dresden

Tel.: +49 351 8956111

Tel.: +49 351 8956113

E-Mail: hermann.stopsack@inros-lackner.de

Neue Aspekte zur ökologischen Durchgängigkeit von Hochwasserrückhaltebecken

Holger Haufe
Hans-B. Horlacher
Eckehard Bielitz
Jörg Matschullat

Die Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen beabsichtigt mittelfristig die Errichtung mehrerer Hochwasserrückhaltebecken an Fließgewässern im Erzgebirge. Durch Absperrbauwerke im Hauptschluss mit herkömmlichen Betriebseinrichtungen wird in der Regel die ökologische Durchgängigkeit im Gewässer unterbrochen. Aufgrund dieser negativen Auswirkungen und bestehender gesetzlicher Regelungen existieren bei Genehmigungsbehörden, Bauherren und Planern Unsicherheiten hinsichtlich der Bewertung sinnvoller und wirtschaftlicher Entwürfe. Vor diesem Hintergrund untersuchte das Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden, Lehrstuhl für Wasserbau, relevante Aspekte der existierenden nationalen Regelwerke und Empfehlungen einschl. der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie und führte Modellversuche durch. Anschließend erfolgte die Herausarbeitung von Gestaltungsgrundsätzen für Betriebseinrichtungen. Als weiterer Projektpartner war die TU Bergakademie Freiberg mit der Untersuchung der ökologischen und biologischen Aspekte beteiligt. Im vorgeschlagenen Beitrag sollen ein Überblick zum hieraus abgeleiteten Wissensstand gegeben sowie Untersuchungsergebnisse und konstruktive Gestaltungsmöglichkeiten vorgestellt werden.

1 Veranlassung

Die Landestalsperrenverwaltung (LTV) des Freistaates Sachsen beabsichtigt als Ergebnis der Hochwasserschutzkonzepte mittelfristig die Errichtung mehrerer Hochwasserrückhaltebecken (HRB) ohne Dauerstau („grüne“ Becken) im Erzgebirge. Durch Absperrbauwerke im Hauptschluss mit herkömmlichen Betriebseinrichtungen wird in der Regel die ökologische Durchgängigkeit im Gewässer mit negativen Auswirkungen auf terrestrische und aquatische Organismen unterbrochen. Um den Forderungen der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (EU-WRRL) hinsichtlich der ökologischen Durchgängigkeit bei Hochwas-

serrückhaltebecken gerecht zu werden, sind technische Lösungen erforderlich, welche die Durchgängigkeit gewährleisten und darüber hinaus auch den Sicherheitsanforderungen an Hochwasserrückhaltebecken entsprechen.

Hinsichtlich der technischen Möglichkeiten und Anforderungen bei der Umsetzung solcher durchgängig gestalteter Einrichtungen existieren bei Genehmigungsbehörden, Bauherren und Planern gewisse Unsicherheiten bezüglich der Bewertung notwendiger, ökologisch sinnvoller und wirtschaftlicher Entwürfe. Das Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD) der TU Dresden untersuchte hierzu die einschlägigen Gesetze, Regelwerke und Empfehlungen und führte Modellversuche für das derzeit im Bau befindliche HRB Rennersdorf durch. Anschließend erfolgte die Herausarbeitung von Gestaltungsgrundsätzen für Betriebseinrichtungen. Die TU Bergakademie Freiberg wurde zu ökologischen Fragestellungen hinzugezogen. Untersuchungsgegenstand waren nicht die ökologischen Auswirkungen durch den Bau und den Einstau der Hochwasserrückhaltebecken.

2 Grundlagen

Ausgangspunkt für die Untersuchungen waren die nachfolgend zusammengestellten rechtlichen, ökologischen und wasserbaulichen Grundlagen.

2.1 Rechtliche Grundlagen

In Deutschland besitzt der Bund mit dem Wasserhaushaltsgesetz (WHG) lediglich eine Rahmengesetzgebungskompetenz. In Sachsen ist das Sächsische Wassergesetz (SächsWG) Rechtsgrundlage. Die detaillierten inhaltlichen Vorgaben der EU-WRRL wurden mit der Sächsischen Wasserrahmenrichtlinien-Verordnung (SächsWRRLVO, 2004) in geltendes Landesrecht umgesetzt.

2.2 Ökologische Grundlagen

Ein Hochwasserrückhaltebecken hat grundsätzlich erhebliche Auswirkungen auf ein Fließgewässer-Ökosystem, besonders im Hinblick auf die Durchgängigkeit des Fließgewässers, d. h. die Möglichkeit von Organismen aller Art, stromauf bzw. stromab zu wandern. Die Sicherstellung der Durchgängigkeit stellt die wesentliche Herausforderung bei Planung, Bau und Betrieb von Hochwasserrückhaltebecken dar. Ihre Verwirklichung hat herausragende Bedeutung für die Erhaltung der gewässertypischen und artenreichen Lebensgemeinschaft. Mit einem

ökologisch durchgängig gestalteten Bauwerk lassen sich die negativen Auswirkungen einer Unterbrechung des Fließgewässers minimieren. Rechtlich sind neben der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie und deren regionalen Umsetzungen (s. o.) das Sächsische Wasserhaushaltsgesetz (SächsWG), das Bundesnaturschutzgesetz (BNatSchG), das Sächsische Naturschutzgesetz (SächsNatSchG), das Sächsische Fischereigesetz (SächsFischG) und die Flora-Fauna-Habitat-Richtlinie (FFH-Richtlinie) zu beachten. Bedeutung hat ebenfalls die DIN 19700. Für detailliertere Informationen zu diesem Thema sowie den folgenden Informationen dieses Abschnittes siehe *Göllner (2007)*.

Die im Wesentlichen zu erfüllenden ökologischen Kriterien lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- ausreichend mächtige, dem Gewässertyp entsprechende Substratauflage,
- dem Gewässer angepasste Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen,
- Uferbermen, mit denen die Durchgängigkeit der terrestrischen Fauna gewährleistet werden kann,
- teilweise Bepflanzung des Dammes (bei Innendichtung) mit flach wurzelnden Gehölzen, die als Leitstrukturen fungieren und die Barrierewirkung z. B. für Insekten und Fledermäuse minimieren.

Dennoch bestehen Wissensdefizite, die nicht vernachlässigt werden dürfen und mittelfristig einer Klärung bedürfen:

- Auswirkungen von Einstauereignissen in einem Trockenbecken auf die Gewässerfauna – speziell für Fischfaunen,
- Sedimentation im Beckenraum, Beräumung,
- Akzeptanz der Trockenbermen seitens der terrestrischen Fauna,
- Änderung der Temperaturverhältnisse im ökologischen Durchlass, die eine wesentliche Auswirkung auf aquatische Insekten haben.

Grundsätzlich ist zu empfehlen, ein umfangreiches Monitoring zur Erfassung des Fließgewässerzustandes sowie seiner Organismen vor, während und nach der Baumassnahme durchzuführen, um kurz- bis mittelfristig belastbare Daten und Erfahrungen für weitere Maßnahmen zu bekommen.

2.3 Wasserbauliche Grundlagen

Hochwasserrückhaltebecken sind Stauanlagen im Sinne der DIN 19700. Maßgebend für den Bau und Betrieb von Hochwasserrückhaltebecken sind die Teile 10, 11 und 12 der DIN 19700. Neben den Bemessungs- und Gestaltungsgrundsätzen und Hinweisen zu Errichtung, Betrieb und Überwachung der Stau-

anlagen sind auch Forderungen enthalten, die ökologischen Beeinträchtigungen durch Bauweise und Betrieb zu minimieren. Wichtige Aspekte hierbei sind die Forderung nach einem Betrieb der Stauanlage unter Berücksichtigung der landschafts- und gewässerökologischen Ansprüche unter Beachtung der jahreszeitlichen Unterschiede sowie das Anstreben einer naturgerechten und ästhetischen Einbindung der Stauanlage in die Landschaft (*DIN 19700, 2004*).

3 Untersuchungsergebnisse und Empfehlungen

Die LTV Sachsen beauftragte 2005 das IWD mit physikalischen Modelluntersuchungen für das neu zu errichtende, ökologisch durchgängig zu gestaltende HRB Rennersdorf (*Horlacher et al., 2005*). Die Versuche führten zu wichtigen Erkenntnissen hinsichtlich Entwurf, hydraulischer Belastung, Bemessung und Steuerung der Betriebseinrichtungen.

3.1 Arten ökologischer Durchlässe

Kernstück zur Gewährleistung der ökologischen Durchgängigkeit ist die Anordnung eines Durchlasses, der unbeeinträchtigte Wanderbewegungen der aquatischen und terrestrischen Organismen ermöglicht (Ökodurchlass). Ausgangspunkt für die Betrachtungen ist die Wahl eines Staudammes als Absperrbauwerk. Im Vergleich zu einer Staumauer ist die landschaftsästhetische Einpassung vorteilhafter möglich und die Anforderungen an den Durchlass sind anspruchsvoller, bedingt durch die größere Aufstandslänge. Unterschieden werden der Rohr- bzw. Stollendurchlass (Ökotunnel) in geschlossener Bauweise (Abbildung 1) und das Durchlassbauwerk in offener Bauweise in Schlitzform bestehend aus einer Stauwand mit Auslässen und seitlichen Stützwänden (Ökoschlucht).

3.2 Auswahlkriterien

Die Ökoschlucht gestattet eine nahezu unbeeinträchtigte Heranführung des Fließgewässers an den Durchlassquerschnitt und einen guten Lichtzutritt. Diese Bauform ist in den letzten Jahren vielfach bei kleinen und mittleren Hochwasserrückhaltebecken in Deutschland bei Staudammhöhen < 15 m ausgeführt worden (*LUBW, 2006; LANUW NRW, 1999*). Die hydrologischen und topografischen Randbedingungen der vorgesehenen Beckenstandorte in Sachsen erfordern zur Erzielung wirksamer Rückhaltevolumina und Hochwasserschutzeffekte Staudammhöhen bis zu 30 m. Die Bauweise „Ökoschlucht“ wäre bei Höhen

> 15 m aufgrund der großen erforderlichen Abmessungen der seitlichen Stützwände in statisch-konstruktiver Hinsicht sehr anspruchsvoll, landschaftsgestalterisch ungünstig und im Vergleich zum „Ökostollen“ unwirtschaftlich.

3.3 Sohlgestaltung des Ökostollens

Die bei den geplanten sächsischen Hochwasserrückhaltebecken anzuordnenden Ökostollen sollten so dimensioniert werden, dass Niedrig- und Mittelwasserabflüsse ohne Einstau des Rückhalteraaumes abfließen können. Als Referenz für die hydraulische Bemessung des Gerinneprofils dienen gewässertypisch ausgeprägte Flussabschnitte. Die Fließgeschwindigkeit sollte bei Mittelwasserabfluss 0,3 bis 0,5 m/s betragen, maximal und kurzzeitig sind bis zu 2 m/s zulässig. Zu große Fließquerschnitte im Durchlass begünstigen unerwünschte Ablagerungen, mit denen ab $v < 0,3$ m/s zu rechnen ist. Die Fließtiefen sollten 20 cm nicht unterschreiten (Göllner, 2007). Für Landgänger ist die Passierbarkeit mit Hilfe von seitlichen Ufer- bzw. Trockenbermen sicherzustellen. Zur Erzielung naturnaher Bedingungen im Ökodurchlass sollte die Sohle mit verankerten Rauheitselementen strukturiert werden, so dass sich Geschiebe (Substratauflage von > 20 cm) ansammeln und auf natürlichem Weg eine Abfolge unterschiedlicher Fließgeschwindigkeiten ausbilden kann. Nicht durchgehende Sedimentauflagen stellen Wanderhindernisse dar. Eine einheitliche Gestaltung des Gewässerbettes ist zu vermeiden (Abbildung 1).

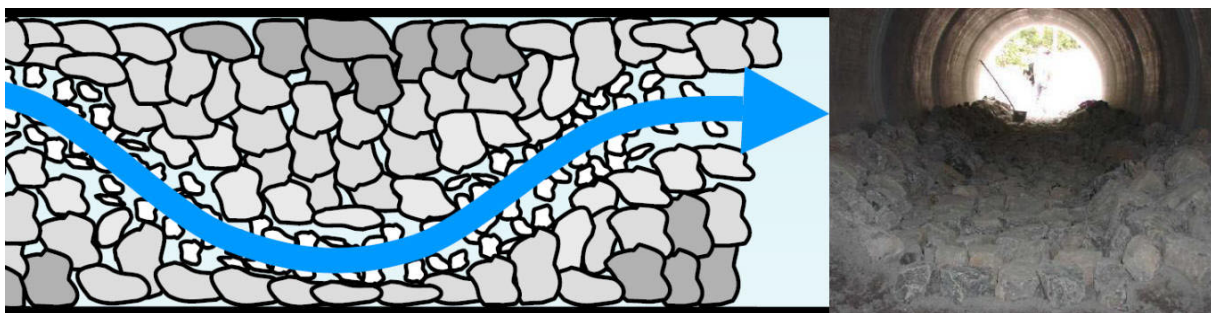


Abbildung 1: Rohr- bzw. Stollendurchlass in geschlossener Bauweise (LANUW NRW)

Fehlende Belichtung des Durchlasses kann zu einer Sperrenwirkung führen, wobei eine sehr differenzierte Betrachtung in Abhängigkeit der vorkommenden Arten nötig ist. Viele Arten wandern ohne oder mit wenig Licht. Lichtmangel verhindert jedoch die ausreichende Bildung eines Algenfilms auf dem Sohlsubstrat als Nahrungsgrundlage von Weidegängern. Technische Lösungsansätze sind große Querschnitte, Lichtschächte sowie künstliche Beleuchtung mit natürlichem Spektrum und simuliertem Tag-Nacht-Rhythmus.

3.4 Technische Ausrüstung Ökostollen

Der Ökostollen besitzt i. d. R. aufgrund der ökologischen Forderungen einen größeren Querschnitt als herkömmliche, rein technische Betriebs- bzw. Grundablässe und deshalb rechnerisch eine erheblich größere hydraulische Leistungsfähigkeit. Oft kann nur mit gesteuerten Hochwasserrückhaltebecken wirksam Einfluss auf den Abfluss genommen werden. Der Durchlass ist aus Sicherheitsaspekten mit 2 hintereinander liegenden Verschlüssen auszurüsten. Abweichend von konventionellen Konstruktionsprinzipien für Verschlüsse in Durchlässen existiert hier für die Sohldichtung keine horizontale Gegendichtfläche, weil eine Unterbrechung der Trockenberme die Durchgängigkeit negativ beeinflusst. Als Lösung wird eine kreissegmentförmige Verschlussunterseite vorgeschlagen, die gegen einen glatten, ohne Rauheitselemente ausgebildeten Sohlbereich dichtet (Abbildung 2).

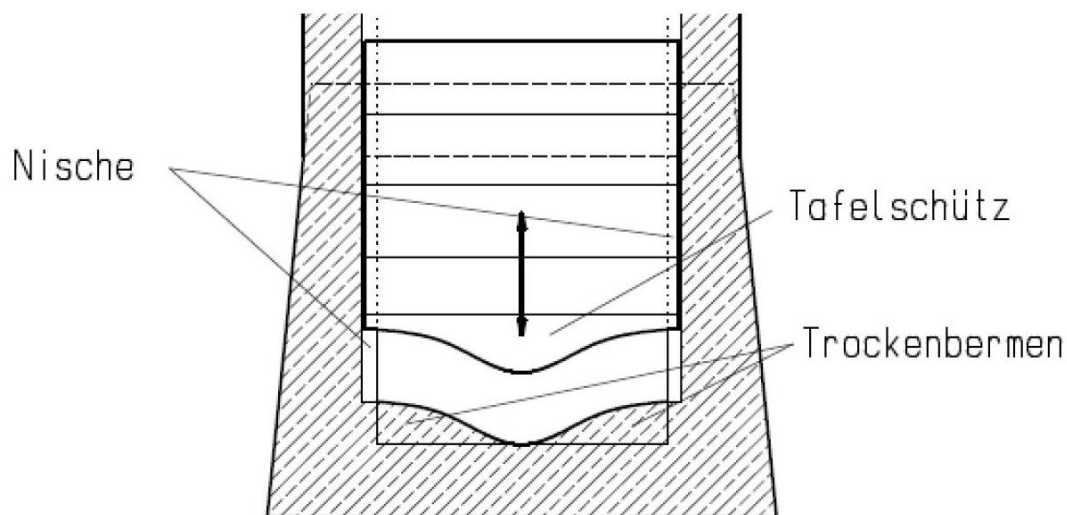


Abbildung 2: Verschlussgestaltung im Ökodurchlass (Sattler, 2006)

Die Modellversuche haben gezeigt, dass sich bei einer schlitzförmigen Unterbrechung der Trockenberme zur Beibehaltung einer horizontalen Verschlussunterseite, neben dem Wanderhindernis für Landgänger, ungünstige hydraulische Verhältnisse durch Ablösungen an den Unstetigkeitsstellen ergeben. Der Einlauf ist mit einer geeigneten, nach unten offenen räumlichen Grobrechenanlage auszurüsten, um eine Gefährdung der Betriebssicherheit der Verschlüsse durch eindringendes grobes Treibgut auszuschließen, jedoch Geschiebe- und Geschwemmseltransport zu ermöglichen und somit Unterhaltungskosten zu verringern.

3.5 Betriebsweise

Der Ökodurchlass ist bei Hochwasserbeginn ab einem festzulegenden Durchflussgrenzwert vollständig zu schließen. Die Abgabe während und die Entleerung des Hochwasserrückhaltebeckens nach dem Ereignis erfolgt mittels parallel anzuordnenden Betriebs- bzw. Grundablässen nach DIN 19700 mit Tosbecken, welche als nicht ökologisch durchgängige, eigenständige hydraulische Systeme unabhängig vom Ökodurchlass fungieren (Abbildung 3).

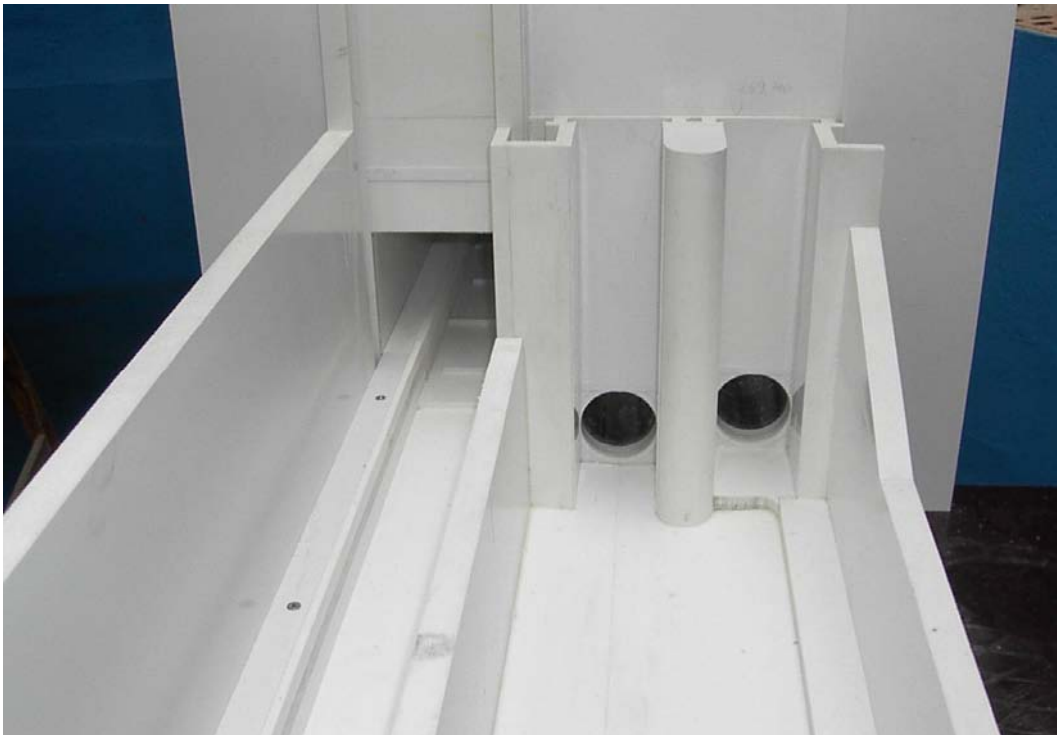


Abbildung 3: Modellversuch HRB Rennersdorf, Auslassbauwerk (Horlacher et al, 2005)

Der Ökodurchlass wird erst wieder nach der Beckenentleerung geöffnet. Dadurch werden der Austrag von Sediment aus dem Ökostollen sowie die hydraulische Überlastung des Unterwassergerinnes und daraus resultierende Unterhaltungskosten vermieden. Eine konsequente Absturz- und Schwellenfreiheit insbesondere im Ein- und Auslaufbereich ist sicherzustellen. Herkömmliche, oft eingetiefte Tosbecken stellen ein wichtiges Wanderhindernis dar. Würde der Ökodurchlass zur Hochwasserableitung genutzt, müsste eine Energieumwandlungsanlage vorgesehen werden, um gravierende Schäden am stromab befindlichen Gewässerbett zu vermeiden. Modellversuche für einen Ökodurchlass mit Breite/Höhe = 3,0 m / 3,9 m und einer Länge ≈ 120 m (siehe Abbildung 3) ergaben bei einem Wasserstand von ca. 17,50 m im Hochwasserrückhaltebecken Austrittsfließgeschwindigkeiten von ca. 10 m/s bei $Q \approx 115$ m³/s (Horlacher et al., 2007). Diese Ergebnisse verdeutlichen die zuvor angegebenen Empfehlungen.

4 Ausblick

Durch Auswertung der zugänglichen Literatur und durch Modellversuche konnten wichtige Gestaltungsgrundsätze zur Gewährleistung der ökologischen Durchgängigkeit von grünen Hochwasserrückhaltebecken mit hohen Absperrbauwerken abgeleitet werden. Die LTV Sachsen betritt mit der geplanten Errichtung von Anlagen dieser Größenordnung Neuland und wird die Ergebnisse der Untersuchungen in Planungen einfließen lassen. Nach Inbetriebnahme der Hochwasserrückhaltebecken wird die Funktionsfähigkeit in ökologischer und wasserbaulicher Hinsicht im Rahmen eines Monitoringprogramms überwacht werden und ggf. weitere Modifizierungen erfolgen.

5 Literatur

- Horlacher, H.-B.; Haufe, H.; Drägerdt S.; Höhne, M.: Hydraulische Modellversuche Hochwasserrückhaltebecken Rennersdorf, Forschungsbericht TU Dresden, GWT/3260, IWD 2005/16, 2005
- Sattler, R.: Wasserbauliche Aspekte beim Entwurf von Hochwasserrückhaltebecken zur Gewährleistung der ökologischen Durchgängigkeit des Absperrbauwerkes, Diplomarbeit TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 2006
- Göllner, S.: Ökologische Durchgängigkeit von Hochwasserrückhaltebecken, Diplomarbeit, TU Bergakademie Freiberg, Fachbereich Geowissenschaften, 2007
- Norm DIN 19700: Stauanlagen. Berlin: Beuth-Verlag, 2004
- LUBW - Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg: Durchgängigkeit für Tiere in Fließgewässern – Leitfaden Teil 3: Hochwasserrückhaltebecken und Talsperren, 2006
- LANUW NRW - Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen: Ökologische Durchgängigkeit von Hochwasserrückhaltebecken, Merkblätter Nr. 18, 1999

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-B. Horlacher
Dipl.-Ing. Holger Haufe

Dipl.-Ing. Eckehard Bielitz

Technische Universität Dresden
Institut für Wasserbau und Technische
Hydromechanik
George-Bähr-Straße 1
01069 Dresden

Landestalsperrenverwaltung des Freistaates
Sachsen
Fachbereich Technik
Bahnhofstraße 14
01796 Pirna

Tel.: +49 351 46334397
Fax: +49 351 46337120

Tel.: +49 3501 796368
Fax: +49 3501 796105

E-Mail:
Hans-B.Horlacher@tu-dresden.de
Holger.Haufe@tu-dresden.de

E-Mail:
Eckehard.Bielitz@ltv.smul.sachsen.de

Prof. Dr. Jörg Matschullat

Technische Universität Bergakademie
Freiberg
Interdisziplinäres Ökologisches Zentrum
Brennhausgasse 14
09599 Freiberg

Tel.: +49 3731 392297
Fax: +49 3731 394060

E-Mail:
joerg.matschullat@ioez.tu-freiberg.de

9

Edition
expertSOFT

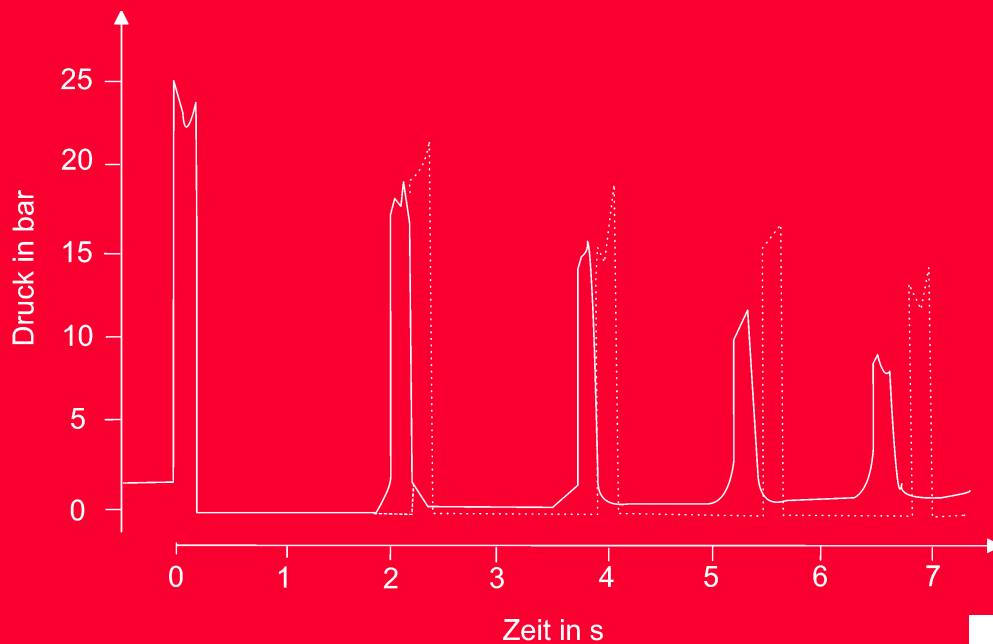
Hans-Burkhard Horlacher/Horst-Joachim Lüdecke

Strömungsberechnung für Rohrsysteme

Berechnung stationärer und transienter Strömung in Rohrsystemen
für Wasser, Abwasser, industrielle Flüssigkeiten und Gase.

Auslegung von Dämpfungsmaßnahmen
unzulässige dynamische Drücke. Mit PC-Übungsbeispielen

2., völlig neu bearbeitete und erweiterte Auflage



expert**verlag**®

Mit
Internetanbindung



Deckwerke für Hochwasserrückhaltedämme

Wolfgang Strasser

Die Abführung des Bemessungshochwassers erfolgt bei kleinen und mittleren Dämmen von Hochwasserrückhaltebecken meist über eine Dammscharte. Der spezifische Abfluss schwankt in der Regel zwischen 0,5 und 1 m³/(sm). Als eine neuere Bauweise für diesen Anwendungsbereich kann ein Deckwerk aus Colcrete-Beton vorgestellt werden, bei dem trotz relativ steiler luftseitiger Dammböschung von 1:3 spezifische Abflüsse bis zu 3 m³/(sm) möglich sind.

1 Aufgabenstellung

Viele kleinere und mittelgroße Hochwasserdämme werden als Erd- oder Steinschüttdämme mit flachen Neigungen ausgebildet. Zur schadlosen Abführung des Bemessungshochwassers wird dieses in der Regel über Dammscharten geleitet. Aus Gründen der Standsicherheit werden bei Steinsatz Böschungsneigungen kleiner als 1:6 und bei Steinschüttung kleiner als 1:8 gefordert. Zudem ist die erforderliche Freibordhöhe vergleichsweise groß. Daraus resultiert eine große Dammkubatur mit hohem Flächenbedarf.

Neuere Bauweisen greifen deshalb auf „Bodenverbesserung“ und stabilere Deckwerke zurück. In diesem Zusammenhang werden aktuelle Untersuchungen vorgestellt, bei denen das Bauvolumen deutlich reduziert werden kann und sowohl wirtschaftliche als auch weitere Vorteile hinsichtlich Dammhöhe und Platzbedarf erzielt werden. Dabei handelt es sich im vorliegenden Beitrag um eine einfache, aber leistungsfähige Bauweise, die seit langem u. a. im Küstenschutz erprobt ist. Der spezifische Abfluss über Dämme kann gesteigert werden und durch die Ausbildung als komplett überströmbare Dämme entfällt der Freibord ganz.

2 Bemessungsparameter

Zur Errechnung des erforderlichen Nutzvolumens für ein Rückhaltebecken wird entsprechend den einschlägigen Richtlinien die Niederschlags - Abfluss - Beziehung am Standort herangezogen. Für die Wahl des Bemessungsabflusses zur Dimensionierung der Dammscharte ist die neue *DIN 19700, Teil 12* anzuwenden.

Dabei wird bei kleinen und mittleren Becken auf Grund oft fehlender hydrologischer Langzeitmessungen oder Pegelaufzeichnungen mit entsprechenden Sicherheitszuschlägen eine eher große Auslegung erforderlich.

Mit Blick auf die Speicherinhaltslinie, die auf Grund der Topographie am Standort fest vorgegeben ist, gilt es eine solide und dennoch wirtschaftliche Lösung zu finden. Bei dieser Art Becken scheiden daher meist aufwändige Hochwasserentlastungsanlagen oder elektrisch betriebene Klappen und Regelarmaturen aus.

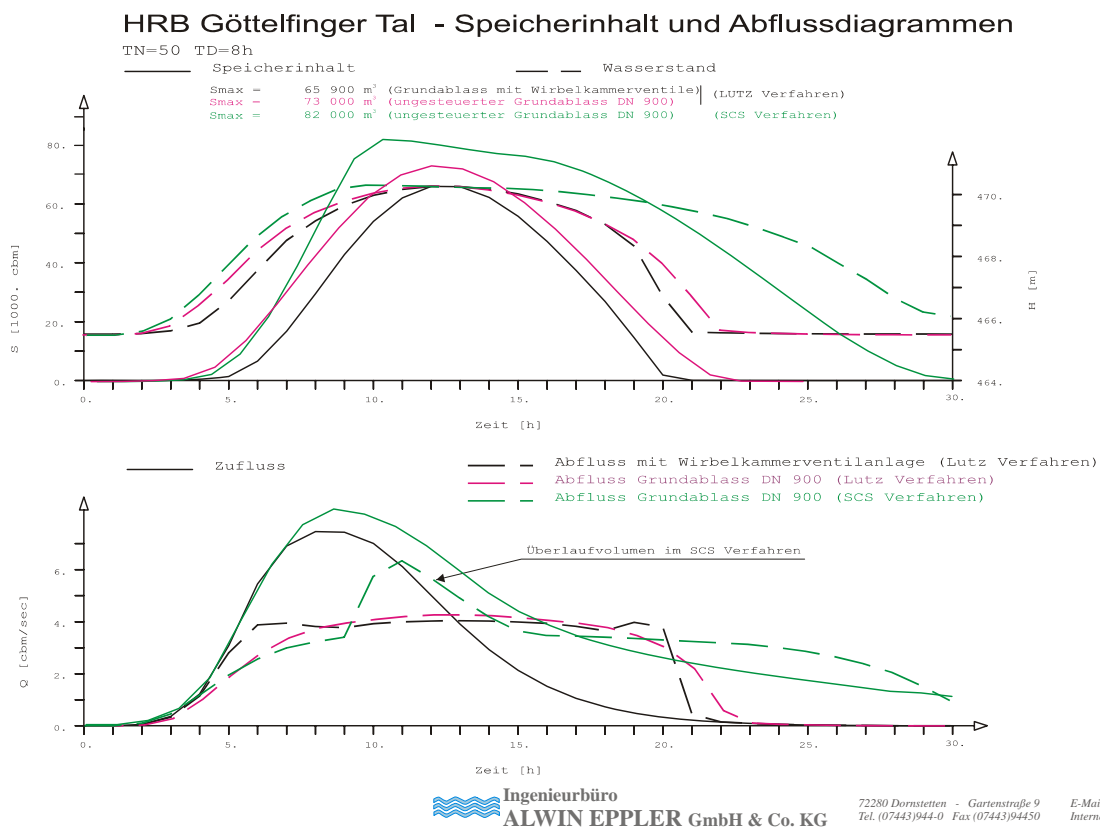


Abbildung 1: Hydrologische und hydraulische Kenngrößen

3 Klassische Bauweisen

3.1 Vorsperre Trinkwassertalsperre Kleine Kinzig

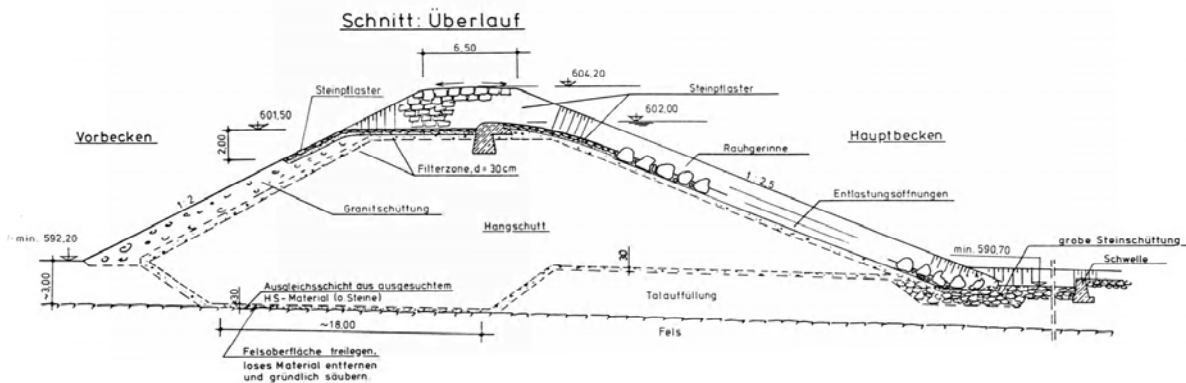


Abbildung 2: Dammschnitt Vorsperre Kleine Kinzig

Die Vorsperre an der Trinkwassertalsperre Kleine Kinzig zeigt ein klassisches Beispiel für die Auslegung im Jahr 1972 im beschriebenen Anwendungsfall. Das Dammbauwerk ist aus Hangschutt errichtet, die maximale Dammhöhe beträgt 15 m Die Böschungsneigungen betragen wasserseitig 1:2 und luftseitig 1:2,5.

- Neigung der Dammscharte 1:3,2 => $\tan \varphi = 0,32$;
- Steingröße $d_s = 0,6$ m;
- Luftaufnahmefaktor $\delta = 0,81$;
- Kritische Geschwindigkeit $v_C = 5,80$ m/s;
- Wassertiefe $Y_m = 0,52$ m;

Die maximale Leistung des Raugerinnes berechnet sich zu:

$$\max q = \delta * Y_m * v_C \quad (1)$$

$$\max q = 0,81 * 0,52 * 5,80 = 2,44 \text{ m}^3/(\text{s m})$$

Dieser vor fast 35 Jahren errichtete Damm konnte eine relativ kompakte Form erhalten, weil die Steine für die Dammscharte als Hochwasserentlastung in Beton versetzt wurden. Die Bemessung der Steingröße und die Festlegung der hydraulischen Leistungsfähigkeit nach *Hartung/ Scheuerlein: Design of Owerflow Rockfill Dams, 1970*.

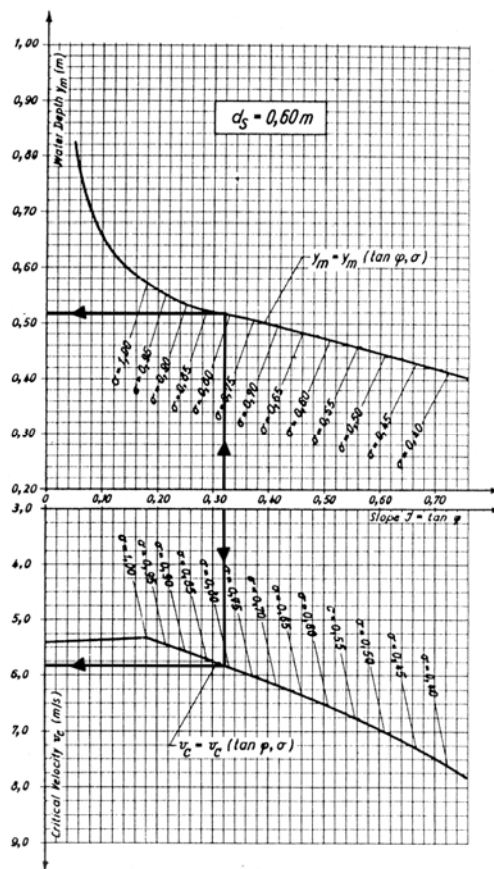


Abbildung 3: Bemessungsdiagramm nach Scheuerlein



Abbildung 4: Dammscharte Vorsperre bei vollem Speichersee



Abbildung 5: Detail Überlauf Dammkrone bei Mittelwasserführung

3.2 HRB Ettenbach

Bei der Planung dieses Beckens seit 2000 wurde auf die Erfahrung beim Bau der Talsperre Kleine Kinzig mit Vorsperre zurückgegriffen. Neuere Entwicklungen und die neue *DIN 19700* wurden berücksichtigt.

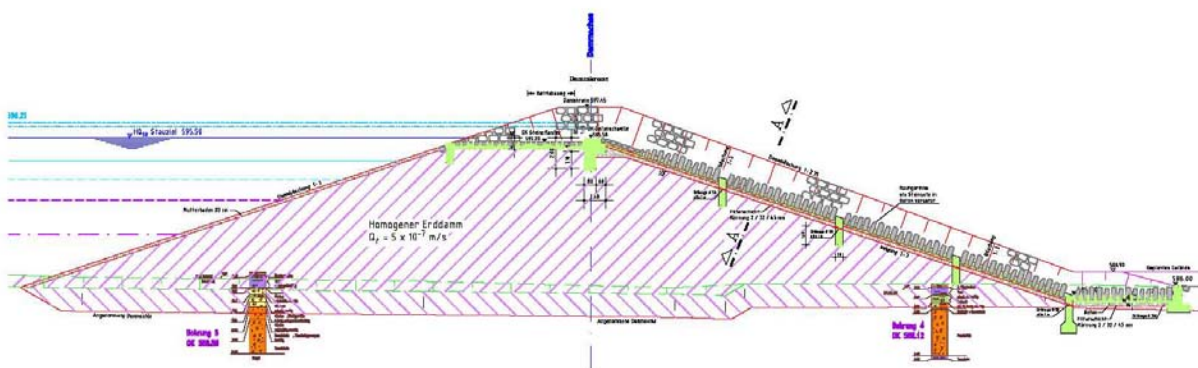


Abbildung 6: Dammquerschnitt HRB Ettenbach

Das Becken hat bei einer maximalen Dammhöhe von 11,4 m einen Speicherinhalt von 102.000 m³, die Böschungen sind 1:3, der Freibord beträgt 1,24 m, das Dammvolumen bis Gründungssohle 23.000 m³.

4 Neuere Bauweisen

4.1 Deckwerke aus Schotter – Mastix

Zur Sicherung der Luftseite gegen hydraulische Beanspruchungen wurde an der Universität Karlsruhe ein selbsttragendes Deckwerk aus Mastix-Schotter entwickelt. Dieses besteht in der Bauausführung aus einem bituminös gebundenen Einkornsplitt. Es wird mit einer 20 cm mächtigen Mutterbodenschicht bedeckt. Bei einem Anwendungsbeispiel, HRB Mönchzell, wird bei einer luftseitigen Dammneigung von 1:8 von einem spezifischen Abfluss von 4051 l/(sm) berichtet.

4.2 Colcrete-Verfahren

Dieses Verfahren ist im Bereich des Deichbaues als Deckwerk seit Jahrzehnten erprobt. Es fand außerhalb dieser Anwendung bisher kaum Verwendung.

So sind die vorliegenden Ergebnisse ein Stück Pionierarbeit für einen wichtigen Anwendungsfall. An dieser Stelle sei der Firma Colcrete für die Beteiligung an der Untersuchung und die Bereitstellung des weitreichenden Basiswissens gedankt.

Gleicher Dank geht an das Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart. Hier hat Professor Westrich mit seinem Team diese praxisnahe Auftragsforschung geleitet und neben den grundsätzlichen Ergebnissen auch Vergleiche zu bestehenden Verfahren herausgearbeitet.

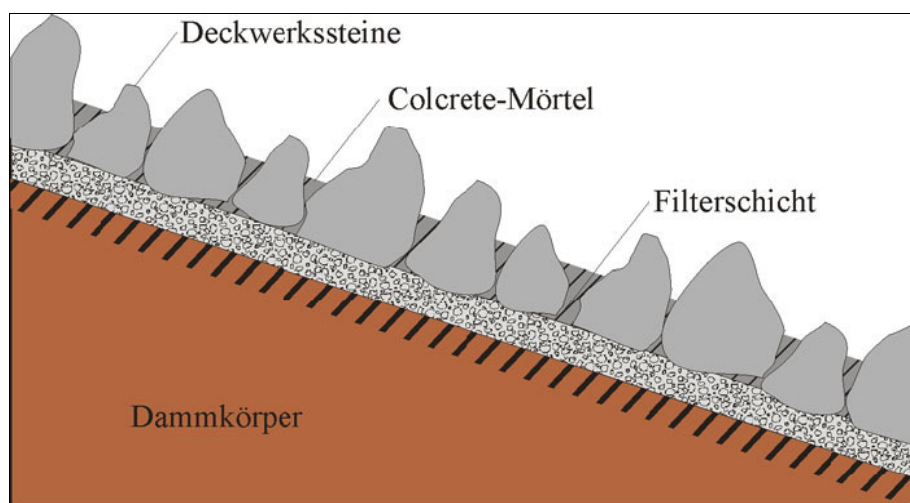


Abbildung 7: Prinzipskizze Deckwerk aus Colcrete-Beton

Colcrete-Mörtel ist eine sehr beständige Verbindung aus Zement, Wasser und Zuschlagsstoffen. Er wird rein mechanisch, ohne chemische Zusatzmittel, hergestellt. Durch die intensive Aufbereitung im Colcrete-Spezialmischer erhält der Mörtel seine kolloidalen Eigenschaften. Colcrete-Mörtel verbindet sich nach der Aufbereitung nicht mit weiterem Wasser und entmischt sich also nicht unter Wasser. Er besitzt eine hervorragende Fließ- und Pumpfähigkeit sowie gutes Haftvermögen. Im abgebundenen Zustand ist der Colcrete-Mörtel wasserdicht. Zudem ist er beständig gegen mechanischen Angriff von Wellen und Tide, aber auch gegen chemischen Angriff durch Flussverunreinigungen oder Seewasser. Der Einbau erfolgt mit einem eigens hierfür entwickelten, patentrechtlich geschützten Einbaugerät.

Deckwerke, welche mit Hilfe von Colcrete-Mörtel hergestellt werden, können als Vollverguss oder als Verklammerung ausgeführt werden. Dabei bildet der Vollverguss, bei dem der gesamte Zwischenraum zwischen den Steinen bis in eine bestimmte Höhe verfüllt wird, ein weitestgehend undurchlässiges Deckwerk, während bei der durchlässigen Verklammerung lediglich die einzelnen Steine durch eine geringe Menge Colcrete-Mörtel verbunden werden.



Abbildung 8: Versuchsstand am Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart

Die Ermittlung der Wassertiefe nach Scheuerlein führt zu niedrigeren als den gemessenen Werten. Auch der Luftgehalt der Strömung wird offensichtlich überschätzt. Durch eine einfache Modifikation der Formeln wurde eine ausreichend gute Übereinstimmung der gemessenen und der berechneten Werte sowohl für die Wassertiefen y als auch für die Kräfte ΔF_P und ΔF_N erreicht.

Der Vollverguss bildet im Idealfall ein undurchlässiges Deckwerk. Allerdings ist ein großflächiges Deckwerk auf lange Sicht relativ anfällig gegenüber Rissbildung bei Schwinden und Setzungen.

Kommt es zu Rissen im Deckwerk kann dieses nicht mehr als undurchlässig angesehen werden. Das durch das Deckwerk eindringende Wasser muss aber durch eine funktionsfähige Dränage abgeführt werden. Diese Dränageschicht muss so bemessen werden, dass das eindringende Wasser ohne Druck auf das Deckwerk zum Dammfuß abgeführt werden kann.

Das verklammerte Deckwerk ist ein Deckwerk mit netzwerkartigen Vergussstellen, so dass Ein- und Ausströmung möglich ist. Im Vergleich zu einem Deckwerk mit Vollverguss ist das unproblematischer, da sich hier keine Überdrücke unterhalb des Deckwerks aufbauen können. Zudem ist es im Falle von Setzungen deutlich flexibler. Hinzu kommt die geringere benötigte Menge an Colcrete-Beton, wodurch die Baukosten zumindest geringfügig verringert werden können.

Als wichtigstes Ergebnis kann genannt werden, dass mit vorliegender Methode eine deutliche Erhöhung des spezifischen Abflusses und somit bei vielen Anwendungsbereichen eine Kostenreduzierung möglich ist.

5 Fallbeispiel HRB Göttelfinger Tal

Klassische überströmbare Bauweisen, wie im beiliegenden Bild an einem Hochwasserrückhaltebecken im Landkreis Tübingen dargestellt, hatten nach den einschlägigen Richtlinien sehr hohe Kosten für die Sicherheit der Dammböschungen beim Überfluten zur Folge. Schon die statischen Nachweise und die Anforderungen an das Material sind dabei unter Beachtung der Sicherheitsrichtlinien so groß, dass Baukosten resultieren, die ca. 10 – 20 % über den Baukosten für reine Erddämme liegen.



Abbildung 9: Gesamtansicht HRB Göttelfinger Tal

Die Dammkubatur über Gründungssohle liegt bei 4.800 m³. Die luftseitige Böschung wurde aus Stabilitätsgründen mit in Stahlbetonkästen versetzten Flussbausteinen ausgebildet. Die Gesamtkosten liegen bei netto 705.000,00 €.

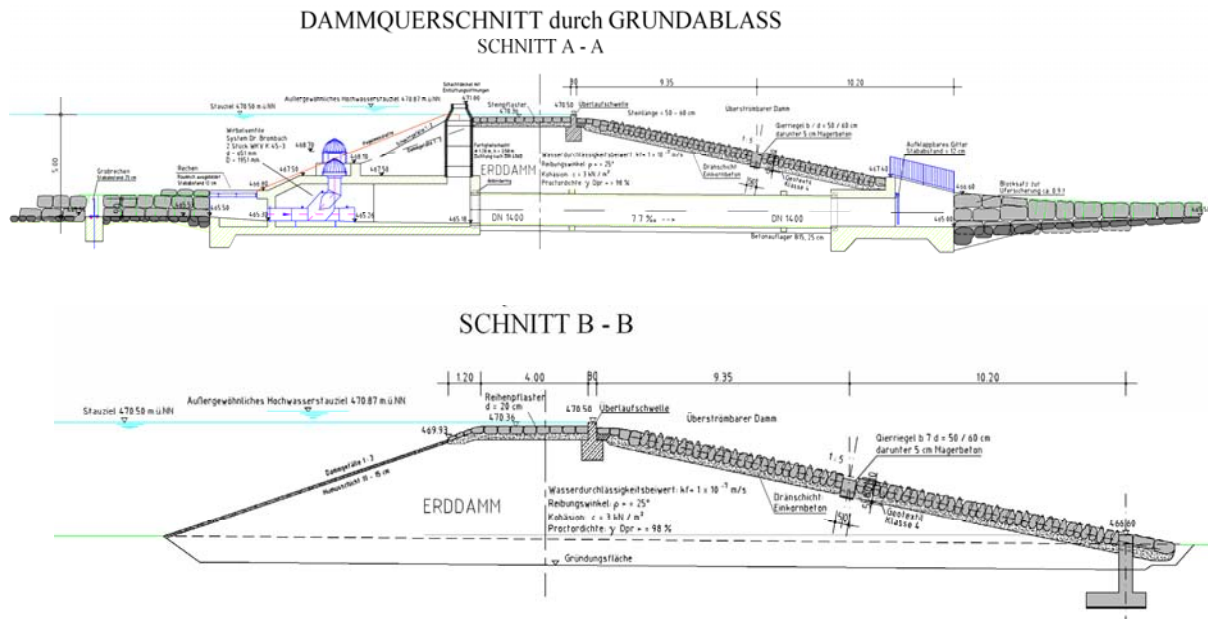


Abbildung 10: Dammquerschnitte HRB Göttelfinger Tal

Für die Hochwasserrückhaltebecken Ettenbach und Göttelfinger Tal wurde eine bürointerne Überplanung durchgeführt. Neben den geschilderten Auswirkungen auf die Bemessungsparameter wie z. B. Freibord kann auch als weiterer Vorteil eine Baukostensparnis von ca. 15 % festgestellt werden.

Tabelle 1: Kenndaten HRB Göttelfinger Tal

Auslegung des Speicherinhaltes	T = 20 (50) Jahre
Beckeninhalt	76.000 m ³
Beckenabgabe	Wirbelventile
Dammhöhe über Gelände (470,50 müNN – 466,50 müNN)	4,00 m
Kronenlänge	70 m
Kronenbreite	4,0 m
Böschungsneigung (wasserseitig-luftseitig)	1 : 3 / 1 : 5
HQ ₂₀ - Zufluss	7,30 m ³ /s
HQ ₁₀₀ - Zufluss	13,50 m ³ /s
Bemessungshochwasser BHQ1 = HQ ₁₀₀₀	21,60 m ³ /s
Beckenabgabe (Regelabfluss)	4,10 m ³ /s

6 Schlussbemerkungen

Die vorgestellte Ausführung des Deckwerkes im Colcrete-Verfahren kann bei vielen kleineren und mittleren Hochwasserrückhaltebecken eine sehr gute Lösung in Richtung kostengünstiges, naturnahes Bauen darstellen. Die Bauvolumina werden deutlich kleiner als in klassischer Bauweise. Durch die Tatsache, dass voll überströmbare Dämme keinen Freibord brauchen, reduziert sich die für das erforderliche Nutzvolumen zur Verfügung zu stellende Dammhöhe auf ein Minimum. Durch Steigerung des spezifischen Abflusses, der nach den ersten Versuchsergebnissen selbst bei luftseitigen Dammböschungen von 1:3 bei bis zu 3,2 m³/(ms) liegt, wird die hydraulisch erforderliche Dammbreite klein.

Interessant ist, dass eine Bauweise die in anderen Anwendungsgebieten sehr häufig langjährig und erfolgreich eingesetzt wird, erst neuerdings für den vorliegenden Anwendungsfall in Betracht gezogen wird.

Autor:

Dipl.-Ing. Wolfgang Strasser
 Ingenieurbüro ALWIN EPPLER GmbH & Co. KG
 Gartenstraße 9
 72280 Dornstetten
 Tel.: 49 7443 944 0
 Fax: 49 7443 944 50
 Email: wolfgang.strasser@eppler.de

Überströmungssicherung von Deichstrecken mit Geokunststoffen – Ein wirtschaftlicher Sicherheitsgewinn

Ronald Haselsteiner
Katja Werth
Georg Heerten
Theodor Strobl

In folgendem Beitrag werden einleitend die Vorteile von für eine Belastung aus Überströmung gesicherten Hochwasserschutzdeichen kurz erläutert. Anschließend werden grundlegende Aspekte zur Überströmungssicherung von Erdbauwerken insbesondere mit reinen Geokunststoffkonstruktionen aufgegriffen und von ersten Erfahrungen hierzu, die anhand von Modellversuchen gewonnen werden konnten, berichtet. Hinweise zur Bemessung von Überströmungssicherungen mit Geokunststoffen und ein Vergleich der Wirtschaftlichkeit derartiger Maßnahmen schließen den Beitrag ab.

1 Einleitung

Ein Resultat der in den letzten Jahrzehnten in Deutschland eingetretenen Hochwasserereignisse, deren Abflüsse statistisch betrachtet auch Wiederkehrintervalle weit über $T = 100$ a aufgewiesen haben, ist eine gesteigerte Risikowahrnehmung¹ und Risikoakzeptanz² bei den Betroffenen und Verantwortlichen. Dies hat zur Folge, dass verstärkt Hochwasserereignisse mit sehr seltenen Eintre-

¹ In den Sozialwissenschaften wird der Begriff der Risikowahrnehmung synonym mit dem hier verwendeten Terminus der Risikobewertung verwendet. Risikobewertung ist eine individuelle und/oder kollektive Beurteilung eines Risikos unter Informationsaufnahme und dem Einfluss von persönlichen, sozialen und kulturellen Faktoren (Markau, 2002).

² Risikoakzeptanz ist aus der Perspektive der Betroffenen die individuelle oder kollektive Bereitschaft, das faktisch erkannte Risiko von Ereignissen, Zuständen, Prozessen oder Handlungen zu tolerieren (Markau, 2002).

tenswahrscheinlichkeiten jenseits der Bemessungsgrößen betrachtet werden. Diese Veränderung im Handeln und Denken spiegelt sich auch in den normativen, technischen Regelwerken wider.

In *DIN 19700-10/2004* wird beispielsweise gefordert, dass die „verbleibenden Risiken³ infolge Überschreitung des Bemessungshochwasserzuflusses BHQ_2 bzw. des Hochwasserstauzieles 2 (Z_{H2}) ... zu bewerten und in Abhängigkeit von den lokalen Bedingungen durch flankierende konstruktive, bewirtschaftungsseitige und/oder organisatorische Maßnahmen ausreichend zu vermindern“ sind. In *DIN 19700-12/2004* wird explizit auf die Möglichkeit hingewiesen, eine Notentlastung zur „Verringerung des verbleibenden Risikos infolge Überströmung des Absperrbauwerkes“ bei Wasserständen über Z_{H2} vorzusehen.

Analoges gilt auch bei Fließstrecken, an denen durch Hochwasserschutzdeiche lokal ein gewisser Schutzgrad für das Hinterland gewährleistet wird. Auch dort kann durch eine Betrachtung von Abflüssen jenseits eines z. B. in besiedelten Bereichen häufig herangezogenen Bemessungshochwasserabflusses in der Größenordnung eines HQ_{100} das verbleibende Restrisiko⁴ oder korrekt ausgedrückt das akzeptable oder akzeptierte Risiko qualifiziert und durch die Aufstellung von Notfall-, Alarm- und Katastrophenschutzpläne minimiert werden.

Eine Möglichkeit, das Risiko bzw. Schadenspotential⁵ an Fließstrecken zu reduzieren, ist die Ausbildung von überströmungssicheren Hochwasserschutzdeichen im Bereich von Poldern mit entsprechenden Schadensobjekten. Dadurch wird eine Flutung des Polders verzögert und ggf. der dadurch eintretende Wasserstand im Polder vermindert. Da der durch eine Überflutung verursachte Schaden u. a. von der Einstauhöhe abhängt, geht mit einer Reduzierung der Flutung bzw. des Polderwasserstands auch eine Reduktion des Schadens bzw. Schadenspotentials einher (*Werth et al., 2007*).

³ Risiko ist die qualitative oder quantitative Charakterisierung einer Schadenswahrscheinlichkeit als Konsequenz aus dem Zusammenwirken natürlicher oder anthropogen induzierter Ereignisse und potenziell vulnerabler Risikoelemente. Es ist das Produkt der Gefährdung und der Vulnerabilität (aus *Markau, 2002*).

⁴ Das Restrisiko ist das nach Maßnahmen zur Risikoreduktion und positiver Akzeptanzentscheidung (Risikobereitschaft) verbleibende Risiko. Von der Verwendung des Begriffes wird abgeraten, da unklar ist, ob es sich um einen empirischen (das faktisch akzeptierte Risiko) oder normativen Begriff (nach ethischen Kriterien akzeptables Risiko) handelt. Daher wird die Verwendung der Begriffe akzeptiertes bzw. akzeptables Risiko empfohlen (aus *Markau, 2002*).

⁵ Das Schadenspotential ist der quantitative oder qualitative Wert der Gesamtheit aller vulnerablen Risikoelemente in einem gefährdeten Raum, die durch ein spezifisches Ereignis einen Schaden erleiden können (aus *Markau, 2002*).

Unbestritten ist inzwischen, dass überströmungssichere Deiche auch mit Geokunststoffkonstruktionen ausgeführt werden können. Dies bestätigen u. a. Versuche an der TU München (*Haselsteiner et al., 2007a, b*) und Versuche an der TH Karlsruhe (siehe z. B. *Bieberstein, 2003*). Der Einsatz von Geokunststoffen zur Überströmungssicherung stellt hier eine im Vergleich zu herkömmlichen Überströmungssicherungen wirtschaftliche Lösung dar, zu der jedoch noch kein Bemessungskonzept existiert. *LfU BW (2004)* stellt hierzu fest: „Grundsätzlich lassen solche Bauweisen eine deutlich größere Belastbarkeit bzw. steilere luftseitige Böschungsneigungen zu, weshalb sie auch aus wirtschaftlichen Erwägungen von Bedeutung sein können.“

2 Überströmungssicherung von Deichen mit Geokunststoffen

2.1 Allgemeines

Überströmungssicherungen von Erdbauwerken wurden in erster Linie im Rahmen des Baus von Hochwasserentlastungsanlagen an Talsperren oder Hochwasserrückhaltebecken mit Trockenbecken ausgeführt. Während die Sicherung von Krone, Böschung und Dammfuß zzgl. einer Energieumwandlungsanlage bei größeren Belastungen ($q \gg 1,0 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$) immer noch massiv in Betonbauweise ausgeführt werden muss, spielen bei Hochwasserrückhaltebecken (HRB) ökologische Gesichtspunkte und die Einbindung in die Landschaft eine nicht zu vernachlässigende Rolle, weshalb an HRB unterschiedliche, umweltverträgliche Bauweisen vom begrünbaren Steinsatz bis hin zu asphaltgebundenen Kiestragschichten entwickelt und auch ausgeführt wurden (*LfU, 2004*). Gleiches gilt auch für die Sicherung von Hochwasserschutzdeichen an Fließgewässern. In Gebieten mit besonders hohem Schadenspotential kann mittels einer landschaftsverträglichen und naturhaushaltlich unbedenklichen Sicherungsmethode, z. B. unter Verwendung von Geokunststoffen, auch wirtschaftliche Vorteile erzielt werden. In *Haselsteiner (2007 a, b)* sowie in *Werth et al. (2007)* werden Beispiele zur möglichen Ausbildung derartiger, gegen Überströmung gesicherter Erdbauwerke bzw. Deiche vorgestellt.

2.2 Anwendungsmöglichkeiten mit Geokunststoffen

Grundsätzlich existieren zahlreiche Möglichkeiten zur Ausbildung von Überströmungssicherungen (vgl. *Haselsteiner et al., 2007c*):

- Böschungsparrallele, mit Erdnägeln fixierte Bahnen,
- Horizontal verlegte Bahnen in Schlaufen (Umschlagmethode),

- Horizontal verlegte Bahnen,
- Geotextile Container oder Schläuche,
- Sonstige Kombinationen mit z. B. natürlichen Vegetationsdecken.

Die Integration von Geokunststoffen in den Ablauf von Ertüchtigungsmaßnahmen, bei denen primär versucht wird, durch Maßnahmen im landseitigen Bereich den erhöhten technischen Anforderungen gerecht zu werden, ist innerhalb des erdbaulichen Schüttbetriebs möglich.

Die Vorteile der Überströmungssicherung mit Geokunststoffen sind die Wirtschaftlichkeit und die hohe Belastbarkeit, sofern es sich um geschlossene Systeme (z. B. Umschlagmethode) mit ausreichender Rückverankerung handelt. Die Vorteile von für Überströmung ausgebildeter Deiche – Risikoverminderung und Schadensreduktion bei wirtschaftlichem Einsatz von Baumaterialien – sind in *Werth et al. (2007)* an einem Beispiel erläutert. Hinweise zur konstruktiven Gestaltung von mit Geokunststoffen verstärkten, überströmbaren Deichen sind in *Werth et al. (2007)* und *Haselsteiner et al. (2007a, b, c)* enthalten.

Trotz der relativ positiven Bewertung von Versuchsergebnissen und trotz der prognostizierten hohen Widerstandsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit von Geokunststoff-Boden-Verbundsystemen gibt es bislang kein „umfassendes statisches Nachweiskonzept“ (*LFU BW, 2004*), das die hydraulischen Beanspruchungen infolge Überströmung für geokunststoff-bewehrte Deiche berücksichtigt. In diesem Bereich laufen und liefen Forschungsprojekte an den Universitäten in Karlsruhe, München und Darmstadt. Für im Aufbau vergleichbare bewehrte Steilböschungen ($\leq 70^\circ$ Neigung) und Stützkonstruktionen ($>70^\circ$ Neigung) im Erdbau ohne hydraulische Beanspruchung aus Überströmung stehen nach den Empfehlungen der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. hinreichende Bemessungsansätze nach dem Stand der Technik zur Verfügung (*EBGEO, 1997*).

3 Hinweise zur Bemessung

3.1 Allgemeine Anforderungen

Beim Bewehren mit Geokunststoffen werden Zugkräfte durch das Geogitter über Reibung in den Kontaktboden abgetragen. Neben der Scherfestigkeit des Kontaktbodens kommt der Interaktion zwischen Boden und Geokunststoff als Verbundsystem sowie dem langfristigen Zugkraftdehnungsverhalten des eingesetzten Geogitters eine maßgebende Bedeutung zu. Die Bemessung geokunst-

stoff-bewehrter Erdbauwerke erfolgt primär mit den klassischen Modellen der Bodenmechanik. Der Stand der Technik zu Bewehrungen mit Geokunststoffen ist in den Empfehlungen zu Bewehrungen mit Geokunststoffen *EBGEO (1997)* der DGGT e.V. aufgeführt. Für die optimale Aktivierung der Reibung können Bodenmaterialien nach *DIN 18196/1986* entsprechend Abbildung 1: eingesetzt werden.

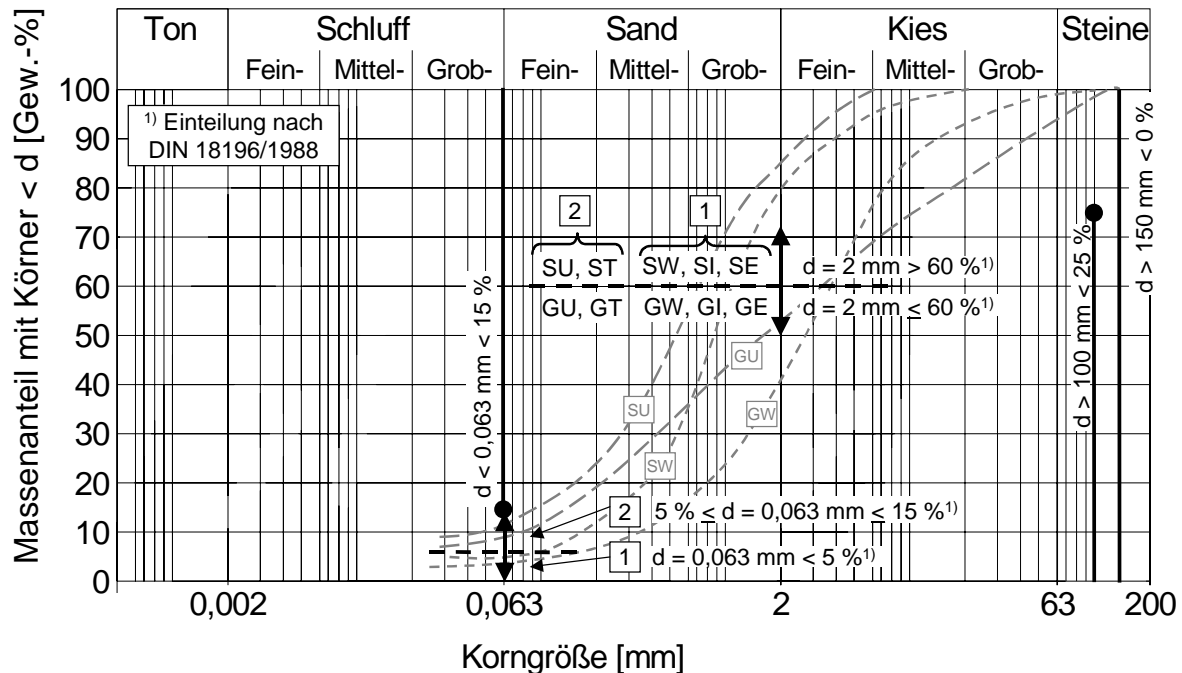


Abbildung 1: Körnungsbereiche geeigneter Böden zur Bodenbewehrung (EBGEO 1997)

Bei der Verwendung von Geokunststoffen in durchströmten Erdbauwerken müssen je nach Konstruktionsmethode auch die mechanische und hydraulische Filterwirksamkeit gegeben sein (*DVWK 221/1992; DVWK 76/1986*). Bei der Verwendung von geschlossenen, durchströmten, mit Geokunststoff verpackten Erdkörpern sollte darüber hinaus auf die Verwendung von suffosionsanfälligen Böden verzichtet werden, um Kolmation zu vermeiden. Für die Beurteilung der Erosions- und Suffosionssicherheit von Erdbauwerken sollte generell eine Systembetrachtung durchgeführt werden (vgl. *Perzmaier & Haselsteiner, 2006*).

3.2 Konstruktive Hinweise und Nachweise

Der Einbau von Geokunststoffen und die Erdbauarbeiten müssen im Deichbau stets aufeinander abgestimmt werden. Eine Verlegung von Geokunststoffen auf der Böschungsoberfläche (böschungsparell) kann ohne große Einschränkungen oder Behinderungen des Erdbaus durchgeführt werden. Bei integrierten Bewehrungen in Umschlagmethode, z. B. Schlaufen, kann die Herstellung von Treppen

z. B. durch die Verwendung einer mobilen Gegenschalung sichergestellt werden.

In *EBGEO (1997)* wird zwischen Innerer und Äußerer Standsicherheit unterschieden. Für den Nachweis der äußeren Standsicherheit werden die Gleitflächen außerhalb des bewehrten Erdkörpers untersucht. Der Nachweis der Inneren Standsicherheit bezieht sich auf Bruchmechanismen, deren Gleitflächen die Geokunststoffbewehrungen schneiden und die zu ihrer Gewährleistung den Zugwiderstand der Bewehrungslagen erfordern (Nachweis gegen Bruch und gegen Herausziehen der Bewehrung). Moderne Software-Programme für Böschungs- und Geländebruchberechnungen unterstützen die geforderten Nachweisverfahren für bewehrte Erdbauwerke unter Berücksichtigung der grundlegenden Parameter Bemessungsfestigkeit, Lagenabstand, Reibungsbeiwerte zwischen Boden und Geokunststoff, Verankerungslänge oder Anschlussfestigkeit. Für hydraulische Belastungen stehen nur Steuerungselemente zu Porenwasserdruckverhältnissen zur Verfügung.

In Abbildung 2: sind die wesentlichen Einflussgrößen und Kräfte eines überströmten Deiches mit einer Schlaufenkonstruktion dargestellt. Die hydraulischen Belastungen aus Überströmung sind relativ schwer abzuschätzen, zumal sie auch von der vorhandenen Konstruktion abhängen. An der in Abbildung 2: gezeigten Schlaufenlösung kann sich abhängig von der hydraulischen Beaufschlagung eine Kaskadenströmung ausbilden, was zu völlig anderen Belastungen führt, als dies bei einer überströmten, stetig geneigten Grasböschung der Fall sein würde. Hier besteht noch Forschungsbedarf. Erstens müssen die hydraulischen Belastungen abhängig von der Konstruktionsweise so genau bestimmt werden, dass sie als Einwirkungen bzw. Kräfte in Abhängigkeit von z. B. geometrischen Parametern und spezifischer hydraulischer Belastung angesetzt werden können. Zweitens sollte das Widerstandsverhalten derartig beanspruchter Bewehrungslagen bzw. Schlaufenkonstruktionen bei gesättigten, durchströmten Bodenverhältnissen messtechnisch überprüft und ggf. neue Bemessungsregeln für diese spezielle Form der Belastung entwickelt werden. Zwar ist bekannt, dass die Reserven von bewehrten Erdbauwerken nach heutigem Stand der Technik als außerordentlich hoch eingeschätzt werden, aber eine Abschätzung der zusätzlichen hydrodynamischen Einwirkungen aus einem Lastfall Überströmung ist bislang in den Bemessungsansätzen noch nicht ausreichend berücksichtigt und bedarf weiterer Untersuchungen.

Bei Deichen geringerer Höhe ($H < 2,0$ m) und entsprechend geringen Kronenbreiten kann unter Verwendung auf der sicheren Seite liegender Ansätze zur Bestimmung von Einwirkungen und Widerständen davon ausgegangen werden, dass die Geokunststoffe über den gesamten Querschnitt zu führen sind und so-

mit ein Neubau bzw. ein kompletter Abtrag bestehender Erdkörper im Falle von Deichertüchtigungsmaßnahmen notwendig wird.

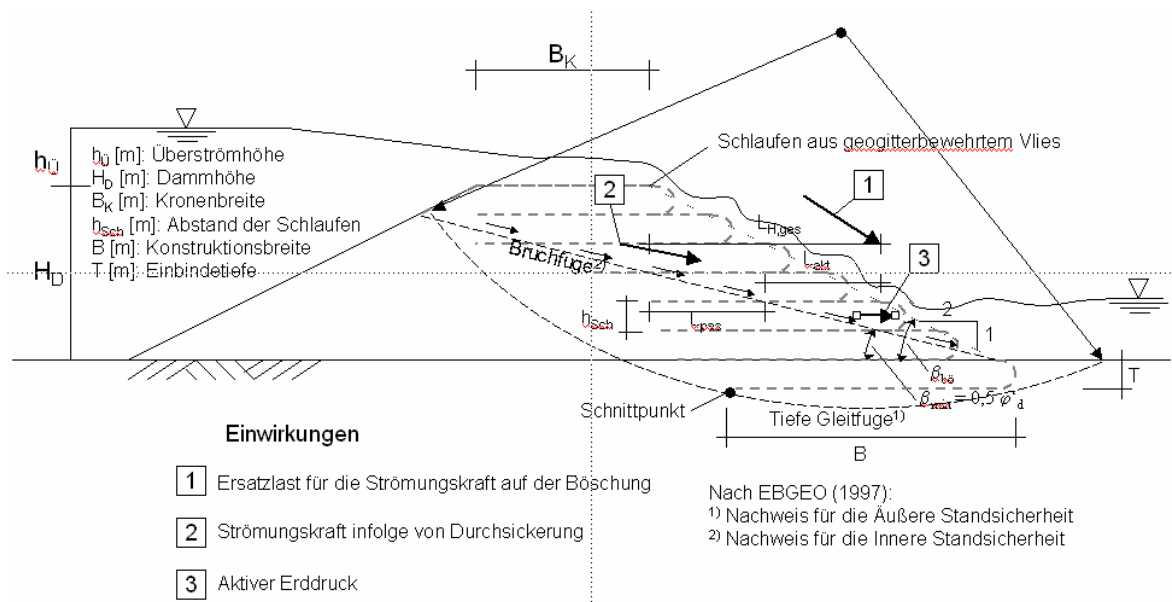


Abbildung 2: Systemskizze einer Überströmungssicherung mit Geokunststoffen

4 Wirtschaftlichkeit

Beim Einbau einer Erdbewehrung können steilere Böschungseignungen ausgeführt werden, was zu einem Ersparnis (E) im Erdbau führen kann. Gleichzeitig entstehen jedoch für den Einbau von Bewehrungslagen Kosten (K). Werden vereinfachend nur die Baukosten betrachtet, stellt sich ein positiver Nutzen ($N = E - K$) ein, sobald die Einsparungen aus dem Erdbau größer werden als die Kosten für den Einbau des Geokunststoffes. Ein einfaches Beispiel in Abbildung 3: zeigt diese Zusammenhänge auf. Da die Einsparungen im Erdbau bei kleinen Deichen relativ gesehen geringer sind als bei größeren Deichen, stellt sich beim dargestellten Beispiel ein positiver Nutzen erst ab einer Deichhöhe von $H_D \approx 1,75$ m ein.

Zum Beispiel in Abbildung 3: muss angemerkt werden, dass die angeführten Einheitspreise für eingebauten Boden E_{Boden} [€/m^3] und eingebauten Geokunststoff E_{Geo} [€/m^2] Schätzwerte darstellen, die je nach Randbedingungen auch abweichen können. Gleichzeitig wird jedoch daran erinnert, dass es sich hier um den Nutzen bei Betrachtung der reinen Baukosten handelt und dass bei Berücksichtigung der Überströmungssicherung und des damit verbundenen Nutzen (Vermeidung von Schäden) die Wirtschaftlichkeit derartiger Maßnahmen auch aus volkswirtschaftlicher Sicht unbestritten ist.

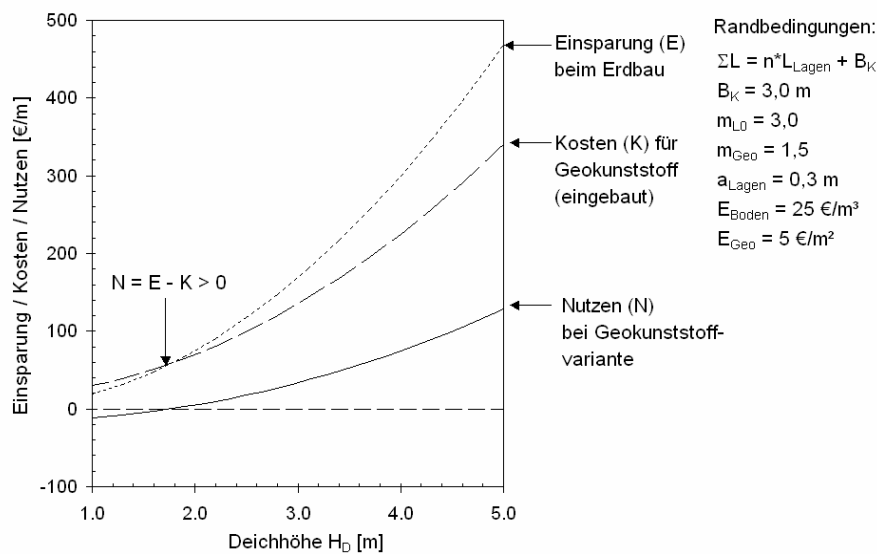


Abbildung 3: Kosteneinsparungen mit Geokunststoffen in Abhängigkeit von der Deichhöhe

Im Verkehrswegebau gelten Böschungsneigungen von Erdbauwerken mit 1:1,5 als Regelneigung. Häufig werde diese bewehrt ausgeführt, da die Scherfestigkeiten der zur Verfügung stehenden Schüttmaterialien nicht ausreichend hoch sind oder eine besondere Nutzung zu berücksichtigen ist. Geokunststoffbewehrungen stellen damit eine Sicherungskomponente dar. Werden Böschungsneigungen abweichend zur Regelneigung steiler ausgeführt (z. B. 60°), erhöht sich die Wirtschaftlichkeit von bewehrten Erdbauwerken signifikant, da konventionelle Sicherungssysteme, z. B. mit Betonwinkelstützmauern höhere Material-, Transport- und Herstellkosten erfordern. In *Nimmesgern (1999)* wurden im Vergleich zwischen einer Winkelstützmauer und einer geokunststoff-bewehrten Stützkonstruktion Kostenersparnisse von ca. 65 % ermittelt. Für die begrünte geogitterbewehrte Steilböschung (60° Neigung) der Gänsbergspange in Idstein wurde trotz des höheren Flächenbedarfs ein Baukostenvorteil von 36 % gegenüber der ursprünglich vorgesehenen Winkelstützmauer aus Beton (90° Neigung) erreicht (*Vollmert & Weßling, 2004*) und gleichzeitig eine landschaftsgerechte Lösung geschaffen.

Eine Gegenüberstellung von vier unterschiedlichen Maßnahmen zur Überströmungssicherung im Zuge eines Deichneubaus ist in Abbildung 4: dargestellt. Es wurden hierbei nur die Erdarbeiten und der Einbau der Sicherungsmaßnahmen inklusive des Grunderwerbs für das Deichlager berücksichtigt. Trotz des Aufwands für den Einbau der Bodenbewehrung mit Lagenabständen von $h_{\text{Sch}} = 0,50 \text{ m}$ stellt der „Geodeich“ unter den betrachteten Konstruktionen die weitaus günstigste Variante dar. Auf die relativ vage Abschätzung und der damit verbundenen Unsicherheiten bei der Angabe exakter Werte bzw. Kosten wird hierbei ausdrücklich hingewiesen.

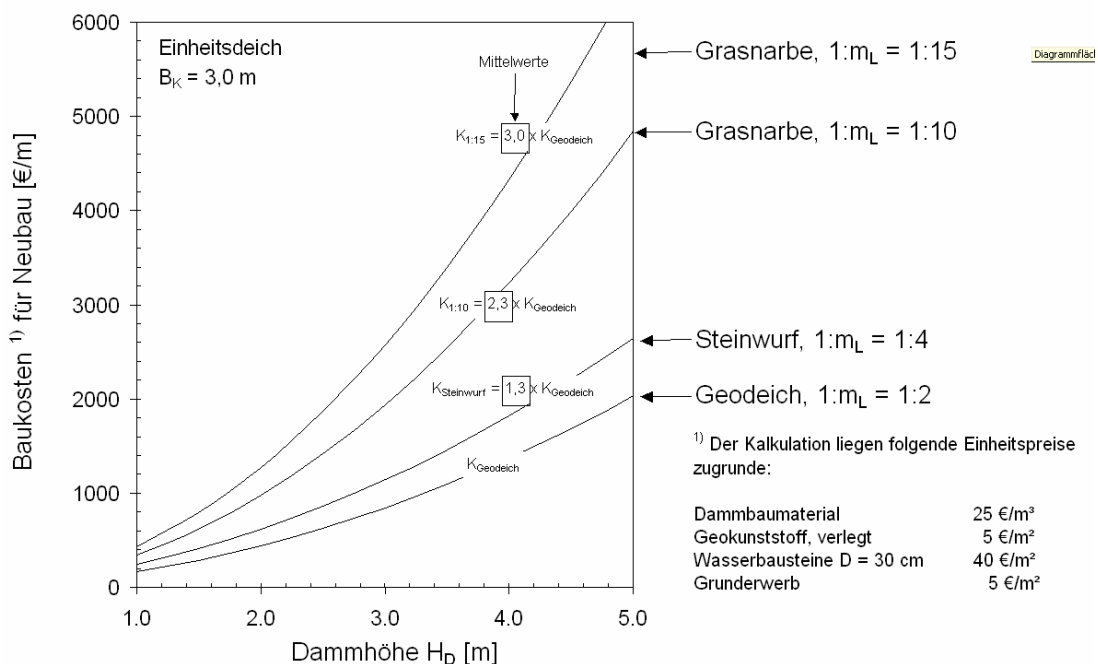


Abbildung 4: Grobe Kalkulation der Kosten für Erdbau und Sicherungselemente inklusive Grunderwerb beim Neubau eines überströmungssicheren Deiches

5 Resümee

Die Ausarbeitungen bestätigen, dass eine wirtschaftliche Bemessung von mit Geokunststoff gesicherten und für Überströmung ausgelegten Deichen möglich ist. Dem damit einhergehenden Sicherheitsgewinn steht der volkswirtschaftliche Nutzen, sprich die Vermeidung von Schäden, in Poldern mit hohem Schadenspotential in nichts nach. Unter den Überströmungssicherungsmethoden erscheinen die Konstruktionen mit Verwendung von Bodenmaterialien die wirtschaftlichste Variante darzustellen.

6 Literatur

- Bieberstein, A. (2003): Überströmbare Dämme – Landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden-Württemberg. Zwischenbericht anlässlich des Staatsseminars von BWPLUS am 11./12.03.2003, Forschungszentrum Karlsruhe
- DIN 18196/1988: Erd- und Grundbau. Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 19700-10/2004: Stauanlagen. Gemeinsame Festlegungen. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 19700-12/2004: Stauanlagen. Hochwasserrückhaltebecken. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DVWK 76/1986: Anwendung und Prüfung von Kunststoffen im Erdbau und Wasserbau. Schriften zur Wasserwirtschaft, Heft 76, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- DVWK 221/1992: Anwendung von Geotextilien im Wasserbau. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 221, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- EBGEO (1997): Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V (DGGT), Berlin
- Haselsteiner, R.; Mett, M.; Strobl, Th. (2007a): Überströmungssicherung von Deichen mit Geokunststoffen. 5. Naue-Geokunststoffkolloquium, 25./26.01.2007, Bad Lauterberg
- Haselsteiner, R.; Mett, M.; Strobl, Th. (2007b): Verwendung von Geokunststoffen zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit von Deichen und die Wirkung von Innendichtungen bei Überströmung. Endbericht, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München (unveröffentlicht)
- Haselsteiner, R.; Strobl, Th.; Heerten, G.; Werth, K. (2007c): Moderne Deichquerschnitte mit integrierten Sicherungsmaßnahmen aus Geokunststoffen – Ergebnisse aus Modellversuchen zur Überströmung. 10. Informations- und Vortragsveranstaltung über „Kunststoffe in der Geotechnik“, Geotechnik Sonderheft 2007, S. 39 – 48, München
- Heerten, G.; Werth, K. (2006): Anwendung von Geokunststoffen bei der Deichertüchtigung, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, Mitteilungsheft Nr. 107 zur Fachtagung Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern, am 13. und 14. Juli 2006 in Wallgau
- LfU BW (2004): Überströmbare Dämme und Dammscharten. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU BW), 1. Auflage, Karlsruhe
- Markau, H.-J. (2002): Risikobetrachtung von Naturgefahren. Dissertation zur Erlangung des Doktorgrades der Mathematisch-Naturwissenschaftlichen Fakultät der Christian-Albrechts-Universität, Kiel
- Nimmegern, M. (1999): Geokunststoffbewehrte Bauwerke – steil, sicher und grün. Tagungsband, NAUE-Geokunststoffkolloquium, 22./23. Januar 1999, Espelkamp
- Perzmaier, S., Haselsteiner, R. (2006b): Die prozessorientierte Beurteilung der hydrodynamischen Bodendeformation. Geotechnik 29, Heft 4, S. 335 - 348

- Vollmert, L.; Weßling, A. (2004): Geokunststoffbewehrte Steilböschung spart Kosten. Fachbeitrag, Zeitschrift Straße + Tiefbau, Heft 11, 2004
- Werth, K.; Haselsteiner, R.; Heerten, G.; Strobl, Th. (2007): Deichquerschnitte mit integrierten Geokunststoffen. 37. Internationales Wasserbau-Symposium (IWASA), Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen (RWTH), 04./05. Jan. 2007, Aachen

Autoren:

Dr.-Ing. Ronald Haselsteiner
RMD-Consult GmbH
Abteilung Bautechnik
Blutenburgstraße 20
80636 München

Tel.: +49 89 99 222 440

Fax: +49 80 99 222 409

E-Mail: ronald.haselsteiner@rmd-consult.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Theodor Strobl
Lehrstuhl und Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität München
Arcisstraße 21
80290 München

Tel.: +49 89 289 23 161

Fax: +49 89 289 23 172

E-Mail: t.strobl@bv.tum.de

Dipl.-Ing. Katja Werth
BBG Bauberatung Geokunststoffe
GmbH & Co. KG
Postfach 3025
32332 Espelkamp

Tel.: +49 5743 93 205 68

Fax: +49 5743 93 205 59

E-Mail: kwerth@bbg-lf.com

Prof. Dr.-Ing. Georg Heerten
NAUE GmbH & Co. KG
Gewerbestraße 2
32339 Espelkamp

Tel.: +49 5743 41 212

Fax: +49 5743 41 283

E-Mail: gheerten@naue.com



Ingenieurbüro
IPP · HYDRO · CONSULT GmbH

BERATUNG · PLANUNG · BAULEITUNG



Hochwasserschutz "Große Striegis" Landkreis Mittweida: Ufersicherung

- Wasserbau
- Gewässerrenaturierung/Gewässerpflege- und Entwicklungsplanung
- Hydraulische Berechnungen von Wasserläufen und Gewässersystemen



Koselmühlenfließ: Renaturierter Gewässerabschnitt

- Hochwasserschutz
- Regenwasserbewirtschaftung
- Wasserversorgung

- Kanalisation und Kläranlagen
- Kanalsanierung
- Straßen- und Wegebau / Freianlagen



Schwarze Elster - Umbau Köhlerwehr

Büro Beeskow
15848 Beeskow / Spree
Spreeinsel 4
Tel-Nr.: 0 33 66/4 19-0
Fax-Nr.: 0 33 66/2 11 22
e-mail: ihc@ipp-hydro-consult.de
www.ipp-hydro-consult.de

Büro Cottbus
03044 Cottbus
Gerhart-Hauptmann-Straße 15
Tel-Nr.: 03 55/7 57 00 5-0
Fax-Nr.: 03 55/7 57 00 5-22
e-mail: ihc@ipp-hydro-consult.de
www.ipp-hydro-consult.de

Bentonitmatten als Damm- und Deichdichtungen – Erkenntnisse aus Aufgrabungen nach unterschied- lich langen Liegezeiten

Petra Fleischer
Roland Haarer
Michael Heibaum

Bentonitmatten (Geosynthetische Tondichtungsbahnen, GTD) sind als Dichtungselement im Deichbau und im Verkehrswasserbau erst in jüngster Zeit als Alternative zu "klassischen" Dichtungsmaterialien im Einsatz. Daher konnten Anforderungen bislang nur begrenzt formuliert werden. Die beste Auskunft über die Funktionsfähigkeit neuer Baumaterialien geben Erfahrungen im Praxisbetrieb. Aus diesem Grund wurden Bentonitmatten im Deich- und Wasserbau nach mehrjähriger Einsatzzeit wieder ausgegraben und auf ihre Funktionsfähigkeit und etwaige Veränderungen ihrer Materialeigenschaften untersucht, um Informationen hinsichtlich der Möglichkeiten und Grenzen des Baustoffes "Bentonitmatte" und Hinweise für zukünftige Einsätze zu erhalten.

1 Bentonitmatten bei Stauhaltungsdämmen und Deichen

Die Einsatzbereiche von Bentonitmatten werden gemäß den *EAG-GTD (2002)* unterschieden in Deponiebau, Wasserbau und Landverkehrswegebau. Für jedes dieser Einsatzgebiete gibt es ergänzende Regelwerke und Merkblätter, nicht jedoch speziell für den Einsatz von Bentonitmatten im Deichbau. Dadurch ergeben sich bei Ausschreibungen für diesen Anwendungsfall nicht selten große Differenzen, je nachdem, welches der genannten Einsatzgebiete zugrunde gelegt wird.

Die Anwendung von Bentonitmatten in Dämmen und Deichen ist durch wesentliche Unterschiede gekennzeichnet. Im Gegensatz zu den ständig eingestauten Dichtungen in Stauhaltungsdämmen werden Dichtungen in Deichen nur kurzzeitig im Hochwasserfall beansprucht. Auch der Einbau erfolgt in Dämmen und Deichen unterschiedlich: In Stauhaltungsdämmen wird in der Regel unter Wasser bei laufender Schifffahrt verlegt und eine Schutzschicht aus Wasserbausteinen auf der Dichtung angeordnet. Der Einbau bei Deichen erfolgt dagegen im Trockenen, die Schutzschicht besteht überwiegend aus Sanden bzw. Kiesen.

2 Anforderungen und Prüfungen

2.1 Durchlässigkeit

Die maximal zulässige Durchlässigkeit für eine Bentonitmatte im Verkehrswasserbau von $k = 5 \cdot 10^{-11}$ m/s (bezogen auf 1 cm Dicke) ergibt sich aus der Anforderung an Dichtungen aus bindigen Erdstoffen, die im Normalfall in einer Dicke von mindestens 20 cm eingebaut werden. Im Deichbau kann kein allgemeingültiger Grenzwert festgelegt werden. Dieser wird in der jeweiligen Ausschreibung vorgegeben.

Die speziellen Randbedingungen für Durchlässigkeitsprüfungen im Labor an wieder ausgebauten Bentonitmatten sind in den *RPW (2006)* beschrieben. Der Zustand in situ – insbesondere etwaige Änderungen der Dicke der Bentonit-schicht – ist dabei so gut wie möglich zu erhalten. Da beim Einbau der GTD unter Wasser keine Nachbehandlung der Überlappungen möglich ist, müssen diese von vornherein ausreichend dicht sein. Hierzu müssen zusätzlich Durchlässigkeitsversuche in großen Zellen an einer Überlappung durchgeführt werden (*RPW, 2006*). Trotz des Einbaus im Trockenen ist es auch beim Deichbau sinnvoll, zu fordern, dass eine Fugennachbehandlung der Überlappungen nicht erforderlich ist, da das Begehen des Planums oder der Bentonitmatte auf Böschungen zu Qualitätseinbußen der Überlappung führen kann.

2.2 Robustheit (Widerstand gegen Einbaubeanspruchungen)

Bei Baumaßnahmen des Verkehrswasserbaus werden die Bentonitmatten mit Wasserbausteinen beschüttet, daher dürfen die eingesetzten Vliesstoffe oder Gewebe im Durchschlagtest (*RPG, 1997*) keinen Schaden nehmen. Ferner sind Mindest-Zugfestigkeiten einzuhalten, um für das Verlegen eine ausreichende Festigkeit zu gewährleisten. Bei der Verlegung unter Wasser kann zudem der Bentonit quellen, bevor die Schüttsteine der Deckschicht aufgebracht werden. Daher muss sichergestellt werden, dass durch das Beschütten lokal keine unzulässige Verdrängung des Bentonits erfolgt. Im entsprechenden Versuch nach *RPW (2006)* wird eine Fallenergie entsprechend der Aufprallenergie eines Steines simuliert. Nach diesem Versuch wird die Durchlässigkeit der Bentonitmatte im Aufprallbereich des Fallgewichtes überprüft.

Im Deichbau sind die Belastungen der Bentonitmatte beim Einbau im Trockenen meist geringer. Anstelle der o. g. Prüfungen können daher z. B. Anforderungen aus dem Straßenbau herangezogen werden (*FGSV, 2002*). Das dort aufgeführte Flächengewicht kann allerdings für einen Verbundstoff wie die Bentonitmatte

nicht herangezogen werden. Bei den zugehörigen Prüfungen ist die Gesamtheit der Geotextilkomponenten der Bentonitmatte zu betrachten, denn beim Einsatz wirken Basis- und Deckgeotextil gemeinsam. Der Bentonit muss jedoch entfernt werden, da die Füllung den Messwert beeinflusst.

2.3 Dauerhaftigkeit (Widerstand im Gebrauchszustand)

2.3.1 Abrieb / Oberflächenbeständigkeit

Wasserbausteine werden in Wasserstraßen durch hydrodynamische Einwirkungen geringfügig bewegt, sofern sie nicht durch Verguss fixiert sind. Dadurch ergibt sich für darunter liegende Bentonitmatten eine Abriebbeanspruchung, die durch einen standardisierten Versuch nach *RPG (1997)* simuliert wird. Im Deichbau bestehen solche Beanspruchungen nicht, so dass dieser Versuch nur für den Nachweis einer gewissen Robustheit sinnvoll wäre.

2.3.2 Erosion

In Stauhaltungsdämmen muss gewährleistet sein, dass auch unter lang dauernder hydrodynamischer Beanspruchung der Bentonit durch das Geotextil sicher zurückgehalten wird. Dafür wird mit dem Turbulenztest nach *RPW (2006)* der Bentonitdurchgang durch das Geotextil bei pulsierender hydraulischer Belastung gemessen, und es werden vor und nach dem Turbulenztest Durchlässigkeitsversuche durchgeführt. Im Deichbau sind die hydrodynamischen Beanspruchungen sicherlich geringer und treten nur kurzzeitig auf. Aufgrund der bisherigen Erfahrung, dass alle bislang geprüften Fabrikate keine signifikante Verminderung der Durchlässigkeit nach dem Turbulenztest gezeigt haben, kann dieser Test entsprechend *RPW (2006)* auch für das geringere Beanspruchungsniveau empfohlen werden.

2.3.3 Frost-Tau-Wechsel / Durchwurzelung

Frost-Tau-Wechsel erhöhen die Durchlässigkeit der Bentonitmatten. Die Deckschicht aus Wasserbausteinen in der für Stauhaltungsdämme erforderlichen Mindestdicke stellt in der Wasserwechselzone keinen ausreichenden Frostschutz dar, weshalb hier eine zusätzliche Schutzlage aus Kies oder Sand gefordert ist. Damit ist gleichzeitig ein besserer Schutz gegen Durchwurzelung gegeben, da Bentonitmatten nicht durchwurzelungsfest sind.

Für Deiche wird im *DWA-Thema (2005)* eine Überschüttungshöhe der Bentonitmatte von mindestens 80 cm empfohlen. Damit ist eine Frostbeanspruchung der Matte nicht zu erwarten. Diese Überdeckungshöhe gewährleistet auch

einen ausreichenden Schutz gegen Durchwurzelung, zumal ein Deich keinen Bewuchs außer Gras aufweisen soll.

2.3.4 Trocken-Nass-Wechsel

Im Verkehrswasserbau werden die Bentonitmatten auch im Überwasserbereich durch Kapillarwirkung stets feucht gehalten, so dass zwischenzeitliches Austrocknen nicht zu berücksichtigen ist. Bei Abdichtungen von Wasserreservoirs mit schwankendem Wasserspiegel und bei Deichen ist die Beanspruchung durch Trocken-Nass-Zyklen jedoch zu untersuchen. Im Allgemeinen ist ein Schutz durch eine ausreichend dicke Überschüttung gegeben (*DWA-Arbeits Thema, 2005*).

2.3.5 Ionenaustausch

In den meisten Bentonitmatten wird natürlicher oder aktivierter Natriumbentonit verwendet. Natriumbentonite haben im Ausgangszustand etwa einen Anteil an Na-Ionen von 50 bis 90 % und an Kalziumionen von 5 bis 25 %. Bereits geringe Konzentrationen an Kalziumionen im Porenwasser reichen aus, um langfristig einen Natriumbentonit nahezu vollständig in einen Kalziumbentonit umzuwandeln. Diese Voraussetzungen sind an Wasserstraßen und Deichen in der Regel immer vorhanden. *Egloffstein (2000)* zeigt, dass der Ionenaustausch mit einer k-Wert-Erhöhung bis $\frac{1}{2}$ bis 1 Zehnerpotenz einhergeht.

3 Ausgrabungen an Stauhaltungsdämmen

3.1 Pilotstrecken mit Bentonitmatten in Schifffahrtskanälen

Um Erfahrungen mit Bentonitmatten als Dichtung einer Wasserstraße zu sammeln, wurden sie 1997/98 und 2000/01 in zwei Pilotstrecken eingebaut und überwacht. Die erste Strecke befindet sich in der Havel-Oder-Wasserstraße (HOW) von km 65,9 bis km 66,9 (*Fleischer/Schreier, 1998*). Eine Dichtung war erforderlich, weil das Grundwasser etwa 3 m unter dem Kanalwasser ansteht. Eingebaut wurde die Bentonitmatte „Bentofix BFG 5000“ der Fa. Naue, darüber als Schutz eine separate Sandmatte mit 8000 g/m² Sandeinlage und 70 cm Wasserbausteine der Kl. III (nach *TLW 1997*). Die zweite Pilotstrecke mit Bentonitmatten wurde im Dortmund-Ems-Kanal (DEK) von km 84,3 bis km 84,8 eingerichtet. Der Kanalwasserspiegel liegt hier bis maximal 2 m über dem angrenzenden Gelände. Verwendet wurde die Bentonitmatte „BZ 13-B“ der Fa. Naue, eine Kombimatte, bei der Bentonit- und Sandmatte fest verbunden sind, darüber 60 cm Wasserbausteine, ebenfalls der Kl. III. Im Wasserwechselbereich ist zusätzlich eine kiesige Frostschutzschicht in einer Dicke von 40 cm vorhanden.

Im Rahmen der Überwachung der Pilotstrecken wurden regelmäßig die Grundwasserstände im unmittelbar anschließenden Gelände beobachtet. Außerdem wurden in zeitlichen Abständen Bodentemperaturmessungen an beiden Ufern und in der 2. Pilotstrecke auch unterhalb der Dichtung durch aufheizbare Lichtwellenleiter durchgeführt, um auch möglicher Weise entstandene kleine Leckagen in der Dichtung erkennen zu können (*Fleischer/Schreier, 2001*). In beiden Pilotstrecken gab es aufgrund dieser Untersuchungen bisher keinerlei Hinweise auf eventuelles lokales Dichtungsversagen der Bentonitmatten.

3.2 Ausgrabungen in Pilotstrecke 1 (HOW)

Nach 3 bzw. 5 Jahren wurden an der HOW jeweils zwei Proben (ca. 50 cm x 50 cm) aus der Dichtung entnommen, davon eine unmittelbar über, eine zweite unter Normalstau in einer Wassertiefe von 15 bis 40 cm. Die Dichtungsbahn war augenscheinlich in einem einwandfreien Zustand. Örtlich waren leichte Vertiefungen offensichtlich infolge der Beschüttung mit Wasserbausteinen zu erkennen (Abbildung 1).

Proben aus dem Überwasserbereich zeigten nach 3 Jahren einen Anteil an Natrium-Ionen von 32 bis 47%, nach 5 Jahren dagegen nur noch 0,8 bis 1,1%, womit die vollständige Umwandlung von Natrium- in Kalziumbentonit erreicht war. Bei den Proben aus dem Unterwasserbereich war bereits nach 3 Jahren eine fast vollständige Umwandlung erfolgt. Die Ursache für den wesentlich schnelleren Ionenaustausch liegt vermutlich in den im Kanalwasser reichlich zur Verfügung stehenden Ionen.

Bei Proben aus einer bestehenden Dichtung darf nach *ZTV-W (2006)* der k -Wert um maximal eine Zehnerpotenz erhöht sein, womit Unwägbarkeiten bei der Probenentnahme berücksichtigt werden. Das heißt, die an den Proben ermittelten k -Werte dürfen nicht über $5 \cdot 10^{-10}$ m/s liegen. 14 der insgesamt 18 Prüfstücke hielten diesen Grenzwert ein. Die bei diesen Proben festgestellten Erhöhungen um maximal eine Zehnerpotenz haben ihre Ursache hauptsächlich im Ionenaustausch. Auch Frosteinflüsse sind aufgrund fehlender kiesiger Schutzschicht nicht auszuschließen. Die Ursache der bei 4 Proben nachgewiesenen Erhöhung um mehr als eine Zehnerpotenz besteht in den festgestellten lokalen Bentonitverquetschungen im Aufprallbereich der Wasserbausteine (Abbildung 1). Eine Begrenzung der Fallhöhe für die Steine beim Einbau gab es zum Bauzeitpunkt noch nicht. Heute ist aufgrund der Erfahrungen festgelegt, dass die Steine im Wasserwechselbereich vom Bagger auf der Bentonitmatte abzulegen sind. Außerdem ist durch die inzwischen geforderte kiesige Frostschutzschicht im Wasserwechselbereich ein zusätzlicher Schutz gegeben.



Abbildung 1: Bentonitmatte mit Eindrückung durch Wasserbausteine

3.3 Ausgrabungen in Pilotstrecke 2 (DEK)

Im DEK wurden 2004/2005 (etwa 4 Jahre nach Einbau) Proben sowohl wiederum aus dem Über- und dem Unterwasserbereich entnommen, dort wo die Bentonitmatte gemäß den inzwischen modifizierten Regelungen durch eine Kies-schicht geschützt ist, als auch aus der Sohle und dem unteren Böschungsbereich, wo Wasserbausteine unmittelbar auf der Dichtung liegen.

Die unter der kiesigen Frostschutzschicht entnommenen Proben wiesen einen sehr guten Zustand auf. Die Schichtdicke entsprach einheitlich etwa 1 cm, die Grenzwerte der Durchlässigkeit werden eingehalten. Bei den Proben, die unmittelbar durch die Wasserbausteine belastet waren, zeigten sich dagegen wieder die lokalen Eindrückungen. Für die Durchlässigkeiten dieser Proben ergab sich ein ähnliches Bild wie in der Pilotstrecke 1, d. h. die Grenzwerte werden mehrfach z. T. deutlich überschritten. Ursache sind auch hier die lokalen Bentonitverquetschungen. Die chemischen Untersuchungen konnten nachweisen, dass sich hier bereits nach 4 Jahren der Natriumbentonit vollständig in einen Kalziumbentonit umgewandelt hat.

3.4 Schlussfolgerungen aus den Ergebnissen

Die Untersuchungsergebnisse haben gezeigt, dass bei Anwendung an Wasserstraßen davon ausgegangen werden kann, dass sich innerhalb von 3 bis 4 Jahren der Natriumbentonit nahezu vollständig in einen Kalziumbentonit umwandelt. Dies kann zu Erhöhungen der Durchlässigkeit um bis zu einer Zehnerpotenz führen. Zusätzlich kann sich die Durchlässigkeit infolge des Aufpralls von Wasserbausteinen punktuell deutlich erhöhen. Zwar führen diese örtlichen Imperfektionen insgesamt nur zu einer begrenzten Erhöhung der Gesamtdurchlässigkeit der Dichtung. Da aber die Durchlässigkeitswerte auch in den nicht beeinflussten Bereichen nur gerade den Grenzwert erfüllen, besitzt das System keine Reser-

ven. Deshalb können diese lokalen Imperfektionen insbesondere beim Einsatz in hohen Dammstrecken nicht akzeptiert werden. Das Problem konnte gelöst werden, indem maximal Steine der Klasse LMB_{5/40} (ohne Überkorn) nach *TLW 2003*, d. h. Steine mit einem maximalen Einzelgewicht von 40 kg auf der Bentonitmatte zugelassen werden. Mit diesen Steinen wurden keine unzulässige Bentonitverquetschung und demzufolge keine unzulässige k-Wert-Erhöhung im Aufprallbereich des Fallgewichtes festgestellt. Zum Schluss sei an dieser Stelle noch einmal betont, dass der qualitätsgerechte Einbau der GTD vor Beginn der Baumaßnahme im Rahmen einer Grundprüfung für das Einbauverfahren und während des Einbaus durch Eignungs- und Kontrollprüfungen nachgewiesen werden muss (*ZTV-W, 2006*).

4 Ausgrabungen an Deichen

4.1 Lippedeich bei Haltern-Lippramsdorf und Marl

Anfang der 80er Jahre wurden beidseitig der Lippe im Raum Haltern-Lippramsdorf und Marl (HaLiMa) Hochwasserschutzdeiche mit Deichhöhen bis maximal 5 m errichtet. Die Deiche liegen im Bergsenkungsgebiet des Bergwerks Auguste Victoria. Durch den Steinkohleabbau kommt es zu großflächigen Senkungen an der Geländeoberfläche, die auch Auswirkungen auf den Hochwasserschutz haben. Als Folge wurden die HaLiMa-Deiche mit den Jahren baulich angepasst. Mitte der 90er Jahre wurde bei der erforderlichen Aufhöhung der Deiche eine Verbreiterung und Verstärkung zur Wasserseite hin vorgenommen. Als wasserseitige Oberflächenabdichtung wurde in Teilstrecken des Nord- und Süddeichs anstelle einer mineralischen Dichtungsschicht aus Ton oder Schluff eine Bentonitmatte eingebaut. Die Böschungen sind 1:2 oder steiler geneigt. Die Bentonitmatte ("Bentofix B 4000" der Fa. Naue) wurde zur Erhöhung des Reibungswiderstands auf einer dünnen Ausgleichsschicht aus Brechsand verlegt und mit einer mindestens 40 cm dicken Schutzschicht (Sand, Schotter, Oberboden) überdeckt (Abbildung 2).

Im Zusammenhang mit einer Aufhöhung des Lippe-Norddeichs bei Lippramsdorf wurde unter fachtechnischer Begleitung der ICG Leonhardt-Veith GmbH & Co. KG Ingenieur Consult Geotechnik im März 2006 ein ca. 5 m² großes Stück der Bentonitmatte bei Deich-km 3,025 aus dem Verankerungsbereich der Matte an der landseitigen Böschungsschulter ausgebaut und hinsichtlich möglicher Materialveränderungen geprüft.



Abbildung 2: Bentonitmatte auf Brechsandschicht und mit teilweiser Überdeckung

4.2 Ergebnisse der Prüfungen

Die Zugfestigkeit der ausgegrabenen Proben betrug 24 kN/m in Längs- und 41,2 kN/m in Querrichtung. Damit wurden die im Datenblatt genannten Höchstzugkräfte von 16 bzw. 30 kN/m (längs/quer) deutlich überschritten. Die ausgegrabenen Bentonitmatten wurden ferner mit einer Durchschlagbelastung von 600 Nm geprüft. Es wurden nach dem Versuch keine sichtbaren Schäden festgestellt.

Die Erosionsbeständigkeit der Bentonitmatte wurde in Anlehnung an den Turbulenztest nach den Richtlinien für die Prüfung von Geotextilien (*RPG*) geprüft. Die Probe wurde im Versuch mit einem Boden des Bodentyps 4 (BT4; toniger, sandiger Schluff) überdeckt. Der Bodendurchgang betrug 1,7 g (nach 4 Std.) bzw. 3,65 g (nach 100 Std.). Bezogen auf die Fläche entsprach dies einem Bentonitverlust von 196,98 g/m² (nach 100 Std.). Ein etwaiger Materialverlust einer Bentonitmatte im gequollenen Zustand muss unter 5 % liegen (*EAO, 2002*), was hier erfüllt war. Die Wasserdurchlässigkeit wurde im Anlieferungszustand und nach dem Turbulenztest ermittelt. Im Anlieferungszustand ergaben sich Durchlässigkeitsbeiwerte von $k = 3$ bis $8 \cdot 10^{-11}$ m/s. Nach dem Datenblatt soll der k -Wert $\leq 5 \cdot 10^{-11}$ m/s betragen. Der Wert wurde somit im Mittel eingehalten. Für die Wasserdurchlässigkeit nach dem Turbulenztest ergaben sich Durchlässigkeitswerte von $k = 3$ bis $8 \cdot 10^{-11}$ m/s, im Mittel $k = 4,5 \cdot 10^{-11}$ m/s, d. h. es hat keine Beeinträchtigung der Dichtungswirkung durch Ausspülung von Bentonit stattgefunden.

Alle Versuchsergebnisse zeigen, dass nach einer Liegezeit von über 10 Jahren die Bentonitmatte keine signifikanten Qualitätsverluste erfahren hat. Die wichtigsten Eigenschaften der Bentonitmatte wie Durchlässigkeit und Robustheit entsprachen den Angaben aus dem Datenblatt. Dies ist insofern bemerkenswert, da die Überdeckung der Bentonitmatte auf ein relativ geringes Maß von 40 bis 50 cm beschränkt wurde. Die Bentonitmatten an den HaLiMa-Deichen erfüllen somit auch heute noch die an sie gestellten Anforderungen als Dichtungsschicht.

4.3 Kinzigdeich bei Offenburg

Im Jahr 2001 wurde in einem Probefeld im Vorland der Kinzigdeiche bei Offenburg eine Bentonitmatte mit 80 cm Überdeckung eingebaut, um im Vorfeld der Abdichtungsmaßnahmen an den Deichen Erfahrung mit der Verlegung und dem Verhalten der Matte zu gewinnen. Nach 6 Jahren Liegezeit wurden aus diesem Feld Proben der Matte entnommen. Das Deichvorland ist bei Normalabfluss der Kinzig trocken, war aber während der Liegezeit mehrfach überflutet. Die aufgrabene Bentonitmatte war augenscheinlich in einem sehr guten Zustand. Insbesondere zeigte der Schnitt durch die Matte eine gleichmäßige Bentoniteinlage ohne die von den Wasserbausteinen bekannten Eindrückungen, obwohl der unterlagernde Boden Korngrößen über 63 mm aufweist. Ergebnisse aus Laborversuchen liegen noch nicht vor.

5 Zusammenfassung

Mit den Bentonitmatten steht eine weitere Möglichkeit zur Abdichtung von Stauhaltungsdämmen und Deichen zur Verfügung. Sie bieten durch ihre geringe Schichtdicke (geringerer Aushub), weniger Fugen- bzw. Stoßlängen, größere Überlappungsbreiten und die fabrikmäßige Herstellung nennenswerte Vorteile gegenüber anderen Dichtungsarten. Die geringe Dichtungsschichtdicke von ca. 1 cm führt allerdings auch dazu, dass die Bentonitmatte wesentlich empfindlicher gegenüber mechanischer Beanspruchung ist.

Die hier vorgestellten Entnahmen und Untersuchungen an Stauhaltungsdämmen und Deichen zeigen, dass die Bentonitmatten bei sorgfältigem Einbau auch nach längerer Liegezeit die an sie gestellten Anforderungen erfüllen. Dabei sind die Beanspruchungen im Verkehrswasserbau deutlich höher, denen durch Sorgfalt beim Einbau und entsprechende Anforderungen an die Bentonitmatte und zugehörige Prüfungen begegnet werden muss. Bei der Formulierung der *RPW (2006)* wurden die Erkenntnisse bei Ausgrabungen bereits berücksichtigt und Angaben der *EAO (2002)* modifiziert. Im Deichbau gibt es bisher noch keinen fachspezifischen Anforderungskatalog. Daher ist es sinnvoll, mit Hilfe weiterer Ausgra-

bungen noch mehr Erfahrungen zu sammeln, um dann auf dieser Grundlage Anforderungen zusammenzustellen.

6 Literatur

- DWA-Arbeitsthema (2005): „Dichtungssysteme in Deichen“, DWA - Fachausschuss 7-3, Gemeinschaftsausschuss von DWA, DGGT und HTG
- EAG-GTD (2002): Empfehlungen zur Anwendung geosynthetischer Tondichtungsbahnen. Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. Berlin: Ernst & Sohn.
- EAO (2002): Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen. Bundesanstalt für Wasserbau: Mitteilungsblatt Nr. 85.
- Egloffstein, Th. (2000): Der Einfluss des Ionenaustausches auf die Dichtwirkung von Bentonitmatten in Oberflächenabdichtungen von Deponien. Karlsruhe: ICP Eigenverlag Bauen und Umwelt, Band 3.
- FGSV (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen) (2002): Merkblatt zur Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaus.
- Fleischer, P.; Schreier, S. (1998): Einsatz von geosynthetischen Tondichtungsbahnen als Kanaldichtung. Binnenschiffahrt 19/ 1998
- Fleischer, P.; Schreier, S. (2001): Erste Langzeiterfahrungen mit geosynthetischen Tondichtungsbahnen als Kanaldichtung. Binnenschiffahrt 11/ 2001
- RPG (1997): Richtlinien für die Prüfung von Geotextilien im Verkehrswasserbau. Bundesanstalt für Wasserbau. Karlsruhe: Eigenverlag
- RPW (2006): Richtlinie für die Prüfung von mineralischen Weichdichtungen im Verkehrswasserbau, Bundesanstalt für Wasserbau. Karlsruhe: Eigenverlag, Ausgabe 2006
- ZTV-W (2006): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau für Böschungs- und Sohlensicherungen (Leistungsbereich 210)

Autoren:

Dipl.-Ing. Petra Fleischer
Dr.-Ing. Michael Heibaum
Bundesanstalt für Wasserbau
Abteilung Geotechnik
Kussmaulstraße 17
76187 Karlsruhe

Tel.: +49 721 9726 0
Fax: +49 721 9726 483
E-Mail: Petra.Fleischer@baw.de
Michael.Heibaum@baw.de

Dipl.-Ing. Roland Haarer

ICG Leonhardt-Veith GmbH & Co. KG
Ingenieur Consult Geotechnik
Borbecker Straße 22
40472 Düsseldorf

Tel.: +49 0211 47201 0
Fax: +49 0211 47201 33
E-Mail: roland.haarer@icg-duesseldorf.de

The effectiveness of polder systems on peak discharge capping of floods along the middle reaches of the Elbe River, Germany – an environmental risk perspective –

Karl-Erich Lindenschmidt

In flood modelling, many one-dimensional (1D) hydrodynamic and water-quality models are too restricted in capturing the spatial differentiation of processes within a polder or system of polders and two-dimensional (2D) models are too demanding in data requirements and computational resources, especially if Monte-Carlo techniques are to be used for model uncertainty analyses. An important goal of this paper is to show the successful development of a quasi-2D modelling approach which still calculates the dynamic wave in 1D but the discretisation of the computational units is in 2D, allowing a better spatial representation of the flow and substance transport processes in the polders without a large additional expenditure on data pre-processing and simulation processing. The models DYNHYD (1D hydrodynamics) and TOXI (sediment and micro-pollutant transport) from the WASP5 modelling package was used as a basis for the hydrodynamic and water-quality simulations. An extreme flood event on the Elbe River, Germany, with a proposed polder system variant was used as a test case. The results show a plausible differentiation of suspended sediment and zinc concentrations within the polders both spatially and temporally. An additional objective of this work is to provide an example methodology for carrying out an environmental risk assessment in flood-prone areas, as required by the proposed European Union floods directive. The deposition of zinc in polders was used for this example, since it is a heavy metal with high contamination potential in the Elbe River. The extended quasi-2D modelling system incorporates a Monte-Carlo Analysis to carry out an uncertainty analysis. These calculations allowed me to assess the environmental impact of heavy-metal deposition in the polders during extreme flooding.

1 Introduction

Polders are storage basins alongside rivers which are used to retain water by controlling the diversion of water from the river during floods. The diversion from the main river channel to and from the polders is controlled in order to attain maximum capping of the peak discharge volume. The flood-water diversion

reduces the water levels downstream in the river and inundated areas and alleviates stress and damages regions prone to high flood risk.

After the extreme flood event along the Elbe River in August 2002, efforts were made to revamp flood management schemes in the river basin. The construction of polders and polder systems have been proposed along the middle reaches of the Elbe River to reduce flood risk in the area (IWK, 2004). Four of these polders and their variants are situated between Torgau and Wittenberg (see Figure 1). The polders investigated in this study are P1 (hereafter signifying variants P1a and P1b together) and P3. Morphological characteristics of the polders are given in Table 1. Several gates control the flow of water in the polders: an inlet gate at the southernmost tip of P1, an outlet gate at the westernmost point of P3 by Pretzsch and a connecting gate between P1 and P3.

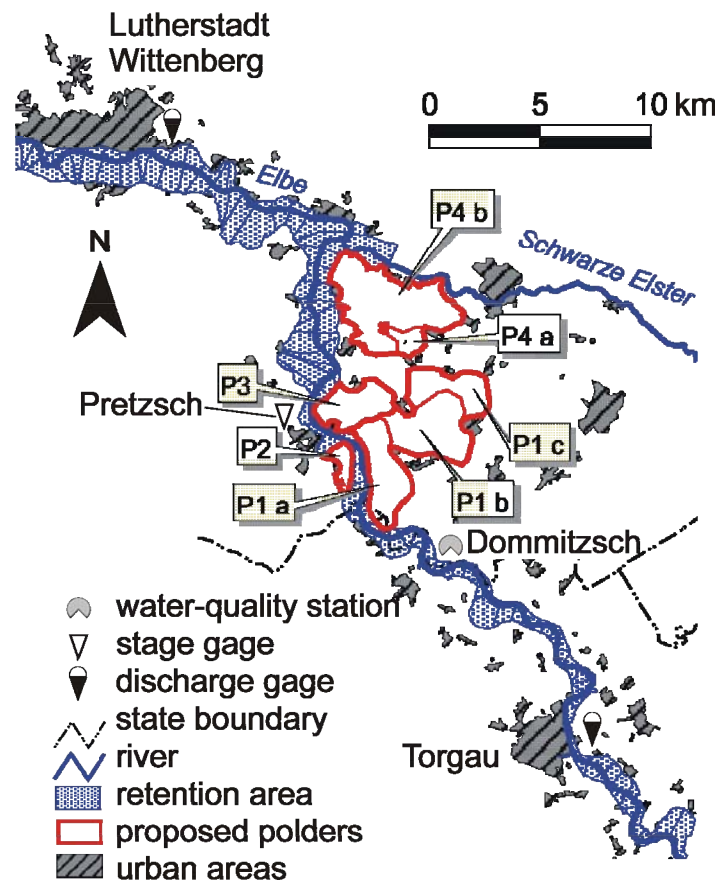


Figure 1: Proposed polder system along the Elbe River between Torgau and Wittenberg (modified from IWK, 2004).

Table 1: Morphological characteristics of polders P1 (variants P1a + P1b) and P3

Polder	surface area (ha)	max. stage (m.a.s.l.)	volume (million m ³)
P1	2446	77.5	85
P3	823	74 - 75.3	10 - 20

The goals of this research are four-fold:

- to develop and test a quasi-2D (two-dimension) model in which the equations of motion and continuity are calculated in 1D (one-dimension) but the discretisation scheme allows for a 2D representation of flow and substance distribution; this minimises computing and pre-processing expenditure without compensating spatial differentiation of flood behaviour,
- to test how effective the proposed polder system is able to cap the peak discharge of the hydrograph from the August 2002 flood,
- to investigate the potential these polders exhibit in retaining heavy-metal contaminants during floods, and
- to make a preliminary assessment of the risk these polders induce on the environment, as posed by the proposed EU-FD (European Union Floods Directive) (see also *Lindenschmidt et al., 2007*).

At the time of this writing, over 30 amendments have been suggested for inclusion in the floods directive, many of which stress the importance of environmental risk assessment. Many of these amendments also make reference to the EU water framework directive implying that the new flood and flood risk management schemes are not to conflict with or compromise the water framework directive's goals of achieving a good ecological status of its waters.

For example, Amendment 30 includes the excerpt:

- "Flood risk management measures, especially those related to building infrastructures, ...
- ... should be subject to sound and transparent economic and environmental appraisal ...
- ... to ensure a long-term viability of their service for citizens and businesses...
- ... taking into account the principle of cost-recovery, including environmental and resource costs."

Polders are infrastructures constructed for flood risk management measures and the amendments suggest that they must undergo an environmental appraisal be-

fore being issued for construction. Hence, this study lays out a possible methodology that may be adapted for assessing the impact polders make on the environment.

2 Modelling tool and set-up

The hydrodynamic module DYNHYD (based on St. Venant equations) and the water-quality module TOXI from the WASP5 (Water quality Analysis Simulation Program v.5) modelling package, developed by the U.S. Environmental Protection Agency (Ambrose *et al.*, 1993) was used for the simulation of flows and sediment and contaminant transport in the river and polders. Figure 2 (left panel) shows the discretisation of the river-polder system domain in junctions and channels. The junctions serve to guarantee volume continuity; the water volumes of all the junctions represent the total water volume in the system. The channels are the basis for computing the flow in 1D between the junctions. The Manning equation closes the solution for momentum and continuity. Many channels may branch from a junction allowing the discretisation to take a 2D characterisation. Flow through the flood gates is computed using a weir discharge formulation which allows backwater effects. Opening and closing of the gates is modelled by respectively lowering and raising the weir crest dynamically during the simulations.

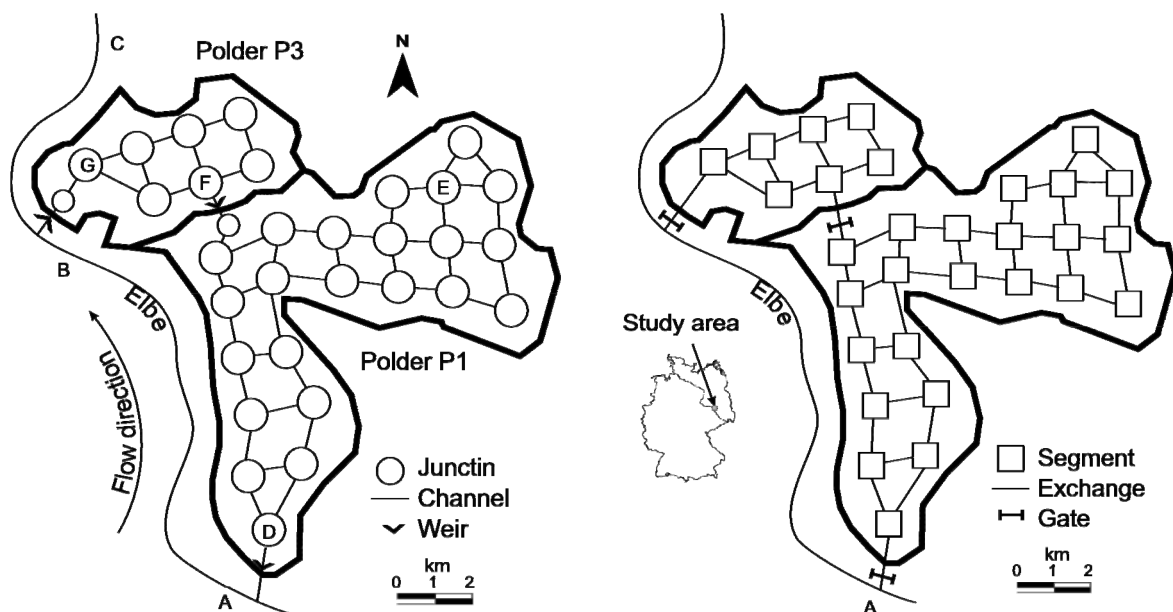


Figure 2: Discretisation for the hydrodynamic model with junctions and channels (left panel) and the water-quality model with segments (right panel) (modified from Huang *et al.*, 2007 and Lindenschmidt *et al.*, *in prep.*).

The segment discretisation for the water-quality model, shown in Figure 2 (right panel), piggybacks the junction discretisation. Processes that describe the transport and fate of heavy-metal contaminants include: (i) longitudinal dispersion in the water column, (ii) vertical diffusion of dissolved substances between the water column and the bottom sediments, (iii) sedimentation of suspended solids, (iv) resuspension of solids from the bottom sediments to the water column, and (v) sorption of dissolved substances to suspended and deposited sediments.

The DYNHYD and TOXI modules were structured in a simulation platform HLA (High Level Architecture) to allow MOCA (Monte-Carlo Analysis) to be carried out. The MOCA allowed uncertainty bounds to be computed in order to assess the degree of risk in exceeding environmental thresholds. In our case the amount of zinc sorbed and deposited from the diverted flood waters onto the polder surfaces is instrumental for an environmental risk appraisal. Zinc was chosen because this metal poses a large contamination potential along this stretch of the Elbe River (*Baborowski et al., 2004*).

3 Results

Figure 3 (left panel) shows the water level hydrographs of the August 2002 flood simulated along the river at Positions A, B and C (see Figure 2 for spatial reference). The dashed line of the hydrograph crests represent water level heights that occurred without the polder system, the solid line represents the lowering of the water levels that can be obtained when the polders are included in the modelling. The capping lies in the range of 35 to 40 cm and progressively recedes as the flood wave moves downstream (compare Position C). This is due to flood wave attenuation and widening of the floodplain downstream from Pretzsch towards Wittenberg (see Figure 1). Figure 3 (left panel) also shows the filling of the two polders and the spatial differentiation of flow through the polders (compare flood water arrival times between Positions D and E for P1 and Positions F and G for P3). Details on the development, calibration and validation of the model and the optimisation of the control of polder filling are given in *Lindenschmidt (in press)* and *Huang et al. (2007)*.

Figure 3 (right panel) shows the results of suspended sediment concentrations in the river and polders. The initial concentrations in the polder segments on the onset of water inflow correspond to the concentrations in the water in the immediate upstream-lying segments. Once the polders are filled and the flood gates are closed (approximately after Day 6 for P3 and after Day 7 for P1), there is a substantial drop in substance concentrations in the polder water column due to

sedimentation of suspended sediment. Up to 90% of the sediment settles out of the water column to the bottom sediments; this complies with investigations of substance retention in the Odra River polders (*Engelhardt et al., 2000*). An in-depth description of the TOXI modelling set-up, calibration and testing is provided in *Lindenschmidt et al. (in prep.)*.

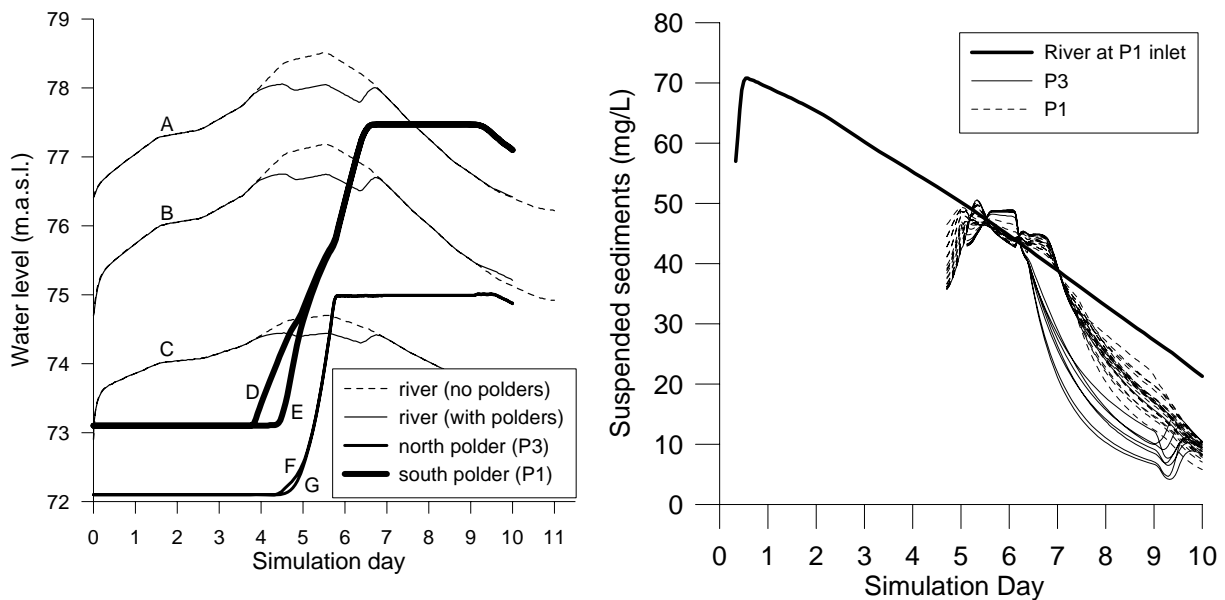


Figure 3: Left panel: water levels in the river and polders during polder operation; water levels in the river without polder control are shown to illustrate the amount of discharge capping (from *Huang et al., 2007*). Right panel: suspended sediments in the river at Position A (see Figure 2) and in the polders P1 and P3 (from *Lindenschmidt et al., in prep.*).

4 Environmental risk assessment

The land surfaces which are to be enclosed by the polders are presently intensively utilised for agricultural purposes and it is expected that they will continue to carry out this function once the polders are constructed. In order to make an environmental risk assessment of contamination in the polders, the deposition of pollutants onto the polder surfaces must be placed within the legal context of the sewage sludge ordinance and the soil protection and contaminated sites ordinance. An example is given here using zinc as the heavy-metal contaminant (excerpts drawn from *Lindenschmidt et al., in prep.*). Both ordinances provide threshold values of zinc content allowed in the soils and sediment (“sludge”) deposited onto the land surfaces used for agriculture (summarised in Table 2).

Table 2: Threshold values of zinc content in soils and deposited sediment (“sludge”) as given by the German ordinances for i) sewage sludge and ii) soil protection and contaminated sites.

	mg zinc / kg sediment	Comment
Sewage sludge ordinance		
<i>max. content in soil allowed</i>	200	soils with high clay content
<i>max. content in sediment allowed</i>	2500	soils with high clay content
Proposed amendment (2007) of the sewage sludge ordinance		
<i>max. content in soil allowed</i>	150	for loamy soils
<i>max. content in sediment allowed</i>	1500	
Soil protection ordinance		
<i>precautionary value</i>	150	soil type: loam/silt (in Germany)
<i>trigger value</i>	500	soil - food plant pathway (Saxony)
<i>action value</i>	1000	soil - food plant pathway (Saxony)

In accordance to the German Sewage Sludge Ordinance, the background zinc concentrations in the soils, where the polders are to be situated, must be determined. The geogenic value of 150 mg-zinc/kg-sediment (*Schwartz, 2006*) for the Elbe catchment is used here for illustration. This value does not exceed the maximum allowable zinc content in the soils of 200 mg-zinc/kg-sediment. Hence, sediment may be deposited from the river water diverted into the polders during extreme flooding. The content of zinc within the deposited sediment may not exceed 2500 mg-zinc/kg-sediment, if the land surfaces are to continue to be used for agricultural purposes. Table 3 summarises the results from the MOCA showing that the probability of reaching this value is minute (< 1%).

An important question that arises is how many floodings of the polder can occur before the concentrations in the soil increase from the geogenic level of 150 mg-zinc/kg-sediment to the threshold value of 200 mg-zinc/kg-sediment allowed in agriculturally-used soils. Figure 4 shows a spatial distribution of zinc bound to deposited sediment, which corresponds to an 8% exceedence probability extracted from the MOCA. The zinc content in the soil increases by 5 mg/kg. Hence, approximately ten polder floodings may cause zinc accumulation to reach the threshold value of 200 mg-zinc/kg-sediment.

The German Soil Protection and Contaminated Sites Ordinance provides an orientation of measures that must be taken when certain concentrations of zinc (or other heavy metals) in the soil is exceeded. If the precautionary value is exceeded, then there is reason for concern about the development of harmful soil

changes, and precautions may need to be taken in order to avoid or effectively reduce further pollutant inputs.

Table 3: Summary of MOCA results giving the probability of certain values of zinc content in deposited sediments exceeding 50%, 16% and 1% in polders P1 and P3.

Polder	Units	Exceedence probability		
		50% (μ)	16% $\approx(\mu+\sigma)$	1% $\approx(\mu+3\sigma)$
P1	mg/kg	460	642	1000
P3	mg/kg	510	626	858

μ - mean; σ - standard deviation

Trigger and action values are differentiated in three pathways: soil – humans (residential areas), soil – groundwater (potable water extraction) and soil – food plant (agricultural areas). The latter is considered here because the polders are used for agricultural purposes when they are not used for flood diversion. Concentrations exceeding the trigger value can lead to impairment of cultivated plant growth which will reduce crop yields.

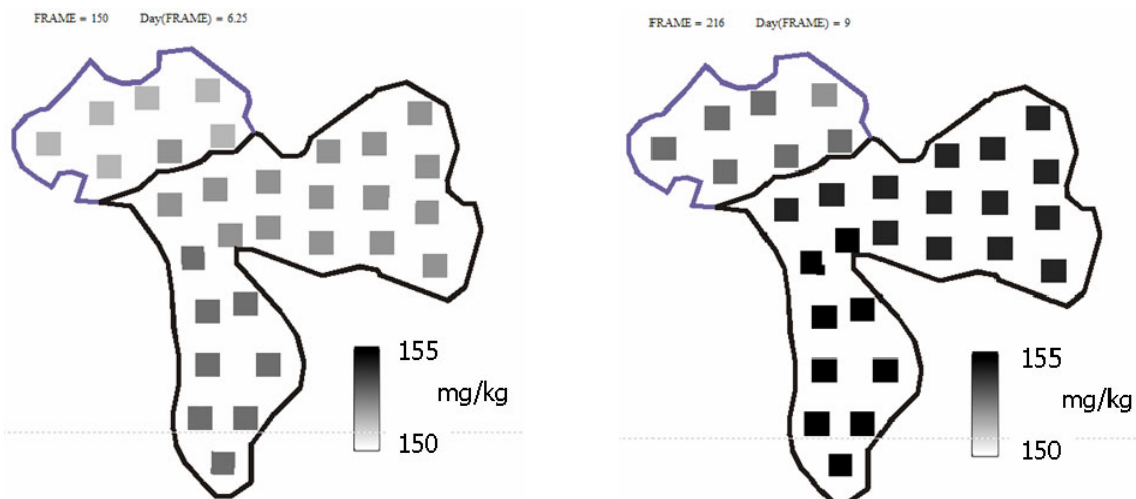


Figure 4: Zinc content in top-layer soils of the polder system during filling (left panel) and retention (right panel) of the diverted river water. The simulation stems from the MOCA with an 8% probability of exceedence (adapted from *Lindenschmidt et al., in prep.*).

A more detailed assessment of pollutant contents must be carried out at soil depths ranging from 0 to 30 cm for cultivated lands or 0 to 10 cm for grasslands. Soils, whose metal concentrations exceed the action values, are considered to be harmfully altered and require measures for soil remediation.

The zinc content in the deposited sediments does exceed the trigger value and can, with a slight risk (1%), exceed the action value. However, the average thickness of sediment deposited on inundated areas averaged over the total inundated surface area was found by *Baborowski at al. (2007)* to be no more than 0.06 cm deposition of sediments. However, measurements from a mixed sample of a soil profile, not just the deposited sediment alone, should be compared to the trigger and action values. This is often not considered in the literature. A rough calculation of a mixed sample $Sample_{mixed}$ from a grassland soil profile (0 to 10 cm depth), assuming its background value is 150 mg-zinc/kg-sediment and is overlain with deposited sediment of 0.06 cm thickness that contains 800 mg-zinc/kg-sediment is:

$$Sample_{mixed} = \frac{\left(0.06 \cdot \text{cm} \times 800 \cdot \frac{\text{mg}}{\text{kg}}\right) + \left(10 \cdot \text{cm} \times 150 \cdot \frac{\text{mg}}{\text{kg}}\right)}{10.06 \cdot \text{cm}} \approx 155 \cdot \frac{\text{mg}}{\text{kg}} \quad (1)$$

which corresponds to a layer-depth weighting of the concentrations. This is an increase of 5 mg-zinc/kg-sediment in the soil after the flood, which complies with the increase in simulated zinc concentrations in the bottom soils of the polder in Figure 4. The distribution pattern of particulate zinc is similar to the suspended sediment distribution. Theoretically, after each flooding, the zinc content in the soil may increase by approximately 5 mg-zinc/kg-sediment and ten floodings of the polders may be necessary for the zinc content in the soils to attain precautionary value levels. Since, this is an extreme case and polder floodings are statistically rare, it can be concluded that the environmental risk of zinc contamination is minimal.

Although the environmental risk for zinc contamination is low, it should be noted that an amendment to the sewage sludge ordinance is currently being drafted in which the threshold values for allowed zinc content in soils and deposited sediment (“sludge”) are lower (see Table 2). Careful measurements of the background zinc levels in the soils of the polder sites should be carried out to determine how close these values are to the maximum allowable content in soils.

The environmental risk analyses presented here shows that there is minimal risk of plant contamination by zinc deposited onto the polders during floods. However, the risk may be substantially increased if the polders are located further downstream past the confluence of the Mulde and Saale rivers. Figure 5 shows the zinc content in deposited sediment along the portion of the Elbe River in Germany. Imbedded in the graph are the results obtained from the MOCA, the range of which complies with the range of all measurements taken upstream

from the Mulde River. For the river stretch downstream from the Mulde and Saale tributaries, the range and the maximum of zinc content in deposited sediments is twice as high as for the upstream reach.

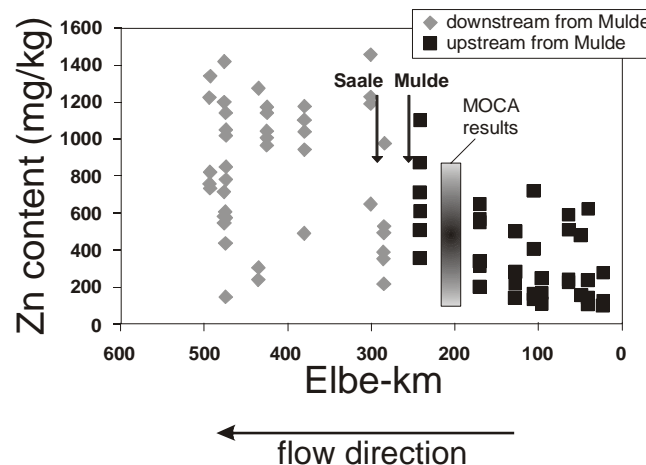


Figure 5: Zinc content in top-layer soils of the polder system during filling (left panel) and retention (right panel) of the diverted river water. The simulation stems from the MOCA with an 8% probability of exceedence (modified from *Geller et al., 2004*).

5 Conclusions

The quasi-2D approach was successful in simulating the spatial distribution of flow and substance deposition in polders and determining the effectiveness of discharge capping. The environmental risk to heavy-metal contamination is minimal but may increase due to stricter threshold values. Risk may also be higher for polders constructed further downstream past the Saale and Mulde river confluences where exposure to contamination is higher.

6 References

- Ambrose, R.B., Wool, T.A. and Martin, J.L. (1993): The Water Quality Simulation Program, WASP5: model theory, user's manual, and programmer's guide, U.S. E.P.A., Athens, GA, <http://www.epa.gov/ceampubl/swater/wasp/>
- Baborowski, M., Tümpling, W. and Friese, K. (2004): Behaviour of suspended particulate matter (SPM) and selected trace metals during the 2002 summer flood in the River Elbe (Germany) at Magdeburg monitoring station, *Hydrology and Earth System Sciences* 8 (2): 135 – 150. <http://www.hydrol-earth-syst-sci.net/8/135/2004/hess-8-135-2004.pdf>
- Baborowski, M., Krüger, F., Büttner, O., Morgenstern, P., Lobe, I., von Tümpling, W., Rupp, H. and Guhr, H. (2007b): Transport and fate of dissolved and suspended

- particulate matter in the Middle Elbe Region during flood events. In Westrich, B., and Förstner, U. (Eds.) Sediment dynamics and pollutant mobility in rivers, 197-206. Springer, ISBN 978-3-540-34782-8.
- Engelhardt, Ch., Krüger, A., Karrasch, B. and Baborowski, M. (2000): Bilanzierung des Rückhaltevermögens von regulierten Überschwemmungsflächen im Unteren Odertal. In: Friese, K., Witter, B., Miehl, G. and Rode, M. (eds.) Stoffhaushalt von Auenökosystemen - Böden und Hydrologie, Schadstoffe, Bewertung. Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, pp. 347 - 357
- Geller, W., Ockenfeld, K., Böhme, M., Knöchel, A. (2004): Schadstoffbelastung nach dem Elbe-Hochwasser 2002. KDD GmbH, ISBN: 3-00-013615-0.
- Huang, S., Rauberg, J., Apel, H. and Lindenschmidt K.-E. (2007): The effectiveness of polder systems on peak discharge capping of floods along the middle reaches of the Elbe River in Germany, Hydrology and Earth System Sciences Discussions 4:211-241, <http://www.copernicus.org/EGU/hess/hessd/4/211/hessd-4-211.pdf>
- IWK (2004): Untersuchung von Hochwasserretentionsmaßnahmen entlang der Elbe im Bereich der Landkreis Wittenberg und Anhalt-Zerbst (Kurzfassung). Institute für Wasserbau und Kulturtechnik. Universität Karlsruhe
- Lindenschmidt, K.-E. (in press): Quasi-2D approach in modelling the transport of contaminated sediments in floodplains during river flooding - model coupling and uncertainty analysis. Environmental Engineering Science.
- Lindenschmidt, K.-E., Hattermann, F., Mohaupt, V., Merz, B., Kundzewicz, Z.W. & Bronstert, A. (2007): Large-scale hydrological modelling and the Water Framework Directive and Floods Directive of the European Union. Advances in Geosciences 11: 1-6. <http://www.advances-in-geosciences.net/11/1/2007/adgeo-11-1-2007.pdf>
- Lindenschmidt, K.-E., Huang, S. and Baborowski, M. (in prep.): A quasi-2D flood modelling approach to simulate substance transport in polder systems for environment flood risk assessment.
- Schwartz, R. (2006): Geochemical characterization and erosion stability of fine-grained groyne field sediments of the Middle Elbe River, Acta hydrochim. Hydrobiol. 34: 223 – 233

Author:

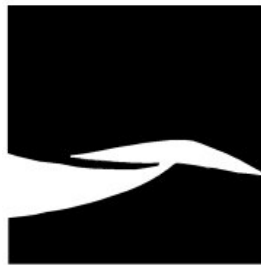
PD Dr.-Ing. habil., Lindenschmidt, Karl-Erich

GeoForschungsZentrum Potsdam
Telegrafenberg, 14473 Potsdam

Phone: +49 331 288 1530

Fax: +49 331 288 1570

Email: kel@gfz-potsdam.de



Plan T
Planungsgruppe Landschaft und Umwelt

Gutachten & Beratung
Planung & Ausschreibung
Projektsteuerung & Bauleitung

Hintemann & Stowasser GbR
Wichernstraße 1b
01445 Radebeul

Naturnaher Wasserbau
Ingenieur Biologie
Umwelt Planung
(LBP/UVS/FFH)
Gewässer Entwicklung
Hochwasserschutz Konzepte
GIS Dienstleistung

Telefon 0351.892007-0
Telefax 0351.892007-9
info@plan-t.de
www.plan-t.de

Qualitätsmanagementsystem
DQS-zertifiziert nach DIN EN ISO 9001:2000



Hubert-Engels-Labor

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
Technische Universität Dresden



Hydraulische Modellversuche für Forschung, Lehre und Praxis

www.iwd.tu-dresden.de



Hochwasserschutz Grimma, Besonderheiten des Projektes

Heinz Kaiser
Hardy Sandig

Grimma erlitt im August des Jahres 2002 durch die Flut eine bis dahin nicht gekannte Zerstörung von Gebäuden, Infrastruktur und wasserbaulichen Anlagen. Ursache war das jahrhundertlange Siedeln in einem hochwassergefährdeten Gebiet bei fast vollständiger Vernachlässigung eines wirksamen Hochwasserschutzes. Eine Hochwasserschutzanlage wurde unter rein technischen Aspekten direkt an der Mulde geplant. Sie stieß bei den Bürgern der Stadt auf massive Ablehnung. Man wolle keine neue Mauer, hieß es.

So war es notwendig, in einem interdisziplinären Team nach Lösungen zu suchen, die sowohl wasserbaulich fundiert waren als auch städtebaulich akzeptiert werden konnten. Des Weiteren war eine Anlage zu konzipieren, die bei Hochwasser ein Auspiegeln des Grundwassers hinter der HWS-Anlage vermeidet, jedoch im Nichthochwasserfall den ungehinderten Abfluss des Grundwassers in Richtung Mulde ermöglicht. Im April 2007 wurde der eingereichten Planfeststellungsantragsunterlage seitens des Regierungspräsidiums Leipzig die Vollständigkeit attestiert. Die Bearbeitung ist im Gange. Mit der Baumaßnahme wurde durch den Bau von 105 m überschnittener Bohrpfahlwand mittels eines vorzeitigen Beginns an der Alten Amtshauptmannschaft begonnen.

1 Situation in Grimma

Grimma befindet sich linkseitig an der vereinigten Mulde zwischen den Muldekilometern 81 und 79. Seit Jahrhunderten wird in diesem Raum trotz permanenter Gefährdungen durch Hochwasser gesiedelt. So legen viele historische Gebäude mit Hochwassermarken vergangener Überschwemmungen Zeugnis von den Ereignissen der Vergangenheit ab.

Im August 2002 kam es zu einer Flutkatastrophe ungeahnten Ausmaßes. 2.570 m³/s versuchten die aufgeweitete Talaue im Bereich der Stadt Grimma zu durchqueren. Dabei entstanden Zerstörungen an öffentlichen und privaten Ein-

richtungen, an der Infrastruktur und an wasserbaulichen Einrichtungen. Die Schäden beliefen sich auf über 200 Mio. Euro.



Abbildung 1: Hochwassermarken an der Großmühle in Grimma

2 Problemlösung

2.1 Lösungsansätze

Als Reaktion auf das Hochwasserereignis veranlasste das Sächsische Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft im März 2003 die Neuorganisation des Hochwasserschutzes für Gewässer 1. Ordnung mit dem Erlass zur Erarbeitung von Hochwasserschutzkonzepten.

Grimma als hoch priorisierter Standort sollte eine Stahlbetonmauer erhalten, die sich geradlinig an der Mulde vor dem Altstadt kern entlang zog.

Dieser Lösungsansatz stieß bei den Bürgern der Stadt auf heftige Ablehnung. Auch das Regierungspräsidium attestierte dieser Lösung keine Genehmigungsfähigkeit und forderte eine Nachbearbeitung der Unterlagen sowie ergänzende Untersuchungen, unter anderem in den Bereichen Denkmalschutz und Städteplanung.

Bis zu diesem Zeitpunkt war ein weiteres Phänomen noch nicht geklärt. Die Altstadt steht auf den fluviatilen Sedimenten der Mulde. Auehorizonte sind unregelmäßig ausgebildet und teilweise anthropogen so stark gestört, dass eine wirk-

same Grundwasserkommunikation zwischen dem Muldeschotter auf der Fluss- und Stadtseite existiert. Im Hochwasserfall würde sich der Grundwasserspiegel „hinter der Mauer“ in wenigen Stunden derart erhöhen, dass die Stadt trotz einer Hochwasserschutzanlage überschwemmt werden würde.

2.2 Ideen

Zu Beginn war zu klären, ob es bisher nicht berücksichtigte Möglichkeiten gibt, Hochwasser im Entstehungsgebiet zurückzuhalten. Betrachtungen ergaben, dass bei einem Basisabfluss von 1.000 m³/s 131 Mio. m³ im 2002er Ereignis auftraten (bei 500 m³ - 290 Mio. m³). Dem gegenüber existieren derzeit Rückhaltungsmöglichkeiten an neun, für den Hochwasserrückhalt vorgesehenen, Talsperren mit 19,3 Mio. m³ Speicherraum.

So musste insgesamt festgestellt werden, dass aufgrund der Größe des Einzugsgebietes und des großen Abstandes zwischen Einzugsgebiet und Stadt eine wirkungsvolle Verminderung der Scheiteldurchflüsse auf schadarme Abflüsse < HQ 10 technisch und wirtschaftlich nicht umgesetzt werden können.

2.3 Städtebauliche Lösungsansätze

Demnach blieb nur noch der Entwurf von städtischen Lösungen.

Zu Beginn wurde die TU Dresden, Arbeitsgruppe Prof. Will, beauftragt, nach städtebaulichen Lösungsansätzen zu suchen, die eine Integration der Hochwasserschutzmauer in das historische Stadtbild ermöglichen konnte.

Dabei kamen die Städteplaner zu folgenden grundsätzlichen Erkenntnissen.

- Die vorgesehene HWS-Anlage wird das vertraute Gesicht der Altstadt auf Dauer verändern.
- Die Anlage wird nur in nicht zeitlich bestimmten Abständen seine eigentliche Anwendung erfahren.
- Das Muldeufer darf nicht zur reinen Schutzzone degradiert werden.
- Über das vorrangige Ziel des Hochwasserschutzes hinaus sind deshalb zusätzliche Funktions- und Bedeutungspotentiale für das Bauwerk zu erschließen.
- Nutzung des Bauwerkes als Chance, das Leben am Fluss zu sichern und die langfristige Rückkehr zum Ortskern zu einer flächen-, energie- und infrastrukturenschonenden Stadtentwicklung zu befördern.

Ermittlung der Vorzugsvariante

Als hochrangiges Ziel wurde die Staffelung der Trassenführung entsprechend der abwechslungsreichen Stadtkante am Muldeufer benannt. Baudenkmale mit dominanter und eigenständiger Position in der vorderen Uferlinie sollen erhalten bleiben. Dazu wurden u. a. vorgesehen:

- Verzicht auf eine eigene HWS-Mauer vor öffentlichen Bauwerken durch konstruktive Ertüchtigung ihrer Außenwand (Klosterkirche, Gymnasium, Schloss)
- Gebäudenahe, gestalterisch integrierte Mauerführung als „Vorsatzschale“ an relevanten Gebäuden (Großmühle, Museum, Altes Seminar, Etuifabrik)
- Zurückgesetzte Mauerabschnitte in den nischenartigen Zwischenbereichen
- Sonderlösung an der Stadtmauer durch harmonische Einbindung in die Anlage (bei Eignung - mögliche Ertüchtigung der Bausubstanz)
- Sonderelement am Schlossgraben: Begehbare Mauer als Anschluss an die Steinbrücke
- Schaffung von Durchgängen durch die Stadtmauer zur Erleichterung der Begehung der Trasse am Fluss

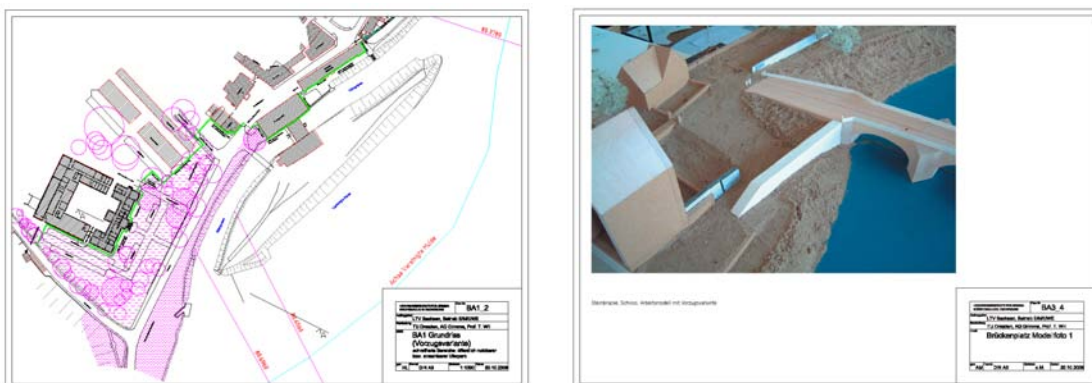


Abbildung 2: Beispiele für städtebauliche Lösungsansätze: BA 1 – Grundriss der Vorzugsvariante (links), BA 3 – Brückenplatz Modellfoto (rechts)

2.4 Hybride Modellierung

Durch die TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD), wurde eine hybride Modellierung für das Vorhaben durchgeführt.

Untersuchungsgegenstand war:

- Untersuchung von abflussverbessernden Maßnahmen auf die Wasserspiegellagen bei Extremabflüssen
 - Abgrabung am Ufer und am Flussbett

- Generalvergleichmäßigung der Sohle
- Umfluttunnel
- Rückbau von Gebäuden (Großmühle)
- Rückbau von Wehren (Großmühlenwehr, Wehr Golzern)
- Ermittlung von Effekten durch Überlagerung infolge verschiedener Eingriffe
- Untersuchung von städtebaulichen Variationen der Trasse der HWS-Anlage
- Ermittlung der Höhe der HWSA

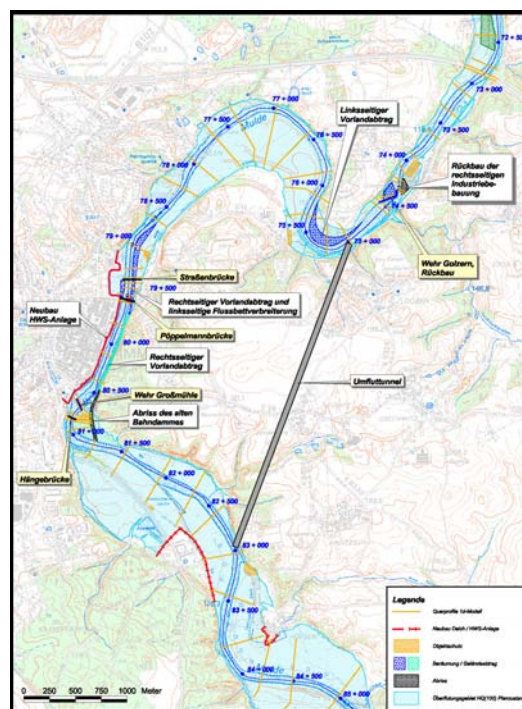


Abbildung 3: Stadtgebiet Grimma – Übersicht Einzelmaßnahmen

Der nachfolgende Bericht schildert alle relevanten Einzelheiten zur Modellierung. Deshalb wird an dieser Stelle auf weitere Ausführungen verzichtet.

Es ergaben sich folgende grundsätzliche Ergebnisse:

- Der Einfluss von Variationen innerhalb der Lage der Trasse auf die Höhe der Wasserspiegellage und somit Höhe der Anlage ist gering.
- Abflussverbessernde Maßnahmen haben geringe Effekte auf die Wasserspiegellagen und sind aufgrund der fehlenden Nachhaltigkeit nicht zu empfehlen.
- Die Steinbrücke wirkt auch im jetzigen Zustand abflussbehindernd.
- Der Rückbau von Wehranlagen beeinflusst die Extremwasserspiegellage nur unwesentlich.

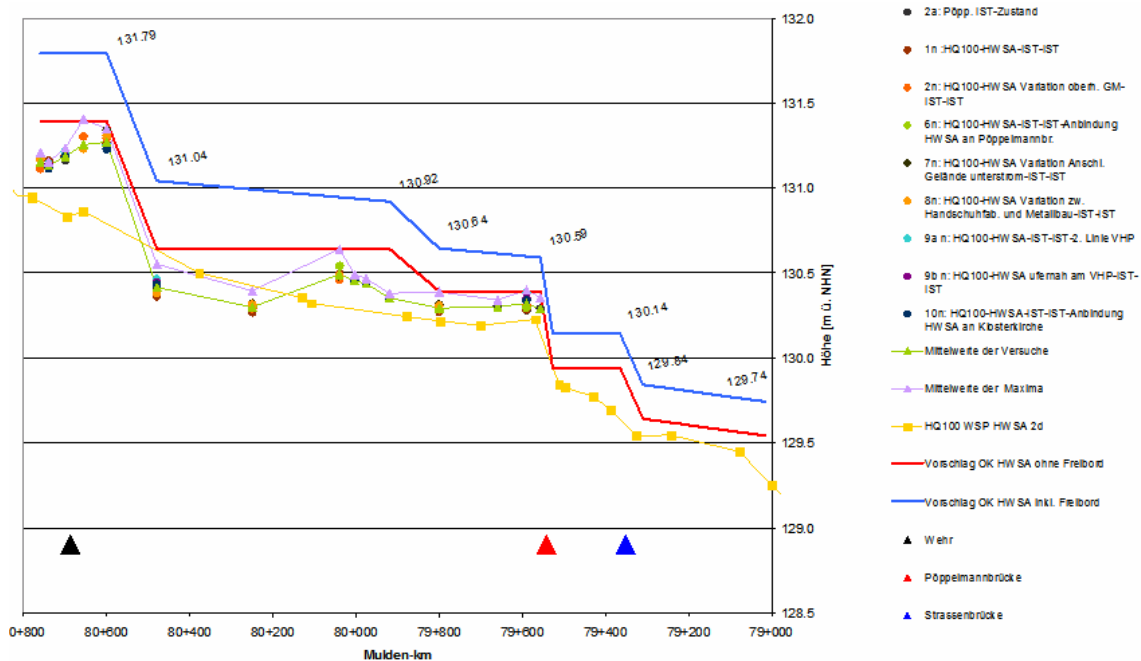


Abbildung 4: Längsschnitt der Wasserspiegellage sowie empfohlene Mauerhöhen (zur Beachtung: m ü. NHN= DHHN92)

2.5 Gestaltungsprinzipien

Die Untersuchung der Stadtmauer hat ergeben, dass es keine wirtschaftlich vertretbare Möglichkeit gibt, diese zu einer HWSA zu ertüchtigen. Deshalb wurde auch an dieser Stelle die selbst stehende „Vorsatzschale“ als Ausführung gewählt.

Nachdem die Trasse und auch die Höhe für die HWSA feststand und die Gebäude auf Eignung zur Integration untersucht waren, entwarfen die Architekten und Städteplaner Grundsätze für die detaillierte Gestaltung der Hochwasserschutzanlage. Um die erwünschte Gliederung und Differenzierung des Bauwerkes zu erreichen, ohne dass es in beliebige, zusammenhangslose Teile zerfällt, wurden durchgängige Regeln für die Ausbildung der Mauern und ihrer Anschlusspunkte aufgestellt:

- Freistehende HWS-Mauern erhalten architektonische Eigenständigkeit
- Vorsatzschalen werden überwiegend lokal angepasst
- Verschlüsse an Fenstern und Türen werden je nach Bestand unterschiedlich ausgebildet
- Natürlicher Baustoff ist Beton. Er soll als solcher auch überwiegend sichtbar bleiben.
- Im Bereich von Kulturdenkmälern wird der Betonkern bearbeitet oder mit einer Schale verkleidet.

Dem Konzept der differenzierten, ortsbezogenen Trassenführung folgend wurden unterschiedliche Ausführungsarten der HWS-Mauer in Leit- und Regeldetails festgelegt.

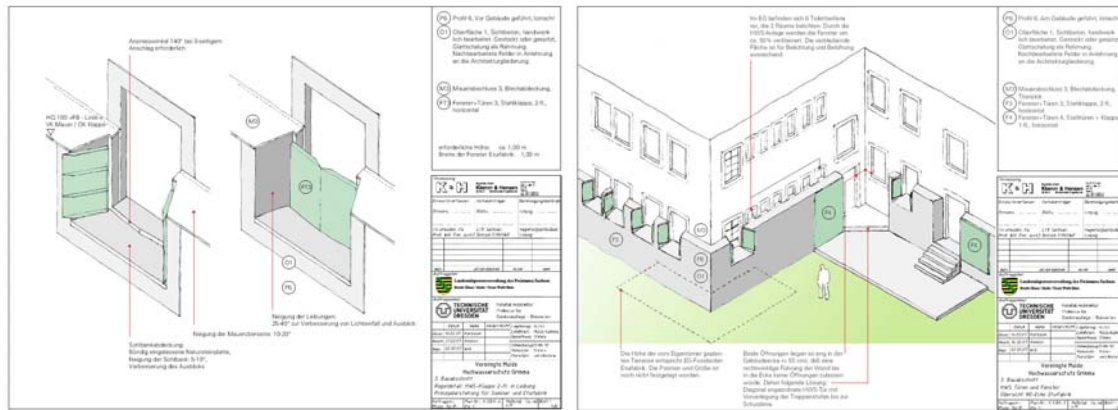


Abbildung 5: Regeldetail HWS-Klappe, HWS Türen und Fenster

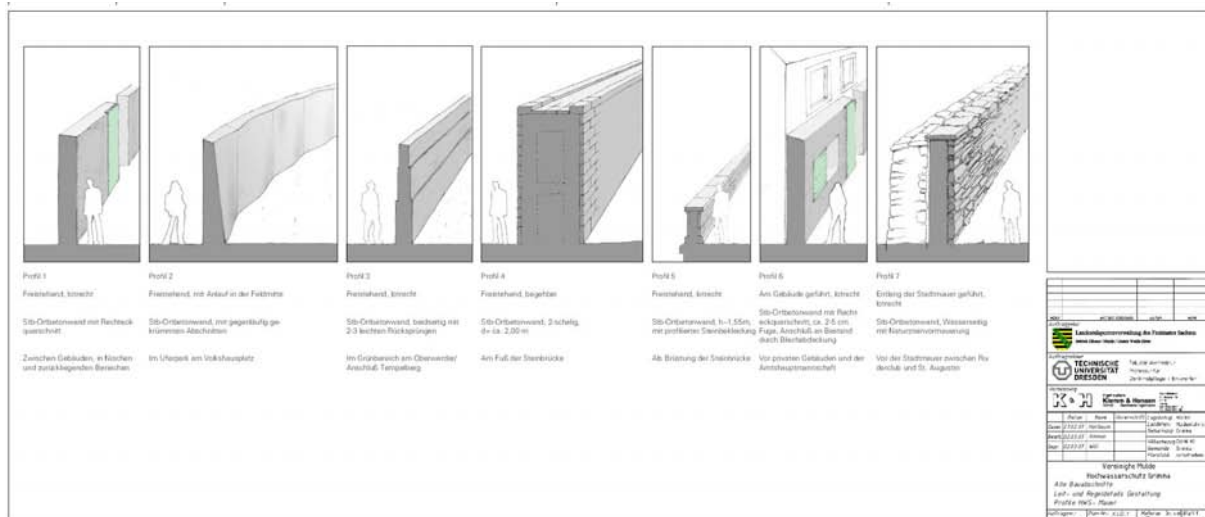


Abbildung 6: Leit- und Regeldetails Profile HWS-Mauer

2.6 Grundwasserkommunikation

In einer Vorplanung wurden 2 grundsätzlich verschiedene Varianten der Verhinderung des Eintretens von Grundwasser in den Altstadtbereich bei Hochwasser untersucht:

- Flachgründung der Hochwasserschutzmauer und Fassung des aufstrebenden Grundwassers mittels Vertikalbrunnengalerie, Schlitzgräben oder Dränage entlang der HWS-Mauer
- Tiefgründung mit vollständiger Absperrung des Grundwasserleiters

Ziel war grundsätzlich, den Grundwasserandrang so zu steuern, dass das Grundwasser binnenseitig nicht über die Geländeoberkante steigen wird.

Dazu wurde ein dreidimensionales geohydraulisches Modell aufgebaut.

Bei Variante 1 müssen ca. 3.000 m³/h gefasst und abgeleitet werden, bei Variante 2 - 190 m³/h. Im Ergebnis der Vorplanung wurde eingeschätzt, dass die Variante 2 die technisch geeignetere Variante ist.

Demnach kommt eine bis 12 m tiefe überschnittene Bohrpfahlwand zum Einsatz, die ca. 0,2 m in den anstehenden Fels einbinden wird.

Die Dichtwand besitzt Fenster zur Grundwasserkommunikation. Über sternförmig angeordnete Horizontalfilterbrunnen wird das stadtseitige Grundwasser gefasst und Sammelschächten an der HWS-Mauer zugeführt. Dort tritt es in Sammelleitungen ein und fließt dann im freien Gefälle der Mulde zu.

Bei Hochwasserführung der Mulde wird das Grundwasserkommunikationssystem mittels in den Schächten angeordneten Rückschlagklappen selbsttätig verschlossen.

Das gewählte System gewährleistet quasi unbeeinflusste Grundwasserverhältnisse.

Auf das Pumpen des stadtseitigen Grundwassers kann nach heutigem Kenntnisstand verzichtet werden, weil das Speichervolumen des rückwärtigen Raumes größer ist als das während des Hochwasserereignisses ankommende Grundwasser.

3 Resümee

Die unmittelbare Lage einer zu planenden Hochwasserschutzanlage in einem urbanen Raum ohne nennenswerten Hochwasserschutz erzwang die Berücksichtigung von städteplanerischen und denkmalpflegerischen Belangen. Auch in die Integration von Gebäudeteilen, die sich im Eigentum Dritter befinden, in die geplante Hochwasserschutzwand ist so bisher in Sachsen noch nicht realisiert worden.

Die fehlende flächige Verteilung einer Grundwasser stauenden Schicht auf der gesamten Länge der HWS-Mauer führte zu einer aufwendigen Grundwasserkommunikation unterbindenden Dichtwand.

Am Standort Grimma wurden Lösungen gefunden, wie Sie für Sachsens Hochwasserschutz bisher einmalig sind. Dazu war es notwendig, Sonderfachleute aus verschiedenen Fachrichtungen zu koordinieren.

4 Literatur

- Landestalsperrenverwaltung, Betrieb EMUWE (2007): Vereinigte Mulde Hochwasserschutz Grimma, Erläuterungsbericht zum Planfeststellungsantrag
- Arbeitsgruppe Grimma, TU Dresden, Fakultät Architektur, Th. Will et al (2006): Vereinigte Mulde Hochwasserschutz Grimma, Vorzugslösung zur städtebaulichen Einordnung, Dresden
- Horlacher, H.-B; Carstensen, D.; Buhr, St.; Haufe, H.; Schuckert, M. (2006): Hochwasserschutz vereinigte Mulde, Stadt Grimma, - Hydraulische Modellierung zur Erfassung der Hochwasserabflussverhältnisse und zur Ermittlung der der Auswirkungen von Hochwasserschutzmaßnahmen, Forschungsbericht 2006/11; Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden
- Arbeitsgruppe Grimma, TU Dresden, Fakultät Architektur, Th. Will et al (2007): Vereinigte Mulde Hochwasserschutz Grimma, Leit- und Regeldetails zur baulichen Gestaltung der HWS-Anlage

Autoren:

Dipl.-Ing. Heinz Kaiser

Dipl.-Ing. Hardy Sandig

Landestalsperrenverwaltung
des Freistaates Sachsen
Betrieb EMUWE
Gartenstraße 34
4571 Rötha

ICL Ingenieur Consult
Dr. A. Kolbmüller GmbH

Diezmannstraße 67
04207 Leipzig

Tel.: +49 34206 588322

Tel.: +49 341 4154136

Fax: +49 34206 588666

Fax: +49 341 4154111

E-Mail: Heinz.Kaiser@ltv.smul.sachsen.de E-Mail: SandigH@icl-ingconsult.de

ALLE REDEN VOM KLIMAWANDEL ...

... WIR HABEN DAS FORUM.

29.-30.11.2007 | MESSEZENTRUM SALZBURG



Die acqua alta alpina in Salzburg thematisiert heute schon, womit in den kommenden Jahrzehnten als Folgen des Klimawandels gerechnet werden muss – und zwar spezialisiert auf die Auswirkungen in Gebirgsregionen.

Messe und Kongress greifen die Themenschwerpunkte

- Klimafolgen
- Risiko- und Katastrophenmanagement
- Notfallvorsorge bei Naturgefahren
- Chancen und Perspektiven für den Tourismus
- Schutzmaßnahmen in der kommunalen Praxis
- Hochwasservorsorge

**auf und bringen Praxis, Wissenschaft,
Wirtschaft und Politik zusammen.**

Messe- und Kongressorganisation

Messezentrum Salzburg GmbH |
T +43 (0) 662 24 04-53

ConTrac GmbH |
T +49 (0) 30 27 59-39 65



www.messezentrum-salzburg.at

messezentrum
salzburg

salzburgarena

Hybride Modellierung als Grundlage für die Bemessung von Hochwasserschutzanlagen im urbanen Raum am Beispiel der Stadt Grimma

Dirk Carstensen
Stefan Buhr
Holger Haufe
Hans-B. Horlacher
Markus Schuckert

Die Stadt Grimma erstreckt sich linksseitig der Vereinigten Mulde zwischen Mulden-Kilometer 80+830 und 79+000. Auf Grund ihrer Lage in einem aufgeweiteten Talraum ist das Stadtgebiet stark hochwassergefährdet. Das Hochwasser im August 2002 hat die Stadt in bisher nicht gekanntem Ausmaß getroffen, die Wasserstände und die Schäden lagen weit über allen bisher aufgetretenen Ereignissen. In der Innenstadt stand das Wasser teilweise mehr als 3,50 m hoch. Im Auftrag der Landestalsperrenverwaltung Sachsen (LTV) wurden mittels hybrider Modellierung verschiedene Planzustände der Hochwasserschutzanlagen getestet und entsprechende Bemessungsgrößen erarbeitet. Dies schloss die Optimierung der Trassierung und Gestaltung der Hochwasserschutzanlagen genauso ein, wie Maßnahmen zur lokalen Erhöhung der hydraulischen Leistungsfähigkeit und zur Verbesserung der Abflussverhältnisse in der Vereinigten Mulde bei Hochwasser. In Auftrag der Firma G.U.B. mbH bzw. der Stadt Grimma wurden außerdem Versuche im physikalischen und numerischen Modell zu drei Varianten des Ersatz-Neubaus der Pöppelmannbrücke durchgeführt, die letztendlich eine Entscheidungsgrundlage im Rahmen der Planfeststellung für dieses Projekt darstellten.

1 Einleitung und Motivation

Von den seit Jahrhunderten immer wieder an der Vereinigten Mulde auftretenden Hochwassern zeugen die Markierungen an der Großmühle in Grimma. Die Schäden im kommunalen und privaten Bereich durch das Ereignis im Jahr 2002 lagen in der Größenordnung von ca. 250 Mio. €, womit Grimma die am schlimmsten betroffene Ortslage an der Mulde darstellte. Gewässerbett, Ufersicherungen und Brücken wurden zerstört und beschädigt, unter anderem die 1720 errichtete Steinbrücke, die nach ihrem Planer und Erbauer Matthäus Daniel Pöppelmann benannt ist.

Es bestand bei dem für den Hochwasserschutz an der Vereinigten Mulde zuständigen Betrieb Elbaue / Mulde / Untere Weiße Elster der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV) ein zwingender Informationsbedarf zur Risikoabschätzung und Bemessung verschiedener Hochwasserschutzanlagen, die sowohl die hydraulischen Bedingungen als auch die städtebaulichen Gegebenheiten berücksichtigen.

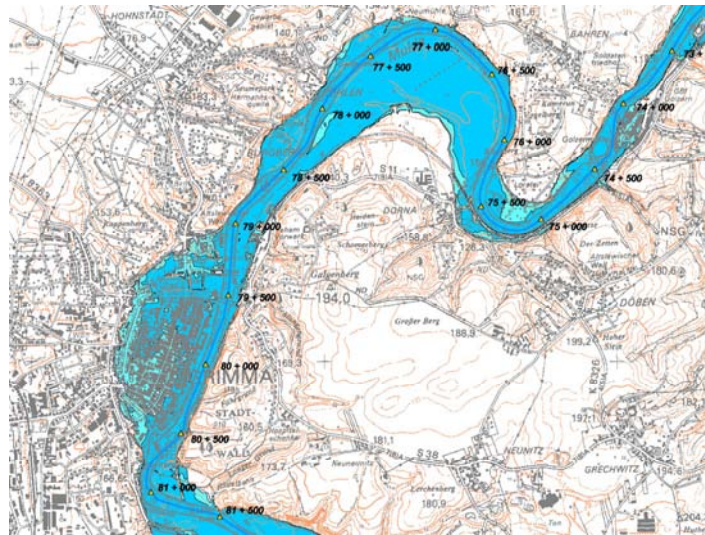


Abbildung 1: Überschwemmungsgebiet bei HQ100 (Quelle: *HWSK Mulden*, 2005)

Aus diesem Grund wurde von o. g. Betrieb die hybride Modellierung verschiedener Planzustände der Hochwasserschutzanlagen für einen Bemessungshochwasserabfluss (BHQ) in der Größenordnung eines statistisch ermittelten Hochwasserabflusses mit einem Wiederkehrintervall von 100 Jahren (HQ100) sowie für einen Extremwert in Form eines HQ200 beauftragt und entsprechende Bemessungsgrößen erarbeitet. Das HQ100 stellt das Schutzziel für die Stadt Grimma dar. Die Optimierung der Trassierung und der Gestaltung der Hochwasserschutzanlagen wurde parallel zu Maßnahmen zur lokalen Erhöhung der hydraulischen Leistungsfähigkeit und zur Verbesserung der Abflussverhältnisse (Uferabgrabungen, Rauheitsanpassungen, usw.) in der Vereinigten Mulde bei Hochwasser durchgeführt.

Parallel zur Schadensbeseitigung wurden im Rahmen der Bearbeitung einer Hochwasserschutzkonzeption (HWSK) für die Mulden im Regierungsbezirk Leipzig Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit der Gewässerabschnitte im Stadtgebiet Grimma, zur bestehenden Hochwassergefährdung und zu möglichen Maßnahmen der Verbesserung des Hochwasserschutzes durchgeführt. Als direkte örtliche Schutzmaßnahme zur Verhinderung einer Überflutung des Stadtgebietes bei einem HQ100 ist die Errichtung einer am Bebauungsrand verlaufenden Hochwasserschutzanlage vorgesehen. Auf Grund der historischen Bedeutung des Stadtgebietes standen die Trassenführung, die Höhe und die Gestaltung

der Hochwasserschutzanlage, Maßnahmen zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit des Gewässers und die Frage des Wiederaufbaus der Pöppelmannbrücke im Mittelpunkt der in Fachkreisen und in der Öffentlichkeit geführten Diskussion. Die Untersuchungen in diesem Projekt sollten einerseits zur fachlichen Klärung strömungsbedingter Zusammenhänge und andererseits zur transparenten Darstellung hydraulischer Probleme in Verbindung mit städteplanerischen und landschaftskulturellen Entwicklungen beitragen. Um diesen Ansprüchen gerecht zu werden, wurde durch das IWD entsprechend der Aufgabenstellung der LTV ein hydraulisches Modell in einem angepassten Maßstab erstellt und weiterhin ein über den Bereich der Stadt Grimma hinausgehendes zweidimensionales hydro-numerisches Modell in hoch aufgelöster Form angefertigt.

2 Grundlagen für die Modellierung

Das Bearbeitungsgebiet erstreckte sich im Bereich der Vereinigten Mulde von Mulden-km 83+000 bis 73+000. Es schloss den Flusslauf sowie angrenzende Vorlandbereiche mit ein. Die Grundlage für die physikalische und numerische Modellierung bildeten u.a. Datenerhebungen, die im Rahmen des HWSK von den mit den 5 Planungsabschnitten für das ortsnah Hochwasserschutzsystem beauftragten Ingenieurbüros vorgenommen wurden. Das waren beispielsweise:

- Längs- und Querschnitte der Vereinigten Mulde;
- Topografische Karten, Lage- und Höhenpläne, CIR-Kartierungen, Kartierungen der Planungselemente;
- Orthophotos und Intensitätenkarten;
- Bestandspläne der Pöppelmannbrücke, der Straßen- und Hängebrücke;
- Bildflugdaten sowie
- Angaben zu den Wehren (Großmühle, Neumühle und Golzern).

Im Rahmen der Modellversuche wurden durch das IWD ergänzende Vermessungsleistungen (Tiefenpeilungen und 2d-Geschwindigkeitsmessungen, Höhenvermessungen im Vorlandbereich mittels DGPS (Differential Global Positioning System) mit einem Peillot und Grande ZedHed Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP)) erbracht, um die bestehende Datenbasis zur nachfolgenden Erstellung des physikalischen und numerischen Modells zu verdichten und zu vervollständigen bzw. um eine Kontrolle bestehender Lage- und Höhenkoordinaten vorzunehmen. Diese Vermessungsdaten wurden in einem Geoinformationssystem zusammengetragen und zur Erstellung eines digitalen Geländemodells (DGM) genutzt. Des Weiteren erfolgte eine Registrierung und fotodokumentarische Erfassung markanter Einbauten und Bebauungen im überflutungsgefährdeten Bereich der Innenstadt von Grimma, so dass diese vor allem bei der physika-

lischen Modellierung im Rahmen der Kalibrierung möglichst detailgetreu wiedergegeben werden konnten. Im Zusammenhang mit den weiteren Ausführungen zur Modellerstellung und jeweiligen Kalibrierungen sei noch auf die in Tabelle 1 angegebenen Beschränkungen von numerischen und physikalischen Modellen hingewiesen.

Tabelle 1: Beschränkungen für hydraulische und numerische Modelle (*Kobus, 1984*)

hydraulisches Modell	numerisches Modell
Prinzipielle Beschränkungen	
<ul style="list-style-type: none"> • Modellgröße (Labor) • Durchfluss (Pumpkapazität) • Energiehöhe (Pumpkapazität) • Modellgesetze 	<ul style="list-style-type: none"> • Rechengeschwindigkeit • bei vollständigen Gleichungen: • Turbulenzhypothese • Speicherkapazität
Praktische Beschränkungen	
<ul style="list-style-type: none"> • Mindestmaßstab des Modells (Oberflächenspannung, Zähigkeit, Rauheit) • Modellausdehnung (Beschränkung nach oben) • Messmethoden und Datenfassung • Verfügbarkeit von Rand- und Anfangsbedingungen 	<ul style="list-style-type: none"> • bei vereinfachten Gleichungen: Genauigkeit der Ansätze • Verfügbarkeit von Beiwerten • räumliches und zeitliches Auflösungsvermögen • numerische Stabilität und Konvergenz des Lösungsschemas • Verfügbarkeit von Rand- und Anfangsbedingungen

3 Physikalisches und numerisches Modell

Der physikalische bzw. hydraulische Modellversuch wurde durchgeführt, um primär Aussagen zur Ausbildung des Wasserstandes in Abhängigkeit vom Hochwasserereignis, den gewählten Varianten der Profilierung des Flussbettes und des Vorlandes sowie den implementierten Hochwasserschutzanlagen zu ermitteln. Sekundär wurden lokale Fließgeschwindigkeiten und Strömungsrichtungen gemessen bzw. mit Tracern ermittelt. Gemäß der Aufgabenstellung der LTV wurde der Abschnitt der Vereinigten Mulde von km 81+500 bis 78+500 in einem physikalischen Modell im Maßstab 1:50 nachgebildet. Es wurde ein Modell mit fester Sohle hergestellt, d. h. Fragen des Sediment- und Geschiebetransportes konnten nicht betrachtet werden. Beurteilungen historischer Vermessungsdaten belegen, dass nur sehr langwierige Sedimentationsprozesse einen Einfluss auf die Strömungsbildung in diesem Flussabschnitt haben. Kurzfristige Sedimentumlagerungen haben, auch begründet durch die hohe Anzahl von Wehranlagen im Muldeabschnitt Grimma, keinen signifikanten Einfluss auf die Ausbildung des Hochwasserabflusses. Die Untersuchung der Strömungsverhält-

nisse erfolgte im hydraulischen Modellversuch unter stationären Verhältnissen, d. h. bei jedem Versuch wurde jeweils der vorgegebene Abfluss über den gesamten Versuchszeitraum konstant gehalten und aus einem Wasserreservoir in das Modell gepumpt. Das Modell, welches in einer eigens durch das IWD angemieteten Halle errichtet wurde, hatte eine flächenhafte Ausdehnung von 36 x 59 m (vgl. Abbildung 2).



Abbildung 2: Physikalischer Modellversuch M 1:50 (Quelle: UJ K. Eckhold)

Flüssigkeitsströmungen in natürlichen Gerinnen beruhen überwiegend auf der Wirkung der Trägheits- und Schwerkraft. Andere Effekte wie zum Beispiel zähe Reibung, Oberflächenspannung und Kapillarität können vernachlässigt werden. Das Verhältnis der Trägheits- und Schwerkraft in der Natur (Index N) und im Modell (Index M) muss somit gleich sein. Dem hydraulischen Modellversuch liegt demzufolge das Froude'sche Ähnlichkeitsgesetz zu Grunde. Es ergaben sich Maßstabfaktoren entsprechend Tabelle 2.

Die Einhaltung mehrerer Modellgesetze bei einem hydraulischen Modellversuch ist im Allgemeinen nicht möglich. Dennoch müssen in Natur und Modell qualitativ gleiche Strömungszustände auftreten. Es waren deshalb bei der Konzeption des Modellversuchs die Grenzen der Übertragbarkeit zu beachten. Unter Berücksichtigung des Modellmaßstabes und der o. g. Faktoren ergaben sich geometrische Werte und Durchflussangaben entsprechend Tabelle 3. Aufgrund des gewählten Maßstabes von 1:50 konnte bei den für ein HQ100 zu berücksichtigenden Wassertiefen von 3,50 m und mehr auf eine Überhöhung verzichtet werden. Dies führte zu einer exakteren Modellierung von Turbulenzerscheinungen, die bei der Beurteilung der Fließvorgänge im Bereich von Brücken und Bauwerken von besonderer Bedeutung sind.

Tabelle 2: Maßstabfaktoren

Physikalische Größe	Maßstabfaktor
Länge	$M_L = 50$
Fläche	$M_L^2 = 2.500$
Volumen	$M_L^3 = 125.000$
Kraft	$M_L^3 = 125.000$
Geschwindigkeit	$M_L^{1/2} = 7,071$
Durchfluss	$M_L^{5/2} = 17,678$

Tabelle 3: Maßstabfaktoren (Naturangaben für den Durchfluss entsprechend *HWSK, 2005*)

Parameter	Einheit	Natur	Modell (M 1 : 50)
• Länge (max.)	m	3.000	60,0
• Breite (max.)	m	1.000	20,0
• Durchfluss			
HQ50	m ³ /s	1.530	0,087
HQ100	m ³ /s	1.990	0,113
HQ2002	m ³ /s	2.570	0,145
HQ200	m ³ /s	2.620	0,148

**Abbildung 3:** Einbau der Edelstahlschablonen zur exakten Geländenachbildung

Die Ausbildung des Reliefs wurde auf der Grundlage des erstellten TIN's (Triangulated Irregular Network) durch gezielte Schnittführungen und die Übertragung auf Edelstahlschablonen durchgeführt (vgl. Abbildung 3). Der Unterbau wurde aus verdichtetem Sand hergestellt und die Oberfläche aus einer ca. 5 cm dicken Betonschicht modelliert. Das Straßen- und Brücken- und Oberflächen-system des urbanen Bereiches wurde maßstabsgetreu entsprechend der in der Natur vorhandenen Höhenlage modellbautechnisch erstellt. Darauf wurden strukturell vereinfachte Modelle der Bebauung, mit Ausnahme der markanten Gebäude Rathaus, Gymnasium und Frauenkirche, welche naturgetreu auch als Orientierungshilfe für Besucher hergestellt wurden, montiert. Weitere Oberflächen- und Strukturrauhheiten wurden z. B. mit Erosionsschuttmatten, die ansons-

ten im Straßen- oder Deponiebau eingesetzt werden, hergestellt (vgl. Abbildung 2 und 4).

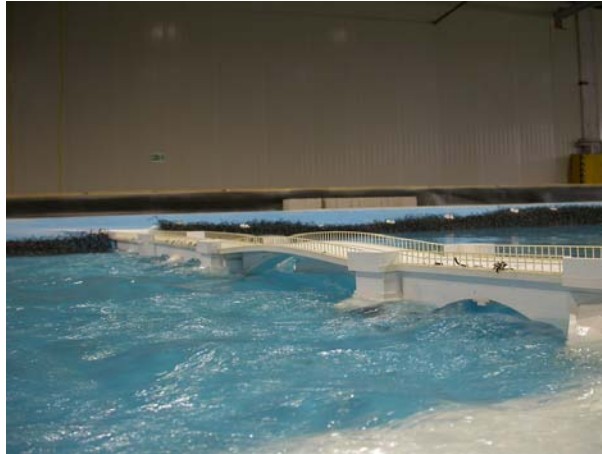


Abbildung 4: Pöppelmannbrücke (Stand 2002) im physikalischen Modell

Aufgrund der Aufgabenstellung waren im Modellversuch die Auswirkungen von Sohl- und Böschungsabgrabungen zu untersuchen. Bei der Modellierung der Flusssohle wurden deshalb abschnittsweise Sohlvertiefungen eingebaut, welche den Einbau der Sohle im Ist- sowie in einem Planzustand ermöglichten. Im Zusammenhang mit konzeptionell geplanten Vorlandabgrabungen wurde in diesen Bereichen die Betonoberfläche für den Planzustand erstellt. Die für die Eichung des Modells und für einige Versuchsreihen erforderliche Geländeausbildung des Ist-Zustandes wurde durch den Einbau zusätzlicher Module erzielt. Diese Module wurden aus faserbewehrtem Beton hergestellt und auf der Unterkonstruktion befestigt. Im Versuchsaufbau waren 22 Messstellen zur Wasserstandsmessung enthalten, die über den betrachteten Abschnitt der Mulde sowie der Altstadt von Grimma verteilt waren. Die Wasserstandsmessung erfolgte mit Ultraschallgeräten außerhalb des Modellaufbaus in Messtöpfen, die durch Schläuche mit der jeweiligen Messstelle verbunden waren (System kommunizierender Gefäße). Des Weiteren wurden bis zu 20 mobile Ultraschallsonden an markanten Gebäuden sowie an den Hochwasserschutzbauwerken im Modell eingesetzt. Fließgeschwindigkeiten konnten mit mobil einsetzbaren Mikroflügeln sowie einer zweidimensionalen magnetisch-induktiven Messsonde gemessen werden.

Das zweidimensionale numerische Modell wurde ebenfalls erstellt, um primär Aussagen zur Ausbildung des Wasserstandes in Abhängigkeit vom Hochwasserereignis, den gewählten Varianten der Profilierung des Flussbettes, des Vorlandes und den implementierten Hochwasserschutzanlagen zu ermitteln. Dabei bietet ein numerisches Modell eine wirtschaftliche Möglichkeit große Untersuchungsgebiete abzubilden. Variantenuntersuchungen, die diesen Makrobereich betrafen, konnten somit numerisch simuliert werden.

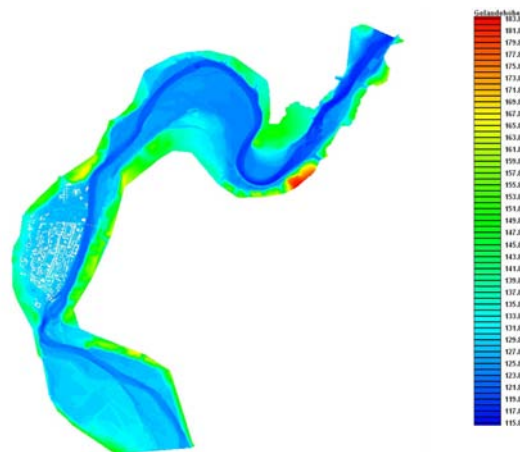


Abbildung 5: Bathymetrie des numerischen Modells (Geländehöhen m ü. HN)

Das numerische Modell deckte einen räumlichen Ausschnitt von Mulden-km 83+000 bis 73+000 ab und wurde mit Hilfe von geometrischen und stofflichen Parametern beschrieben. Die topographischen Geländedaten aus dem DGM wurden auf die Knotenpunkte des Finiten-Elemente (FE) Netzes übertragen und gewährleisteten somit eine gute Höhengenaugigkeit. Weiterhin wurden für die Modellierung des FE Netzes die Grenzen der Überflutungsfläche (eingemessene Geschwemmsellinie) vom Hochwasser 2002 gewählt. Im Untersuchungsgebiet befanden sich drei hydraulisch relevante Brücken. Die Hängebrücke, die Pöppelmannbrücke und die Straßenbrücke, welche im Modell zu berücksichtigen waren. Im Makrobereich des numerischen Modells befanden sich außerdem das Großmühlenwehr, das Neumühlenwehr und das Wehr Golzern.

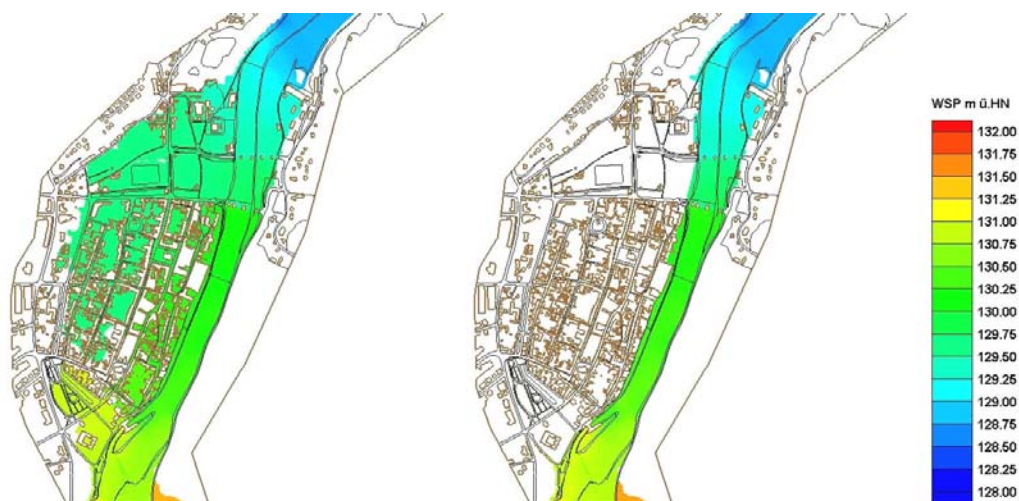


Abbildung 6: Ergebnisdarstellung der Wasserspiegellagen bei HQ100 ohne und mit Hochwasserschutzanlage



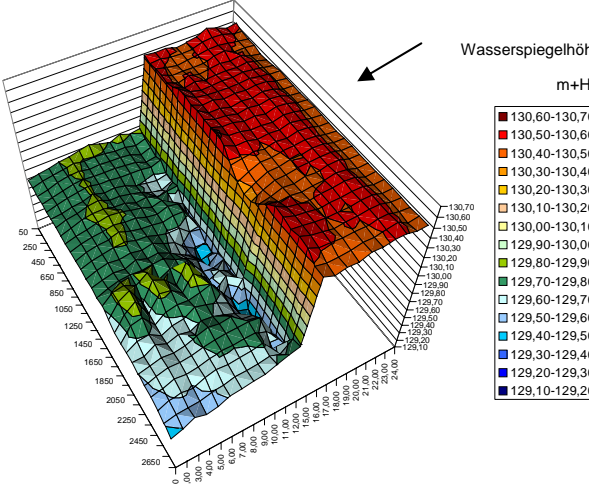
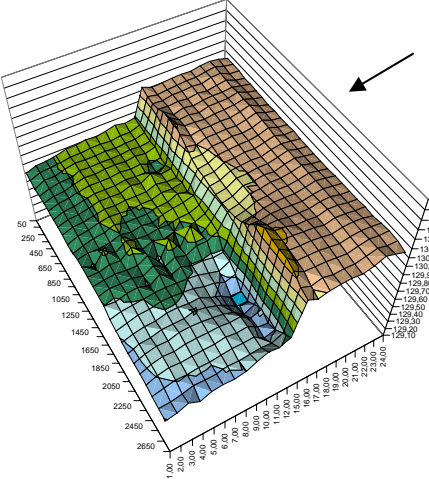
Die Simulation der Strömungs- und Wasserstandverhältnisse erfolgte im numerischen Modell unter quasistationären Bedingungen. Im Ergebnis dieser Simulation wurden an jedem Berechnungsknoten die Ergebnisse der tiefengemittelten Geschwindigkeiten sowie Wasserstände ausgewertet und visualisiert (Abbildung

6). Die Ergebnisse des numerischen Modells konnten mit den Ergebnissen des physikalischen Modells gekoppelt werden. Somit war eine Validierung des numerischen Modells bezüglich mehrdimensionaler Effekte (z.B. Krümmungsströmung, Pfeilerstaueffekte) sehr gut möglich.

4 Brückenvarianten der Pöppelmannbrücke

Die Untersuchung von 5 Varianten der Pöppelmannbrücke (Stand 2002, IST-Zustand, 3 Planungsvarianten) wurde auf der Grundlage von flächenhaften Wasserspiegellagenmessungen mittels Ultraschall sowie Geschwindigkeitsmessungen durchgeführt. Vordringlich kam es bei der Beurteilung auf den stromauf wirkenden Aufstau und die Beeinflussung der Geschwindigkeitsverteilung infolge der Brückenvarianten an. Zusätzlich konnte eine Beurteilung der Brücken bei Eisgang durchgeführt werden.

Tabelle 4: Untersuchungen zu Brückenvarianten der Pöppelmannbrücke in Grimma

Stand 2002 – vor Hochwasserereignis	Planung/Realisierung
	 Quelle: G.U.B. GmbH
Wasserspiegellagenmessungen im Umfeld der Brückenvarianten	
 <p style="text-align: center;">Wasserspiegelhöhe m+HN</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 130,60-130,70 ■ 130,50-130,60 ■ 130,40-130,50 ■ 130,30-130,40 ■ 130,20-130,30 ■ 130,10-130,20 ■ 130,00-130,10 ■ 129,90-130,00 ■ 129,80-129,90 ■ 129,70-129,80 ■ 129,60-129,70 ■ 129,50-129,60 ■ 129,40-129,50 ■ 129,30-129,40 ■ 129,20-129,30 ■ 129,10-129,20 	

5 Resümee

Zur Analyse der Hochwassergefährdung und zur Optimierung von Maßnahmen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes der Stadt Grimma erstellte das IWD ein physikalisches (Maßstab 1:50) und ein zweidimensionales numerisches Modell der Vereinigten Mulde und der Innenstadt. Mit dieser hybriden Modellierung erfolgten umfangreiche Untersuchungen für eine Hochwasserschutzanlage, die Grimma in Zukunft vor einem Hochwasser schützen soll, wie es statistisch alle 100 Jahre vorkommen kann. Mit Hilfe des physikalischen Modells erfolgte eine öffentlichkeitswirksame Visualisierung der komplexen Fragestellungen und damit ein wichtiger Beitrag zu einem schnellen Planungsfortschritt.

6 Literatur

- Carstensen, D. (1999): Beanspruchungsgrößen in Fließgewässern mit geschwungener Linienführung; Wasserbauliche Mitteilungen, TU Dresden, Heft 16; 1999
- Horlacher, H.-B.; Carstensen, D.; Buhr, St.; Haufe, H.; Schuckert, M. (2006): Hochwasserschutz Vereinigte Mulde, Stadt Grimma - Hydraulische Modellierung zur Erfassung der Hochwasserabflussverhältnisse und zur Ermittlung der Auswirkungen von Hochwasserschutzmaßnahmen; Forschungsbericht 2006/11; Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden
- HWSK Mulden (2005): Planungsgesellschaft Dr. Scholz mbH; Hochwasserschutzkonzeption Mulden im Regierungsbezirk Leipzig; Bericht
- Kobus, H. (1984): Wasserbauliches Versuchswesen. DVWK Schriften 39; Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- Zielke, W. (1999): Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern. DVWK Schriften 127; Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH; Bonn

Autoren:

Dr.-Ing. Dirk Carstensen

Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-B. Horlacher
Dipl.-Ing. Stefan Buhr
Dipl.-Ing. Holger Haufe
Dipl.-Ing. Markus Schuckert

Technische Universität Dresden
Institut für Wasserbau und
Technische Hydromechanik
01062 Dresden

Tel.: +49 351 463 33524

Fax: +49 351 463 37120

E-Mail: dirk.carstensen@tu-dresden.de

Technische Universität Dresden
Institut für Wasserbau und
Technische Hydromechanik
01062 Dresden

Tel.: +49 351 463 34397

Fax: +49 351 463 37120

E-Mail: iwd@tu-dresden.de

Optimierung der Hochwasserschutz- und Hochwasserrückhaltemaßnahmen an der Mulde im Bereich der Landesgrenze Sachsen / Sachsen-Anhalt

Frank Friedrich
Axel Bobbe
Diemo Trepte
Rosmarie Scholz
Torsten Noack

Zur Verbesserung des Hochwasserschutzes für die Anlieger der Mulde in Sachsen und Sachsen-Anhalt ist die Errichtung von Flutungspoldern im Bereich der Landesgrenze geplant. Ziel des im rechten Vorland liegenden Polders Rösa ist die Kappung der Hochwasserscheitel bei Extremereignissen ab HQ_{100} . Betrieb und Wirksamkeit des Polders stehen in engem Zusammenhang mit dem im linken Vorland auf sächsischem Territorium geplanten Flutungspolder Löbnitz. Hier soll bei Überschreitung eines HQ_{25} eine gezielte Flutung der weiträumigen Auenbereiche ermöglicht werden. Dabei steht die Erweiterung der Hochwasserabflussbereiche als Ziel im Vordergrund. Zur Untersuchung der gegenseitigen Beeinflussung der Polder, zur Bemessung der Bauwerke und zur Optimierung der Steuerung wurden zweidimensionale hydronumerische Modellierungen durchgeführt. Zur Untersetzung der mittels des zweidimensionalen Modells nicht exakt abbildbaren Strömungsvorgänge im unmittelbaren Bauwerksbereich erfolgten für das Einlaufbauwerk Rösa physikalische Versuche am IWD der TU Dresden und sind für das Einlaufbauwerk Löbnitz ab September 2007 geplant.

1 Bestehende Situation im Untersuchungsgebiet

Das Untersuchungsgebiet befindet sich im Unterlauf der Mulde im Bereich der Landesgrenze zwischen Sachsen und Sachsen-Anhalt. Charakteristisch ist ein weitgehend natürlicher Gewässerzustand mit ausgeprägten Mäandern. Die Aue ist breit und wird auf Grund der sehr fruchtbaren Böden intensiv landwirtschaftlich genutzt. Die Ortschaften, welche in der Regel entlang des Randes der ursprünglichen Auenlandschaft liegen, wurden meist zwischen dem 12. und 14. Jahrhundert gegründet. Bedeutende größere Ansiedlungen sind heute Löbnitz, Schnaditz, Bad Düben, Bitterfeld, Wolfen und Dessau. Zum Schutz gegen

Hochwassergefahren wurden seit dem Ende des 19. Jahrhunderts zahlreiche Deiche gebaut, die sich heute sowohl in Sachsen als auch in Sachsen-Anhalt über weite Bereiche entlang des Gewässers erstrecken. Der Schutz der wertvollen Ackerflächen und der Siedlungsgebiete stand dabei im Mittelpunkt. Im Zeitraum von 1954 bis 1980 spielte darüber hinaus der Schutz der Braunkohlentagebaue eine wesentliche Rolle.

Während des extremen Hochwassers im August 2002 wurden die Nachteile des derzeit bestehenden Hochwasserschutzsystems sichtbar. Aufgrund der Einengung des Hochwasserabflussbereiches gegenüber der natürlichen Aue treten große Abflusstiefen und hohe Fließgeschwindigkeiten auf. Die Deiche wurden überströmt und brachen an zahlreichen Stellen; in der Folge kam es zu weiträumigen unkontrollierten Überflutungen und extrem hohen Schäden.

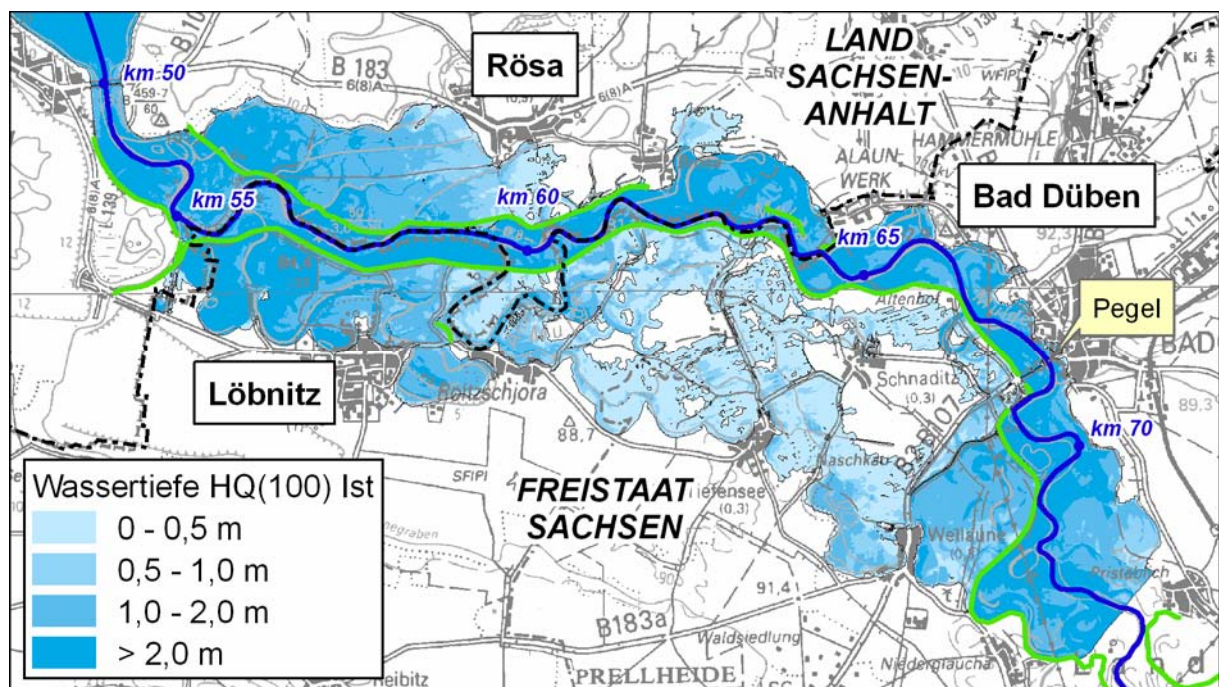


Abbildung 1: Überschwemmungssituation für ein Hochwasserereignis HQ₁₀₀ im gegenwärtigen Zustand, ohne Bruch der Deiche

Im unmittelbaren Untersuchungsgebiet zwischen Wellaune (km 73,0) und dem Auslauf aus dem Muldestausee (km 43,5) ist die Mulde beidseitig eingedeicht. Die Deiche sind streckenweise bei einem HQ₂₅ bis zur Krone eingestaut und werden ab diesem Ereignis bereits punktuell überströmt. Die Überströmung ist mit einer akuten Bruchgefahr verbunden. Die Überschwemmungssituation bei einem Hochwasserereignis HQ₁₀₀ ist für den gegenwärtigen Zustand in der Abbildung 1 dargestellt. Den Berechnungen liegt ein instationärer Ansatz ohne Bruch der Deiche zugrunde.

2 Maßnahmekonzept Hochwasserschutz

Sowohl in Sachsen als auch in Sachsen-Anhalt wurden nach dem Augusthochwasser 2002 nicht nur Maßnahmen zur Beseitigung der Schäden und zur Instandsetzung der bestehenden Hochwasserschutzanlagen durchgeführt sondern es wurde verstärkt Augenmerk auf langfristige und nachhaltige Maßnahmen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes gelegt.

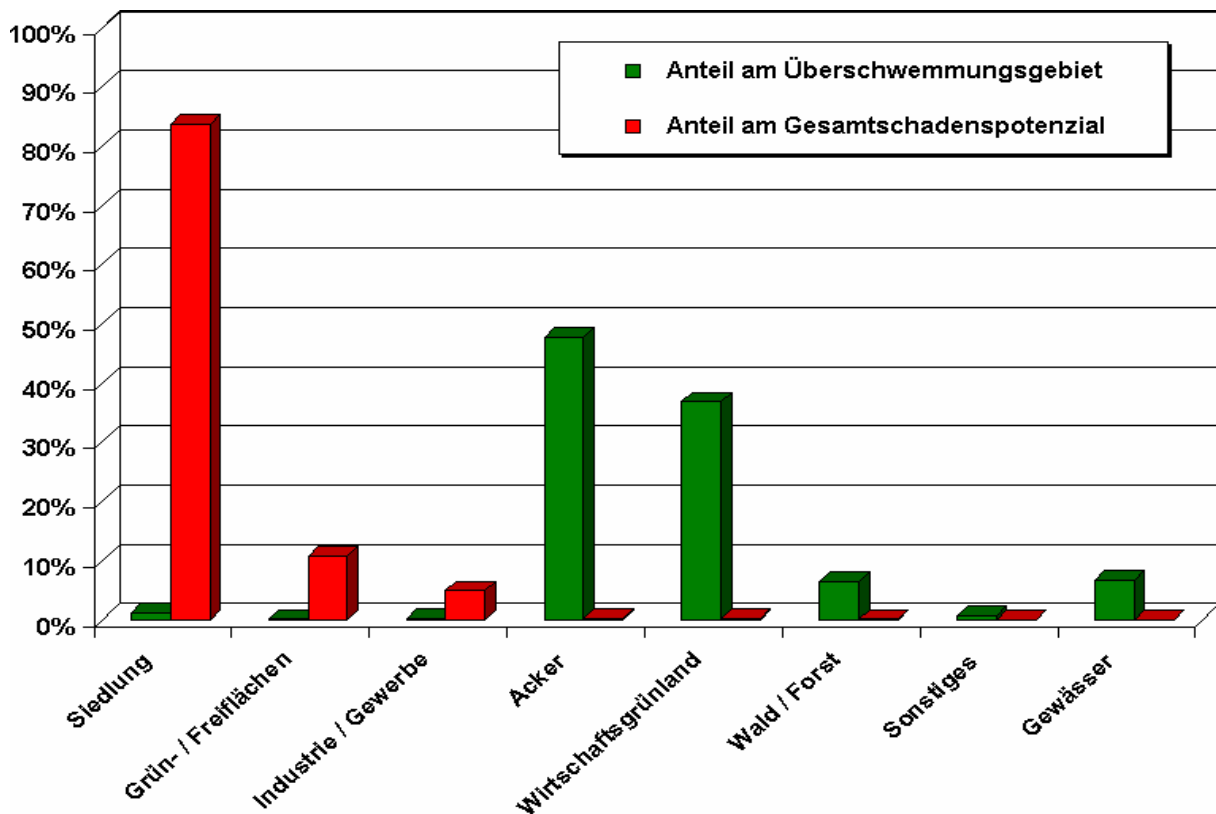


Abbildung 2: Verteilung der Flächenanteile und Schadenspotenziale auf die Nutzungsarten für den Muldeabschnitt zwischen Eilenburg und der Landesgrenze zu Sachsen-Anhalt, Istzustand HQ₁₀₀

Im Freistaat Sachsen erfolgten ab 2002 grundsätzliche Überlegungen zur Umgestaltung des Hochwasserschutzsystems an der Mulde. Das bestehende, historisch gewachsene Schutzsystem wird den geltenden Empfehlungen hinsichtlich der nutzungs- bzw. schadensabhängig anzusetzenden Schutzziele nicht gerecht. Die Gegenüberstellung der Nutzungs- und Schadensstruktur für das Überschwemmungsgebiet des HQ₁₀₀ zwischen Eilenburg und der Landesgrenze zeigt, dass trotz der vorhandenen 30 km langen Deiche ein Schaden von mehr als 37,4 Mio. € (99,4% des Gesamtschadens) durch die Überflutung der Siedlungs- sowie der Industrie- und Gewerbegebiete entsteht, die nur einen Flächenanteil von

1,6% einnehmen (vgl. Abbildung 2). Es wird deutlich, dass ein effizienter Schutz der Gebiete mit hohem Schadenspotenzial derzeit nicht gewährleistet ist.

Bei den Überlegungen zur Gestaltung des zukünftigen Hochwasserschutzsystems sind die Aspekte der Landwirtschaft sowie des Natur- und Landschaftschutzes zu beachten. Die Landwirtschaft stellt einen wesentlichen Wirtschaftsfaktor im Untersuchungsgebiet dar. Durch die Betriebe werden in der Regel große Flächen genutzt und Fragen der Existenzbedrohung infolge der häufiger zu erwartenden Überflutung sind zu berücksichtigen. Der gegenwärtigen landwirtschaftlichen Nutzung in der Muldenaue und ihrem Schutzanspruch stehen die naturschutzrechtlichen Entwicklungsziele konträr gegenüber. Für die Vereinigte Mulde und Muldenaue (NATURA 2000 Meldegebiet, pSCI 4340-302) gelten als vorrangige Ziele: Erhaltung eines mitteleuropäisch bedeutsamen Flusslaufes mit überwiegend naturnaher Fließgewässerdynamik einschließlich eines naturnahen Auengebietes mit seinem naturraumtypischen funktional zusammenhängenden, reich strukturierten Lebensraumkomplex.

Im Ergebnis der 2006 abgeschlossenen Untersuchungen zur Errichtung gesteuerter Flutungspolder und zur Rückverlegung von Hochwasserschutzdeichen an der Vereinigten Mulde im Landkreis Delitzsch wurde herausgearbeitet, dass unter den gegenwärtigen Randbedingungen der Erhalt eines Teilschutzes für die landwirtschaftlichen Flächen bei gleichzeitiger Nutzung der Aue für die Abführung seltener Hochwasserereignisse die unter Beachtung aller Aspekte günstigste Lösung darstellt. Im Untersuchungsbereich linksseitig der Mulde ist die Errichtung des Polders Löbnitz vorgesehen (Abbildung 3). Das Vorhaben umfasst folgende Maßnahmen

- Ertüchtigung der bestehenden Deiche Löbnitz - Bad Düben und Bad Düben - Hohenprießnitz als Polderdeiche.
- Neubau von Ein- und Auslaufbauwerken als Kombination kurzer regelbare Bauwerke in Verbindung mit festen Überlaufschwelle
- Lokale Absenkung der Bundesstraße B2 / B107 im Polder
- Errichtung ortsnaher Hochwasserschutzanlagen zur Sicherung des Schutzzieles HQ₁₀₀ für die in den Randbereichen liegenden Siedlungsgebiete Löbnitz, Roitzschjora, Tiefensee, Wellaune und Schnaditz.

Der Schutzgrad für die im Polder liegenden Flächen soll dem derzeit bestehenden Schutzgrad entsprechen, d. h. eine Flutung wird ab HQ₂₅ erfolgen. Der vorgesehene Polder umfasst eine Fläche von 1.383 ha. Infolge der möglichen Durchströmung der Aue und der damit verbundenen Erweiterung der Hochwasserabflussbereiche liegen die Wasserspiegellagen in der Mulde gegenüber der

alternativen Variante mit Aufhöhung der vorhandenen muldennahen Deiche um bis zu 60 cm niedriger.

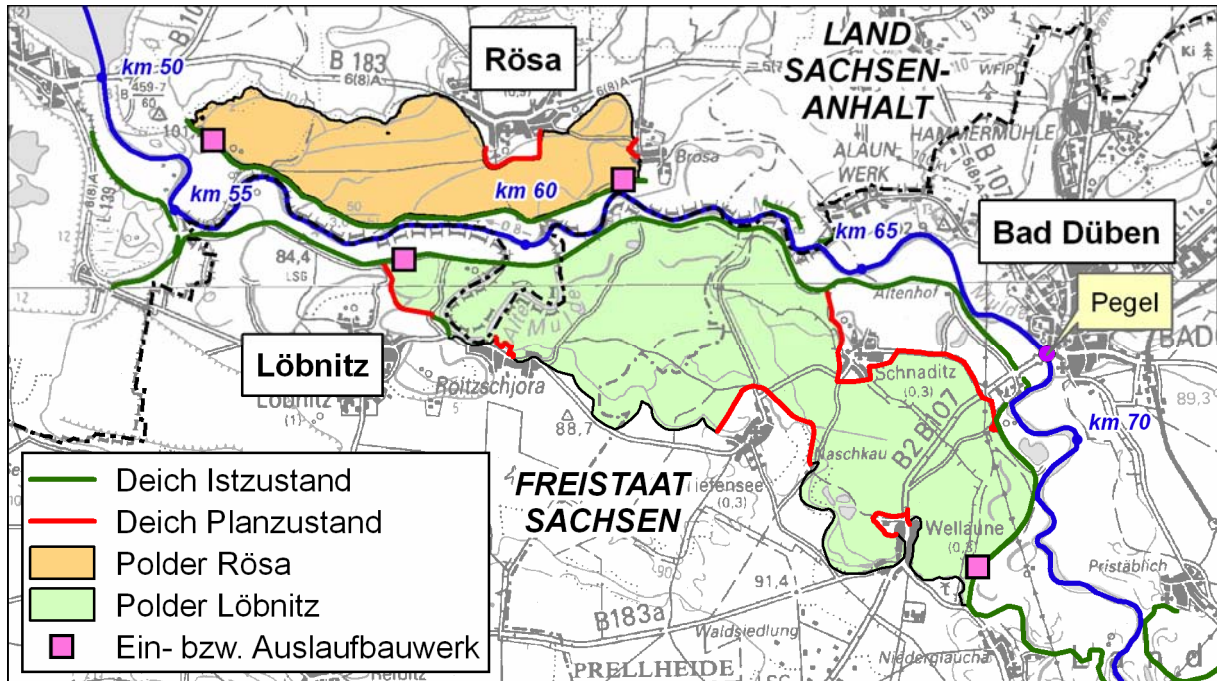


Abbildung 3: Übersichtskarte mit den geplanten Poldern Löbnitz und Rösa

In Sachsen-Anhalt erfolgten neben der Reparatur und Ertüchtigung der zum Schutz von Siedlungsgebieten, Industrie- und Gewerbestandorten erforderlichen Deiche punktuell Maßnahmen zur Deichrückverlegung. Einen Schwerpunkt der konzeptionellen Arbeit (Macke, 2003, 2004) bildeten Untersuchungen zu Möglichkeiten eines gezielten Hochwasserrückhalts stromauf der schützenswerten Gebiete Bitterfeld, Wolfen, Jessnitz, Raguhn und Dessau. Die 2004 im Auftrag des Landesbetriebes für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft erarbeitete Studie kommt zu dem Schluss, dass die Errichtung eines Polders im rechtsseitig der Mulde liegende Auenbereich bei Rösa die günstigste Lösung ist.

Hinsichtlich seiner Funktion stellt der Polder einen im Nebenschluss des Gewässers liegenden Hochwasserrückhalteraum dar, der bei Hochwasserereignissen ab HQ_{100} über ein Einlaufbauwerk gezielt geflutet und nach Rückgang des Hochwassers über ein Auslaufbauwerk entleert wird. Das Vorhaben umfasst folgende Maßnahmen (Abbildung 3):

- Errichtung des 6,15 km langen Polderdeiches im Wesentlichen in der Trasse des bestehenden Deiches mit lokalen Begradigungen.
- Neubau von beweglichen Ein- und Auslaufbauwerken, die eine durchflussabhängige Füllung und Entleerung des Polders sichern.

- Hochwasserschutzmaßnahmen für die tief liegenden Randbereiche der Ortslagen Rösa und Brösa sowie schützenswerte Einzelobjekte.

Der vorgesehene Polder umfasst eine Fläche von 520 ha. Das Volumen liegt bei ca. 19,6 Mio. m³.

3 Hydraulische Modellierungen zur Bemessung der Polder und zur Optimierung des Zusammenwirkens

3.1 Modellgrundlagen

Zur Ermittlung der Bemessungsrandbedingungen und zur Optimierung des Zusammenwirkens beider Polder mit ihren unterschiedlichen Schutzansätzen wurden zweidimensionale hydronumerische Modellierungen mit dem Programmsystem SMS 9.0 / HYDRO_AS-2D 2.1 durchgeführt. Das in seiner größten Ausdehnung aus 1,35 Mio. Dreiecks- und Viereckselementen bestehende Modellnetz umfasst die Mulde einschließlich aller potenziell überschwemmbaren Außenbereiche zwischen Glaucha in Sachsen und dem Auslaufbauwerk des Muldestausees bei Friedersdorf in Sachsen-Anhalt. Auf der Basis von Laserscandaten und terrestrischen Vermessungen wurden neben allen Kreuzungsbauwerken auch die Deiche nachgebildet. Ebenso wurde die bei seltenen Hochwasserereignissen zu erwartende Abströmung über die S12 / L139 bei Löbnitz in Richtung des ehemaligen Tagebaus Goitzsche berücksichtigt.

Anhand von Kalibrierungsrechnungen für die Hochwässer im August 2002 bzw. im März/April 2006 konnten gute Übereinstimmungen der Modellergebnisse mit beobachteten Wasserständen nachgewiesen werden. Darauf aufbauend wurden folgende Szenarien untersucht:

- Istzustand der Hochwasserschutzsysteme in Sachsen und Sachsen-Anhalt. Bei Überströmungen mögliche Deichbrüche wurden nicht berücksichtigt.
- Instandsetzung / Aufhöhung der beidseitigen Deiche in den bestehenden Trassen und Auslegung auf ein Schutzziel von HQ₁₀₀.
- Vorzugslösung des geplanten Flutungspolders Löbnitz in Verbindung mit verschiedenen Varianten des Polders Rösa.

Die Berechnungen wurden unter Ansatz der für den Pegel Bad Dübén 1 maßgebenden Scheiteldurchflüsse und Abflussganglinien der Hochwasserereignisse HQ₂₅, HQ₅₀, HQ₁₀₀ und HQ₂₀₀ durchgeführt (Tabelle 1).

Tabelle 1: Scheitelabflüsse HQ(T) in Höhe des Pegels Bad Düben 1

HQ(T)	HQ ₂₅	HQ ₅₀	HQ ₁₀₀	HQ ₂₀₀
Q _s in [m ³ /s]	1.100	1.390	1.730	2.140

3.2 Bemessung des Polders Löbnitz

Die durchgeführten Modellierungen ergaben, dass die Abführung von 275 m³/s bei HQ₁₀₀ und 460 m³/s bei HQ₂₀₀ eine unter den gegebenen Randbedingungen optimale Lösung darstellt. Das entspricht einem Anteil von 16% bzw. 21% am Gesamtabfluss. Die Ein- und Auslaufbauwerke bestehen aus einer 400 m langen festen Überlaufschwelle und einem ca. 40 m langen beweglichen Wehr. Um einen unnötig hohen Polderwasserstand bei Löbnitz und Roitzschjora zu vermeiden, wird das regelbare Auslaufbauwerk Löbnitz geöffnet, sobald der Wasserstand auf der Polderseite den in der Mulde am Bauwerk überschreitet.

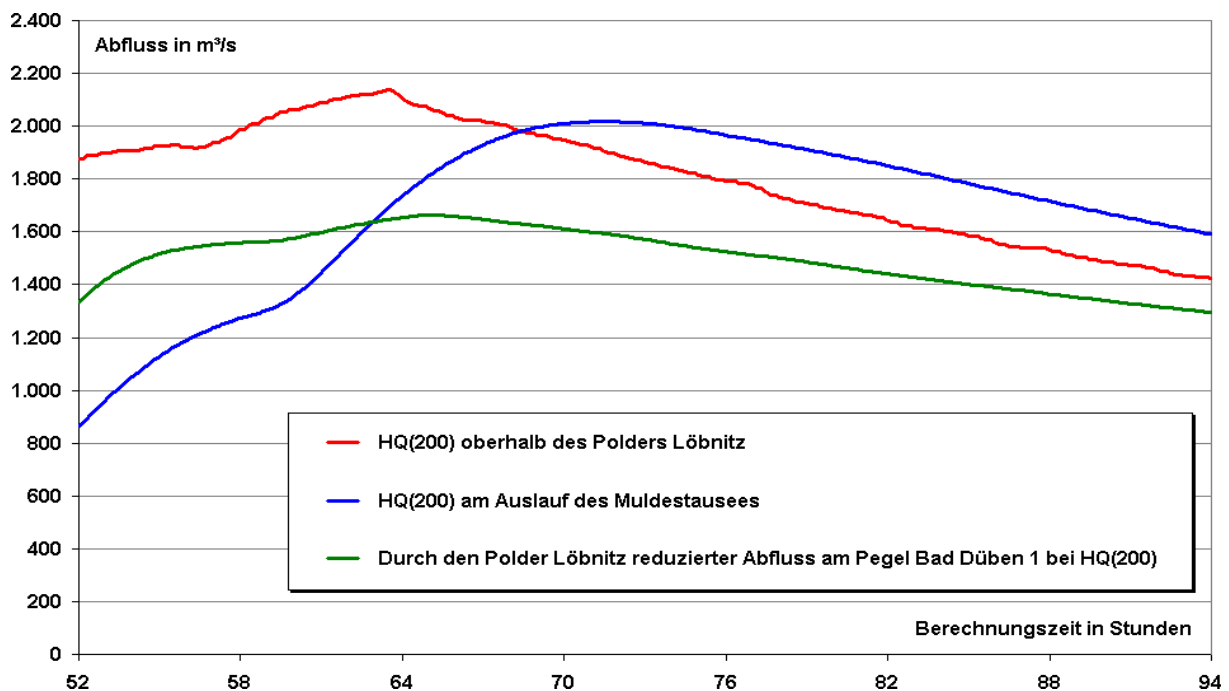


Abbildung 4: Abflussganglinien HQ₂₀₀ unter Ansatz des Flutungspolders Löbnitz ohne Scheitelkappung durch den Polder Rösa

Durch den Polder Löbnitz können die Wasserstände in der Mulde stromauf des Auslaufbauwerkes deutlich abgesenkt werden, was das Gefahrenpotenzial und die Aufwendungen für Hochwasserschutzmaßnahmen reduziert. So liegt der Wasserspiegel bei HQ₁₀₀ nur ca. 10 cm über dem des HQ₅₀ ohne den Polder Löbnitz. Durch spürbare Verminderungen der Fließgeschwindigkeiten und Sohl-schubspannungen werden darüber hinaus Gefährdungen verringert. Wie die Ab-bildung 4 zeigt, ist eine signifikante Reduzierung der Scheitelabflüsse bei selte-

nen Ereignissen durch den Flutungspolder Löbnitz nicht zu erwarten. Bis oberhalb des Muldestausees nehmen die Spitzenabflüsse bei HQ_{100} und HQ_{200} um lediglich ca. 5% ab. Eine geringfügige weitere Verminderung um 2% bewirkt der Muldestausee, so dass die Scheitelabflüsse HQ_{100} und HQ_{200} unterhalb davon ca. $1.600 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. $2.000 \text{ m}^3/\text{s}$ betragen.

3.3 Bemessung des Polders Rösa und Untersuchungen zur Füllung und Entleerung

Ausgangspunkt der Planungen zum Polder Rösa waren Untersuchungen zum schadarmen Abflussvermögen des stromab liegenden Gewässerabschnittes. Die Ergebnisse zeigen, dass unterhalb des Muldestausees ein HQ_{100} mit dem hier maßgebenden Scheiteldurchfluss von $Q_s = 1.600 \text{ m}^3/\text{s}$ schadarm abgeleitet werden kann. Mit ernsthaften Gefährdungen ist bei Abflüssen über $1.700 \text{ m}^3/\text{s}$ zu rechnen. Um Schäden und Überflutungen zu verhindern, soll eine Öffnung des geplanten Polders Rösa folglich bei Ereignissen $> HQ_{100}$ erfolgen.

Für die Dimensionierung des Polders und die Bemessung aller zugehörigen Anlagen wurde ein HQ_{200} zugrunde gelegt. Wird dieses nicht wirksam gekappt, so sind in diesem Fall ein Bruch des Deiches Greppin und weiträumige Überschwemmungen des Chemieparks Bitterfeld-Wolfen sowie der Einstau der Autobahnbrücke A9 oberhalb von Dessau zu erwarten. Der Freibord an den Hochwasserschutzanlagen bei Jessnitz, Raguhn und Dessau würde fast vollständig aufgezehrt werden. Auch die hohen dynamischen Beanspruchungen lassen bei HQ_{200} ein Versagen der Anlagen in Sachsen-Anhalt befürchten.

Die Höhenverhältnisse im Polderbereich machen eine möglichst weit stromauf erfolgende Befüllung erforderlich. Eine Beaufschlagung durch das stromab anzuordnende Auslaufbauwerk ist nur in der Anfangsphase des Füllvorganges möglich. Weiterhin muss durch eine strömungsgünstige Anordnung und ausreichende Dimensionierung des Einlaufbauwerks sichergestellt sein, dass es in der Lage ist, die zur Kappung des Bemessungshochwassers erforderlichen Abflussmengen in den Polder zu leiten.

Die theoretisch mögliche Scheitelkappung des Bemessungshochwassers wurde zunächst anhand der Abfluss- und Wasserstandsentwicklungen, wie sie sich ohne den Polder Rösa bei HQ_{200} einstellen, bestimmt. Anzusetzen sind hierfür der Abfluss unterhalb des Polders Löbnitz und die Muldewasserstände am Einlaufbauwerk bei Rösa. Unter der Vorgabe, dass zum Ende des Füllvorganges noch eine minimale Wasserstands Differenz am Einlaufbauwerk vorliegen muss, konnte die maximale Scheitelkappung anhand der Speicherinhaltslinie iterativ ermit-

telt werden. Demnach ist es möglich, den Scheitelabfluss des Bemessungshochwassers HQ_{200} von über $2.000 \text{ m}^3/\text{s}$ auf annähernd $1.700 \text{ m}^3/\text{s}$ zu reduzieren. Im Polder ist nach diesen Betrachtungen ein Wasservolumen von mindestens $19,1 \text{ Mio. m}^3$ zurückzuhalten (Abbildung 5). Das entspricht einem maximalen Füllstand von $86,70 \text{ mNHN}$ im Polder.

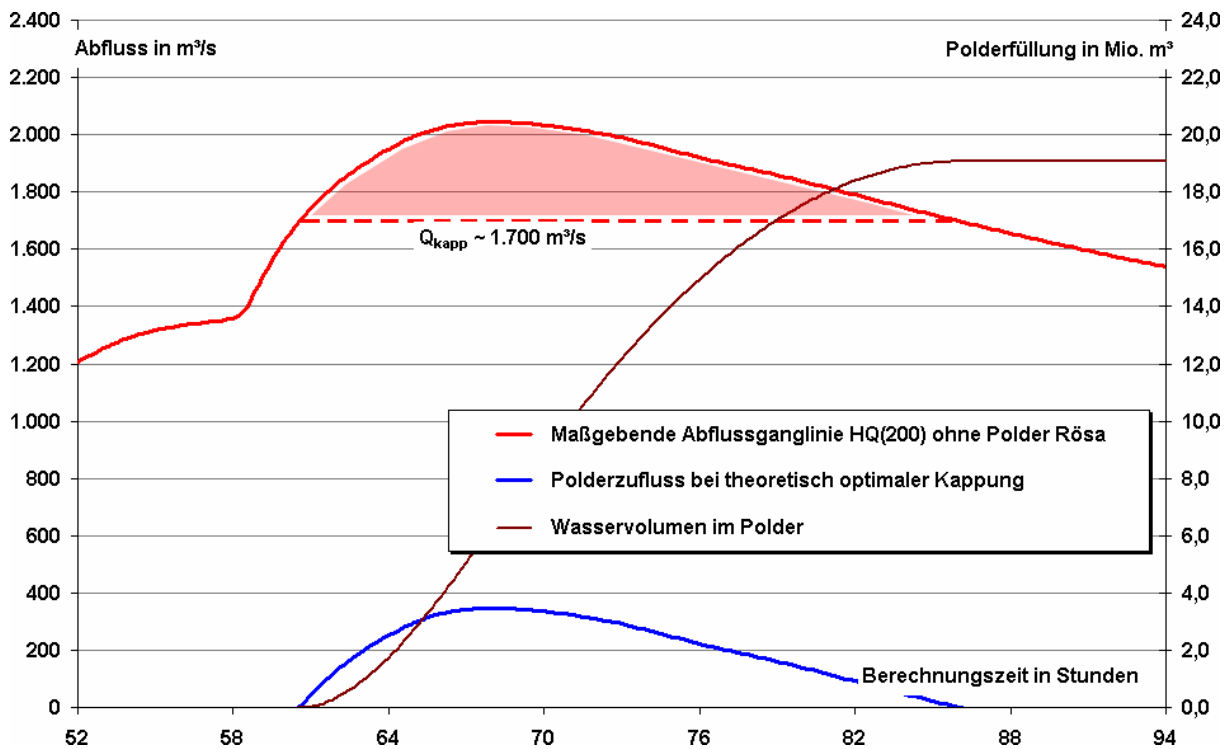


Abbildung 5: Theoretisch bei HQ_{200} erreichbare Scheitelkappung durch den Polder Rösa

Aufbauend auf den genannten Grundüberlegungen wurden die Wirkung des Polders Rösa im zweidimensionalen hydropnumerischen Modell unter Ansatz realistischer, d. h. instationärer Bedingungen nachgestellt und die Erkenntnisse zur Polderfüllung und -entleerung auf diese Weise vervollkommen. So wurde deutlich, dass zur Einhaltung des Kappungszieles von maximal $1.700 \text{ m}^3/\text{s}$ bei HQ_{200} gegenüber den ersten Annahmen eine deutlich schnellere Öffnung und eine höhere Leistungsfähigkeit des Einlaufbauwerks sowie ein größeres Rückhaltevolumen im Polder erforderlich sind. Verantwortlich dafür sind Effekte hydraulischer Art, die bis dahin nicht berücksichtigt werden konnten. Einerseits erhöht sich der Muldeabfluss ab dem Moment der Polderöffnung infolge des stärkeren Energieliniengefälles. Zum anderen führt die Absenkung der Wasserstände in der Mulde zu verbesserten Unterwasserbedingungen am Auslaufbauwerk des sächsischen Polders Löbnitz, was sich in einem stärkeren Zufluss in die Mulde äußert. Zum Zeitpunkt der größten Beanspruchung des Einlaufbauwerks sind demnach mindestens $427 \text{ m}^3/\text{s}$ in den Polder zu leiten. Der Muldeab-

fluss vor dem Zulauf beträgt dabei $1.685 \text{ m}^3/\text{s}$. Bezüglich der Füllung des Polders wurden folgende Varianten betrachtet:

- Polderfüllung über ein bewegliches Einlaufwehr
- Polderfüllung über ein bewegliches Einlaufwehr unter Mitnutzung des Auslaufbauwerks in der Anfangsphase.
- Polderfüllung über eine Sprengöffnung unter Mitnutzung des Auslaufbauwerks in der Anfangsphase.

Alle drei Lösungen gewährleisteten grundsätzlich die größtmögliche Kappung des Scheitelabflusses bei HQ_{200} auf $1.700 \text{ m}^3/\text{s}$ (Abbildung 6).

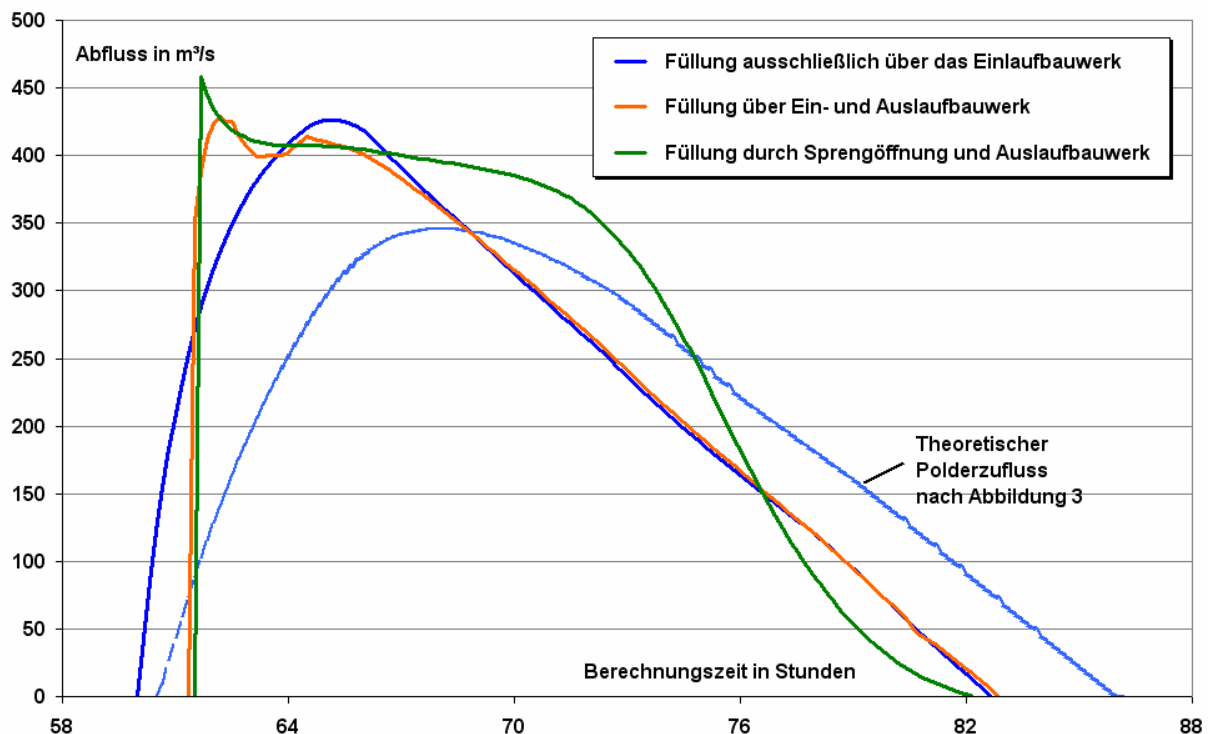


Abbildung 6: Mindestzuflüsse durch den Poldereinlauf für die Füllungsvarianten

Während die Vorteile der beiden letztgenannten Lösungen darin liegen, dass der Einlauf vergleichsweise spät geöffnet werden muss, fallen die dabei in Anspruch zu nehmenden Poldervolumina und damit auch die maximalen Stauziele geringfügig höher als bei der ausschließlich durch das Einlaufbauwerk erfolgenden Füllung aus.

Modelltechnisch wurde der Ablauf einer vollständigen Bemessungsganglinie HQ_{200} einschließlich der Füllung, Einstau und Entleerung des Polders nachgebildet. Hierfür wurde angenommen, dass die Entleerung beginnen kann, sobald der Muldeabfluss stromab des Polders einen Wert von $1.550 \text{ m}^3/\text{s}$ unterschreitet.

Das ist nach einer Volleinstauzeit von 11 Stunden der Fall. Die Abgabe durch das Auslaufbauwerk muss angesichts der großen Stauhöhe im Polder vorerst gedrosselt erfolgen, um den kritischen Abfluss von $1.600 \text{ m}^3/\text{s}$ nicht zu überschreiten. Anschließend kann der Ausfluss bei voll geöffneten Verschlüssen erfolgen. Nach ca. 24 h ist die Polderentleerung praktisch abgeschlossen. Seit dem Zeitpunkt der Öffnung des Polders sind bis dahin ca. 160 Stunden, also annähernd 7 Tage vergangen.

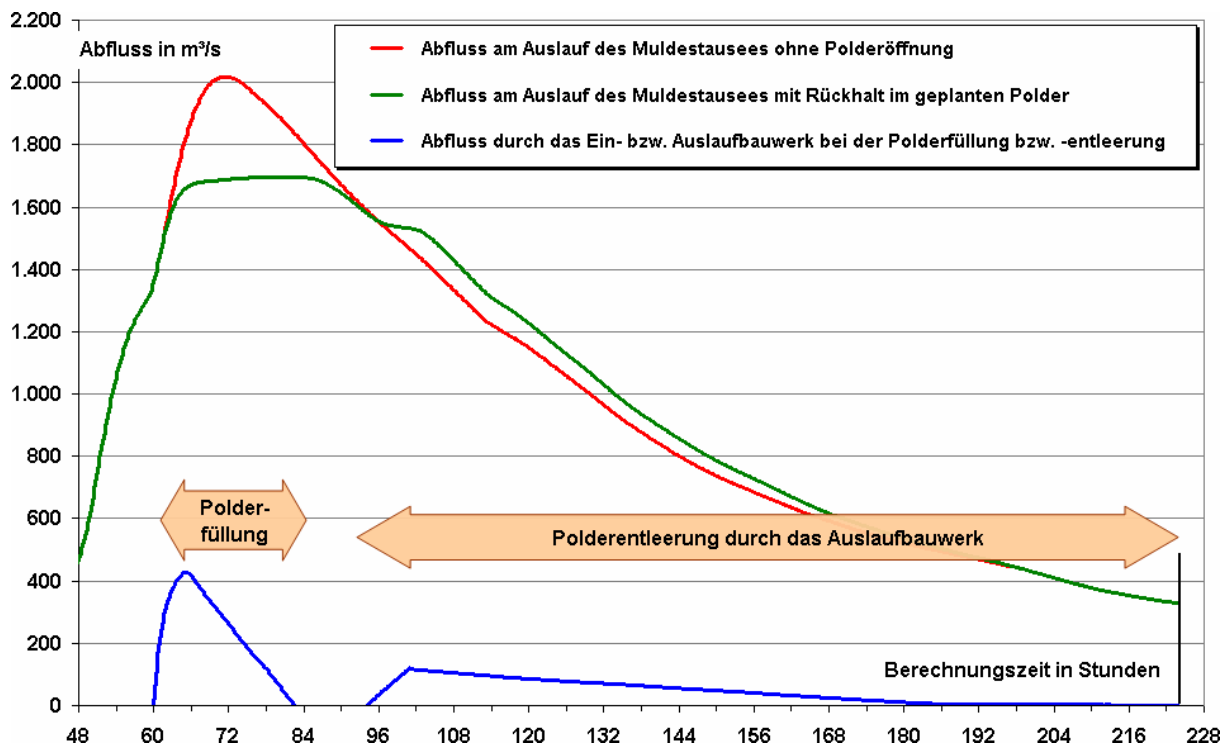


Abbildung 7: Kappung des Bemessungshochwassers HQ_{200}

Als technisch leicht zu handhabende Steuerungslösung wird vorgesehen, die vollständige Öffnung des Poldereinlaufs bei Überschreitung des kritischen Abflusses schnellstmöglich zu realisieren und die über das erforderliche Maß hinaus eingeleiteten Wassermengen am Auslauf wieder gezielt in die Mulde zu geben. Als Voraussetzungen für eine optimale Poldersteuerung sind die Installation entsprechender Technik zur Abflussbeobachtung bzw. -regelung und die Einrichtung eines zentralen Prozessleitsystems geplant.

4 Optimierung der Bauwerke

Die Strömungsvorgänge im unmittelbaren Bauwerksbereich und die Wirksamkeit der Energieumwandlung können mit einer zweidimensionalen hydraulischen

schen Modellierung nicht exakt abgebildet werden. Zum Nachweis der Leistungsfähigkeit des Einlaufbauwerkes und zur Optimierung der bautechnischen Gestaltung wurden für den Polder Rösa physikalische Modellversuche am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden durchgeführt. Die Zulaufbedingungen wurden mittels des zweidimensionalen hydronumerischen Modells bestimmt. Die Untersuchungen zeigten, dass spürbare Verbesserungen der Leistungsfähigkeit und des Strömungsverhaltens insbesondere durch die Schrägstellung der Seitenwände, die Veränderung der Bauwerkssohle und die Beseitigung von Bewuchs im Anströmbereich erreicht werden können. Hinsichtlich der Energieumwandlung wurde die Lösung eines tiefen Setzsteinkolks als geeignet ermittelt. Länge, Tiefe und Rauheit des Kolks sowie die erforderliche Nachbettsicherung konnten präzisiert werden.



Abbildung 8: Modellversuch Einlaufbauwerk Rösa, Modellmaßstab 1:50, Stand Juni 2007

Zur Optimierung des kombinierten Einlaufbauwerkes des Polders Löbnitz ist die Durchführung physikalischer Modellversuche im Herbst 2007 vorgesehen.

5 Literatur

- Planungsgesellschaft Scholz + Lewis mbH (2006): Maßnahmeprogramm für die Errichtung gesteuerter Flutungs-polder und die Rückverlegung von Hochwasserschutzdeichen an der Vereinigten Mulde im Landkreis Delitzsch, Auftraggeber: Landestalsperrenverwaltung Sachsen, TSM Untere Pleiße (ab 2006: Betrieb Elbaue / Mulde / Untere Weiße Elster)
- Ingenieurgesellschaft Prof. Dr.-Ing. E. Macke mbH, Dessau (2004): Erarbeitung eines Flutungskonzeptes für den Polder Rösa-Brösa, Auftraggeber: Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt,
- Planungsgesellschaft Scholz + Lewis mbH (2004): Hochwasserschutzkonzept für die Vereinigte Mulde im Regierungsbezirk Leipzig (Nr. 18), AG: Auftraggeber: Landestalsperrenverwaltung Sachsen, TSM Untere Pleiße (ab 2006: Betrieb Elbaue / Mulde / Untere Weiße Elster)
- Ingenieurgesellschaft Prof. Dr.-Ing. E. Macke mbH, Dessau (2003): Hochwasserschutzkonzept Mulde in Sachsen-Anhalt, Auftraggeber: Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt

Autoren:

Dipl.-Ing. Frank Friedrich

Dipl.-Ing. Axel Bobbe
Dipl.-Ing. (FH) Diemo Trepte

Landesbetrieb für Hochwasserschutz
und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt
Willi-Brundert-Straße 14
06132 Halle / Saale

Landestalsperrenverwaltung des
Freistaates Sachsen
Betrieb Elbaue / Mulde / Untere Weiße Elster
Postfach 1324, 04570 Rötha

Tel.: +49 345 54 84 302
E-Mail: frank.friedrich@lhw.mlu.
sachsen-anhalt.de

Tel.: +49 34206 588 210
E-Mail: axel.bobbe@ltv.smul.sachsen.de
diemo.trepte@ltv.smul.sachsen.de

Dr.-Ing. Rosmarie Scholz
Dipl.-Ing. Torsten Noack

Planungsgesellschaft Scholz+Lewis mbH
An der Pikardie 8, 01277 Dresden

Tel.: +49 351 21 683 30
E-Mail: r.scholz@pgs-dresden.de
t.noack@pgs-dresden.de



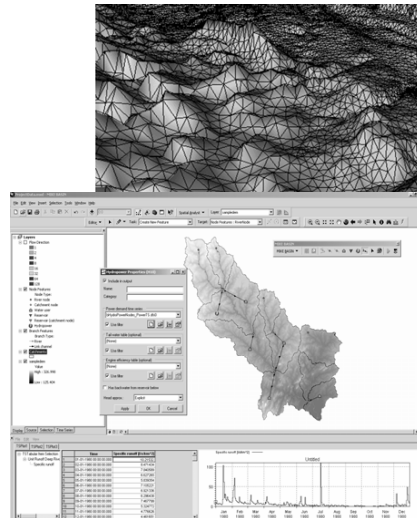
WATER • ENVIRONMENT • HEALTH

Software und Beratung für die Welt des Wassers

DHI bietet Softwarelösungen zur Modellierung sämtlicher Teile des Wasserkreislaufes an. Die Software der MIKE-Familie wird seit vielen Jahren kontinuierlich weiterentwickelt und setzt immer wieder Standards in Bezug auf Fortschrittlichkeit und Nutzerfreundlichkeit. Modularer Aufbau und Integration der Modelle suchen ihresgleichen. Modelle wie **MIKE 11** und **MIKE Flood** (Hochwassersimulation), **MIKE SHE** (Integriert Grund- und Oberflächenwasser), **MIKE Basin** (Wasserressourcenmanagement) oder **MIKE Urban** (Städtisches Wasser) sowie die anderen DHI Programme haben sich weltweit in hunderten von Anwendungen bewährt.

DHI Wasser & Umwelt bietet neben Software auch Beratungsdienstleistungen an, die auf der Anwendung der DHI Software basiert. Leistungen in folgenden Gebieten werden u.a. angeboten:

- Hochwasservorhersage und Hochwassermanagement
- Wasserressourcen und Grundwasser
- Hydraulik und Hydrologie
- Auswirkungen des Klimawandels
- Ökologische Modellierung
- Kanalnetze und Städtisches Wasser
- EU Wasserrahmenrichtlinie (EU-WRRL)
- Küsteningenieurwesen
- Bemessung von Offshore Bauwerken
- Umweltchemie und REACH



WASY ist jetzt Teil der DHI-Gruppe

DHI hat alle Anteile an der bekannten WASY GmbH übernommen. WASY gehört zu den weltweit führenden Entwicklern von Grundwassermodellen und Informationssystemen. Das bekannteste Produkt von WASY ist das Finite Elemente Grundwassermodell FEFLOW. FEFLOW und weitere WASY Produkte wie z.B. WGEO und WISYS stellen ein sehr wichtige Ergänzungen zum bestehenden Softwareangebot von DHI dar.

DHI Wasser & Umwelt GmbH

Wiesenstr. 10a
D-28857 Syke, Germany
Tel.: +49 (0) 4242 1638-0
dhi@dhi-umwelt.de
www.dhi-umwelt.de
Dazu Projektbüros in Stuttgart,
Darmstadt und Braunschweig

Neue Ansätze in der Hochwasserbemessung

Silvia Matz
Ralf Engels
Matthias Pätsch
Christian Pohl
Ole Larsen

Die Festlegung der Bemessungsgrößen für Hochwasserschutzmaßnahmen erfolgt derzeit anhand extremwertstatistischer Auswertungen von Pegeldata. Dabei werden die Zeitreihen der Wasserstands- und Abflussdaten der Pegel durch Ansätze aus der Extremwertstatistik, wie z. B. EVA (DHI) und HQ-EX (Wasy), ausgewertet. Dieser Ansatz berücksichtigt keine Verteilung der Niederschläge, eine Binnendifferenzierung der Niederschlagsereignisse findet nicht oder z. B. über geostatistische Verfahren statt.

Insbesondere vor dem Hintergrund des Klimawandels sollten die Bemessungsgrößen für Hochwasserschutzmaßnahmen die Binnendifferenzierung der Niederschlagsereignisse berücksichtigen und anstatt der Gebietsniederschläge verteilte Niederschläge verwenden. Die Verteilung der Niederschläge wird mit Niederschlagsradargeräten zellengenau aufgenommen und abgebildet, gleichzeitig werden die Charakteristika des Niederschlagsgebietes erfasst. Anhand eines Beispiels werden die Ergebnisse einer Auswertung mittels Extremwertstatistik den Ergebnissen der Auswertung, die auf Daten des Niederschlagsradars basiert, vergleichend gegenübergestellt.

Eine weitere Möglichkeit zur verbesserten Bestimmung der Bemessungsgrößen ist die Anwendung der Extremwertstatistik auf die Überschwemmungsflächen und nicht nur punktuell anhand einzelner Pegelstationen. Dabei wird die Wahrscheinlichkeit der Überschwemmung einer Fläche (inkl. Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit) statistisch ausgewertet.

1 Derzeitige Festlegung der Bemessungsgrößen für Hochwasserschutzmaßnahmen

Hochwasser (allgemein): das erhebliche Ansteigen des natürlichen Abflusses oder des Wasserstandes eines Gewässers, oft mit Überschwemmungen; kann

durch starke Regenfälle, Schneeschmelze, Eisstau, Rückstau (eines Nebenflusses durch den Hauptfluss), Windstau, Bruch von Stauanlagen sowie durch geologischen Bau, Relief, Bodenbeschaffenheit (durchlässiger oder undurchlässiger Untergrund), Bewaldung (Verzögerung des Abflusses) und die Größe und Gliederung des Flussgebietes entstehen. Oft durch anthropogene Einflüsse verstärkt (besonders Bebauung, Flurbereinigung, Flussbegradigung) (Meyers Lexikon online; <http://lexikon.meyers.de/meyers/Hochwasser>, 01.08.2007).

Aus der Definition des Hochwassers heraus wird deutlich, dass die Abflusstehung nicht vermeidbar ist und somit nur die Schäden, die durch Besiedlung der natürlichen Überschwemmungsflächen entstehen, eingegrenzt werden können. Zur Eingrenzung der Schäden werden z. B. technische Schutzmaßnahmen ausgeführt. Diese spiegeln eine scheinbare Sicherheit der besiedelten Flächen wider, denn sie schützen nur bis zu einer geplanten Grenze (dem Bemessungshochwasser), die überschritten werden kann.

Hochwasserschutzmaßnahmen werden auf Bemessungshochwässer ausgelegt, dabei handelt es sich im Allgemeinen um das HQ_{100} . Dies ist ein Bemessungshochwasser mit 100 jähriger Wiederkehrzeit, was nicht bedeutet, dass ein Hochwasser HQ_{100} nur alle 100 Jahre auftritt, sondern, dass dieses Ereignis innerhalb eines unendlich langen Zeitraumes im Durchschnitt alle 100 Jahre auftritt, oder überschritten wird. Besonders zu schützende Bauwerke werden jedoch auch mit Hochwasserschutzmaßnahmen abgesichert, die auf Basis höherer Bemessungshochwässer berechnet werden (z. B. HQ_{1000}).

Derzeit werden die Bemessungsgrößen anhand extremwertstatistischer Auswertungen von Pegeldata ermittelt. Zur Ermittlung der Bemessungsgrößen werden Statistikprogramme, welche insbesondere auf Analyse von Pegelganglinien zugeschnitten sind, verwendet. Als Beispiel seien hier die Programme EVA (Extrem Value Analysis) von DHI und HQ-EX von Wasy genannt. Sie lassen keine direkte Differenzierung der Ereignisse über die Niederschlagsverteilung zu. Lediglich z. B. mit geostatistischen Verfahren kann indirekt eine Binnendifferenzierung der Niederschlagsereignisse erfolgen.

Des Weiteren stehen für die extremwertstatistische Auswertung meistens nur relativ kurze Zeitreihen (bis zu 40 Jahre) zur Verfügung, mit denen dann Bemessungsgrößen für Jährlichkeiten von 100 Jahren abgeleitet werden. Es kommt hinzu, dass für die extremwertstatistische Auswertung der Daten eine konsistente, homogene Zeitreihe vorhanden sein muss. Dieses impliziert, dass es zu keinen größeren Veränderungen im Flusslauf, in der Abflusssdynamik und am Pegel gekommen sein darf, was aufgrund der natürlichen Gewässerdynamik i. d. R.

nicht der Fall sein dürfte. Des Weiteren ist die Pegelpflege von besonderer Bedeutung, da eventuelle Pegelausfälle nicht kompensiert werden können und somit eine Extremwertstatistik nicht möglich ist.

Die nächste Schwierigkeit bei der Betrachtung der Extremwerte ergibt sich aus der Verteilung der Extremereignisse. Ein gutes Beispiel hierfür ist der Pegel in Dresden. In dem Projekt „Integration von historisch und hydraulisch / hydrologischen Analysen zur Verbesserung der regionalen Gefährdungsabschätzung und zur Erhöhung des Hochwasserbewusstseins“ der BTU Cottbus und DHI (siehe: www.elbe-extremhochwasser.de), nachfolgend RIMAX BTU/DHI genannt, wurden die Extremwerte der letzten 209 Jahre am Pegel Dresden ausführlich untersucht. Die Unsicherheiten der extremwertstatistischen Untersuchungen konnten durch die Verlängerung der Jahres-WQ-Zeitreihe bis 1798 sowie Konsistenzprüfungen und Gegenrechnungen minimiert werden.

Jährlichkeiten und die daraus abgeleiteten Bemessungsgrößen sind Momentaufnahmen. Das Ergebnis einer solchen extremwertstatistischen Untersuchung ist nicht zuletzt von der Erfahrung des Bearbeiters abhängig und auch nur unter dem Gesichtspunkt, dass keine Klimaveränderungen auftreten.

2 Notwendigkeit neuer – unterstützender – Methoden bei der Festlegung der Bemessungsgrößen

Klimaveränderungen sind nach dem *UN-Klimabericht 2007* (<http://www.br-online.de/umwelt-gesundheit/thema/klima/ipcc-klimabericht-2007-1.xml>, 01. 08. 07) sehr wahrscheinlich. Dabei wird es in Mitteleuropa zu einer Umverteilung der Niederschläge, z. B. durch mehr flüssige Niederschläge im Winter kommen. Die Abflussverhältnisse werden sich verändern, Hochwasser werden häufiger und extremer. So wird es zu Änderungen im Abflussgang, zu einer Zunahme der Abflüsse im Winter und Abnahme der Abflüsse im Sommer, sowie HQ-Scheiteländerungen kommen. Regionale Starkregenereignisse werden zunehmen und regionale Schwerpunkte winterlicher und sommerliche Starkniederschläge können entstehen. Dies kann zum Verlust der Wirksamkeit vorhandener Hochwasserschutzmaßnahmen (Rückhaltemaßnahmen, Ufermauern, etc.) führen.

Die regionalen Auswirkungen des Klimawandels lassen sich bisher und wahrscheinlich auch in Zukunft nicht exakt kalkulieren, weshalb mit einer pegelbezogenen, punktuellen Auswertung diesen Phänomenen nur unzureichend Rech-

nung getragen werden kann. Es wird notwendig werden, bei der Bestimmung der Bemessungsgrößen für Hochwasserschutzmaßnahmen die Binnendifferenzierung der Niederschlagsereignisse zu berücksichtigen und anstatt der Gebietsniederschläge verteilte Niederschläge zu verwenden.

3 Neue Möglichkeiten: Bestimmung einer verbesserten Extremwertstatistik

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung der Bemessungsgrößen für Hochwasserschutzmaßnahmen besteht in der Anwendung der Extremwertstatistik auf die Überschwemmungsflächen. Bei diesem Verfahren werden nicht nur punktuell einzelne Pegelstationen extremwertstatistisch betrachtet, sondern die gesamte Überschwemmungsfläche.

Dafür wird zunächst aus den Wasserständen, dem Fließquerschnitt (unter Beachtung der zeitlichen Veränderung) und z. B. Flügel- oder ADCP -Messungen eine Schlüsselkurven-„Schar“ des betrachteten Pegels erstellt (vgl. Abbildung 1).

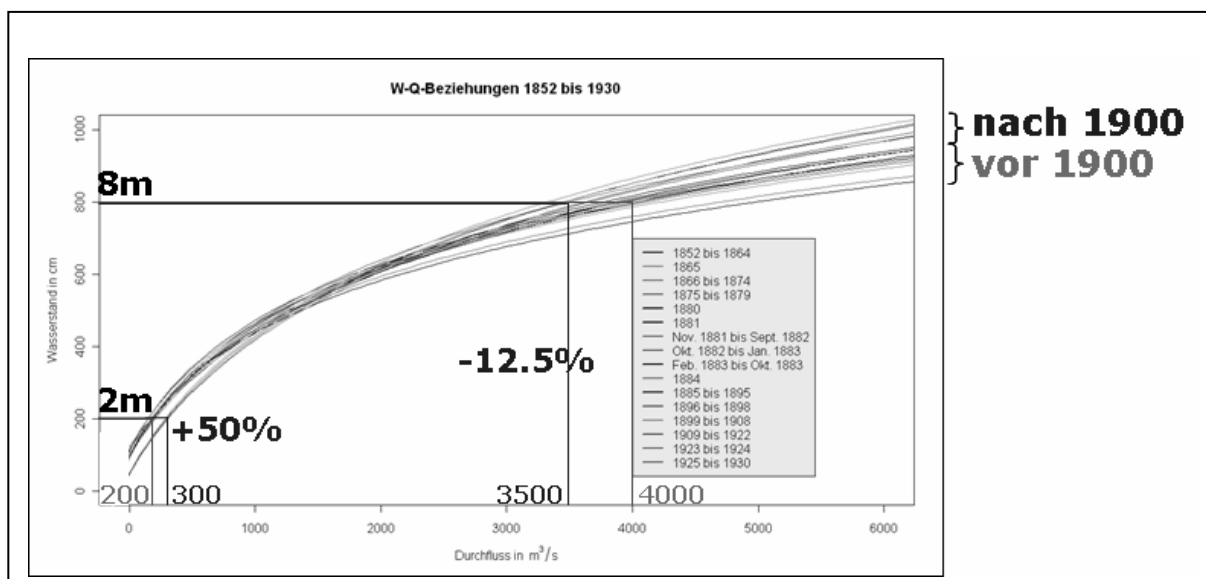


Abbildung 1: Wandel der WQ-Beziehungen am Pegel Dresden. Abgebildet sind die amtlich gültigen Wasserstandsabflussbeziehungen für die Jahre 1852 bis 1930 (Bartl & Matz, 2007).

Die jahreszeitliche Variabilität des Bewuchses und damit der Geländerauhigkeit wird in sofern berücksichtigt, als das die entsprechenden Parameter mit den entsprechenden Größen versehen und zur Erstellung einer Schlüsselkurven-„Schar“, welcher die Bereiche der Variabilität abdeckt. Über die darauf folgenden instationären, hydrodynamischen Abflussberechnungen werden die Band-

breite der Bemessungsgrößen festgelegt und die dazugehörigen Überschwemmungsflächen bestimmt (vgl. Abbildung 2). Dazu wird auf extremwertstatistische Methoden, wie z. B. EVA (DHI) zurückgegriffen. Diese mit Grauzonen versehenen Werte sollten zu der Wahrscheinlichkeit der Überschwemmung einer Fläche immer die dabei entstehende Gefährdung (z. B. Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit, sowie mögliche Vorwarnzeit) zugewiesen bekommen.

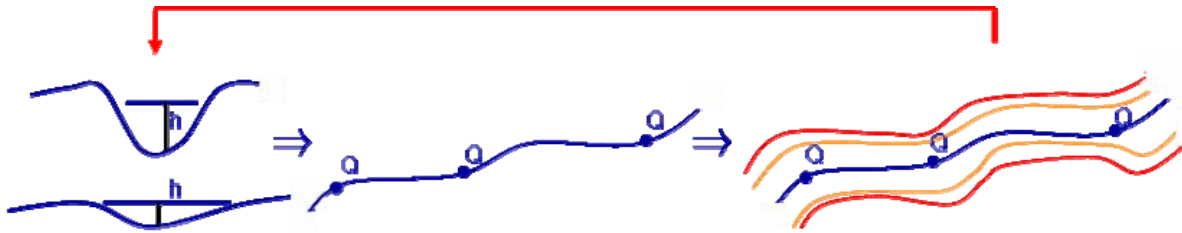


Abbildung 2: Vom Gewässerquerschnitt und dem Wasserstand über die Bestimmung der Schlüsselkurven zum Gewässermodell und zur Ausweisung der Überschwemmungsflächen mit Jährlichkeiten und Überschwemmungswahrscheinlichkeiten. Diese werden u. a. zur Festlegung der Hochwasserschutzmaßnahmen verwendet.

Zusatzinformationen zu den Überschwemmungsflächen, wie Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit werden schon in den Hochwassergefahrenkarten angegeben.

Die Hochwassergefahrenkarten werden zur Festlegung der Hochwasserschutzmaßnahmen verwendet (vgl. Abbildung 2).

Eine andere Möglichkeit ist die Verlängerung der Abfluss-Zeitreihe durch historische Werte (siehe *RIMAX BTU/DHI*). So wird in diesem Projekt untersucht, inwiefern sich die Einbeziehung historischer Daten auf die Ergebnisse der Extremwertstatistik und der Absicherung der Bemessungsgrößen auswirkt. Untersuchungsgebiet ist die Elbe bei Dresden. Mit den Ergebnissen von Rechercharbeiten konnte die Jahres-HQ-Reihe auf 209 Jahre (1798-2006) verlängert werden. Anhand dieser wurden Zeitreihenanalysen und statistische Untersuchungen bezüglich des Skalenverhaltens, Zyklen, Periodizitäten, Trendverhalten, externen Zusammenhängen und Korrelationsstrukturen (Großwetterlagen (GWL), Zirkulationsformen (ZF), Großwettertypen (GWT) und Sonnenzyklen) untersucht und extremwertstatistisch ausgewertet (vgl. *Bartl & Matz, 2007*). Es wurden dabei keine signifikanten Korrelationen zu Sonnenzyklen, signifikanten überjährlichen Zyklen oder Periodizitäten, relevanten Korrelationen zu GWL, ZF oder GWT festgestellt.

Bei der Aufbereitung historischer Zeitreihen ist aber insbesondere auf Instationaritäten und Persistenzen und ihr Skalenverhalten zu achten. Diese beruhen auf

Veränderungen im Gewässer und Vorland – auch im Oberlauf des Gewässers – genauso wie auf Veränderungen des Klimas.

Die extremwertstatistischen Auswertungen lassen sich zu dem durch hydraulisch/hydrologische Modellierungen unterstützen und belegen.

4 Neue Möglichkeiten: Bestimmung räumlich und zeitlich hoch aufgelöster Niederschläge

Einzelne Niederschlagsstationen liefern hoch genaue Informationen über die zeitliche Verteilung eines Niederschlages. Allerdings ist die Messung auf den Messbecher der Station begrenzt. Eine Vielzahl von Niederschlagsstationen ist darüber hinaus in der Lage, großräumige Niederschlagsereignisse auch in ihrer räumlichen Verteilung darzustellen. Dazu werden die Informationen von wenigen hundert Quadratcentimetern auf viele Quadratkilometer bezogen. Insbesondere in Hochwasserentstehungsgebieten in bergigen und alpinen Regionen mit sehr kleinräumigen lokalen Wetterlagen ist dieses System nur mit einer großen Zahl räumlich verteilter Niederschlagsstationen machbar. Diese Stationen sind aber nicht in der Lage, kleinräumige Variabilitäten in der Niederschlagsintensität und Dauer abzubilden.

Für ein besseres Verständnis der Entstehung von Hochwasser, die vor allem mit Hilfe von Modellen gewonnen werden kann, sind diese räumlich hoch aufgelösten Informationen notwendig, um die hydrologischen und hydraulischen Prozesse in den Hochwasserentstehungsgebieten möglichst exakt nachbilden zu können. Neben dem Niederschlag spielen dabei auch andere Faktoren wie Bodeneigenschaften, Landnutzung und andere meteorologische Faktoren eine Rolle. Eine zeitlich und räumlich hoch aufgelöste Niederschlagsverteilung ermöglicht eine deutliche Identifizierung besonders kritischer Bereiche und kann auch im Zusammenhang mit der Extremwertstatistik wertvolle Informationen zur Hochwasserentstehung liefern.

Niederschlagsradargeräte sind in der Lage, in Intervallen von einer Minute und mit einer räumlichen Auflösung von 100m x 100m detaillierte Niederschlagsinformationen für Flusseinzugsgebiete zu liefern (*Jensen, 2005*). Damit kann die Charakteristik eines Niederschlags viel detaillierter dargestellt werden, was als Folge zu einer verbesserten Nachbildung von Abflussbildungs- und Abflusstransportereignissen führt. Unter Berücksichtigung weiterer für die Abflussbildung entscheidender Parameter wie der Bodeneigenschaften und der Reliefcha-

rakteristik ist eine Bewertung der Bedeutung einzelner Teilgebiete für die Hochwasserentstehung leichter möglich.

Der Vergleich zwischen Niederschlagsdaten von neun Messstation, die in einem Versuchsfeld von 500m x 500m in Vejle in Dänemark aufgestellt wurden, zeigt die räumliche Variabilität von Niederschlägen (vgl. Abbildung 3). In einer Entfernung von 166m messen diese Stationen als Niederschlagssumme über vier Tage einen Unterschied von mehr als 100% (Gauge 4: 19,52mm, Gauge 8: 39,58mm). Das Versuchsfeld befand sich in 10m über Meereshöhe auf einer freien, ebenen Fläche. Diese Niederschlagsschreiber wurden für eine Kalibrierung eines kleinräumigen, hoch aufgelösten Niederschlagsradars (LAWR, DHI) verwendet.

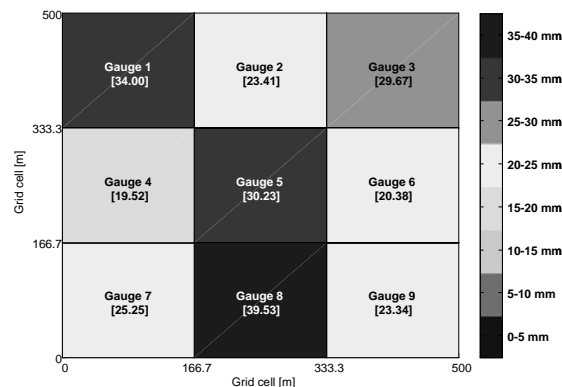


Abbildung 3: Versuchsfeld mit 9 Niederschlagsstationen, Vergleich der Niederschlagssummen (DHI, 2007).

Auf der Basis eines Niederschlagsradars ist die Ermittlung von Niederschlägen mit bestimmten Wiederkehrintervallen nicht mehr auf einige wenige Messstationen beschränkt. Vielmehr kann für jede Rasterzelle des Radars eine eigene Extremwertstatistik erstellt werden, die dann auch in Abhängigkeit der zeitlichen Variabilität des Niederschlags Berücksichtigung findet. In der folgenden Abbildung 4 sind die Wiederkehrintervalle eines Ausschnittes des Radarrasters in Abhängigkeit von der Dauer dargestellt.

Für kurze Regendauern ergibt sich in dem Beispiel ein Bild mit wenigen Zellen, in denen ein Wiederkehrintervall von mehr als 0,5 Jahren abgebildet wird. Mit steigender Niederschlagsdauer liefern immer mehr Radarpixel relevante Extremwerte. Für die 60 min. Niederschläge ergeben sich so bereits drei kleine Rasterbereiche, in denen das Wiederkehrintervall statistisch bei mehr als 100 Jahren liegt (vgl. Abbildung 4).

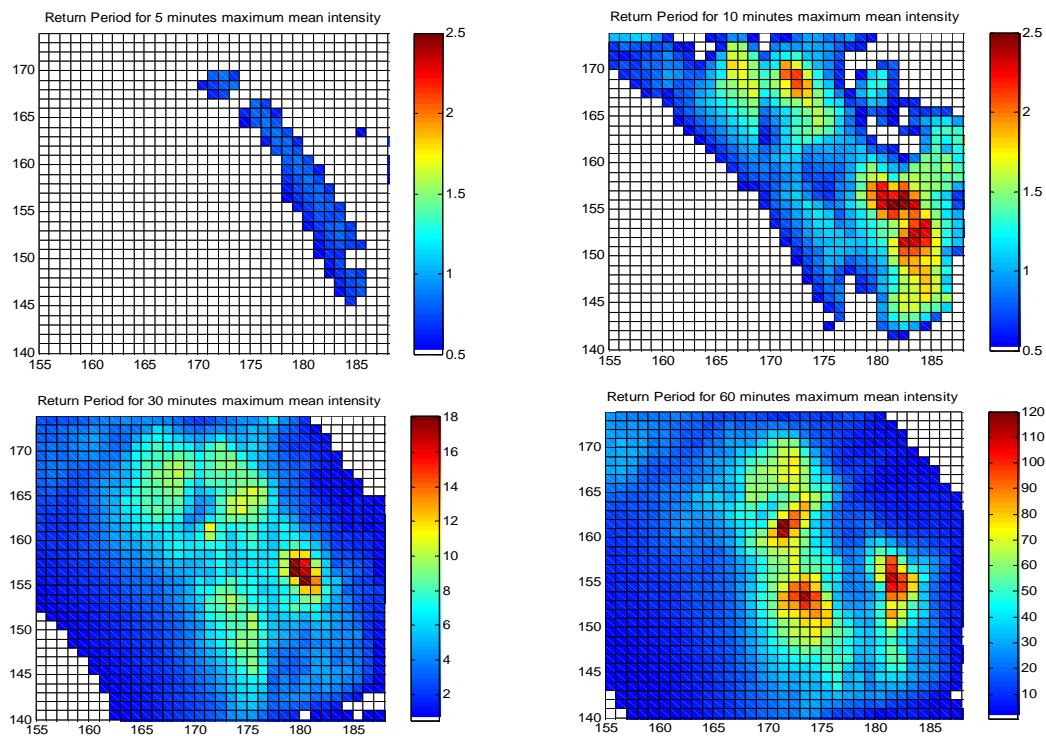


Abbildung 4: Räumliche Verteilung von Wiederkehrintervallen für 5, 10, 30 und 60 Minuten Regendauer. Auflösung des Radars 100m x 100m, je Rasterzelle ein Wiederkehrintervall (Pedersen et al. 2006).

Die Extremwertstatistik des Niederschlags kann in Zusammenhang mit Bodeneigenschaften und Landnutzung so zu einer räumlich und zeitlich verteilten Extremwertstatistik der Abflussbildung in den jeweiligen Einzugsgebieten führen und die Bemessungsereignisse den tatsächlichen Gegebenheiten im Einzugsgebiet besser anpassen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die klimatischen Bedingungen in Deutschland haben sich in den letzten drei Jahrzehnten erkennbar verändert (LÖBF, 2004; UBA, 2006; KLIWA, 2004; Hennegriff et al., 2006). Unter diesen Aspekten der Klimaveränderung ergeben sich Konsequenzen bzgl. der Wasserbewirtschaftung und zum Hochwasserschutz.

Trotz der Unsicherheiten der Ergebnisse aus Modellen zum globalen, regionalen und lokalen Wasserhaushalt, zeigt sich, dass die mittleren und die extremen Hochwasser voraussichtlich deutlich zunehmen werden. Dieser Erkenntnis wird zunehmend Rechnung getragen. Neben dem HQ_{100} und dem Wert des Bemessungsereignisses werden auch die

sungshochwassers (BemHQ) werden Hochwasseraktionspläne, Hochwassergefahrenkarten, die DIN 19700 BHQ_x, Restrisikobetrachtungen sowie z. B. die Ausweisung von Hochwasserentstehungsgebieten (Freistaat Sachsen) zur Betrachtung von Hochwasserereignissen herangezogen. In Baden-Württemberg und Bayern wird zudem von den Wasserwirtschaftsverwaltungen der Lastfall Klimaänderung über Klimaänderungsfaktoren zur Festlegung des Bemessungshochwassers für die Bereiche bzw. Flusseinzugsgebiete (BW) und pauschal (Bayern) angewendet.

Vor dem Hintergrund der Klimaänderung wird eine verstärkt ausgeprägt heterogene Verteilung von abflussbildenden Niederschlägen mit unterschiedlichen Wiederkehrintervallen auftreten. Lokal und regional ergibt sich daraus auch die Zunahme mittlerer und extremer Hochwasserereignisse. Daraus resultieren mit den heutigen Ansätzen ständig anzupassende Bemessungsgrößen (HQ₁₀₀, BHQ_x), da das Auftreten extremer Ereignisse eine Anhebung der Schätzwerte für Abfluss und Wasserstand bewirkt. Der Wert Bemessungshochwasser ist also eine dynamische Größe, er stellt eine Momentaufnahme dar.

Qualifizierte Aussagen zum Hochwasserschutz erfordern Abflussmengen, Wasserspiegelhöhen sowie Tiefen und Fließgeschwindigkeiten, die auch über einen planungstechnisch überschaubaren Zeitraum (Jahrzehnte) ihre Gültigkeit behalten. Notwendig wird daher insbesondere die hydrologische Modellierung von Abflusszeitreihen, die Berücksichtigung der Nichtlinearität zwischen Niederschlag und Abfluss (Stichwort Beschreibung der Verteilung des Niederschlags - Binnendifferenzierung) sowie die Berücksichtigung weiterer Systemparameter (z. B. Bodenfeuchte, Landnutzung, etc.).

6 Literatur

- Bartel, S.; Matz, S. (2007): Integration von historischen und hydraulisch/hydrologischen Analysen zur Verbesserung der regionalen Gefährdungsabschätzung und zur Erhöhung des Hochwasserbewusstseins. Präsentation. <http://www.rimax-hochwasser.de/489.html> : RIMAX Statusseminar , 14-16.03.2007
- Jensen, N.E. (2005): LAWR – Local Area Weather Radar Documentation, Version 3.1. DHI - Eigenverlag
- Pedersen, L.; Jensen, N.E., Madsen, H. (2006): 7th International Workshop on Precipitation in Urban Areas, 2006, St. Moritz, Switzerland
- DHI (2007): unveröffentlichte Studie von DHI
- LÖBF (2004): Erstellung regionaler Klimaszenarien für Nordrhein-Westfalen. Landesanstalt für Ökologie, Bodenordnung und Forsten, Nordrhein-Westfalen. http://www.lanuv.nrw.de/klima/pdf/klimastudie_nrw.pdf. 01.08.2007

UBA (2006): Presse-Information 026/2006. Workshop zu künftigen Klimaänderungen in Deutschland. [http://www.umweltbundesamt.de / uba-info-presse / 2006 / pdf / pd06-026.pdf](http://www.umweltbundesamt.de/uba-info-presse/2006/pdf/pd06-026.pdf). 01.08.2007

KLIWA (2004): Klimaänderungen und Konsequenzen für die Wasserwirtschaft. KLIWA Berichte, Heft 4.

Hennegriff, W.; Kolokotronis, v.; Weber, H.; Bartels, H. (2006): Klimawandel und Hochwasser. KA – Abwasser, abfall 2006 (53) Nr. 8. pp 770 - 779

Autoren:

Dipl.-Geoökol. Silvia Matz

Dipl.-Ing. Ralf Engels
Dr.-Ing. Matthias Pätsch
Dipl.-Ing. Christian Pohl
Dr.-Ing. Ole Larsen

DHI Privates Institut für Wasser und Umwelt e.V.
Krusenberg 31
28857 Syke

DHI Wasser & Umwelt GmbH
Wiesenstraße 10a
28857 Syke

Tel.: +49 4242 1638 11
Fax: +49 4242 1638 18
E-Mail: sma@dhigroup.com

Tel.: +49 4242 1638 0
Fax: +49 4242 1638 18
E-Mail: rae@dhi-umwelt.de
mpa@dhi-umwelt.de
cpo@dhi-umwelt.de
ola@dhi-umwelt.de

Anwendung von probabilistischen Verfahren für Extremereignisse mit sehr kleinen Eintrittswahr- scheinlichkeiten

Jürgen Jensen
Torsten Frank

Die Ermittlung von Extremereignissen mit Überschreitungswahrscheinlichkeiten von $10^{-4}/a$ wird mittlerweile für vielfältige Anwendungsfälle gefordert. Am Beispiel der Daten des Elbe-Pegels Dresden werden verschiedene Verteilungsfunktionen vergleichend angewendet und das auf der verallgemeinerten Gumbel-Verteilung basierende Verfahren ProMuse vorgestellt. Extremereignisse mit Überschreitungswahrscheinlichkeiten von $10^{-4}/a$ und Wiederkehrintervalle für das Elbehochwasser 2002 werden angegeben sowie die Verfahren vergleichend bewertet.

1 Einleitung

Nicht nur für die Bemessung der Hochwasserentlastung von Talsperren oder ähnlichen Bauwerken, sondern auch für besonders vulnerable Objekte an Fließgewässern und Küsten wird die Ermittlung des Bemessungshochwassers mit der Überschreitungswahrscheinlichkeit von $10^{-4}/a$ gefordert; z. B. durch die KTA-Regel 2207 (Schutz von Kernkraftwerken gegen Hochwasser 2004). Diese Regel benennt ein Standardverfahren zur Ermittlung des Bemessungshochwassers für Binnengewässerstandorte, weist jedoch darauf hin, dass im Einzelfall standortabhängig auch andere Verfahren einsetzbar sind.

Die mit dieser geforderten Sicherheit einhergehende sehr hohe Extrapolationsreichweite im Vergleich zu verfügbaren Pegelzeitreihenlängen führt bei den in der hydrologischen Praxis angewendeten Verteilungen zu sehr großen Ergebnisspannbreiten und somit steigt die Subjektivität in der Auswahl der maßgeblichen Ergebnisse bzw. der Parameter der Verteilungsfunktionen.

Der vorliegende Beitrag stellt daher häufig in der hydrologischen Praxis benutzte Verteilungsfunktionen vergleichend dar und stellt das Verfahren ProMuse

vor, welches aus Untersuchungen von extremen Erdbebenereignissen abgeleitet wurde und auf der verallgemeinerten Gumbel-Verteilung basiert.

Der Elbe-Pegel Dresden dient dabei dem exemplarischen Einsatz der behandelten Funktionen und Verfahren.

2 Jahreshochwasserzeitreihe des Elbe-Pegels Dresden

Der Elbe-Pegel Dresden befindet sich bei Elbe-Kilometer 55,6 und ist dort an der Augustusbrücke angeordnet. Kontinuierliche Aufzeichnungen von Wasserstands- und Abflussdaten liegen seit etwa 1850 vor.

Die Abbildung 1 zeigt die dieser Untersuchung zugrunde liegende Zeitreihe der Jahreshochwasserabflüsse von 1853 bis 2006.

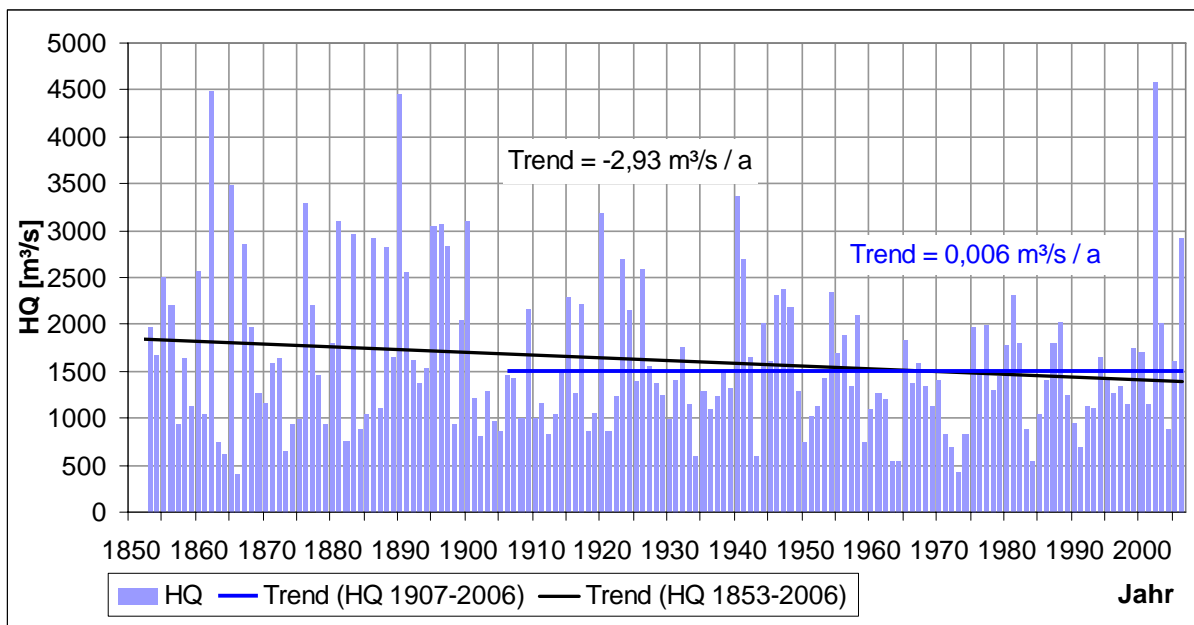


Abbildung 1: Jährliche Hochwasserscheitelabflüsse und linearer Trend am Elbe-Pegel Dresden (Jahresreihe 1853 bis 2006)

Wie deutlich zu erkennen ist, gibt es im Gesamtzeitraum 1853 bis 2006 drei herausragende Ereignisse, für die Scheitelabflüsse um die 4.500 m³/s angegeben werden. Eines dieser Ereignisse ist mit dem Sommerhochwasser 2002 aktuell aufgetreten und bildet mit dem ermittelten Abfluss von $HQ = 4.580 \text{ m}^3/\text{s}$ gleichzeitig den maximalen Hochwasserabfluss der Zeitreihe, während die beiden anderen Ereignisse bereits vor dem Jahr 1900 auftraten.

Die Anwendung einer linearen Trendfunktion zeigt für die Gesamtzeitreihe einen leicht abfallenden Trend, der durch die aufgetretenen Hochwasser vor 1900 begründet ist. Für die Reihe der letzten 100 Jahre ergibt sich kein signifikantes Trendsinal, sodass für die weitere Bearbeitung auf eine Trendkorrektur bzw. Beschickung verzichtet wird.

3 Verfahren der hydrologischen Praxis

Eine Zusammenfassung ausgewählter Verfahren, die sich in der hydrologischen Praxis bewährt haben, findet sich im *DVWK-Merkblatt 251 (1999)*. Die Verfasser verwenden das MS Excel AddIn „DatAn“ (*Jensen, Frank und Wisser, 2000*), eine Software für die statistische Analyse von hydrologischen Extremwerten gemäß dem *DVWK-Merkblatt 251*, um für beliebige Pegelzeitreihen die folgenden Verteilungs- und Anpassungsfunktionen zu ermitteln: Jenkinson A, Jenkinson B, Gumbel, Pearson III bzw. log Pearson III, lin. Regression und log Normal.

Dabei ist die Jenkinson-Funktion eine geschlossene Lösung der Allgemeinen Extremwert-Verteilung Typ I, II und III (*Jensen, 1985*) mit den Parametern a und k , gegeben durch:

$$P(x) = e^{-1(-x/a)^{1/k}} \quad (1)$$

Damit ergibt sich der Zusammenhang, dass bei positivem k die Verteilungsfunktion konvex gekrümmt ist, mithin die Extremereignisse einen oberen Grenzwert aufweisen, bei negativem k die Verteilungsfunktion konkav gekrümmt ist und die Funktion für $k = 0$ der Gumbel-Verteilung entspricht. Die Parameter a und k werden dabei über die Verhältnisse der Standardabweichungen der Zeitreihe der ein- und zweijährigen Maxima nach zwei verschiedenen Verfahren (Jenkinson A und B) ermittelt. Diese Allgemeine Extremal-Verteilung greift das Verfahren ProMuse auf, geht aber einen Schritt weiter, in dem eine vorhandene Obergrenze, mithin also ein konvex gekrümmter Verlauf der Erwartungswerte der Verteilungsfunktion vorausgesetzt wird.

In der Abbildung 2 sowie in der zugehörigen Tabelle 1 ist zu erkennen, dass die drei größten HQ der Zeitreihe 1853 bis 2006 mit Scheitelabflüssen um die $4.500 \text{ m}^3/\text{s}$ in den Plotting Positionen eine herausragende Stellung einnehmen und die Ergebnisse der Verteilungsfunktionen unterschiedlich stark darauf rea-

gieren. Insbesondere die Jenkinson-Funktionen nehmen einen deutlich konkaven Verlauf an, der in extremen Erwartungswerten resultiert.

Die entsprechenden Ergebnisse für die HQ-Zeitreihe der letzten 100 Jahre von 1907 bis 2006 sind in Abbildung 3 und Tabelle 2 aufgeführt.

Eine Auswertung der Zeitreihe von 1907 bis 2001, die das extreme Hochwasser von 2002 nicht beinhaltet, zeigt den Einfluss des Extremwertes bei dem Sommerhochwasser 2002 und stellt gleichzeitig die Abhängigkeit der Ergebnisse der Verteilungsfunktionen von dem der Auswertung zugrunde liegenden Zeitfenster dar (Abbildung 4 und Tabelle 3).

In den entsprechenden Grafiken finden sich ebenfalls die Ergebnisse des im Folgenden beschriebenen ProMuse-Verfahrens sowie der maximierte $HQ_{10.000}$ -Wert gemäß der in der KTA 2207 angegebenen Konvention zur Verwendung der Pearson Typ III Verteilung unter Ansatz einer maximierten Schiefe (KTA, 2207, 2004 und Kleeberg und Schumann, 2001).

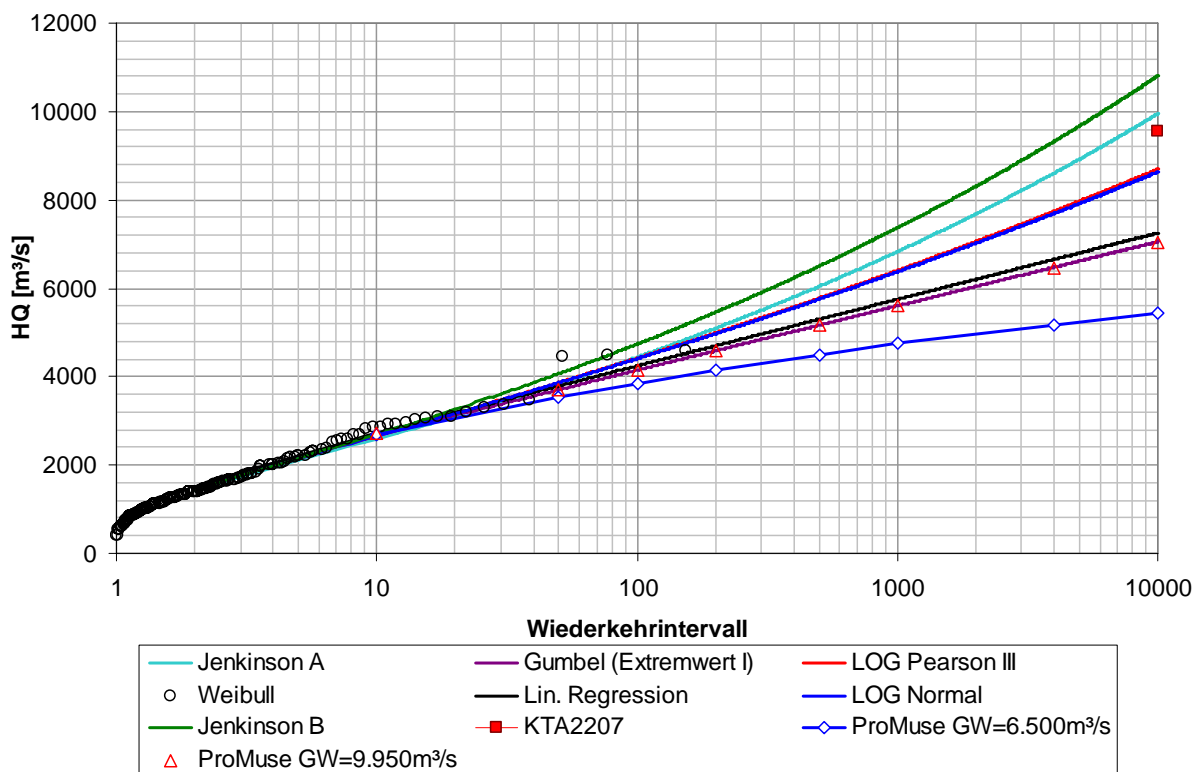


Abbildung 2: Auswertung verschiedener Verteilungsfunktionen für den Pegel Dresden mit der HQ-Zeitreihe 1853 bis 2006

Tabelle 1: Hochwasserabflüsse für Wiederkehrintervalle von T = 100 bis 10.000 Jahren nach verschiedenen Verteilungsfunktionen für den Pegel Dresden mit der HQ-Zeitreihe 1853 bis 2006 [m³/s]

T [a]	Jenkinson A	Jenkinson B	Gumbel	LOG Pearson III	Lin. Regression	LOG Normal	ProMuse GW 6500
100	4.443	4.736	4.147	4.418	4.245	4.407	3.855
1.000	6.830	7.368	5.603	6.403	5.750	6.373	4.745
10.000	9.951	10.807	7.056	8.695	7.253	8.633	5.441
mean error	99,26	86,24	103,12	78,57	99,11	100,37	n. a.

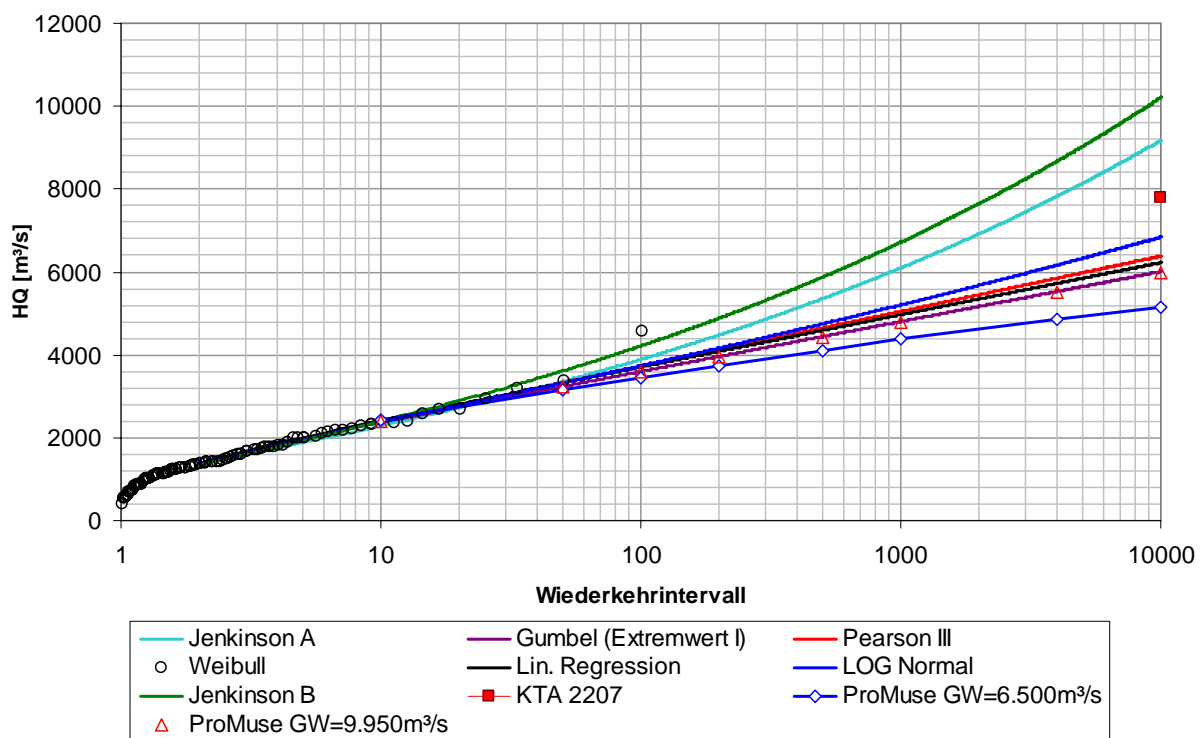


Abbildung 3: Auswertung verschiedener Verteilungsfunktionen für den Pegel Dresden mit der HQ-Zeitreihe 1907 bis 2006

Tabelle 2: Hochwasserabflüsse für Wiederkehrintervalle von T =100 bis 10.000 Jahren nach verschiedenen Verteilungsfunktionen für den Pegel Dresden mit HQ-Zeitreihe 1907 bis 2006 [m³/s]

T [a]	Jenkinson A	Jenkinson B	Gumbel	Pearson III	Lin. Regression	LOG Normal	ProMuse GW 6500
100	3.891	4.216	3.598	3.726	3.706	3.737	3.458
1.000	6.098	6.718	4.805	5.050	4.968	5.206	4.372
10.000	9.175	10.206	6.010	6.384	6.228	6.840	5.166
mean error	99,80	74,32	107,77	103,39	103,02	99,80	n. a.

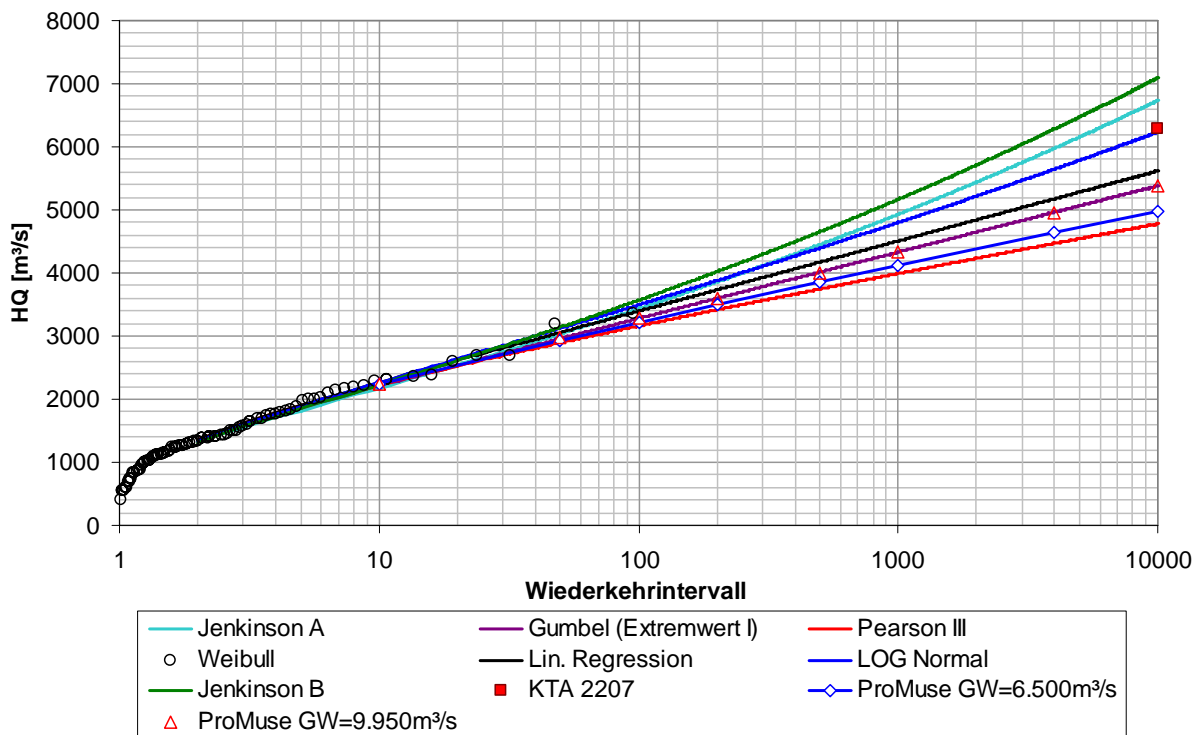


Abbildung 4: Auswertung verschiedener Verteilungsfunktionen für den Pegel Dresden mit der HQ-Zeitreihe 1907 bis 2001

Tabelle 3: Hochwasserabflüsse für Wiederkehrintervalle von $T = 100$ bis 10.000 Jahren nach verschiedenen Verteilungsfunktionen für den Pegel Dresden mit der HQ-Zeitreihe 1907 bis 2001 [m³/s]

T [a]	Jenkinson A	Jenkinson B	Gumbel	Pearson III	Lin. Regression	LOG Normal	ProMuse GW 6500
100	3.435	3.570	3.280	3.160	3.396	3.497	3.215
1.000	4.931	5.167	4.332	3.992	4.508	4.802	4.124
10.000	6.736	7.093	5.382	4.780	5.618	6.233	4.969
mean error	77.34	63.97	56.03	58.50	44.89	77.45	-

Der Gesichtspunkt der Abhängigkeit des zu bestimmenden Bemessungsereignisses, beispielsweise des $HQ_{10.000}$, von der betrachteten Teilzeitreihe, wird daher mit folgender Auswertung visualisiert: Über die Gesamtzeitreihe von 1853 bis 2006 wird ein Zeitfenster mit einer Länge von 50 Jahren gleitend jeweils ein Jahr weitergeschoben und der resultierende $HQ_{10.000}$ -Verlauf (exemplarisch für die Gumbel-Verteilung) in Abbildung 5 dargestellt. Die Ermittlung eines $HQ_{10.000}$ aus einer 50-jährigen Teilzeitreihe ist hier rein formal zu sehen und dem Thema des Beitrags geschuldet; eine HQ_{100} -Funktion würde gleichermaßen, lediglich mit niedrigeren Werten, verlaufen.

Entsprechend Abbildung 5 ergibt sich ein Verlauf der Erwartungswerte des $HQ_{10.000}$, der aus den jeweilig vor dem Punkt der Auftragung liegenden 50 Jahres-HQ ermittelt wird. Für den Pegel Dresden sind vor dem Jahr 1900 sehr viele hohe Hochwasser aufgetreten, die sich in diesem Ausmaß im Verlauf des 20. Jahrhunderts nicht mehr ereignet haben. Demzufolge weist der Erwartungswert in Abbildung 5 eine fallende Tendenz auf, bis das erste 50 Jahre Fenster den HQ-Wert des Jahres 2002 erfasst. Die Einbeziehung dieses extremen Ereignisses ergibt sofort einen starken Anstieg des ermittelten $HQ_{10.000}$ -Wertes.

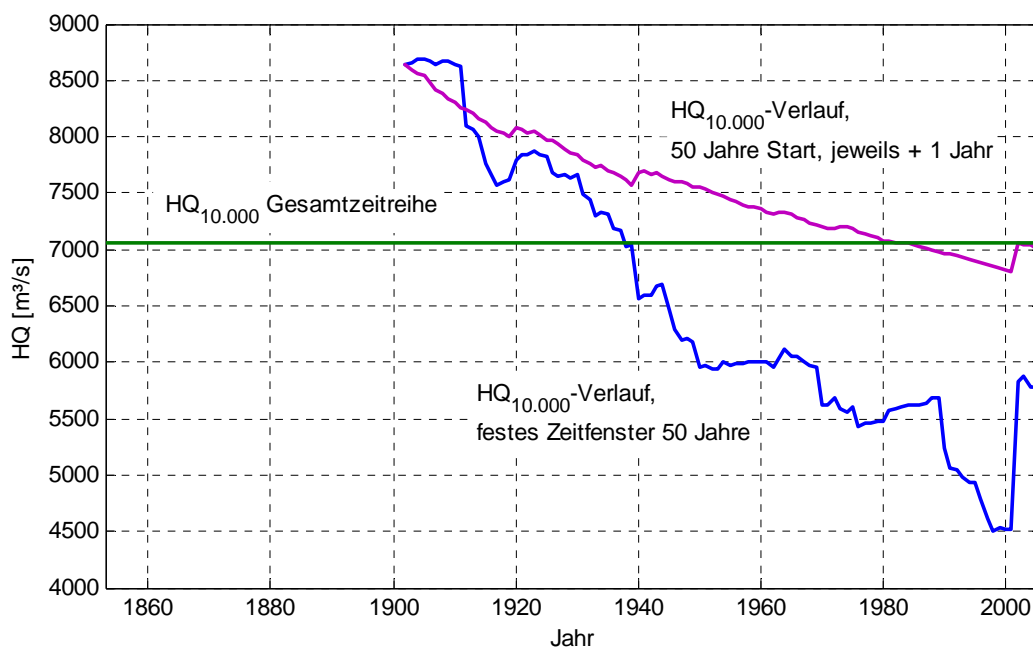


Abbildung 5: $HQ_{10.000}$ -Verlauf resultierend aus einem Zeitfenster von 50 Jahren; zum einen jeweils um ein Jahr verschoben und zum zweiten jeweils um 1 Jahr verlängert

Ähnliches zeigt die zweite Kurve ($HQ_{10.000}$ -Verlauf, 50 Jahre Start, jeweils + 1 Jahr) der Abbildung 5; hier ist in Art eines langjährigen Chronisten (*Führbörter, 1976*), aufbauend auf einer Startzeitreihe von 50 Jahren, zu jedem Jahr eine neue Ermittlung des $HQ_{10.000}$ -Wertes unter Einbeziehung des jeweiligen Jahres-HQ durchgeführt worden. Zusätzlich ist das entsprechende $HQ_{10.000}$ für die Gesamtzeitreihe, ebenfalls für die Gumbelverteilung, als waagrecht durchlaufende Linie dargestellt.

4 Verfahren ProGumbel bzw. ProMuse

Im ProMuse-Verfahren wird unter der physikalisch sinnvollen Annahme einer oberen möglichen Grenze eines Sturmflutwasserstandes bzw. Hochwasser-

abflusses die Extrapolation und Anpassung einer generalisierten Gumbel-Verteilung, basierend auf der modellmäßigen Beschreibung der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Ereignisses über die Eintrittsrate λ aus einem Poisson-Prozeß, durchgeführt. Das Verfahren basiert auf der Umsetzung des ProGumbel-Verfahrens (*Jensen et al., 2003; Jensen, Frank und Rosenhauer, 2005*) für die Anwendung bei der Ermittlung von extremen Sturmflutwasserständen im Rahmen des KFKI-Projektes MUSE (*Jensen et al., 2006*).

Die Grundlage des Verfahrens bildet wie bei der Jenkinson-Funktion die Allgemeine Extremwertverteilung. Sie ist eine dreiparametrische Funktion, die bei ProMuse durch den Maßstabsparameter a , den Lageparameter b und den Form- bzw. Krümmungsparameter τ bestimmt wird. Die Parameter a und b können mit Hilfe der folgenden Beziehungen durch die Momente erster und zweiter Ordnung beschrieben werden (*Dyck und Peschke, 1995*):

$$\begin{aligned}\mu &= b + \left(\frac{1}{a \cdot \tau}\right) \cdot [1 - \Gamma(1 + \tau)] \\ \sigma &= \left(\frac{1}{a \cdot \tau}\right) \cdot \sqrt{\Gamma(1 + 2\tau) - \Gamma^2(1 + \tau)}\end{aligned}\quad (2)$$

Mit den Abkürzungen

$$\begin{aligned}f_1 &= \Gamma(1 + \tau) \\ f_2 &= \sqrt{\Gamma(1 + 2\tau) - \Gamma^2(1 + \tau)}\end{aligned}\quad (3)$$

ergibt sich die in ProMuse angewendete Form der Allgemeinen Extremwertverteilung für $\tau \neq 0$

$$F(x) = \exp \left[- \left(f_1 - f_2 \cdot \frac{(x - \mu)}{\sigma} \right)^{\frac{1}{\tau}} \right] \quad (4)$$

Besondere Bedeutung kommt der Schätzung des Formparameters τ zu. Dieser Parameter wird in einer herkömmlichen Anwendung der Allgemeinen Extremwertverteilungsfunktion in Abhängigkeit von den Parametern μ und σ geschätzt und ist im Allgemeinen positiv gekrümmt, womit sich die Funktion asymptotisch einem oberen Grenzwert nähert.

Diese Obergrenze der Allgemeinen Extremwertfunktion ergibt sich üblicherweise allein aus den auszuwertenden Daten und ist ein mathematisch theoretisch ermittelter Wert, ohne physikalischen Bezug. Je nach vorhandenem Datensatz

kann dieser Wert signifikanten Schwankungen unterliegen, was die statistische Aussageschärfe deutlich einschränkt.

In vielen Fällen liegen physikalisch begründete Annahmen oder Berechnungsergebnisse für einen Höchstwert vor, sodass dieser berücksichtigt werden sollte und somit die Bestimmung der Verteilungsfunktion in wesentlichen Teilen physikalisch begründet werden kann. Eine solche Vorgehensweise wird auch in *DVWK (1999b)* empfohlen: „[...] Eine andere Lösungsmöglichkeit bestände darin, Verteilungsfunktionen zu verwenden, denen physikalische Annahmen zugrunde liegen. Die aktuellen Forschungen in diesem Bereich sind vielversprechend, aber derzeit noch nicht anwendungsreif.[...]“

In dem KFKI-Forschungsprojekt MUSE (*Jensen et al., 2006*) wurde ein solcher Höchstwert durch die Ermittlung von physikalisch höchstmöglichen Sturmflutwasserständen durch Ansatz maximierter Sturmflutdaten aus Ensemble-Predictions meteorologischer Modelle auf das numerischen Nordsee-Modell der Deutschen Bucht angesetzt.

Für einen Gewässerabschnitt eines Flusses könnte ein solcher Höchstwert beispielsweise durch Untersuchungen zur Probable Maximum Flood (PMF) ermittelt werden.

Werden Wasserstandsdaten in Tideflüssen betrachtet, so ergeben sich die physikalisch maximal möglichen Wasserstände indirekt durch die vorhandenen Deichhöhen. Der Wasserstand kann maximal die Deichhöhe zuzüglich einer gewissen Überlaufhöhe $h_{\bar{U}}$ erreichen, welche je nach Länge des überströmten Deichabschnitts und dem weiteren Höhenverlauf außerhalb des betrachteten Flussabschnittes variiert.

Für den als Beispiel gewählten Pegel Dresden gab es im Rahmen der Beitragsbearbeitung keinen Hinweis auf eine entsprechende, anzusetzende Obergrenze. Aus diesem Grunde wird die Bandbreite der Ergebnisse durch den Ansatz von zwei Grenzwerten dargestellt, indem zum einen ein plausibel geschätzter Grenzwert von $HQ = 6.500 \text{ m}^3/\text{s}$ als untere Bedingung und der Wert von $HQ = 9.950 \text{ m}^3/\text{s}$, für den der Krümmungsfaktor τ gegen Null und die ProMuse-Funktion in die Gumbel-Verteilung übergeht, als obere Grenzbedingung gewählt wird. Die entsprechenden Ergebnisse sind in den Abbildungen 2 bis 4 sowie in den Tabellen 1 bis 3 den Erwartungswerten der übrigen Verteilungsfunktionen gegenüber gestellt.

5 Zusammenfassung

Es ist stets empfehlenswert, die Zeitreihe des zu untersuchenden Pegels auf ihre statistischen Eigenschaften zu untersuchen und verschiedene Verteilungsfunktionen anzuwenden, um ein Lösungsspektrum zur Einordnung der erzielten Ergebnisse zu erhalten. Die am Beispiel des Elbe-Pegels Dresden angewendeten Funktionen und Verfahren zeigen dabei eine sehr große Bandbreite. Dies liegt zum einen an dem zum Ziel gesetzten Bemessungswert mit dem sehr großen Wiederkehrintervall von 10.000 Jahren und zum anderen an der Zeitreihe, die drei außergewöhnlich hohe Ereignisse enthält, welche insbesondere Verfahren beeinflusst, die auf eine Schätzung eines Krümmungsparameters angewiesen sind, aber keine weitere Restriktion als Vorgabe beinhalten.

Das Verfahren ProMuse bietet eine solche Restriktion, in dem es den Ansatz einer physikalisch begründbaren Obergrenze fordert. Für den als Beispiel gewählten Pegel Dresden gab es im Rahmen dieser Bearbeitung keinen Hinweis auf eine entsprechende, anzusetzende Obergrenze. Im Fall des berechtigten Bedarfs an Bemessungsabflüssen von Jährlichkeiten größer $T = 1.000$ Jahre werden weitere Untersuchungen, z. B. PMF und Anwendung des ProMuse-Verfahrens, empfohlen.

Eine vertiefte Beurteilung der Datenqualität der verfügbaren Zeitreihe lag außerhalb des Fokus der vorliegenden Bearbeitung. In Annahme verlässlicher Datenqualität, insbesondere auch der ersten HQ-Werte der Zeitreihe, besteht kein Grund die Ergebnisse der beiden weiteren untersuchten Teilzeitreihen denen der Gesamtzeitreihe vorzuziehen.

Aus den Ergebnissen der vorliegenden Bearbeitung kann daher ein $HQ_{10.000}$ zwischen $5.441 \text{ m}^3/\text{s}$ und $7.056 \text{ m}^3/\text{s}$ (Bandbreite der ProMuse-Anwendung), bzw. $8.695 \text{ m}^3/\text{s}$ (Pearson III Verteilung mit der besten Anpassung an die empirischen Plotting Positionen) abgeleitet werden.

Nach den ProMuse-Auswertungen wird damit dem Maximalwert der Zeitreihe, dem Sommerhochwasser $HQ_{2002} = 4.580 \text{ m}^3/\text{s}$, ein Wiederkehrintervall zwischen 200 Jahren (angesetzter Grenzwert $9.950 \text{ m}^3/\text{s}$, Übergang zur Gumbel-Verteilung) und 625 Jahren (angesetzter Grenzwert von $6.500 \text{ m}^3/\text{s}$) zugeordnet.

6 Literatur

- DVWK 1999: "Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen", DVWK Merkblätter zur Wasserwirtschaft 251, 1999
- Dyck, S. und Peschke, G.: Grundlagen der Hydrologie, Verlag für Bauwesen, 3. Aufl., Berlin, 1995
- Führböter, A.: Über zeitliche Veränderungen der Wahrscheinlichkeit von Extremsturmfluten an der deutschen Nordseeküste, Mitteilungen des Leichtweiß- Institutes für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976
- Jensen, J.: Über instationäre Entwicklungen der Wasserstände an der deutschen Nordseeküste, Mitteilungen des Leichtweiß- Institutes für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, 1985
- Jensen, J.; Frank, T.; Wisser, D.: "DATAN - An MS Excel based tool for estimating design values in hydrology", in Yufin, S. A. (Hrsg.) Geocology and Computers, Proc. of the 3rd Int. Conference on Advances of Computer Methods in Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1-4 Februar 2000, Moskau, Balkema
- Jensen, J., Frank, T., Zimmerman, C., Mai, St., Rosenhauer, W., Meiswinkel, R. und Barg, G.: "Neue Verfahren zur Abschätzung von seltenen Sturmflutwasserständen", HANSA, Nr. 11, 140. Jahrgang, Hamburg, 2003
- Jensen, J.; Frank, T. und Rosenhauer, W.: Untersuchung zur Anwendung des probabilistischen Verfahrens ProGumbel auf Binnenstandorte am Beispiel des Kernkraftwerks Grafenrheinfeld (KKG), fwu - Abt. Wasserbau & Siegen, Universität Siegen, 2005
- Jensen et al.: Jensen, J.; Bork, I; Koziar, Ch.; Mudersbach, Ch.; Müller-Navarra, S.; Renner, V. (2006): Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten an der deutschen Nordseeküste (MUSE), Abschlussbericht KFKI-Forschungsvorhaben 78
- KTA 2207: Anhang A, "Ableitung von Hochwasserabflüssen und Sturmflutwasserständen der Überschreitungswahrscheinlichkeit von $10^{-4}/a$ ", Fassung 11/2004
- Kleeberg, H.-B. und Schumann, A. H.: "Ableitung von Bemessungsabflüssen kleiner Überschreitungswahrscheinlichkeiten", Wasserwirtschaft 91, 2001
- Plate, E. J.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1993
- Rosenhauer W.: Benutzungs-Anleitung für das Extremwertstatistik-Programm GUMBEL. Bericht im Auftrag des RWE, Rösrath, Juli 1998

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen

Dr.-Ing. Torsten Frank

Forschungsinstitut Wasser und Umwelt
Universität Siegen
Paul-Bonatz-Straße 9-11
57076 Siegen

Forschungsinstitut Wasser und Umwelt
Universität Siegen
Paul-Bonatz-Straße 9-11
57076 Siegen

Tel.: +49 271 7402172

Tel.: +49 271 7402643

Fax: +49 271 7402722

Fax: +49 271 7402722

E-Mail: jensen@fb10.uni-siegen.de

E-Mail: frank@fb10.uni-siegen.de

Kein Tag ohne Wasser

**Jeden Tag herrlich frisches und
hochwertiges Trinkwasser**

aus
der Elbaue und der Rappbodetalsperre
für Mitteldeutschland

—
dafür sorgen unsere hochqualifizierten
Mitarbeiter und Mitarbeiterinnen
in den 6 Wasserwerken, 2 zertifizierten Laboren
und am ca. 700 km langen Leitungsnetz.

www.fwv-torgau.de



**Fernwasser-
versorgung**
Elbaue-Ostharz GmbH

Practical Using of Methodology of the Potential Flood Loss Assessment

Jana Korytářová

Miloslav Šlezinger

This article deals with the methodology of potential flood loss assessment which was developed in the frame of solution of protection arrangements in the Czech Republic area. Potential flood damages are set in model for certain hydrologic situation. On the base of flood parameters (speed of water, depth of water and duration of flood) and the property representative (building objects) were originated loss curves. These loss curves are created in a graph form that is used for determination of % damage on the property representative for various combinations above cited flood parameters.

As a next step of this methodology there were created territorial property ratios for separate territorial categories (according to its functional usage) which are defined by quantity and reproduction price of the real property representative. These territorial property ratios in monetary unit/m² makes possible to quickly assessment of value of immovable property in the inundation area. Consequently by the help of loss curves it is possible to determine value of the potential flood loss in this area.

Value of potential flood loss which was determined according to this methodology is continuously compared with the real state that means with the consequence of the real flood. Data matching moves from 80 % to 95 %. Output of this methodology it is the possibility of the comparison of the potential flood loss of immovable property in the area with the investment costs for anti-flood operations.

Details in above cited methodology and exhibits of practical using will be subject of presentation in the Conference Dresdner Wasserbaukolloquium 2007.

1 Introduction

The issues of floods as well as flood threats to the towns and villages still remain a very up-to-date topic in the Czech Republic. The damage on property caused by floods has been relatively very high in recent years. Since the protec-

tive precautions are capital-intensive, their economical rentability must be judged with regard to the context of potential flood damage which can be avoided or which at least can be reduced. In order to be able to estimate the occurred damage an own method has been developed by the members of the research team, this method consists of following steps:

Specification of the territorial property valuation:

- Specification of property representatives in the territory.
- Estimation of property representatives.
- Specification of territorial category.
- Specification of territorial representative.
- Estimation of territorial property ratio in reproduction price level.

Evaluations of damage on the territorial property caused by floods:

- Specification of damage on the property representatives.
- Evaluations of damage ratio of the territorial representative formulated in %.
- Specification of damage on the territorial representative in reproduction price level.
- Specification of damage in the monitored territory in reproduction price level.

Authors have focused at a more detailed description of the second part of the methodology, the evaluations of damage caused on the territorial property due to floods. The first part of the methodology has been solved in a more detailed manner within the article Territorial Property Ratios for the Estimation of Financial Demands to Compensate Flood Loss (written by *Tichá-Marková*).

2 Evaluation of Damage on Territorial Property after the Flood

2.1 Specification of Damage of Property Representatives

While evaluating the damage first the measure of damages of the property representatives depending on the hydrological situation defined in advance must be investigated. This status has been simulated in the methodology on the basis of three primary parameters, namely of: water depth (h), duration of the flood (t) and the bearload subgrade. The selected criteria for the own evaluation of potential damage are as follow:

h – Depth of Water (Elevation of the Water Column within the Structure or in the Terrain Level)

h_1 – to 0.5 m,

h_2 – to 3.0 m (Average Elevation of the Ground Floor),

h_3 – above 3.0 m.

t - Duration (Water on the Surface of the Structure)

t_1 – within 1 day,

t_2 – from 2 to 7 days,

t_3 – more than 7 days.

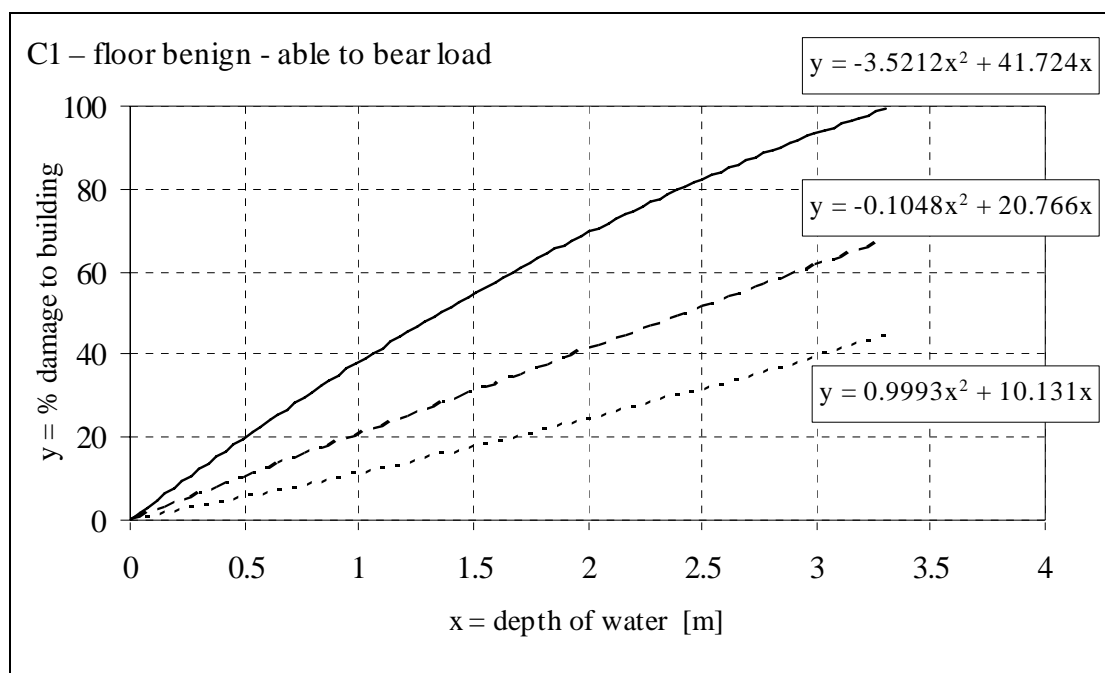


Figure 1: Damage Curves for the Representative of Family House Property, Contiguous Terraced Development

The combination of the above described criteria has been elaborated on the assumption of both flowing water reaching the speed up to 1.0 m/s and the bear-load subgrade.

The table data have been transferred into a detailed chart which enables to determine the percentage of damage occurred for the particular real property representatives. The curves in particular charts shall be subsequently specified in a more detailed manner upon the data acquired from case studies within the scope of the research grant.

The following chart shows the damage curve for a real property representative of a family house.

2.2 Evaluation of the Damage Ratio of the Territorial Representative Formulated in %

The territorial representative is formed through built-up areas of a specific number of real property representatives. For each type of real property representative % of damage has been determined by the help of damage curves. Further the number of real property representatives within the location of interest has been determined and by means of their reproduction price level as well as the percentage of damage the average % damage in the determined territorial category has been specified.

Table 1: Categories of Developed Areas

Code of Territorial Category	Name of Territorial Category	Value of the Real Property [in th. €]	Damage Ratio [in %]	Damage [in th. €]
A	Residential Areas	12,216	0.168	2,050
B	Recreational Areas	360	0.598	183
C	Areas of Civil Infrastructure	43,456	0.170	830
D	Green Areas			
E	Miscellaneous Areas			
F	Productional and Logistics Areas	5,962	0.12	715
G	Areas of Transportation Infrastructure			
H	Areas of Technical Infrastructure	64	0.05	3
I	Specific Areas			
Total Sum of the Potential Damage				3,782

3 Conclusion

The estimated damage on real property located in the flood area of Šumický Stream in City of Pohořelice amounting to 3,782 th. € does not include the internal equipment of structures, operational technology, stock, vehicles located inside of the structures etc.

Further no damages on means of agricultural production, on the river-basin of Šumický Stream, on the transportation infrastructure, on the dams of Šumický as well as Pohořelický Pond (these ponds would be overfilled if no dam failure occurred) are included.

Providing the existing status of land management in the basin of Šumický Stream we have to take into consideration while evaluating the damage the transport of a large quantity of earth material which would subsequently be sedimented at places where the speed of streaming is lower, namely everywhere at places of a potential effusion. All those damages are referred to as „the miscellaneous damages“.

Based on experience from solving the consequences of flood events in 1997 and 2002 (in particular we insist on the situation in the City of Olešnice and in the local part Roudná in the City of České Budějovice where lots of useful data is available) we can claim that the level of miscellaneous damages reaches at least the level of damage on structures or it is even higher than that.

The total evaluations of damage on the structures + „miscellaneous damages“ can be evaluated with regard to the aforesaid information to the price level of minimally a double of the structural damage, namely to the sum total of CZK 211,800 thousand.

4 References

- Tichá, A., Korytářová, J., Hanák T. (2003): Metodika stanovení výše škod na majetku v území postiženém povodněmi [Methodology of Specification of Property Damage within the Territory Affected by Floods], Collection of Entries from the 3rd conference dealing with water structures, held in 2003, Thesis and studies by the Institute of Water Structure of FAST VUT v Brno, Volume 4. Brno 2003.
- Uhmánová, H., Šlezinger, M. (2003): Metodika stanovení potenciálních povodňových škod – základní informace [Methodology of Specification of Potential Damages Caused by Floods - Basic Information], Collection of Entries from the 3rd conference dealing with water structures, held in 2003, Thesis and studies by the Institute of Water Structure of FAST VUT in Brno, Volume 4. Brno 2003.
- Tichá, A., Korytářová, J. (2003): Oceňování škod na majetku postiženém povodněmi [Evaluation of Property Damage Caused by Floods], Collection of Entries from the 4th international science symposium Economical and Administration Procedures in Engineering and Investment Projects, STU Bratislava, SF, Chair of Economics and Structural Management, Bratislava 2003.

Acknowledgment:

This result has been achieved with the financial support of the Czech Science Foundation (GA CR), Project No. 103/05/0160. The procedures of support of the decision-making in the field of structural investments in order to safeguard the territorial stability against floods.

Authors:

Doc. Ing. Korytářová Jana, Ph.D.

Institute of Structural Economics
and Management

Brno University of Technology
Faculty of Civil Engineering
Rybkova 1
Czech Republic, 602 00 Brno

Phone: +422 541 148 555.
Fax: +422 541 148 632
Email: korytarova.j@fce.vutbr.cz

Doc. Dr. Ing. Šlezinger Miloslav

Institute of Water Structure

Brno University of Technology
Faculty of Civil Engineering
Žižkova 17
Czech Republic, 602 00 Brno

Phone: +422 541 147 758
Fax: +422 541 147 752
Email: slezingr.m@fce.vutbr.cz

Web-basierter Datendienst 2D-Lippehydraulik

Andrea Gleim
Thorsten Hens
Georg Johann
Thomas Jung
Kaj Lippert

Der Lippeverband ist ein nordrhein-westfälischer Wasserwirtschaftsverband. Im Sinne eines integrierten Flussgebietsmanagements gem. EU-WRRL gehören zu den wichtigsten Aufgaben des Verbandes: Hochwasserschutz, Abwasserbehandlung und Gewässerunterhaltung. Dazu plant, baut und betreibt der Verband u. a. 38 km Lippe-Deiche, die bis zu 17 m hoch und bis zu einem HQ_{250} ausgelegt sind. Anlass für das Schutzniveau von etwa 570 Mio. €. Als Grundlage für die Bemessung von Hochwasserschutzanlagen, Festlegungen von Überschwemmungsgebieten u. Ä. wurde 1994 mit dem Aufbau eines 2D hydrodynamisch-numerischen Strömungsmodells für die Lippe und ihre angrenzenden Vorländer begonnen. Heute liegt ein durchgängiges Strömungsmodell Zustand 2003 über 155 Fluss-km von der Lippemündung in den Rhein bei Wesel bis Lippborg vor. Mit dem Modell wurden parallel projektspezifische Untersuchungen durchgeführt, in denen Planungsszenarien hinsichtlich Bergsenkungen, Hochwasserschutz oder Gewässerentwicklung berechnet wurden. Diese umfangreichen und unterschiedlichen Daten (raum- und zeitbezogene Daten, Dokumente) können nicht allein durch ein GIS-System verwaltet werden. Deshalb wurde ein web-basiertes Informationssystem entwickelt, welches Bestandteil des Hochwasser-Vorhersage-Systems des Verbandes sein wird.

1 Einleitung

Der Lippeverband ist ein nordrhein-westfälischer Wasserwirtschaftsverband, in dessen Aufgabenfeld u. a. der Hochwasserschutz liegt. Dazu plant, baut und betreibt der Verband Hochwasserschutz-Anlagen, zu denen auch 38 km Lippe-Deiche gehören, die bis zu 17 m hoch und bis zu einem HQ_{250} ausgelegt sind. Der hohe Ausbaugrad der Hochwasserschutz-Einrichtungen zollt dem großen Schadenspotential von rund 570 Mio. € Rechnung (*Hochwasser-Aktionsplan Lippe, 2002*). Der seit dem 19. Jahrhundert im Lippegebiet umgehende Steinkohlebergbau führt zu anhaltenden Bergsenkungen, aufgrund derer die Hoch-

wasserschutz-Anlagen (Deiche, Hochwasserrückhaltebecken, Pumpwerke) bis heute immer wieder angepasst werden müssen.

Zur Bewältigung von Hochwasserereignissen handelt der Lippeverband nach einem Hochwasserschutzkonzept (*Pfeiffer et. al., 2007*), das sich von der Hochwasserschutz-Vorsorge bis zum Krisenmanagement erstreckt. Im Hochwasserfall werden Abflussvorhersagen berechnet sowie korrespondierende Wasserspiegellagen und Überflutungsflächen ermittelt. Auf diese Weise können örtliche Gefahrenbereiche identifiziert und entsprechende Sofortmaßnahmen eingeleitet werden. Zur Unterstützung dieser Arbeitsabläufe hat der Lippeverband 1994 mit dem Aufbau eines 2D hydrodynamisch-numerischen Strömungsmodells für die Lippe und ihre angrenzenden Vorländer begonnen. Im Projekt „Hydrologie und Hydraulik der Lippe“ in Zusammenarbeit mit dem Land Nordrhein-Westfalen wurde ein durchgängiges Modell, Zustand 2003 (Referenzzustand) über 155 Fluss-km von der Lippemündung in den Rhein bei Wesel bis Lippborg, zusammengestellt.

Neben den hydraulischen Berechnungsergebnissen für Hochwasserszenarien unterschiedlicher Wiederkehrwahrscheinlichkeiten (HQ_1 bis HQ_{250}), liegen eine Reihe von projektspezifischen Informationen vor, wo Planungsszenarien hinsichtlich Bergsenkungen, Hochwasserschutz oder Gewässerentwicklung berechnet wurden. Diese umfangreichen und unterschiedlichen Daten können nicht nur in einem GIS abgebildet und gepflegt werden, da es sich nicht nur um räumlich orientierte Datenbestände handelt (siehe Kap. 5.1). Um mit den großen Datenmengen von 40 GB sinnvoll arbeiten zu können, nutzt der Lippeverband nun einen web-basierten Datendienst, der ein wesentlicher Bestandteil des Hochwasser-Vorhersage-Systems im Intranet des Lippeverbandes sein wird.

2 Die Lippe - Einzugsgebiet und Hochwasserabfluss

Die Lippe ist ein typisches Flachlandgewässer und mündet von Osten her als nördlichster Nebenlauf in den Rhein, bevor dieser in die Niederlande fließt. Das Einzugsgebiet der Lippe umfasst rund 4.890 km² und lässt sich als eine intensiv genutzte Kulturlandschaft beschreiben. Neben ländlich geprägten Bereichen finden sich auch größere Siedlungsgebiete, die meist bergbaulich geprägt sind. Durch die Bergsenkungen liegt das Gelände dieser Bereiche z. T. tiefer als die Lippe, weshalb sie durch Deiche geschützt werden. Diese potentiellen Überflutungsgebiete erreichen Wassertiefen bis zu 15 m. Außerhalb der Deichstrecken kann das Lippehochwasser seine gesamte Aue nutzen, so dass weit gestreckte

Überschwemmungsflächen entstehen. Die Lippe führt überwiegend im Winter durch lang anhaltende advective Niederschlagsereignisse Hochwasser. Das HQ_{100} beträgt bei der Mündung $620 \text{ m}^3/\text{s}$.

3 Grundlagen für die Hochwasserberechnung

Für den Aufbau und die Kalibrierung des Strömungsmodells konnte auf eine umfassende Datenbasis zurückgegriffen werden. Als Grundlage dienten in erster Linie:

- Geländedaten (Digitales Geländemodell einschl. Bruchkanten, terrestrische Vermessung, Querprofilpeilungen und Fächerecholotaufnahmen des Gewässers)
- Planungsunterlagen zu flussbaulichen Maßnahmen (z. B. Uferentfesselung)
- Bergsenkungsdaten (für verschiedene Zeithorizonte)
- Bauwerksinformationen zu Wehranlagen, Brücken, etc.
- Verzeichnis von Hochwasserschutzeinrichtungen
- Hydrologische Kenngrößen (Abflussstatistik der Lippe, Wasserstandsmessungen an den Pegeln, Abflussmessungen usw.)

Die Datenbasis wurde während der über 10jährigen Bearbeitung ständig verbessert und verdichtet. Beispielsweise wurde die Qualität und Dichte der Geländedaten durch neue Befliegungen und Einführung von Fächerecholotaufnahmen des Gewässers verbessert, das Pegelnetz erweitert und Messkampagnen speziell bei Hochwasser forciert. Daher konnte das Strömungsmodell, Zustand 2003 durchgängig anhand des Hochwasserereignisses vom Januar 2003 (ca. HQ_{25}) kalibriert werden, für das an 28 Pegelstellen Wasserstandsaufzeichnungen vorlagen. Weiter waren Schrägbildaufnahmen aus einer Hubschrauberbefliegung im Wellenscheitel verfügbar, woraus die maximale Überschwemmungsgebietsausdehnung abgeleitet werden konnte.

Um die während der Modellbearbeitung generierte umfangreiche Datenbasis zu dokumentieren sowie diese einem breiteren Nutzerkreis innerhalb des Lippeverbandes einfach zugänglich zu machen, wurden die beschriebenen Grundlagendaten ebenfalls im web-basierten Datendienst hinterlegt.

4 Strömungsmodell

Auf Grund der komplexen Ausprägung der Hochwasserabflussverhältnisse entlang der Lippe – u. a. mit abrupten Einengungen und Aufweitungen an Bauwerken, verzweigten Strömungen in weiten Auenbereichen – sowie der hohen Genauigkeitsanforderungen an die Modellergebnisse wurde ein 2D tiefengemittelt hydrodynamisch-numerisches Modell für die Strömungsberechnungen gewählt. Eingesetzt wurde das Programmpaket BCE2D, bestehend aus einer MicroStation Applikation für das Pre- und Postprocessing und dem Rechenkern RMA2 (King, 1990), wobei der Rechenkern u. a. mit dem Bewuchsansatz von Pasche erweitert wurde. Als numerisches Lösungsverfahren wird die Finite-Elemente-Methode (FEM) angewendet.

Das Strömungsmodell wurde an drei Hochwasserabflüssen kalibriert: HW1995 (ca. HQ₁₀), HW1998 (ca. HQ₂₀) und HW2003 (ca. HQ₂₅). Bei den zwei zu erst genannten Ereignissen konnte das Modell auf Grund der lückenhaften Datenlage nur in einigen Abschnitten kalibriert werden. Beim HW2003 wurde an den insgesamt 28 Pegelstellen eine mittlere Abweichung zwischen gemessenem und berechnetem Wasserspiegel von 4 cm erzielt.

Mit dem so kalibrierten Strömungsmodell wurden durchgängig eine Vielzahl von statistischen Hochwasserereignissen im Intervall HQ₁ bis HQ₂₅₀ simuliert und in umfangreichen Kartenwerken dokumentiert.

Ferner wurden für einzelne Abschnitte projektbezogene Berechnungen durchgeführt und in separaten Gutachten oder Genehmigungsunterlagen festgehalten. Dabei handelt es sich um Untersuchungen von Planungsszenarien zur Sicherstellung bzw. Optimierung des Hochwasserschutzes, zur ökologischen Gewässergestaltung der Lippe im Rahmen des Lippeauenprogramms (Lippeverband, 1996) oder zum Ausgleich der Auswirkungen von Bergsenkungen im Planungsraum.

5 Web-basierter Datendienst

5.1 Anforderungen

Wie die Abschnitte 3 und 4 zeigen, wurde im Zuge der Bearbeitung des Strömungsmodells ein umfangreicher, heterogener Datenbestand aufgebaut. Der Datenbestand gliedert sich generell in Grundlagedaten, Modelldaten (FEM) und

Ergebnisdaten, wobei diese Geodaten, Zeitreihendaten, div. Dokumente (Textdokumente, Pläne, etc.) und Fotos beinhalten.

Der Umfang des Datenbestandes wird zudem durch den Umstand der Bergsenkungen maßgeblich vergrößert. So sind für betroffene Gewässerabschnitte unterschiedliche Geländezustände entsprechend der Bergsenkungsprognose vorzuhalten. Für jeden Gelände- bzw. Modellzustand liegt wiederum eine Schar an Berechnungsergebnissen vor. Die Datenmenge je Modellzustand beträgt in etwa 15 GB.

Mit Einführung des web-basierten Datendienstes wird daher eine Datenverwaltung eingerichtet, die zentral die Projektdaten zusammenführt, homogenisiert und für dezentrale, geschützte Zugriffe verfügbar macht. Im praktischen Betrieb wird damit die Pflege und Erweiterung des Datenbestandes ermöglicht und der Zugang innerhalb des Verbandes aber auch für Dritte aus Ingenieurbüros, Behörden und Kommunen erleichtert. Das System kann somit auch außerhalb der Infrastruktur des Lippeverbandes bei externen Besprechungen oder vom Personal im Home Office im Hochwasserfall genutzt werden.

5.2 Systemarchitektur

Aufgrund der Anforderungen an das web-basierte Informationssystem Lippehydraulik wurde als Lösung die Kopplung eines Content-Management-System (CMS) mit Mapserver Technologie entwickelt.

Das Informationssystem ist dreischichtig aufgebaut (siehe Abbildung 1). In der Datenschicht werden die Dokumente, Pläne, Fotos und Geodaten dateibasiert gespeichert. In der Anwendungsschicht liegen die beiden Hauptkomponenten CMS und Mapserver, auf die der Client über den Webserver zugreift. Als Client wird ein Standard-Webbrowser benötigt, um die Webseiten des CMS anzuzeigen.

Die Kartendarstellung kann ebenfalls im Webbrowser erfolgen. Die entsprechenden Navigations-, Anzeige- und Abfragewerkzeuge werden durch ein Ajax-basiertes WebMapping Interface zur Verfügung gestellt. Alternativ kann der WMS-Dienst des Mapservers auch direkt in ein Geografisches Informationssystem integriert werden.

Diese Web-Lösung zeichnet sich durch die folgenden Vorteile aus:

- Zentrale Datenhaltung auf einem Webserver mit Zugriff.

- Dezentraler Zugriff über eine Weboberfläche via Intranet und auch optional zugriffsbeschränkt via Internet.
- Alle Daten und Metadaten werden über das CMS eingepflegt und verwaltet. Das CMS bietet eine leicht bedienbare Oberfläche zur Systemnutzung und enthält bereits Werkzeuge zur Regelung von Zugriffsrechten oder zur Volltextsuche in den Webdokumenten.
- Die Geodaten werden über einen Mapserver, der auf den zentralen Datenbestand zugreift, visualisiert. Trotz der Größe des Datenbestandes von ca. 40 GB kann ein schneller Zugriff auf die Geodaten gewährleistet werden.
- Vernetzung von Information durch den Einsatz von Webservice-Technologie. Dabei werden z.B. Kartenhintergrunddaten vom Landesvermessungsamt Nordrhein-Westfalen als Web-Map-Service (WMS) in den Mapserver integriert.
- Über das Projekt 2D-Lippehydraulik hinaus kann durch die Verwendung von Standards wie z.B. OGC WMS und SOS¹ das Informationssystem selbst Dienste (z.B. Karten oder Zeitreihendaten) zur Verfügung stellen.

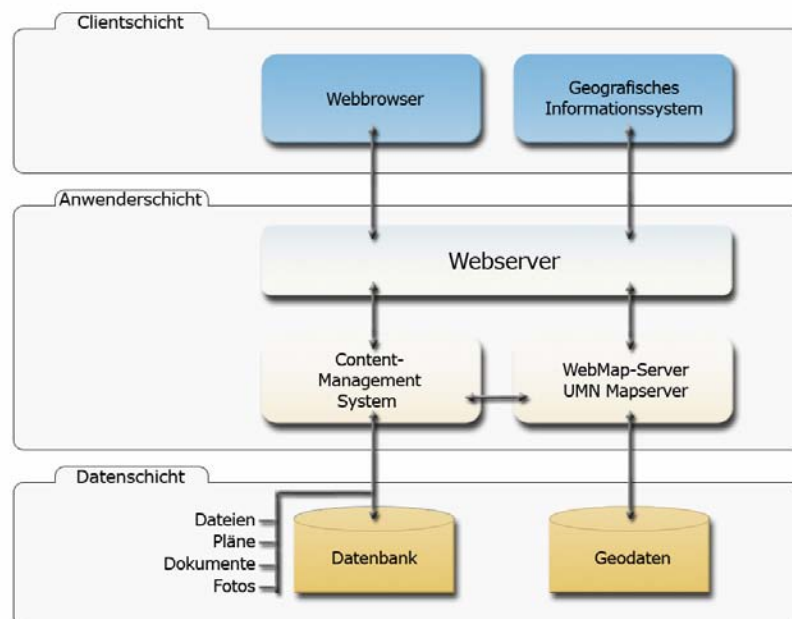


Abbildung 1: Architektur des Informationssystems

¹ Open Geospatial Consortium, Web Map Service, Sensor Observation Service

5.3 Dienste und Funktionen

Die Dienste und Funktionen des Informationssystems werden über ein übersichtliches, einfach bedienbares Webinterface (siehe Abbildung 2) aufgerufen.

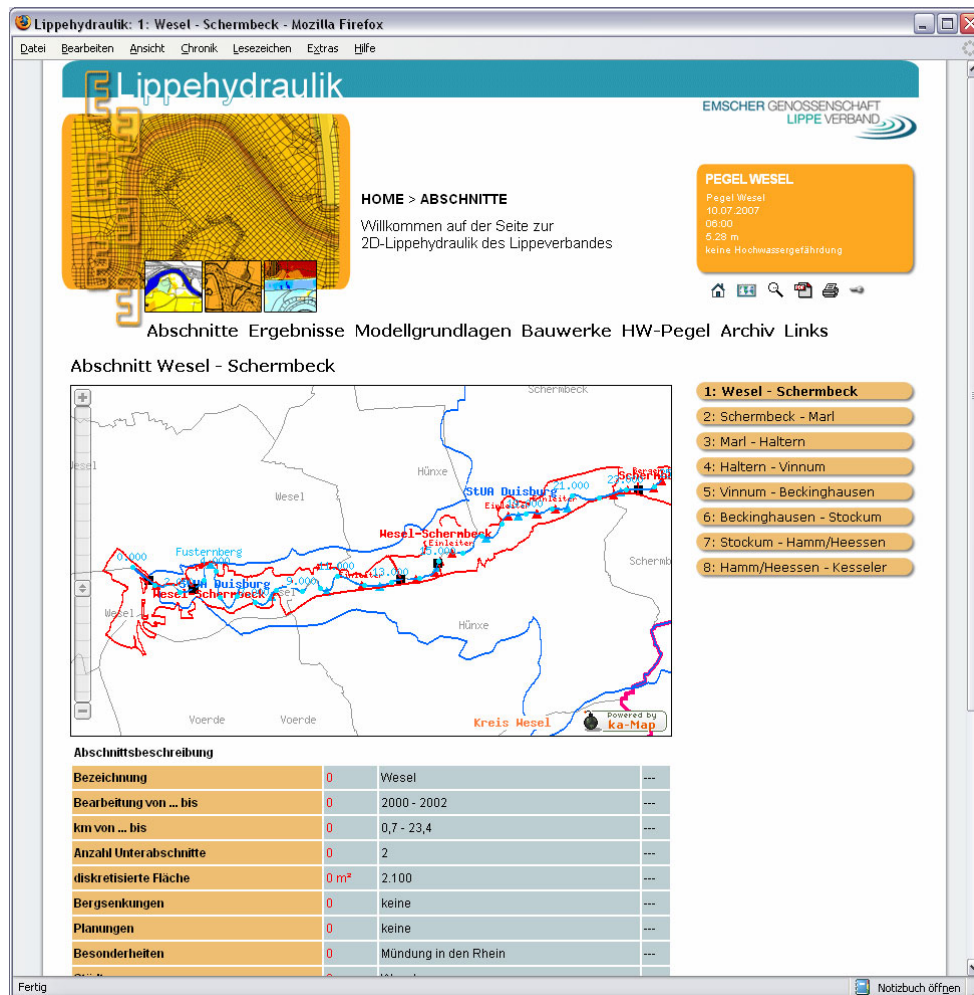


Abbildung 2: Webinterface des Informationssystems Lippehydraulik

Der Inhalt der Webseiten ist flexibel aus verschiedenen Inhaltselementen wie Textbeschreibungen, interaktive Karten, interaktive Diagramme und Tabellen aufgebaut. Die Einzelelemente werden nach dem Baukastenprinzip zusammengesetzt und greifen auf die in Abschnitt 2 beschriebene Datenschicht zu.

In den Webseiten Abschnitte, Modellgrundlagen und Bauwerke werden die Grundlagen des Strömungsmodells dokumentiert und zum Download angeboten. Die räumliche Ausdehnung der Daten bzw. die Lage der Bauwerke kann für jeden Datensatz in einer interaktiven Karte visualisiert werden.

Über die Seite HW-Pegel könnten die aktuellen Wasserstände der Hochwasserpegel an der Lippe aus dem Zeitreihenmanagement-System des Lippeverbandes

abgerufen und in einen OGC konformen Dienst für Sensordaten (SOS) integriert und visualisiert werden.

Die interaktive Karte (siehe Abbildung 4) enthält alle wesentlichen Werkzeuge zur Navigation und Abfrage von Karteninformationen. Die einzelnen Layer können aktiviert, verschoben und transparent dargestellt werden. Mittels der integrierten Druckfunktion ist der Export der Kartenansicht als PDF möglich.

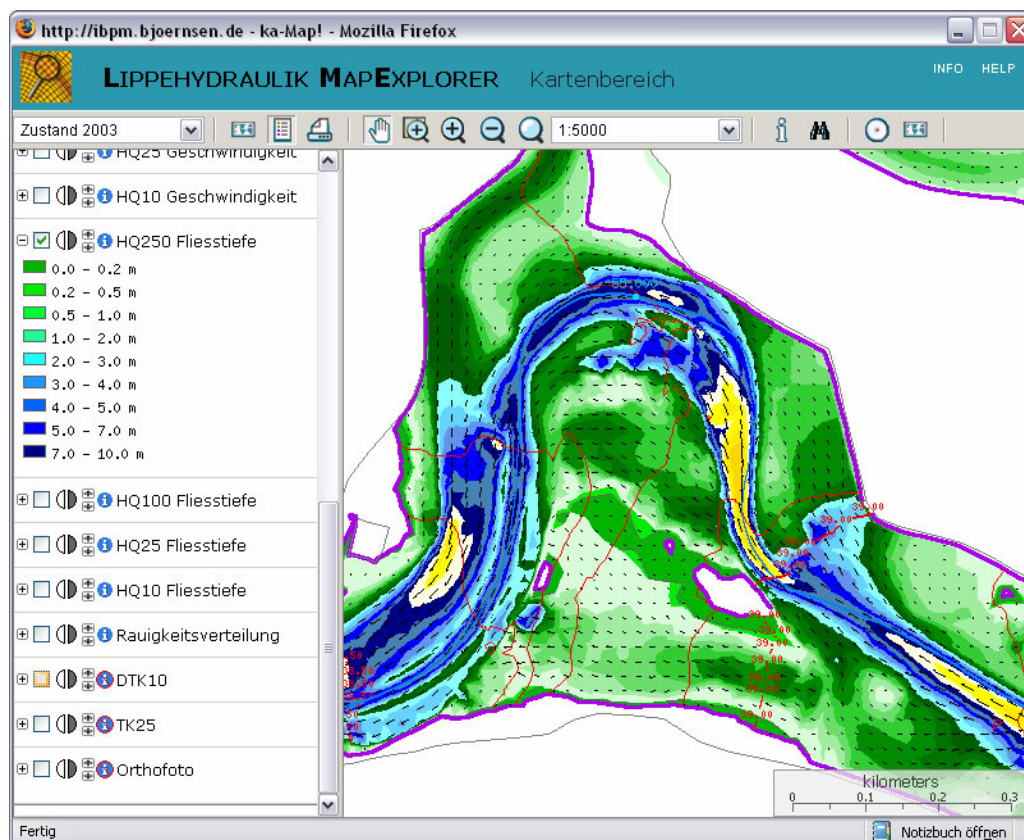


Abbildung 3: Interaktive Karte als Client zum Mapserver: Fliesstiefen und Strömungsfeld im Abschnitt Haltern-Leven.

Über die Auswahlliste links oben werden die Karten der einzelnen Modellzustände aufgerufen. Je Modellzustand sind folgende Themen in den Mapserver integriert:

- Topografische Hintergrunddaten (DTK10, TK25, Orthofotos)
- Bauwerke
- Uferlinien je HQ_x
- Bordvollpunkte und Bordvollflächen
- Strömungsfeld (Fließrichtung, Isolinien WSP, Uferlinien) je HQ_x
- Geschwindigkeiten je HQ_x
- Fliesstiefen je HQ_x

- **Rauhigkeitsverteilung**

Neben der Kartenanzeige stellt die in das CMS integrierte Suche ein zentrales, interaktives Werkzeug zur Abfrage von Informationen mittels verschiedener Suchfunktionen dar. Mithilfe der Metadatenuche kann in den Seiteninhalten, den Dokumentenbereichen, den Überschriften und den Fotoarchiven gesucht werden. In der Mapserversuche wird in den Sachdatentabellen aller Themen gesucht. Als Ergebnis werden die einzelnen Themen und eine Kartenvorschau aufgelistet (siehe Abbildung 4).

Die Suche liefert 78 Ergebnis(se). Bitte schränken Sie Ihre Anfrage weiter ein.

Erweiterte Mapserver-Suche

Zustand 2003

Einleiter

STATION > 100

OBJECTID =

OBJECTID =

OBJECTID =

OBJECTID =

AND

Ergebnisse 4 - 6	
Layer: EinleiterKarte: Zustand 2003	
OBJECTID	2952
RECHTSWERT	2549842.254
HOCHWERT	5723638.338
STATION	11.9090
TEXT	Einleiter
RICHTUNG	links

Karte

Abbildung 4: Mapserversuche mit Ergebnisdarstellung

6 Literatur

- King, Ian P. (1990): Program Documentation - RMA2 - A Two Dimensional Finite Element Model for Flow in Estuaries and Streams, Resource Management Associates, Lafayette, CA
- Lippeverband (1996): Lippeauenprogramm 1995, Abschnitt Lippborg bis Wesel. Lippeverband, Essen
- Pfeiffer, E., Bold, S., Ott, B., Teichgräber, B. (2007): Hochwasserschutz an Emscher und Lippe. Wasserbaukolloquium 2007: „Fünf Jahre nach der Flut“ Hochwasserschutzkonzepte, Planung, Berechnung, Realisierung. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 3X
- Staatliches Umweltamt Lippstadt (Hrsg.) (2002): Hochwasser-Aktionsplan Lippe.

Autoren:

Dipl.-Hyd. Georg Johann

Dipl.-Ing. Andrea Gleim
Dipl.-Ing. Thomas Jung
Dipl.-Geogr. Thorsten Hens
Dr.-Ing. Kaj Lippert

Lippeverband
Abteilung Wasserwirtschaft
Kronprinzenstraße 24
45127 Essen

Björnsen Beratende Ingenieure GmbH
Fachbereich Hydroinformatik
Maria Trost 3
56070 Koblenz

Tel.: +49 201 104 2247
Fax: +49 201 104 2800
E-Mail: Georg.Johann@eglv.de

Tel.: +49 261 8851-0
Fax: +49 261 805725
E-Mail: A.Gleim@bjoernsen.de
T.Jung@bjoernsen.de
T.Hens@bjoernsen.de
K.Lippert@bjoernsen.de

Modelling of Immediate and Potential Flood Risk Zones for Lowland Rivers

Stanisław Kostecki

Andrzej Borowicz

According to the Polish law (the Water Act), the institutions responsible for designating flood risk zones are the Regional Water Management Boards. They are obliged to determine two basic flood risk zones: the immediate flood risk zone (bounded by an interembankment or a natural terrain rise) and the potential flood risk zone (flooded when water overtops the embankment crown or when an embankment or a damming structure is damaged or destroyed). The above flood risk zones are determined for discharges: $Q(10\%)$ and $Q(1\%)$.

In Poland the methodology of determining the immediate flood risk zone and the potential flood risk zone is based on experience relating to mountain and piedmont rivers which, as opposed to lowland rivers, are characterized by relatively narrow and compact flow valleys. In brief, in this methodology the potential flood risk zone is determined using the immediate flood risk zone's water level ordinates. The application of this methodology without taking into account the retention and discharge functions of the wide inundation areas seems to be questionable.

This paper discusses problems connected with the hydraulic modelling and mapping of the immediate and potential flood risk zones of lowland rivers and puts forward a relevant methodology illustrated with an example for the stretch of the Oder between the Nowa Sól water gauge (429+800 km) and the Cigacice water gauge (470+700 km).

The aim of this research work was to show and analyze the differences between the lowland river's potential flood risk zones determined using a computational scheme which does not take into account the inundation area (performing the retention and discharge functions) and a scheme which takes the inundation area into account.

1 Problem definition and thesis proposition

In Poland two basic flood risk zones: the immediate flood risk zone and the potential flood risk zone are distinguished (*Radczyk, 2001*). The immediate zone represents an inundation area bounded by an interembankment or a natural terrain rise. The potential flood risk zone is a zone which may be flooded when water overtops the embankment crest or when the embankment is damaged or destroyed or a protective or damming structure fails. Both types of zones are of great importance for spatial development. Immediate zones are areas in which there are bans or restrictions on spatial development. The knowledge of potential flood risk zones is vital for crisis management units.

The methodology of determining potential flood risk zones which is used in Poland is based on experience relating to mountain rivers (*Nachlik, 2000*). The latter are characterized by narrow flood valleys with a small water-retaining capacity. This means that in this methodology potential zones are determined for the same water level ordinates which are used for the immediate zones (Figure 1).

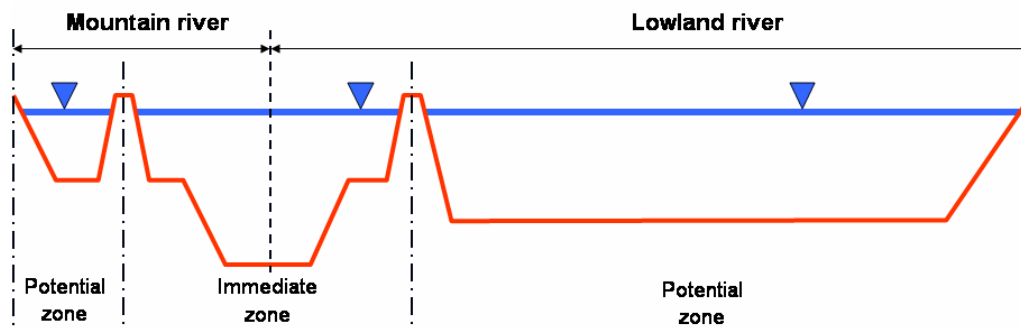


Figure 1: Flood risk zones according to current methodology.

Lowland rivers are characterized by the presence of large inundation areas whose width many times exceeds the width of the flow areas bounded by embankments. The large flooding areas of lowland rivers have not only the discharge function but also a significant retention function. This contributes to the transformation of flood waves which as they travel downstream decrease in both their volume and crest value.

An analysis of historical floods shows that the water level in a river channel bounded by embankments is higher when the latter have burst than in the wide inundation areas. In our opinion, the methodology of determining potential flood risk zones which is currently used in Poland represents a considerable simplification since it does not take into account their retention and discharge functions and their effect on the transformation of flood waves (Figure 2).

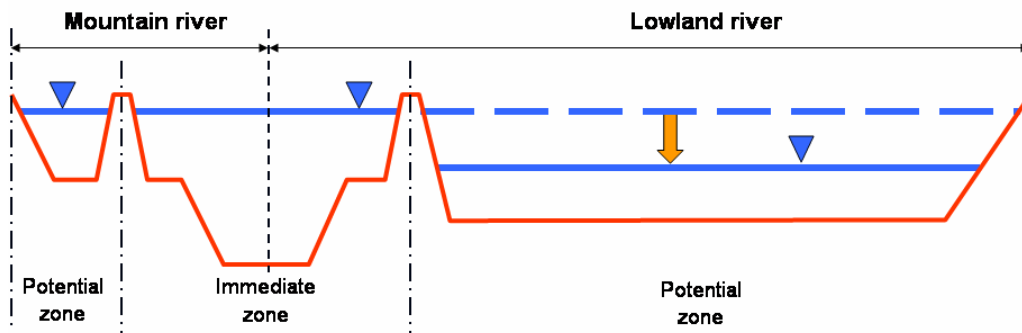


Figure 2: Flood risk zones according to proposed thesis.

2 Application of the model

For the necessary analyses an existing hydrodynamic model of the Oder River, developed by the authors using the Danish Institute of Hydraulics' MIKE 11 software, was employed. This software is based on Saint-Venant equations (Chow, 1959; Szymkiewicz, 2000). The model had been developed as part of the World Bank Project and task: "Flood Protection Coordination and Information Centres".

As the object of investigations the authors selected the stretch of the lowland Oder from the 454+850 km to the 471+300 km, between the water-gauging stations: Nowa Sól (429+800 km), Cigacice (471+300). The analyzed stretch of the Oder has embankments on both sides and there is a wide inundation area on its right side (Figure 3).

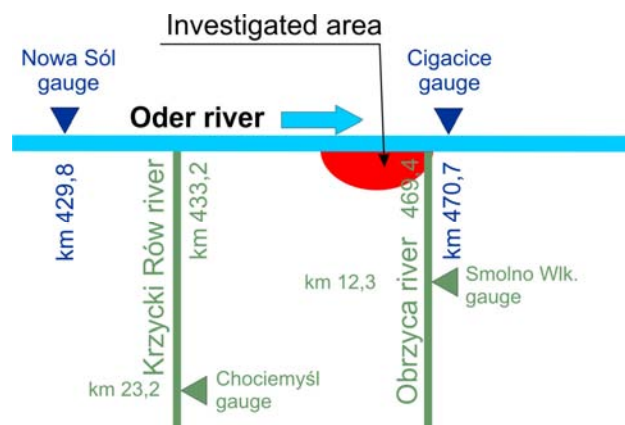


Figure 3: Investigated area (red ellipse).

The existing model of the Oder River is only for a river channel enclosed by embankments. In order to include the wide flooding area on the right, seven long cross sections were generated using a Numerical Terrain Model. The Integraph's Geomedia application was used for this purpose. The cross sections were im-

plemented into the hydrodynamic model structure. As a result a new model which takes into account the retention-discharge structure of the analyzed inundation area was created.

In order to carry out simulation computations a hydrograph of a hypothetical wave corresponding to the maximum discharge with a probability of its exceedance by 1% - $Q(1\%) = 2215 \text{ m}^3/\text{s}$ for the Nowa Sól water-gauging station was used as the upper boundary condition for the adopted calculation variants (Figure 4).

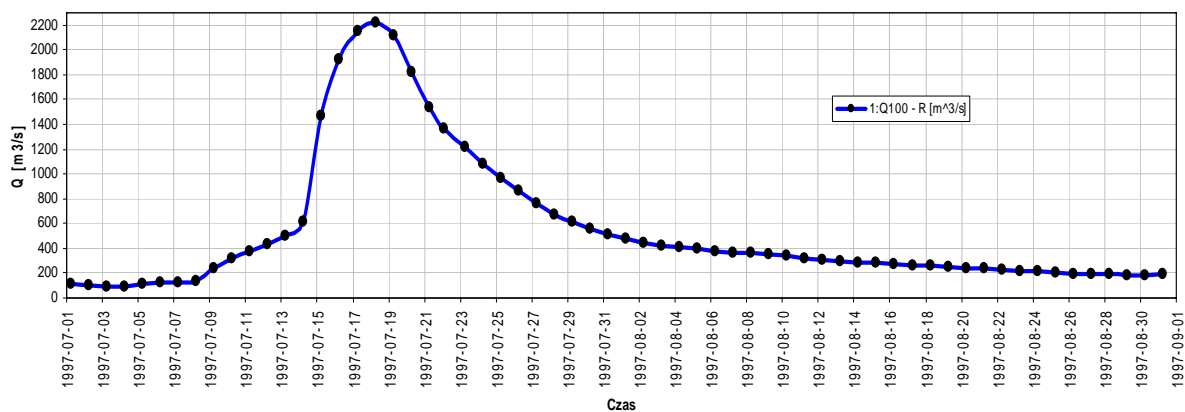


Figure 4: Hydrograph of hypothetical wave $Q(1\%) = 2215 \text{ m}^3/\text{s}$.

For the assumed computational conditions potential flood risk zones were generated and analyses relating to the transformation of the hypothetical wave in the interbankment and in the inundation area of the investigated stretch of the Oder River were carried out.

3 Calculation variants

The following calculation variants, connected with the geometric structure of the flow in the selected embanked stretch of the Oder River and the corresponding right-side inundation area, were adopted (Figure 5):

Variant I the model of the Oder without the right-side inundation area – the discharge takes place only in the embanked river trough.

Variant II the model of the Oder with the right-side inundation area – the discharge takes place in both the river trough and the right-side inundation area.

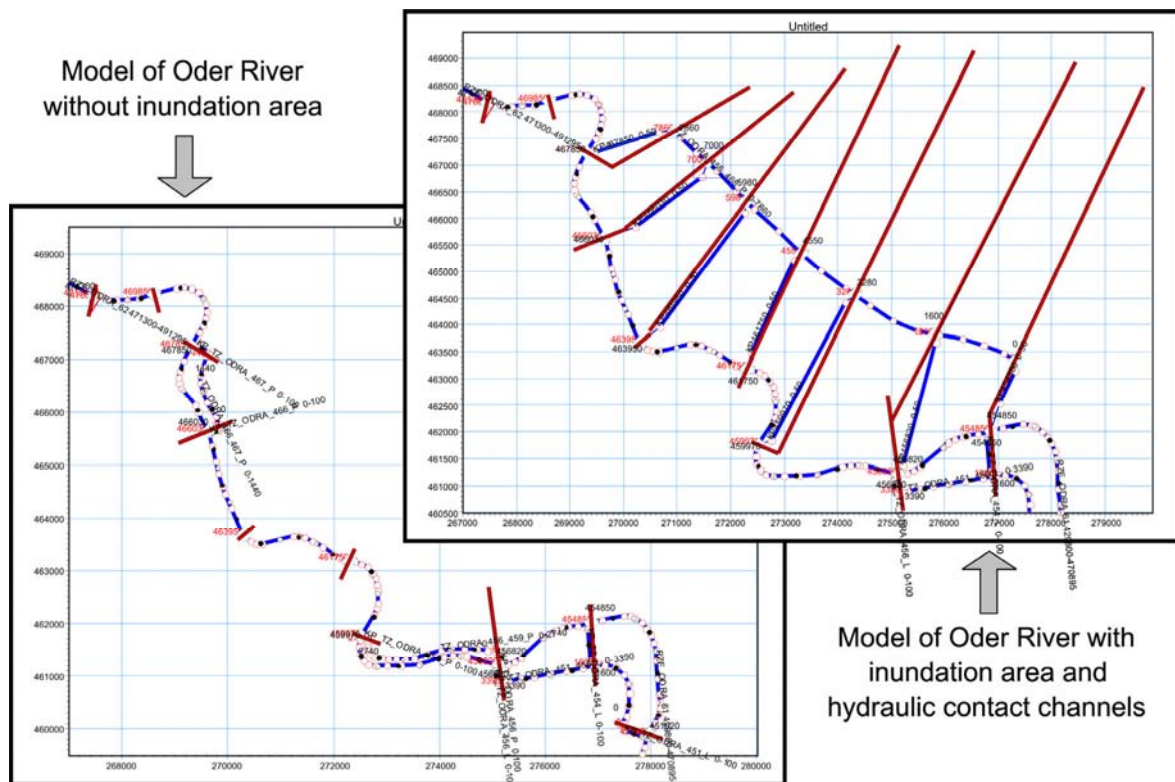


Figure 5: Calculation variants I and II – geometric structure.

4 Results and analysis of calculation results

In variant I the flow of water takes place exclusively in the embanked river channel. At the starting point (454+850 km) and end point (471+300) of the analyzed stretch of the Oder, the hydrographs of the hypothetical wave (Figure 6) have an identical shape and the transformation of the wave has only a temporal character (the hydrographs are shifted in phase).

In variant II the water flow takes place in both the Oder's main riverbed, in the points of contact between the main riverbed and the inundation area (embankment burst points) and in the inundation area. Discharge transformation $Q(1\%)$ has both a temporal and quantitative (wave crest value and volume) character (Figure 7).

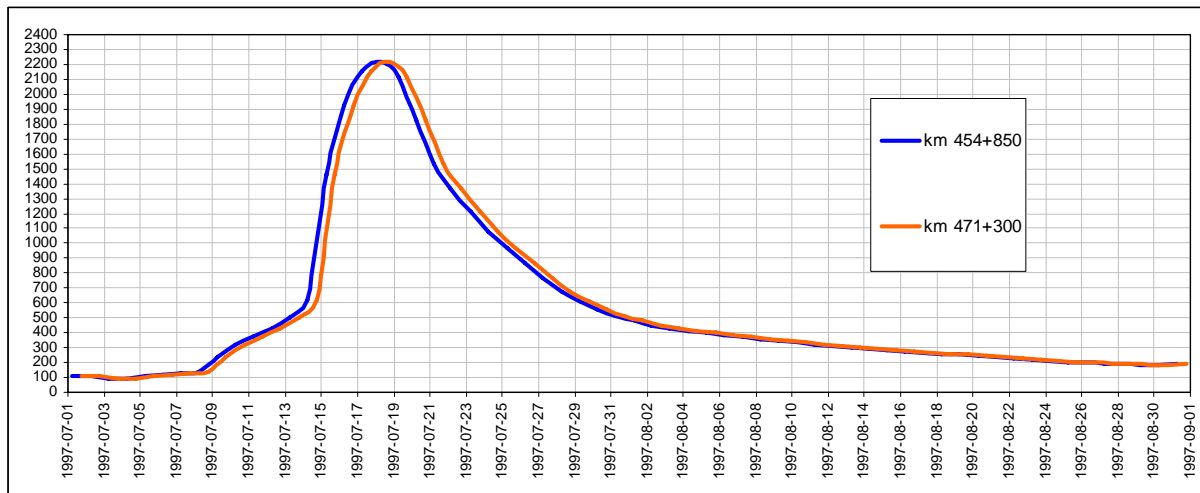


Figure 6: Variant I – Transformation Q(1%) (upstream and downstream of inundation area).

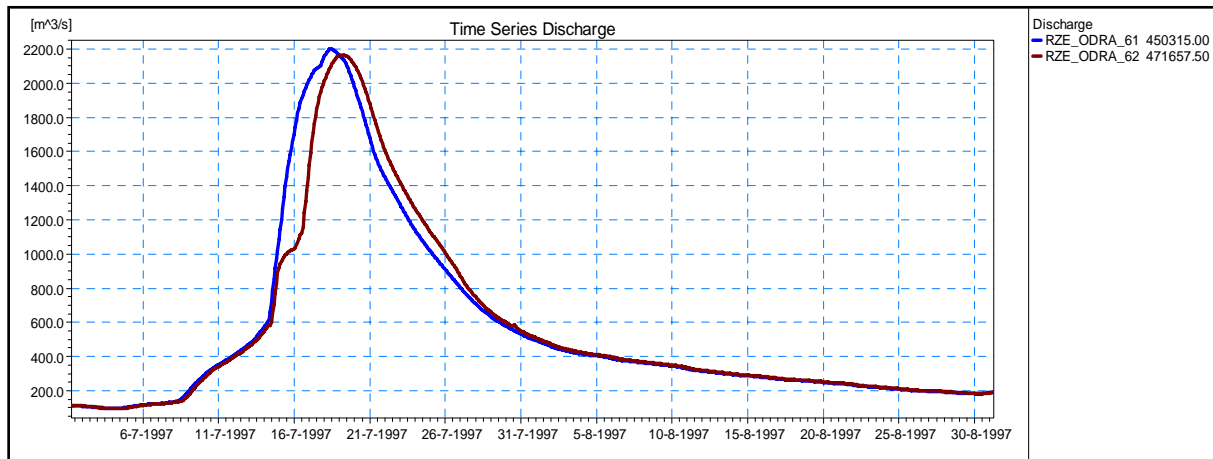


Figure 7: Variant II – Transformation Q(1%) (upstream and downstream inundation area).

A comparison of the results for calculation variant I and II shows the importance of inundation areas for the transformation and retention of flood waves. In variant I (discharge in the embanked area) wave volume Q(1%) amounts to 2941 million m^3 and it is the same in all the points of the analyzed stretch of the Oder River. In variant II (in the case of an embankment failure, discharge in the main river channel and in the right-side inundation area) wave volume Q(1%) decreases from 2941 million m^3 to 2910 million m^3 , i.e. by 31 million m^3 , which represents the water-retaining capacity of the inundation area.

In variant I the water level distribution is determined by the geometric and hydraulic parameters of the Oder's narrow embanked flow area. In variant II the wide inundation area with a relatively high water-retaining capacity of 31 million m^3 plays a significant role.

In variant II the water level in the Oder's main channel is by (maximum) 77 cm lower than in variant I. This is due to a reduction in discharge, a part of which is conducted through the analyzed inundation area (Figure 8).

The water level in the inundation area corresponds to the position of the lowest point of hydraulic contact between the river channel proper and the analyzed system area. This point designates the ordinate starting from which the inundation area's retention function changes into the discharge function. The water level in the inundation area is much lower than that in the main river channel in both variant I and II (Figure 8).

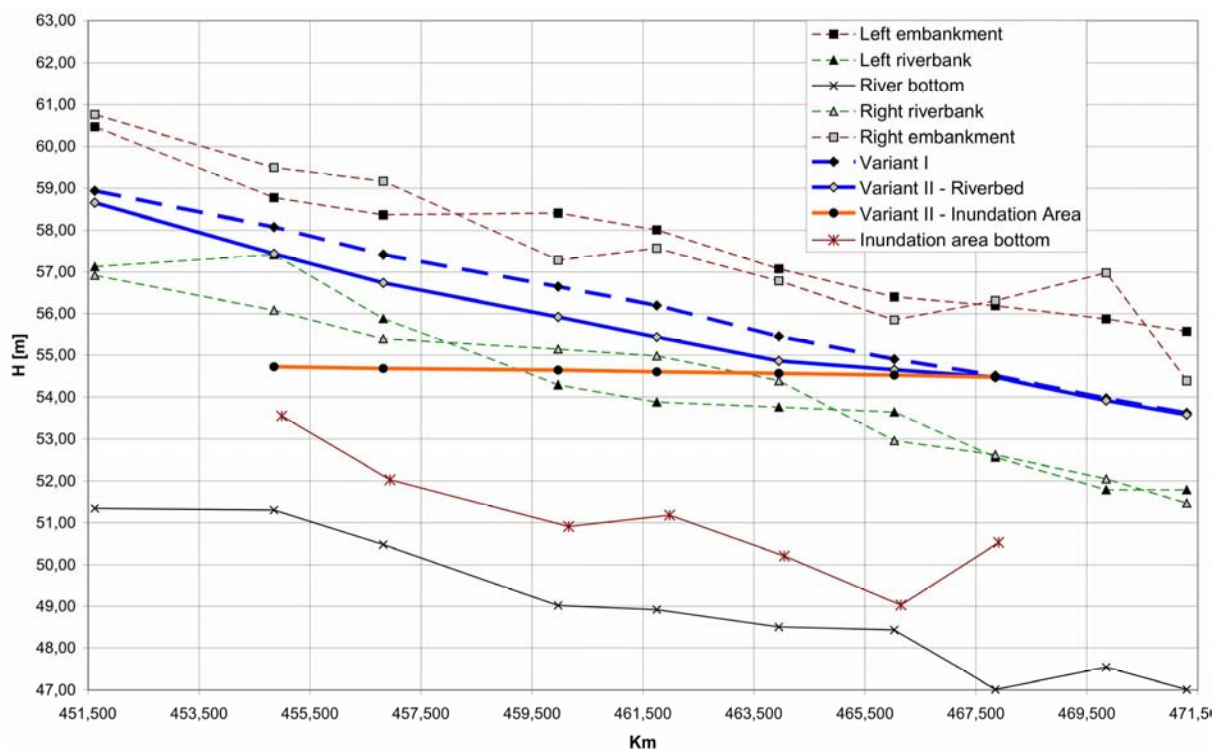


Figure 8: Variant I and II – Water level in main channel and in inundation area.

The hydraulic calculations in variant II (with the work of the inundation area taken into account) provide a more reliable basis for determining the potential flood risk zone than the ones in variant I. The differences in the extent of the potential zone determined using the water level ordinates of the particular variants are shown in the two figures below (Figure 9 and 10). The extent of the zone is larger in variant I than in variant II.

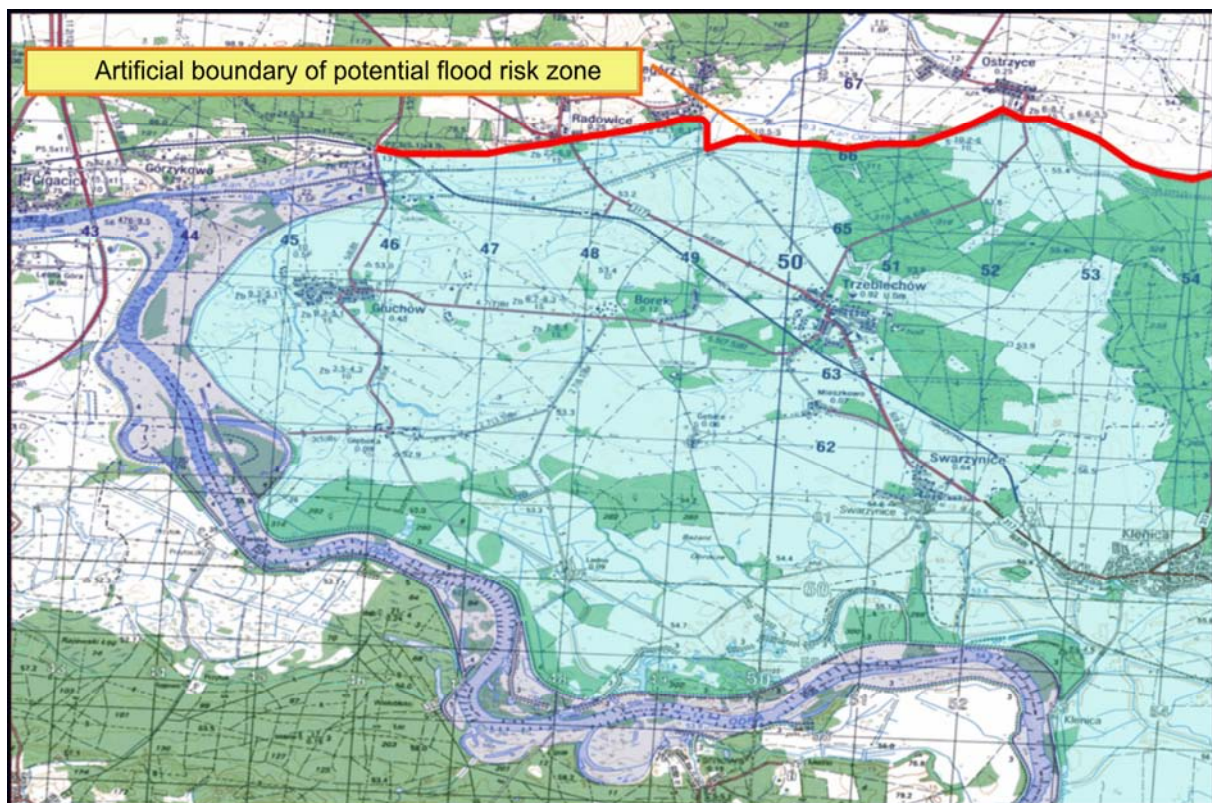


Figure 9: Variant I – Potential flood risk zone.

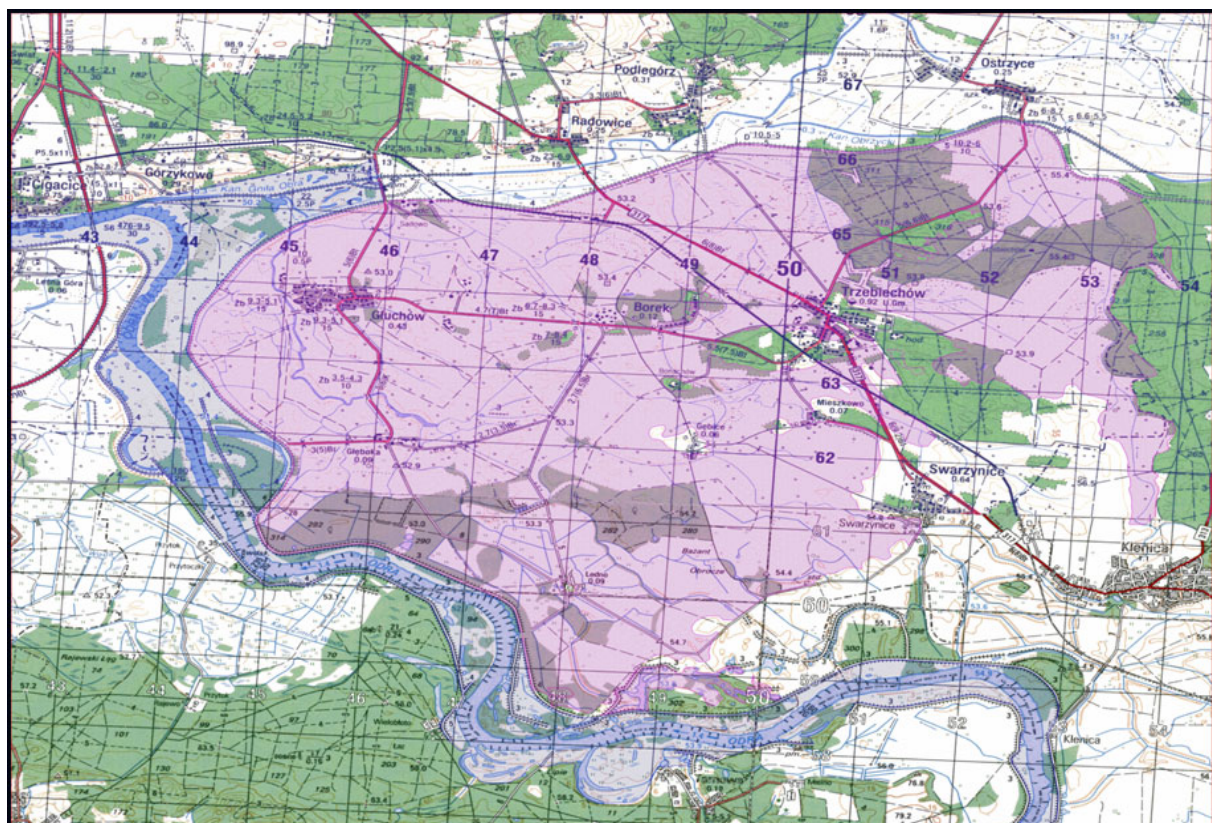


Figure 10: Variant II – Potential flood risk zone.

5 Conclusions

The current methodology of determining flood risk zones is based on steady motion models. When designating potential flood risk zones it is assumed that the water level ordinates behind the embankment are the same as the ones determined in the interembankment area for the immediate flood risk zone. In the case of lowland rivers the above approach can be employed only when there are landlocked inundation areas with a small water-retaining capacity as compared with the volume of the travelling flood waves.

In the authors' opinion if potential flood risk zones for lowland rivers are determined using the current methodology their extent can be overestimated and in some cases such a potential flood risk zone may have no natural boundary.

Potential flood risk zones for lowland rivers with very extensive inundation areas should be determined using hydraulic models which allow one to build a quasi-two-dimensional geometric flow structure which includes the river channel, the hydraulic contact channels and the inundation areas.

Unsteady motion models with the upper boundary condition in the form of a flow hydrograph with a determined probability of occurrence of the wave crest value and volume should be used for flow analyses which take the water-retaining capacity of inundation areas into account.

6 References

- Chow V. T. (1959): *Open channel hydraulics*, McGraw Hill, New York, 1959.
Nachlik, E., Kostecki S., Gadek W., Stochmal R. (2000): *Flood risk zones*. Biuro Koordynacji Banku Światowego, Wrocław 2000 (in Polish).
Radczuk L., Szymkiewicz R., Jełowicki J., Żyszkowska W., Brun F. (2001): *Determination of flood risk zones*, Safege, Wrocław, 2001 (in Polish).
Szymkiewicz R. (2000): *Mathematical modelling of rivers and channels flow*, PWN, Warszawa, (in Polish), 2000.

Authors:

Dr. inż. Stanisław Kostecki, PhD Mgr inż.	Andrzej Borowicz
Instytut Geotechniki i Hydrotechniki	
Politechnika Wrocławska	Biuro Prac Studialnych
Wybrzeże Wyspiańskiego 27	ul. Zielińskiego 59/21
Polska, 50-370, Wrocław	Polska, 53-533, Wrocław
Phone: +48 71 320 23 40	Phone: +48 605 882 569
Fax: +48 71 328 48 14	
Email: stanislaw.kostecki@pwr.wroc.pl	ambor@poczta.fm



Ingenieurbüro
IPP · HYDRO · CONSULT GmbH

BERATUNG · PLANUNG · BAULEITUNG



Hochwasserschutz "Große Striegis" Landkreis Mittweida: Ufersicherung

- Wasserbau
- Gewässerrenaturierung/Gewässerpflege- und Entwicklungsplanung
- Hydraulische Berechnungen von Wasserläufen und Gewässersystemen



Koselmühlenfließ: Renaturierter Gewässerabschnitt

- Hochwasserschutz
- Regenwasserbewirtschaftung
- Wasserversorgung

- Kanalisation und Kläranlagen
- Kanalsanierung
- Straßen- und Wegebau / Freianlagen



Schwarze Elster - Umbau Köhlerwehr

Büro Beeskow
15848 Beeskow / Spree
Spreeinsel 4
Tel-Nr.: 0 33 66/4 19-0
Fax-Nr.: 0 33 66/2 11 22
e-mail: ihc@ipp-hydro-consult.de
www.ipp-hydro-consult.de

Büro Cottbus
03044 Cottbus
Gerhart-Hauptmann-Straße 15
Tel-Nr.: 03 55/7 57 00 5-0
Fax-Nr.: 03 55/7 57 00 5-22
e-mail: ihc@ipp-hydro-consult.de
www.ipp-hydro-consult.de

Die Erstellung von regionalen Hochwassergefahrenkarten für den Landkreis Stendal im Rahmen des ELLA-Projektes

Manuela Gretzschel
Robert Jüpner
Frank Thäger
Matthias Grafe

Mit dem sich vollziehenden Wandel von der Sicherheits- zur Risikogesellschaft gewinnt die Kartierung von Hochwassergefahren zunehmend an Bedeutung. Hauptziele sind dabei das Aufzeigen der Hochwassergefahr bzw. des -risikos und die Erhöhung des Problembewusstseins in der öffentlichen Verwaltung, bei Betroffenen und Beteiligten. Durch angemessene Informationen und den damit verbundenen Vorsorgemaßnahmen sollen die durch Hochwasser verursachten Schäden verringert werden. Mit dem bundesdeutschen Gesetz zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes und der EG-Hochwasserrichtlinie wurden jüngst wichtige Weichen gestellt, um die Gefahrenkartierung zu unterstützen.

Im vorliegenden Beitrag werden die regionalen Gefahrenkarten vorgestellt, die innerhalb des europäischen ELLA-Projektes für den sachsen-anhaltischen Projektpartner Landkreis Stendal im Maßstab 1:50.000 erarbeitet wurden. Neben der Hochwasserausbreitung bei einem hundertjährigen und einem extremen Hochwasser enthalten die Gefahrenkarten für den Katastrophenschutz wichtige Informationen wie Deichdaten und Angaben zu öffentlichen Einrichtungen bzw. Infrastruktur. Darüber hinaus sollen die Karten aber auch vorsorgende Zwecke erfüllen und der Regional- und Bauleitplanung sowie den Fachplanungen als Arbeitsgrundlage dienen. In den Ausführungen wird auf den Abstimmungsprozess, die Randbedingungen (Datengrundlagen, Szenarien, Maßstab, Layout) der Erstellung der regionalen Gefahrenkarten eingegangen.

1 Einleitung

Die letzten großen Hochwasserereignisse an zahlreichen Haupt- und Nebenflüssen Mitteleuropas haben das Informationsdefizit über die potenzielle Hochwasserausbreitung vor allem im operativen Hochwasserschutz deutlich gemacht. Aber auch mangelndes Wissen in der öffentlichen Verwaltung und bei der Bevölkerung über die bei seltenen Hochwassern potenziell betroffenen Flächen

führte zu einer Anhäufung von Werten in gefährdeten Gebieten. Zusammen mit dem Fehlen entsprechender Eigenvorsorgemaßnahmen stiegen die vom Hochwasser verursachten Schäden enorm an.

In Deutschland ist mit dem Beschluss des Gesetzes zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes vom 3. Mai 2005 (Artikelgesetz) eine wichtige rechtliche Basis gelegt worden, um den Hochwasserschutz auf nationaler Ebene voranbringen zu können (*Deutscher Bundestag, 2005*). So werden neben verschiedenen Verschärfungen der Restriktionen in Überschwemmungsgebieten in dem Gesetz auch erstmalig überschwemmungsgefährdete Gebiete eingeführt (§31c WHG). Durch Landesrecht muss geregelt werden, wie diese Gebiete zu ermitteln und kartographisch darzustellen sind. Dass die Bundesregierung mit dem Artikelgesetz einen richtungweisenden Weg hin zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes eingeschlagen hat, beweist auch die Verabschiedung der europäischen Richtlinie „...über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken“ (*EG, 2006*). In Kapitel III werden dort konkrete Vorgaben über die Inhalte der Hochwassergefahrenkarten und Hochwasserrisikokarten gegeben. Die Karten bilden die Basis für die Aufstellung von Hochwasserrisikomanagementplänen im gesamten Flusseinzugsgebiet (Kapitel IV) und müssen auch der Öffentlichkeit zugänglich gemacht werden (Kapitel V).

2 Stand der Gefahrenkartierung

2.1 Aktuelle Situation in Deutschland und Europa

Die Sprachregelung zur Hochwassergefahren- und Risikokartierung ist sowohl in Deutschland als auch in Europa sehr uneinheitlich. In der EG-Hochwasserrichtlinie wird nun die Unterscheidung von Hochwassergefahrenkarten und Hochwasserrisikokarten vorgenommen. In beiden Kartentypen soll die Hochwassergefährdung anhand der drei Szenarien Hochwasser mit „...geringer Eintrittswahrscheinlichkeit“ bzw. „Extremereignisse“, mittlerer und häufiger Eintrittswahrscheinlichkeit in Form von Wasserausbreitung, Wassertiefe oder Wasserstand bzw. Fließgeschwindigkeit oder spezifischer Abfluss dargestellt werden. In den Hochwasserrisikokarten werden die möglichen negativen Auswirkungen der Hochwasserszenarien auf Mensch, Güter und/oder Umwelt dargestellt. Da die Vulnerabilität der Umwelt schwer zu quantifizieren ist, wird oftmals die Schadensanfälligkeit der Werte gegenüber Hochwasser in Form von Schadenspotenzialen erfasst (wie z. B. im Rheinatlas, Elbe-Atlas).

In vielen deutschen Bundesländern ist bereits die Gefahren- bzw. Risikokartierung vorgenommen oder zumindest Leitlinien dafür aufgestellt worden (z. B.

MUNLV NRW, 2003; MUV B-W, 2003; LTV, LfUG, 2004; IKS, 2001). Die existierenden Karten sind unterschiedlich bezeichnet, variieren bezüglich ihrer zugrunde gelegten Szenarien und in den dargestellten Inhalten und Maßstabsebenen, was nicht zuletzt aus den unterschiedlichen Anforderungen der verschiedenen Nutzer resultiert. Hier bietet die EG-Richtlinie die Chance für Deutschland und Europa, die Terminologie und Inhalte für die zukünftig aufzustellenden Karten zu vereinheitlichen. In der EG-Richtlinie finden sich keine Vorgaben über Maßstab, Kartographie, Legende etc. der Hochwassergefahren- und Risikokarten. Hierzu bietet die LAWA eine praktische „Empfehlung zur Aufstellung von Hochwassergefahrenkarten“ *LAWA (2007)*.

In einer Vielzahl von INTERREG-Projekten (z. B. OderRegio, ELLA, SAFER, FLAPP) stand die Gefahrenkartierung in transnationalen Flusseinzugsgebieten im Mittelpunkt und wurde somit sukzessive vorangetrieben. In FLAPP (Flood Awareness and Prevention Policy) erfolgte diesbezüglich eine Überblicksanalyse (*FLAPP, 2006*). Nachfolgend werden die Ergebnisse hinsichtlich der Gefahrenkartierung im INTERREG IIIB CADSES Projekt "ELBE-LABE - vorsorgende Hochwasserschutzmaßnahmen durch transnationale Raumordnung (ELLA)" vorgestellt.

2.2 Gefahrenkartierung in ELLA

Ein wichtiges Anliegen in dem vom 1.7.2003 bis 31.12.2006 laufenden ELLA-Projekt war die Darstellung und Verbreitung der Gefahreninformation mit dem Ziel der Sensibilisierung der Akteure und der Bevölkerung zur Steigerung des Hochwasserproblembewusstseins. Die Kartierung der Hochwassergefährdung wurde auf drei verschiedenen Ebenen (flusseinzugsgebietsweit, regional und lokal) vorgenommen (siehe Tabelle 1).

Die Erstellung von Gefahrenhinweiskarten entlang der Elbe und deren Darstellung in einem Elbe-Atlas war ein wesentliches Ergebnis von ELLA. Die Gefahrenhinweiskarten dienen der Erkennung von Interessenskonflikten. In dem Elbe-Atlas wurde die Hochwassergefährdung für das Elbeeinzugsgebiet bis Mecklenburg-Vorpommern, sowie für Teilbereiche die Schadenspotenziale im Maßstab 1:100.000 dargestellt. Neben der gedruckten Kartenversion, die nur den Elbeverlauf beinhaltet, wurden 5.000 CDs erstellt, in denen auch die Überschwemmungsgefährdung an den wichtigsten Nebengewässern abgebildet ist. Die dargestellten Überschwemmungsflächen sind im Internet über www.ella-interreg.org abrufbar.

Für Sachsen sind weitere Karten im Maßstab 1:5.000 für die lokale Ebene erarbeitet worden. Diese Kommunalen Hochwasserinformationskarten dienen den örtlichen Verantwortlichen im Katastrophenfall zur besseren Information und Koordinierung der Einsatzkräfte. Die Kommunalen Gefahrenzonenkarten hingegen unterstützen die kommunale Bauleitplanung, so dass die Hochwasserschutzbelange bei der zukünftigen Planung angemessen berücksichtigt werden können.

Tabelle 1: ELLA-Gefahrenkartierung in unterschiedlichen Ebenen

Ebene	Lokal	Regional	Flusseinzugsgebiet
Bezeichnung	a) Kommunale Hochwasserinformationskarten b) Kommunale Gefahrenzonenkarten	Regionale Gefahrenkarten	Gefahrenhinweiskarten mit Hochwassergefährdungs- und Schadenspotenzialkarten
Erstellt für	Glauchau, Meißen, Radebeul und Torgau in Sachsen	Landkreis Stendal	Elbeeinzugsgebiet
Inhalte	a) Belange aus Infrastruktur, Katastrophenschutz, Wirtschaft, Soziales, Kultur b) farblich abgestufte Gefahrenzonen (Intensität und Jährlichkeit) mit sachlicher und raumordnerischer Bedeutung	Hochwasserschutzinformationen, Infrastruktur, Katastrophenschutz, Wirtschaft, Soziales	Gefährdete Flächen und Schadenspotenzial für Industrie, Siedlung, Land- und Forstwirtschaft, Sonstiges, Standorte von Kläranlagen, Industrie
Hauptnutzung	a) Katastrophenschutz b) Bauleitplanung	Katastrophenschutz, Kommunalplanung	Landes- und Regionalplanung, Betroffene, Interessierte
Maßstab	1:5.000	1:50.000	1:100.000

Auf tschechischer Seite entstanden in ELLA-Pilotprojekten z. B. im Kraj Hradec Králové (Bezirk Königgrätz) Gefahrenkarten, bei denen die Überschwemmungsflächen bei einem HQ₁₀₀ in den dortigen Gebietsplänen dargestellt wurden. Die Karten können interaktiv von der Bevölkerung eingesehen werden. Im Raum Pardubice wurden Gefahrenkarten erarbeitet, die die Überschwemmungsbereiche des Werkes „Syntesia“ des Chemieunternehmens ALIACHEM A.S. bei einem Extremhochwasser der Elbe abbilden.

Für den vorrangigen Einsatz im operativen Hochwasserschutz entstanden im Rahmen des ELLA-Pilotprojektes „Hochwassermanagementsystem (HWMS) Landkreis Stendal“ regionale Gefahrenkarten. Diese stehen in Bezug auf Inhalte und Maßstab zwischen den im kleinen Maßstab erstellten Gefahrenhinweiskarten und den detaillierten Kommunalen Hochwasserinformationskarten und sind

konkret auf die regionalen Bedürfnisse im Hochwasserschutz des Landkreises Stendal zugeschnitten.

3 Gefahrenkarten im Hochwassermanagementsystem (HWMS)

3.1 HWMS für den Landkreis Stendal

Nach dem Augusthochwasser an der Elbe im Jahr 2002, bei dem der Landkreis Stendal aufgrund seiner Lage direkt an der Elbe stark betroffen war (*Jüppner, 2003*), wurde von April 2003 bis Dezember 2006 im Institut für Wasserwirtschaft und Ökotechnologie der Hochschule Magdeburg-Stendal (FH) ein HWMS entwickelt. In diesem System wurden alle wichtigen Informationen und Daten zur Anwendung für den vorbeugenden und den operativen Hochwasserschutz gebündelt (*Weichel u. a., 2006*). Die Hauptanwendung des HWMS ist die Visualisierung der räumlichen Daten, wobei die hier vorgestellten regionalen Gefahrenkarten als Baustein zur Hochwasservorsorge ein wichtiger Bestandteil sind.

Die regionalen Gefahrenkarten für den Landkreis Stendal geben im Darstellungsmaßstab von 1:50.000 einen Überblick über die bei drei Hochwasserszenarien hervorgerufene Ausbreitung des Wassers hinter den Deichen, gefährdete Objekte, Hochwasserschutzanlagen sowie Einrichtungen der Infrastruktur und Soziales. Sie erfüllen damit den Zweck einer zeitnahen und angemessenen Information der involvierten Einsatzkräfte im Katastrophenfall, wie sie in *Gretzschel u. a. (2006)* beschrieben sind. Zur schnellen Verbreitung der Gefahreninformation ist als neu und innovativ hervorzuheben, dass diese nicht nur als Kartensatz oder als Desktop-GIS vorliegen, sondern über das WebGIS allen autorisierten Mitarbeitern des Landkreises und anderen Beteiligten zur Verfügung stehen.

3.2 Abstimmungsprozess und Ergebnisse

In den Abstimmungsprozess für die Erstellung der regionalen Gefahrenkarten waren die späteren HWMS-Hauptnutzer aus den Bereichen Katastrophenschutz (Ordnungsamt Landkreis Stendal), Wasserwirtschaft (Umweltamt Landkreis Stendal, Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt (LHW)), Regionalplanung (Regionale Planungsgemeinschaft Altmark) involviert. Die unterschiedlichen Nutzer erforderten ein hohes Maß an Abstimmung hinsichtlich Inhalt und Layout. Neben diesen internen Abstimmungen im Landkreis Stendal wurden die Karten auf den ELLA-workshops der AG 3 (Datengrundlagen und -management) vorgestellt und diskutiert. Durch eine enge

und intensive Zusammenarbeit konnten die Karten im Interesse aller Beteiligten erfolgreich erstellt werden. Ein Beispiel einer regionalen Gefahrenkarte für den Landkreis Stendal zeigt Abbildung 1.

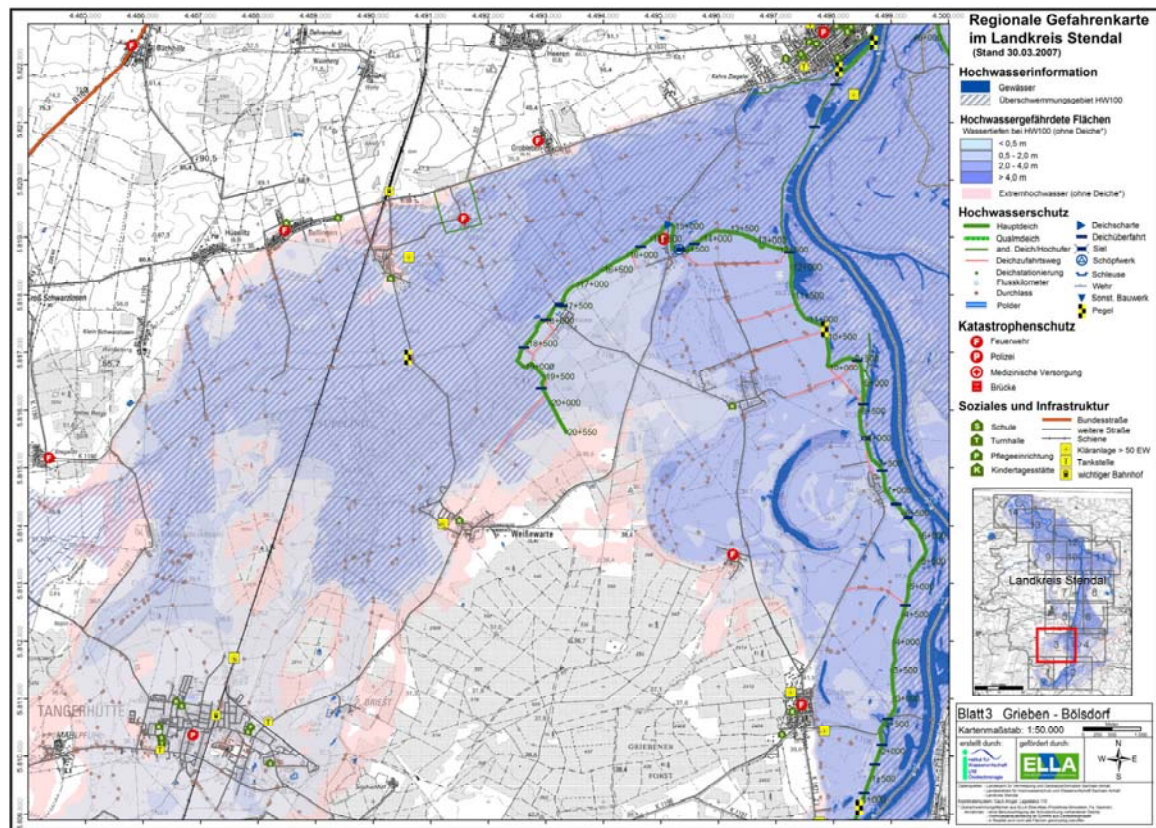


Abbildung 1: Beispiel einer regionale Gefahrenkarte (Druckversion)

3.2.1 Hochwasserszenarien

Die grundlegende Information der Gefahrenkarten ist die potenzielle Ausbreitung eines oder mehrerer Hochwasserereignisse. Aus Kosten- sowie Zeitgründen und weil keine genaueren Daten zur Verfügung standen, war es im Rahmen des Pilotprojektes weder möglich noch sinnvoll, eine eigenständige hydraulische Modellierung der Überschwemmungsgebiete durchzuführen. Daher kamen die mit der Software FloodArea[®] (Fa. geomer, Heidelberg) für den Elbe-Atlas durchgeführten Simulationsergebnisse auf der Basis des digitalen Höhenmodells (DEM10) zur Anwendung. Eine Beschreibung der Durchführung der instationären gekoppelten 1D-2D-Modellierung ist in Assmann u. a. (2006) aufgeführt. Neben der Ausbreitung eines hundertjährigen- sowie eines Extremhochwasserereignisses (HW₁₀₀ plus 0,5 m) ohne die Wirkung von Hochwasserschutzanlagen wurden als drittes Szenario die HW₁₀₀-Überschwemmungsgebiete dargestellt. Deren digitalen Daten entstammen dem „DeichKartenwerk“ des LHW.

Alle drei Szenarien sind in einer Kartendarstellung zusammengefasst. Die Überschwemmungsgebiete bei einem HW_{100} (mit Deichen) wurden in den regionalen Gefahrenkarten schraffiert und das HW_{100} (ohne Deiche) nach den Wassertiefen abgestuft in blauen Farbtönen abgebildet. Besonders die HW_{100} -Darstellung beschreibt zusammen mit den anderen enthaltenen Informationen den Mehrwert der Karten für den operativen Hochwasserschutz, da erkennbar ist, welche Gebiete im Hochwasserfall wie gefährdet sind.

Im Landkreis Stendal ist aufgrund der Lage an der unteren Mittelelbe nur eine geringe Reliefenergie zu verzeichnen. Daher sind den Karten nur die Wassertiefen zu entnehmen und nicht die Fließgeschwindigkeit bzw. der spezifische Abfluss (vgl. Abschnitt 2.1). Die Wassertiefen des Szenarios HW_{100} wurden in vier Klassen ($< 0,5$ m, $0,5$ bis 2 m, 2 bis 4 m und > 4 m) eingeteilt. Die Klassifizierung erfolgte in Anlehnung an die LAWA-Empfehlungen (LAWA, 2007). Um die starke Gefährdung nochmals zu unterteilen, wurde eine vierte Klasse von >4 m hinzugefügt, wie es auch im Rheinatlas (IKSR, 2001) und im Elbe-Atlas vorgenommen wurde.

3.2.2 WebGIS und Papierform

Die Herstellung und Verbreitung dieser Gefahrenkarten findet auf zwei Wegen statt: Die Hauptverbreitung der Gefahreninformationen für die Nutzer im Landkreis Stendal erfolgt über das WebGIS des HWMS. Die einzelnen Informationen können damit jederzeit unkompliziert aktualisiert werden. Darüber hinaus wurden zusätzlich einige Kartensätze in Papierform gedruckt, um im Falle eines Technikversagens im Hochwasserfall Zugang zu den Informationen zu haben. Außerdem fungiert der Kartensatz als Informationsquelle für Vor-Ort-Begehungen, wenn aus vielfältigen Gründen die Zeit fehlt, um die konkreten Informationen aus dem WebGIS auszudrucken. Als Größe für die gedruckten Kartenblätter wurde das DIN A3 Format gewählt, die einmal gefaltet in einem DIN A4 Ordner abgeheftet werden. Auf diese Art sind sie handlich, im Katastrophenfall gut zu transportieren und anzusehen.

4 Diskussion

Die regionalen Gefahrenkarten für den Landkreis Stendal sind ein Beispiel für die Umsetzung der Darstellung der Hochwassergefährdung auf regionaler Ebene. Mit dem Maßstab von $1:50.000$ sind sie detaillierter als die Gefahrenhinweiskarten ($1:100.000$) mit ihrem Übersichtscharakter und gröber als Kommunalen Hochwasserinformationskarten, die für lokale Zwecke ($1:5.000$) zum Einsatz kommen. Innerhalb des Abstimmungsprozesses ist es gelungen, alle wesent-

lichen Informationen für die unterschiedlichen Nutzer auf Landkreisebene abzubilden. Mit der Erstellung der regionalen Gefahrenkarten für den Landkreis Stendal wurde ein Beitrag zur Umsetzung der EG-Hochwasserrichtlinie geleistet.

Sowohl unter den Gesichtspunkten der Sensibilisierung der Bevölkerung als auch den Zielen von ELLA ist es bedauerlich, dass die regionalen Gefahrenkarten nicht veröffentlicht werden und nur als interne Arbeits- und Informationsgrundlage der öffentlichen Verwaltung dienen. Gegen eine Veröffentlichung der regionalen Gefahrenkarten sprachen Gründe wie die schwierige und sehr kostenintensive Genehmigung zur Verbreitung und Veröffentlichung von Geobasisinformationen in Sachsen-Anhalt und die Bedenken einer Fehlinterpretation der Bevölkerung seitens des Landkreises. Aus Informationszwecken für die Bevölkerung wird jedoch auf den Elbe-Atlas verwiesen.

Ausgehend von der verwendeten Datenbasis und den erzielten Ergebnissen besteht mit wenig Aufwand die Möglichkeit, für die Raumplanung angepasste Gefahrenzonenkarten zu erstellen.

Weiterhin ist anzumerken, dass die regionalen Gefahrenkarten für den Landkreis Stendal nicht rechtlich verbindlich sind und eher informellen Charakter haben. Damit sie im Hochwasserfall als zuverlässige Informationsquelle dienen, müssen sie regelmäßig gepflegt und aktualisiert werden.

5 Zusammenfassung/Ausblick

In dem vorliegenden Beitrag wurde die Erstellung von regionalen Hochwassergefahrenkarten für den Landkreis Stendal im Rahmen des europäischen ELLA-Projektes aufgezeigt. Diese sind das Ergebnis eines achtmonatigen Abstimmungsprozesses der unterschiedlichen Nutzer des Hochwassermanagementsystems und bauen auf den praktischen Erfahrungen dreier Hochwasserereignisse in vier Jahren an der Elbe auf. Die regionalen Gefahrenkarten haben hinsichtlich des Maßstabes und Informationsgehaltes eine Zwischenstellung zwischen den Gefahrenhinweiskarten und den sächsischen Kommunalen Hochwasserinformationskarten.

In dem Erstellungsprozess wurden die Anforderungen unterschiedlicher Nutzer berücksichtigt, die Hauptanwendung wird aber im operativen Hochwasserschutz gesehen. Mit den zwei Verbreitungswegen als gedruckter Kartensatz und über das WebGIS wird den Bedürfnissen der Nutzer entsprochen.

Trotz dieses wichtigen Schrittes in Richtung einer effektiveren Gefahrenabwehr und eines verbesserten vorsorgenden Hochwasserschutzes müssen hinsichtlich einer größeren Ergebnisgenauigkeit weitere Bemühungen wie z. B. die Verbesserung der Datengrundlagen sowie die Berechnung weiterer Szenarien (beispielsweise die Einbeziehung von Binnenhochwassern) vorangetrieben werden.

6 Danksagung

Die Autoren möchten sich besonders bei den für die Erstellung der Gefahrenkarten Hauptbeteiligten Herrn Dr. Franke, Frau Hallmann und Herr Stein vom Landkreis Stendal sowie bei Herrn Steingraf und Herrn Kürschner (LHW) für die gute Zusammenarbeit, die tatkräftige Unterstützung und die regen Diskussionen bedanken. Weiterer Dank gilt unseren IWO-KollegInnen in Magdeburg.

7 Literatur

- Assmann, A., Grafe M., Runge, I., Thäger, F. (2006): Einflüsse des Berechnungsverfahrens und der Qualität der Grundlagendaten auf die Ermittlung überschwemmungsgefährdeter Gebiete. Hydrologie und Wasserbewirtschaftung 1/2006, S. 19-24
- Deutscher Bundestag (2005): Gesetz zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes, Drucksache 15/5121 (Beschlussempfehlung des Vermittlungsausschusses vom 16.03.2005)
- EG (2006): Gemeinsamer Standpunkt im Hinblick auf den Erlass der Richtlinie 2006/000/EG des Europäischen Parlaments und des Rates über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken. Kommission der Europäischen Gemeinschaften, Brüssel, 23.11.2006
- FLAPP (2006): Cross Border Flood Mapping – Customizing flood maps, FLAPP-Workshop report, Berlin, 21.22.09.2006, Oktober 2006, unveröffentlicht
- Gretzschel M., Franke, J., Jüpner, R. (2006): Erste Praxiserfahrungen des Hochwassermanagementsystems für den Landkreis Stendal beim Frühjahrshochwasser 2006. Tagungsband der Internationalen Konferenz "Strategien und Instrumente zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes", Tangermünde, 23.-25. November 2006, Shaker-Verlag, Aachen, ISBN 3-83225548-6, S. 101-112
- IKSR (2001): Der IKSR – Rheinatlas 2001, Internationale Kommission zum Schutz des Rheins (IKSR), Koblenz (2001)
- Jüpner, R. (2003): Erfahrungen aus dem operativen Hochwasserschutz, WASSER und ABFALL, Nr. 5/2003.
- LAWA (2007): LAWA-Empfehlungen der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) zur Aufstellung von Hochwasser-Gefahrenkarten (LAWA-guidelines for hazard maps – LAWA (Länderarbeitsgemeinschaft Wasser), 20. 1. 2007
- LTV, LfUG (2004): Empfehlungen für die Erarbeitung von Karten zur Darstellung der Hochwassergefahren, Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV)

und Landesamt für Umwelt und Geologie des Freistaates Sachsen (LfUG) (Stand 05.04.2004)

MUNLV NRW (2003): Leitfaden Hochwasser-Gefahrenkarte, Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz NRW (MUNLV NRW) (Düsseldorf, Juni 2003)

MUV B-W (2003): Leitlinie „Hochwassergefahr und Strategien zur Schadensminderung in Baden-Württemberg“, Ministerium für Umwelt und Verkehr, Innenministerium und Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg, Stuttgart, 2003

Weichel, T., Tzschirner, M., Jüpner, R. (2006): Entwicklung eines kommunalen Informations- und Entscheidungsunterstützungssystem für den vorbeugenden und operativen Hochwasserschutz mittels GIS-Technologie. In: 6. Tagung der Nachwuchswissenschaftler – Junge Wissenschaftler in einer sich ändernden Welt. Herausforderungen – Perspektiven – Gestaltungsansätze, Hrsg.: Heinz W. Zwanziger, Shaker Verlag 2006, ISBN 3-8322-4772-6

Autoren:

Dipl.-Ing. Manuela Gretzschel
Prof. Dr. Robert Jüpner

Dipl.-Ing. Frank Thäger

Technische Universität Kaiserslautern
Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft
Paul-Ehrlich-Straße 14

D-67663 Kaiserslautern

Tel.: +49 631 205 3110

+49 631 205 3805

Fax: +49 631 205 3904

E-Mail: gretzsch@rhrk.uni-kl.de

juepner@rhrk.uni-kl.de

Ministerium für Landesentwicklung und
Verkehr des Landes Sachsen-Anhalt
Turmschanzenstraße 30

D-39114 Magdeburg

Tel.: +49 391 5673501

Fax: +49 391 5677529

E-Mail: thaeger@mlv.lsa-net.de

Dipl.-Geogr. Matthias Grafe

Referat 35, Landeshochwasserzentrum / Gewässerkunde

Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie

Zur Wetterwarte 11

D-01109 Dresden

Tel.: +49 3518928 370

Fax: +49 3518928 245

E-Mail: matthias.grafe@smul.sachsen.de

Entwicklung einer Methodik zur Identifizierung von Hochwasserentstehungsgebieten

Matthias Grafe
Christina Seidler
Jörg Walther

Nach § 100b des Sächsischen Wassergesetzes werden „Gebiete vorwiegend in den Mittelgebirgs- und Hügellandschaften, in denen bei Starkniederschlägen oder bei Schneeschmelze in kurzer Zeit starke oberirdische Abflüsse eintreten können, die zu einer Hochwassergefahr in den Fließgewässern und damit zu einer erheblichen Gefahr für die öffentliche Sicherheit und Ordnung führen können“, als Hochwasserentstehungsgebiete bezeichnet. „In den Hochwasserentstehungsgebieten ist das natürliche Wasserversickerungs- und Wasserrückhaltevermögen zu erhalten und zu verbessern.“

Diese Gesetzeslage war Veranlassung, eine Methodik zur Identifizierung von Hochwasserentstehungsgebieten in dem von der EU geförderten Projekt ELLA zu entwickeln. Diese Methodik basiert auf der Auswertung von Geoinformationen mit Hilfe eines Expertensystems hinsichtlich der dominierenden Abflussbereitschaft einer Fläche. Durch die Verwendung von Niederschlagsinformationen erfolgt anschließend die genaue Abgrenzung von Hochwasserentstehungsgebieten. Mit dieser methodischen Bestimmung wurde eine wichtige und wesentliche Voraussetzung geschaffen, um künftig gezielt und mit hoher Effizienz vorbeugende Hochwasserschutzmaßnahmen ergreifen zu können.

1 Methodik zur Identifizierung von Hochwasserentstehungsgebieten

Es werden Hochwasserentstehungsgebiete nach folgender zweistufiger Methodik bestimmt:

1. Ermittlung der potenziellen Hochwasserentstehungsgebiete mit Hilfe des Expertensystems WBS FLAB (Wissensbasiertes System Flächen gleicher Abflussbildung), das am IHI Zittau entwickelt wurde (*Peschke et al., 1999; Seidler und Merta, 2005*).

- Berücksichtigung von Informationen über Hochwasser auslösende Starkniederschläge bei der Ermittlung der (tatsächlichen) Hochwasserentstehungsgebiete durch Verschneidung der Ergebnisse des WBS FLAB mit der Niederschlagshäufigkeit.

2 Das Expertensystem WBS FLAB

Am IHI Zittau (Peschke et al., 1999) wurde ein Instrument entwickelt, das ausgehend von breitenverfügbaren Gebietsinformationen (Landnutzung und Vegetation, Boden oder Geologie, Gewässernetz und DGM) eine Bewertung von Flächen bezüglich ihrer Abflusswirksamkeit erlaubt (Wissensbasiertes System Flächen gleicher Abflussbildung WBS FLAB) (Abbildung 1). Mit Hilfe des WBS FLAB wird flächendeckend und standortbezogen die dominierende Abflusskomponente in Abhängigkeit von Landnutzung, Boden und Morphologie bestimmt. Als potenzielle Hochwasserentstehungsgebiete werden die Flächen definiert, auf denen eine der folgenden schnellen Abflusskomponenten dominiert:

- Oberflächenabfluss (unabhängig von seiner Herkunft)
- Sättigungsflächenabfluss (unabhängig von seiner Herkunft)
- schneller Zwischenabfluss

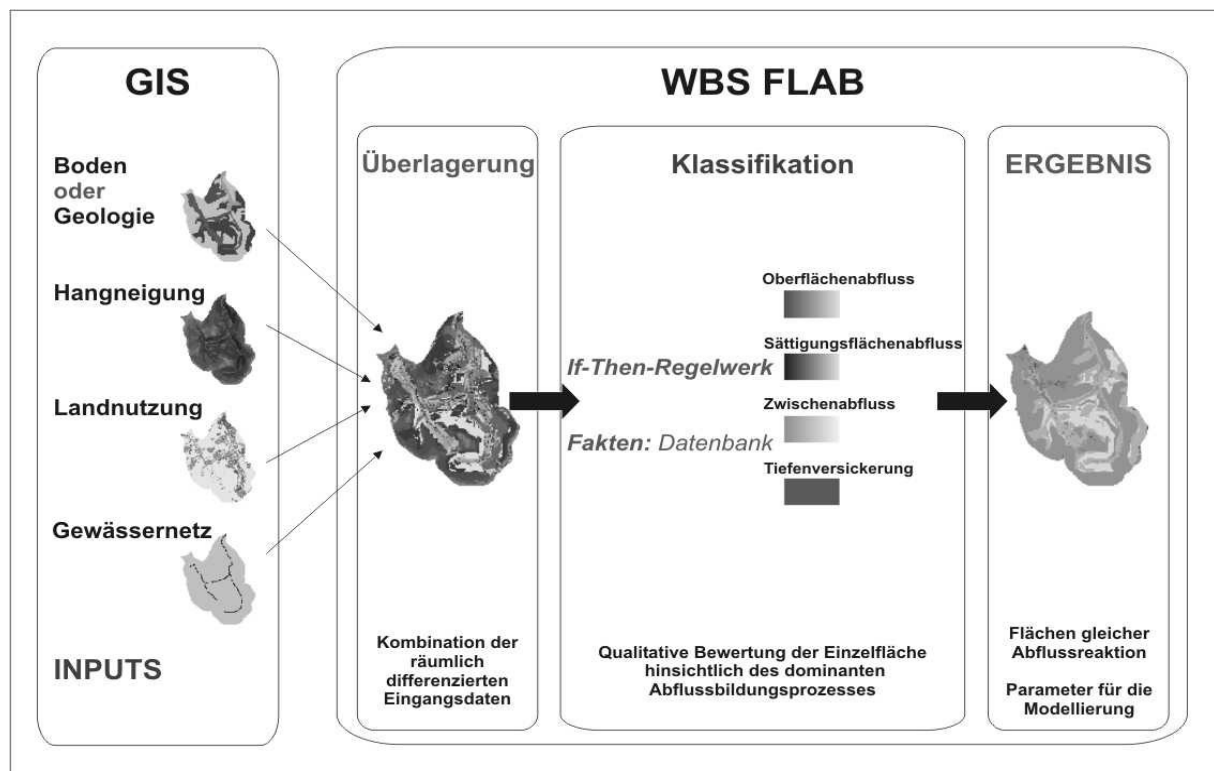


Abbildung 1: Raumgliederungstool WBS FLAB

Da es sich beim WBS FLAB um ein GIS-gestütztes Bewertungssystem handelt, werden flächenverteilte Gebietsinformationen benötigt, die in Form von Rasterkarten bereitzustellen sind. Nach der notwendigen Standardisierung der Inputs erfolgen die Überlagerung der Karten und die Kombination der Karteninhalte, was zur Entstehung von Raumeinheiten gleicher Disposition führt.

Wesentliche Bestandteile des WBS FLAB sind das Regelwerk und die Fakten. Das Regelwerk ist unabhängig von der geographischen Region und klimatischen Bedingungen einsetzbar. Der Faktenteil ist eine Art Datenbank, die detaillierte Informationen und Parameterlisten zu den Karteninhalten enthält, z. B. physikalische Bodenparameter, Bodenhorizonte, Durchwurzelungstiefe. Das Regelwerk nutzt physikalische Zusammenhänge und Expertenwissen und bewertet die im Faktenteil enthaltenen Informationen. Auf diese Weise werden die bei der Überlagerung entstehenden Raumeinheiten bezüglich ihrer Abflussbildungsprozesse aggregiert (Abbildung 1). Die Abfrage erfolgt in drei Bilanzebenen. Zunächst wird nach der Landnutzung gefragt und es werden Abflussprozesse unabhängig vom Bodentyp bestimmt. Im Weiteren wird der Bodentyp berücksichtigt und das Zusammenwirken Nutzung - Boden - Relief bewertet. Folgendes vereinfachtes Beispiel verdeutlicht die Abarbeitung der Regeln: wenn Nutzung Fläche Acker und wenn Bodentyp Parabraunerde (Löss) und wenn Hangneigung $> 6^\circ$, dann Oberflächenabfluss von schlecht infiltrierenden Böden. Die auf diese Weise entstehende räumlich differenzierte Struktur weist Einheiten aus, auf denen potenziell unter gegebenen Bedingungen ein bestimmter Abflussbildungsprozess dominiert.

3 Berücksichtigung von Niederschlagsinformationen

Vom Deutschen Wetterdienst (DWD) wurden in einem 1x1 km Raster folgende Niederschlagsinformationen bereitgestellt:

- Mittlerer jährlicher Niederschlag in mm (Bezugsreihe 1961 – 1990)
- Höchster Tagesniederschlag in mm (Bezugsreihe ca. 1900 – 2002)
- Jährliche Häufigkeit von Tageswerten ≥ 50 mm (Bezugsreihe ca. 1900 – 2002)

Der mittlere jährliche Niederschlag hat für die Aufgabenstellung eher informativen Charakter. Die anderen beiden Größen sind auf Grund der großen Reihenzahlen und der feinen räumlichen Auflösung prinzipiell geeignet, um als Information bei der Identifizierung der Hochwasserentstehungsgebiete berücksichtigt zu werden. Dabei kommt der letzten Größe eine besondere Bedeutung zu, da für

Tageswerte des Niederschlags ≥ 50 mm vom DWD Unwetterwarnungen vor ergebigen Dauerregen herausgegeben werden.

Die Entscheidung, als Niederschlagsinformation für die Identifizierung der Hochwasserentstehungsgebiete die jährliche Häufigkeit von Tageswerten ≥ 50 mm zu nutzen und nicht den höchsten Tagesniederschlag, wird wie folgt begründet: Die jährliche Häufigkeit von Tageswerten ≥ 50 mm hat einen wesentlich engeren statistischen Zusammenhang zur Geländehöhe als der höchste Tagesniederschlag. Mit ihrer Berücksichtigung wird ein Raumbezug zu Mittelgebirgs- und Hügellandschaften, die gemäß Sächsischem Wassergesetz grundsätzlich als Hochwasserentstehungsgebiete in Frage kommen, hergestellt. In der Abbildung 2 wurden alle Rasterpunkte, die in Sachsen liegen, mit ihrer spezifischen jährlichen Häufigkeit von Tageswerten ≥ 50 mm und ihrer spezifischen geodätischen Höhe eingetragen und durch eine Regressionsgerade ausgeglichen. Der sich ergebende statistische Zusammenhang, der im Diagramm durch das Bestimmtheitsmaß quantifiziert wird, ist hoch signifikant. Der dem Bestimmtheitsmaß entsprechende Korrelationskoeffizient beträgt 0,84. Dagegen beträgt der Korrelationskoeffizient zwischen dem höchsten Tagesniederschlag und der Geländehöhe nur 0,34.

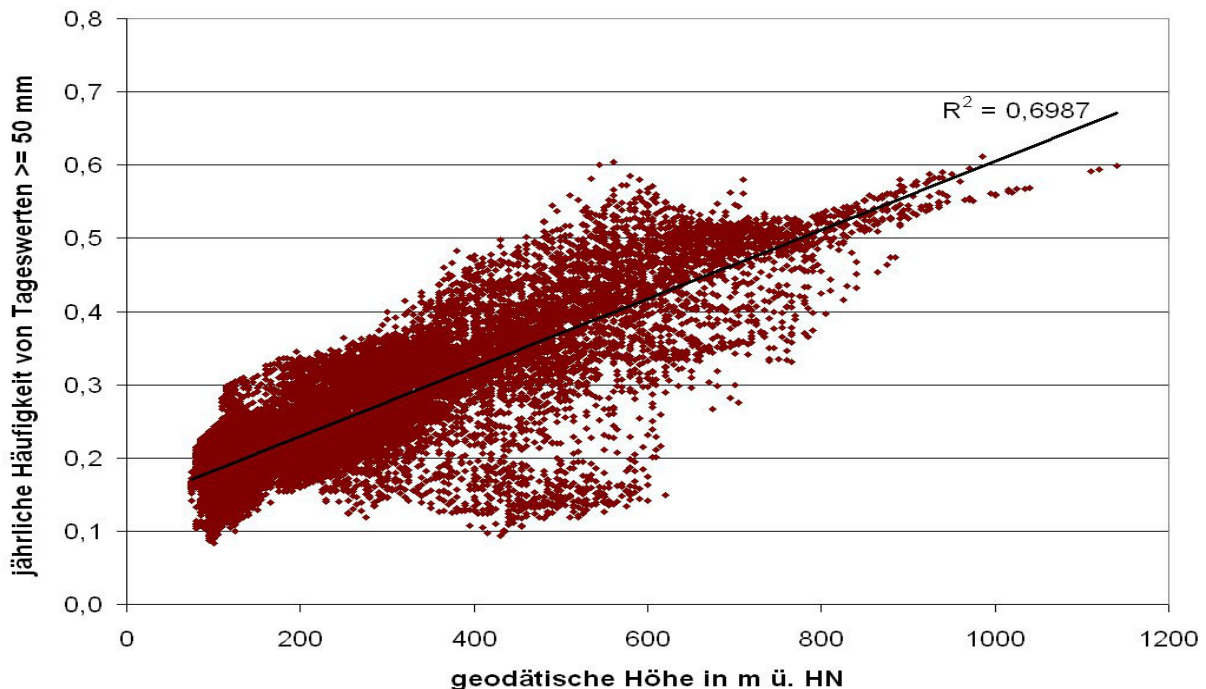


Abbildung 2: Zusammenhang zwischen der jährlichen Häufigkeit von Tagesniederschlägen ≥ 50 mm und der geodätischen Höhe

Ausgehend von der Flächenverteilung der Niederschlagshäufigkeit (Abbildung 3) werden nur die Klassen mit jährlichen Häufigkeiten $\geq 0,35$, das sind et-

wa 20 % der Landesfläche vorwiegend im Mittelgebirge und Hügelland, als Hochwasserentstehungsgebiete in Betracht gezogen. Die Klassen mit jährlichen Häufigkeiten $< 0,35$ werden demnach als Hochwasserentstehungsgebiete ausgeschlossen, und zwar unabhängig von den Ergebnissen des WBS FLAB.

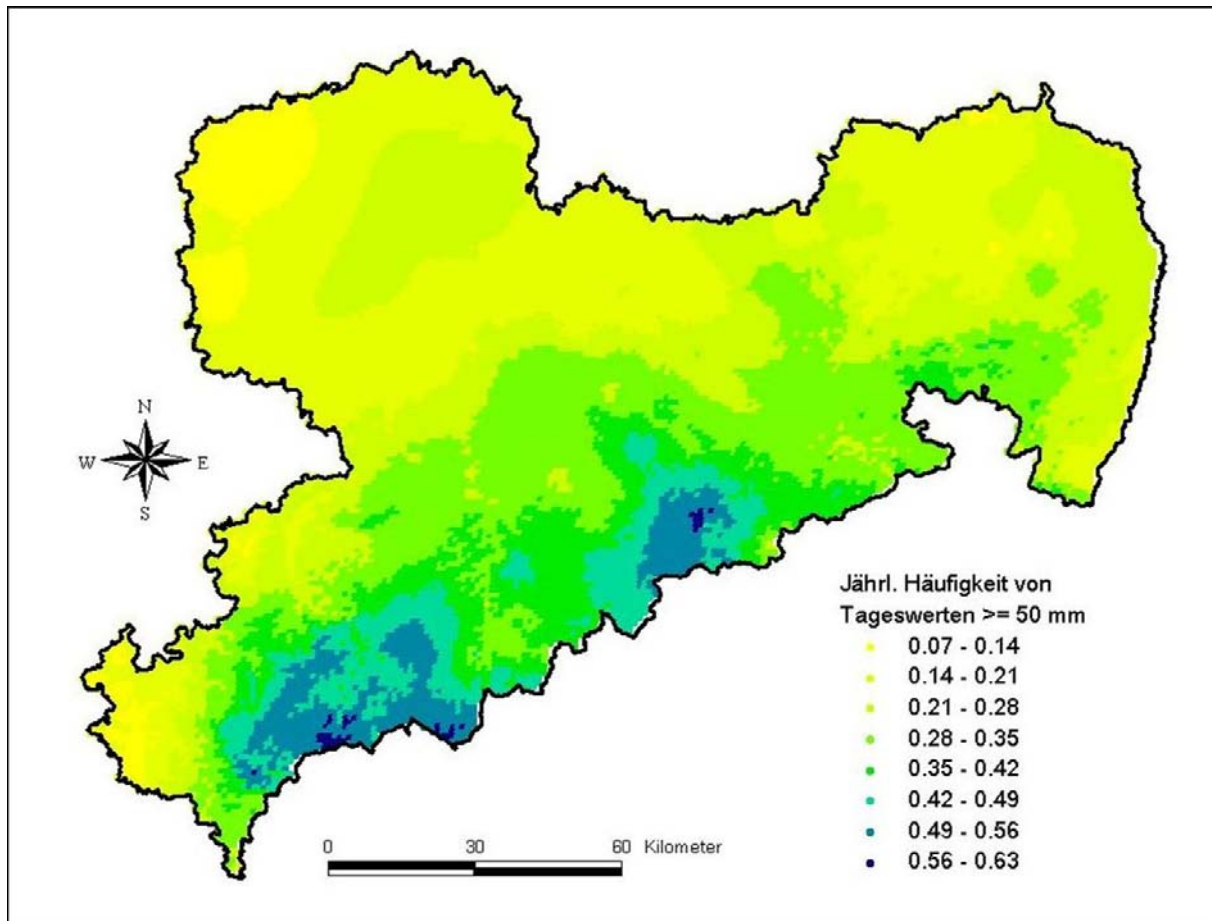


Abbildung 3: Räumliche Verteilung der jährlichen Häufigkeit von Tagesniederschlägen ≥ 50 mm

4 Ergebnisse bei der Identifizierung von Hochwasserentstehungsgebieten im Freistaat Sachsen

Als Datengrundlage für die Anwendung des WBS FLAB im Freistaat Sachsen wurden folgende Informationen genutzt:

- Bodenkzeptkarte BKKonz
- Color-Infrarot(CIR)-Biotoptypen- und Landnutzungskartierung
- Geländemodell ATKIS-DGM 25
- Gewässernetz (Erfassungsgrundlage: TK 25)

Auf dieser Grundlage wurden Rasterkarten der Bodentypen, der Landnutzung und des Geländegefälles (Hangneigung) mit einer räumlichen Auflösung von 100 x 100 m erstellt und mit dem WBS FLAB die dominierenden Abflusskomponenten ermittelt (Abbildung 4).

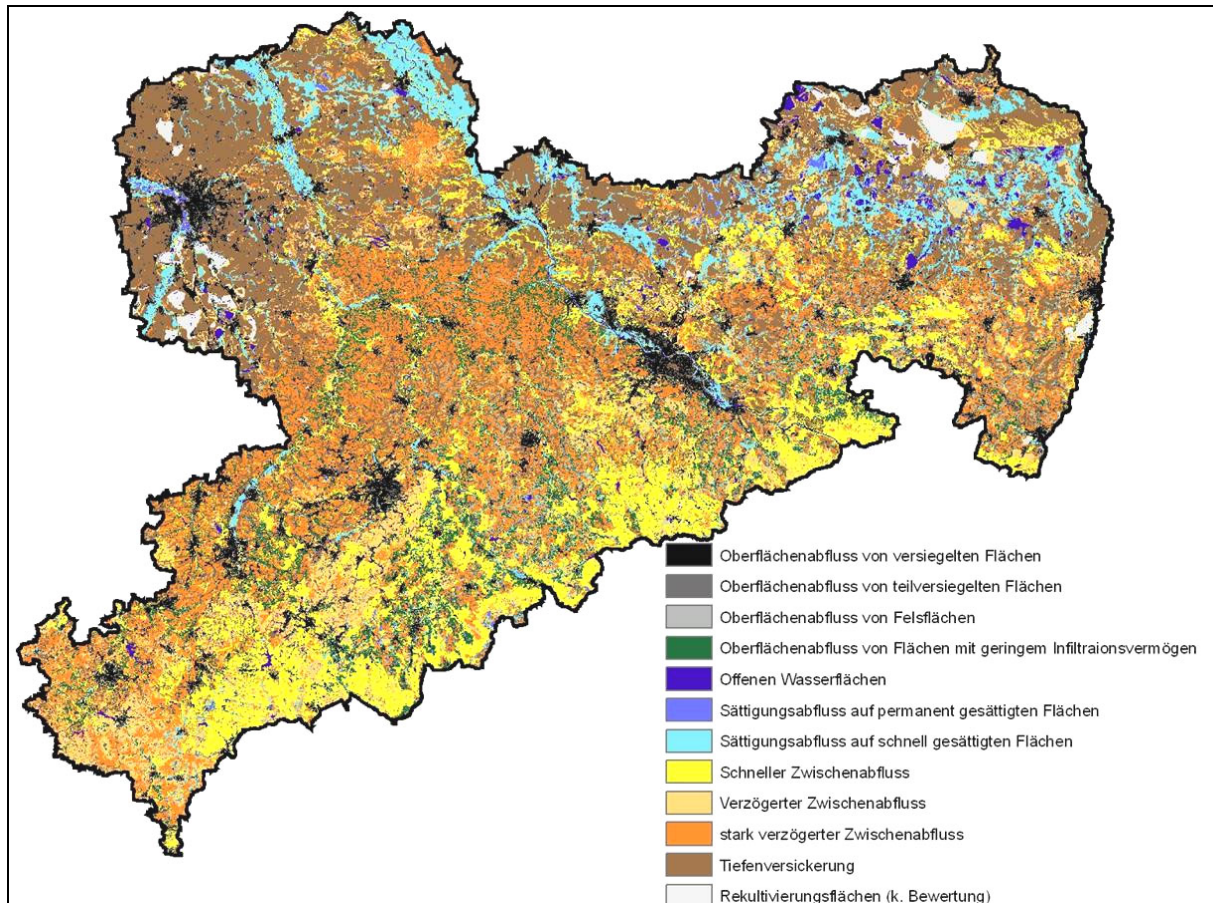


Abbildung 4: Mit dem WBS FLAB ermittelte dominierende Abflusskomponenten

Gemäß Abbildung 4 ist Oberflächenabfluss von bebauten Flächen auf ca. 14 % der Landesfläche die dominierende Abflusskomponente, Oberflächenabfluss auf schlecht infiltrierenden Böden auf ca. 21 %, Sättigungsflächenabfluss auf ca. 10 % und schneller Zwischenabfluss auf ca. 14 % der Landesfläche. Insgesamt werden somit mit dem WBS FLAB 58,4 % der Landesfläche als potenzielle Hochwasserentstehungsgebiete mit einer Hochwasser begünstigenden Kombination von Gebietseigenschaften ausgewiesen.

Entsprechend der zweistufigen Methodik wurden die mit dem WBS FLAB ermittelten potenziellen Hochwasserentstehungsgebiete mit der jährlichen Häufigkeit von Tagesniederschlägen ≥ 50 mm verschnitten. Abbildung 5 zeigt die räumliche Verteilung der mit dieser Methodik für Sachsen fachlich ermittelten Kulisse der Hochwasserentstehungsgebiete.

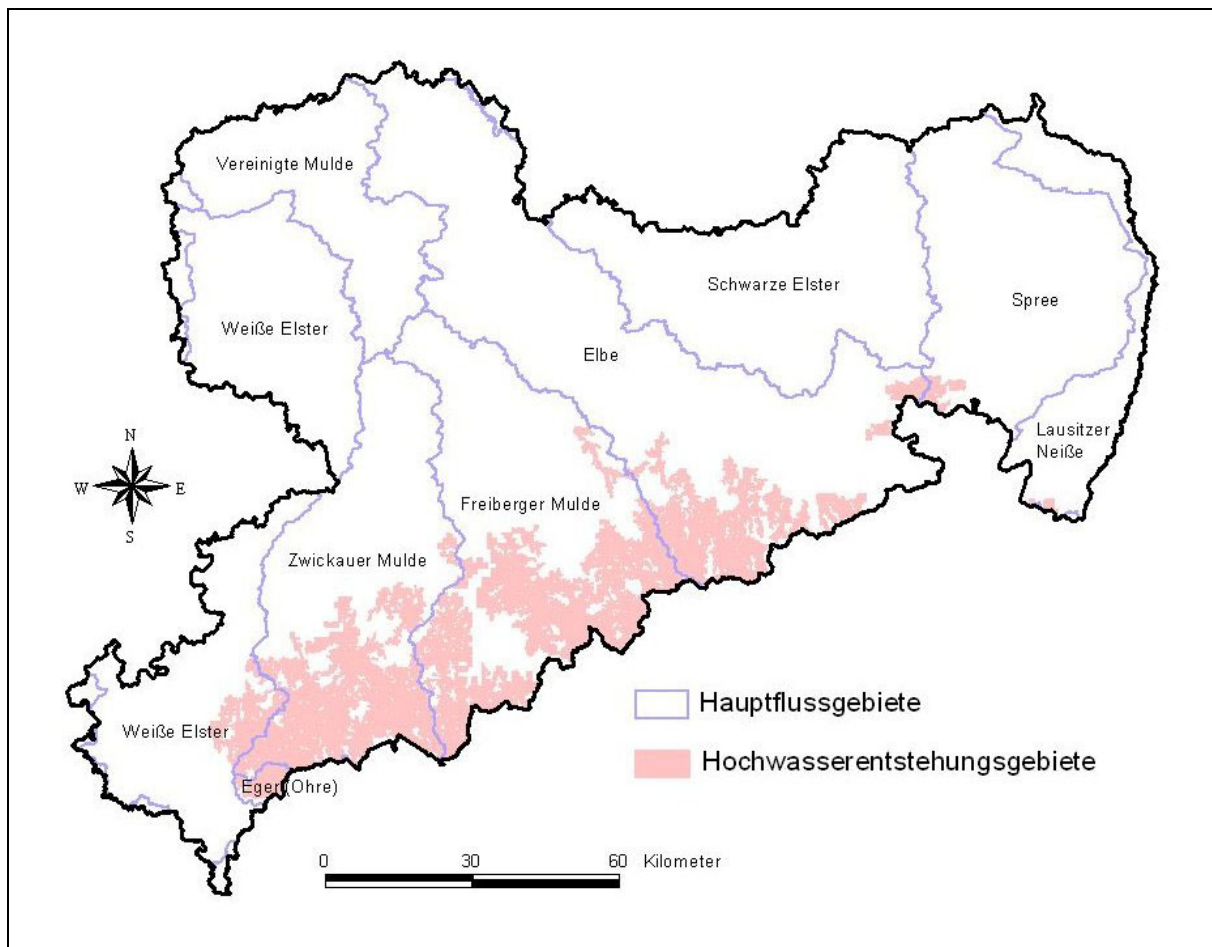


Abbildung 5: Fachlich ermittelte Hochwasserentstehungsgebiete in Sachsen

5 Validierung

Grundannahme für die Validierung der vorgeschlagenen Methodik war, dass Einzugsgebiete, in denen in der Vergangenheit extreme Hochwasserabflüsse beobachtet wurden, auch einen überdurchschnittlich hohen Anteil an Hochwasserentstehungsgebieten aufweisen müssten. Datengrundlage für die Untersuchung dieses Zusammenhanges bildeten die Jahreshöchstabflüsse von 210 sächsischen Pegeln mit einer Einzugsgebietsfläche $A_E \leq 500 \text{ km}^2$. Pegel mit größeren Einzugsgebieten, die nur noch eine räumlich sehr unscharfe Information über die Hochwasserentstehungsgebiete liefern können, wurden nicht in die Analyse einbezogen. Für die berücksichtigten Pegel wurden für alle Beobachtungsjahre die höchsten Abflussspenden in doppeltlogarithmischer Darstellung über der Einzugsgebietsfläche aufgetragen. Unter Beachtung der Abnahme der Abflussspende mit Zunahme der Einzugsgebietsfläche wurde eine Separationsgerade so durch die Datenpunkte gelegt, dass genau 100 Jahreshöchstabflüsse über dieser Geraden liegen (Abbildung 6).

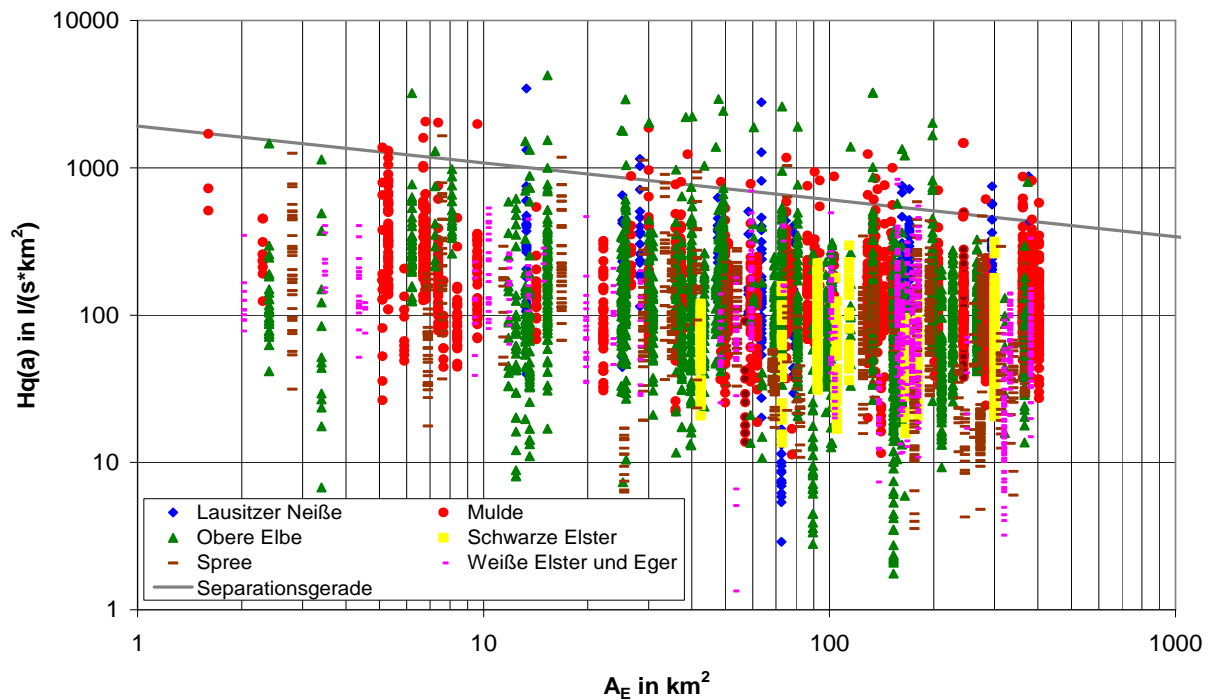


Abbildung 6: Vorgehensweise bei der Ermittlung der 100 größten Hochwasserereignisse in Sachsen, beobachtet an Pegeln mit Einzugsgebieten bis maximal 500 km²

Anschließend wurde der Flächenanteil an Hochwasserentstehungsgebieten für die Pegelinzugsgebiete, in denen ein oder mehrere der 100 größten Hochwasserereignisse aufgetreten sind, ermittelt. Dieser Flächenanteil beträgt über alle Pegelinzugsgebiete etwa 28 %. Er ist damit etwa dreimal so hoch, wie der auf die gesamte Landesfläche bezogene Flächenanteil. Besonders hoch ist der Flächenanteil an Hochwasserentstehungsgebieten in den Einzugsgebieten der Pegel Aue 1/Schwarzwasser (66 %) und Dohna/Müglitz (57 %), die mit je 5 Ereignissen am häufigsten unter den 100 größten vertreten sind.

6 Übertragbarkeit

Soll die vorgeschlagene Methodik auf Gebiete außerhalb von Sachsen übertragen werden, ergibt sich unter Umständen das Problem, dass keine Angaben über die jährliche Häufigkeit von Tagesniederschlägen ≥ 50 mm vorliegen. Eine Möglichkeit, die vorgeschlagene Methodik auch bei Nichtvorhandensein von Angaben über die jährliche Häufigkeit von Tagesniederschlägen ≥ 50 mm auf andere Gebiete zu übertragen, besteht in der Nutzung des statistischen Zusammenhanges zwischen der jährlichen Häufigkeit von Tagesniederschlägen ≥ 50 mm und der Niederschlagshöhe. Zur Untersuchung dieses Zusammenhanges wurden die KOSTRA-Starkniederschläge herangezogen (DWD, 1997), die

für das gesamte Bundesgebiet vorliegen. Auf Grund des relativ groben KOSTRA-Rasters müssen dabei jedoch Genauigkeitsverluste in Kauf genommen werden.

Eine alternative Möglichkeit Hochwasserentstehungsgebiete auszuweisen besteht darin, anstelle von Niederschlagsinformationen die Geländehöhe mit den Ergebnissen des WBS FLAB zu verschneiden. Zur fachlichen Untersetzung dieses Alternativkonzeptes kann der in Abbildung 2 für Sachsen dargestellte statistische Zusammenhang zwischen der jährlichen Häufigkeit von Tagesniederschlägen ≥ 50 mm und der geodätischen Höhe genutzt werden, muss vorher aber an die Spezifik der jeweiligen Region angepasst werden.

7 Fachliche Ausweisung von Hochwasserentstehungsgebieten

Die praktische Ausweisung erfolgte in Sachsen zuerst an 2 Pilotgebieten, wobei die Festsetzung unterschiedliche Akzeptanz erfuhr. Mit dem Pilotvorhaben „Geising – Altenberg“ wurde das erste Hochwasserentstehungsgebiet festgesetzt. Zweites Pilotgebiet war das Hochwasserentstehungsgebiet „Schwarzwasser - Teilgebiet Breitenbrunn/Rittersgrün“. Für die gesetzliche Festsetzung bedarf es eines einheitlichen Vollzuges z. B. beim Umgang mit Flurstücken oder der Vermeidung von Inseln im Hochwasserentstehungsgebiet.

Im Hochwasserentstehungsgebiet sind Vorhaben, wie das Versiegeln von Flächen, der Bau neuer Straßen, die Umwandlung von Wald oder die Umwandlung von Grün- in Ackerland, die das Wasserversickerungs- oder das Wasserrückhaltevermögen beeinträchtigen, angemessen zu kompensieren. Dies kann erreicht werden, indem Regenwasser vor Ort versickert oder gespeichert wird, Flächen entsiegelt und somit das natürliche Speichervermögen des Bodens wieder genutzt werden kann oder durch eine Änderung der Landnutzung. Zu nennen wären hier beispielhaft Waldumbau und -mehrung, Extensivierung von Grünland oder die Boden schonende Bewirtschaftung von Ackerflächen.

8 Schlussfolgerung

Mit der Ausweisung von Hochwasserentstehungsgebieten wird ein Beitrag für den vorbeugenden Hochwasserschutz geleistet. Anthropogene Eingriffe, die mit einer Verringerung des Wasserrückhaltes verbunden sind, sollten in Hochwasserentstehungsgebieten grundsätzlich ausgeglichen werden. Zur Beurteilung der

mit den Eingriffen verbundenen Auswirkungen und zur Auswahl von geeigneten Ausgleichsmaßnahmen wird in der Regel eine fallspezifische Beurteilung notwendig sein.

9 Literatur

- DWD (1997): Starkniederschlagshöhen für Deutschland – KOSTRA. Selbstverlag des Deutschen Wetterdienstes, Offenbach am Main.
- DWD (2004): Projekt MAXNIE/SN – Extreme Niederschlagshöhen in Sachsen: Maximalwerte und Häufigkeit hoher Tageswerte. Abteilung Hydrometeorologie, Berlin.
- Peschke, G.; Etzenberg, C.; Müller, G.; Töpfer, J. und Zimmermann, S. (1999): Das wissensbasierte System FLAB – ein Instrument zur rechnergestützten Bestimmung von Landschaftseinheiten mit gleicher Abflussbildung. IHI Schriften, Heft 10, IHI Zittau.
- Seidler, C. und Merta, M. (2005): Prozess- und skalenbezogene Erfassung und Modellierung der Bildung schneller Abflusskomponenten. Abschlussbericht zum DFG-Bündelprojekt „Abflussbildung und Einzugsgebietsmodellierung“. IHI Zittau.
- WASY und IHI (2006): Entwicklung einer Methodik zur Identifizierung von Hochwasserentstehungsgebieten. Abschlussbericht, WASY Gesellschaft für wasserwirtschaftliche Planung und Systemforschung mbH und Internationales Hochschulinstitut Zittau im Auftrag des Sächsischen Landesamtes für Umwelt und Geologie.

Autoren:

Matthias Grafe

Landesamt für Umwelt und Geologie

Zur Wetterwarte 11

01109 Dresden

Tel.: +49 351 8928370

Fax: +49 351 8928245

E-Mail: Matthias.Grafe@smul.sachsen.de

Dr. Christina Seidler

Internationales Hochschulinstitut Zittau

Markt 23

02763 Zittau

Tel.: +49 3583 612760

Fax: +49 3583 612734

E-Mail: CSeidler@ihi-zittau.de

Dr. Jörg Walther

WASY GmbH

NL Dresden

Goetheallee 21

01309 Dresden

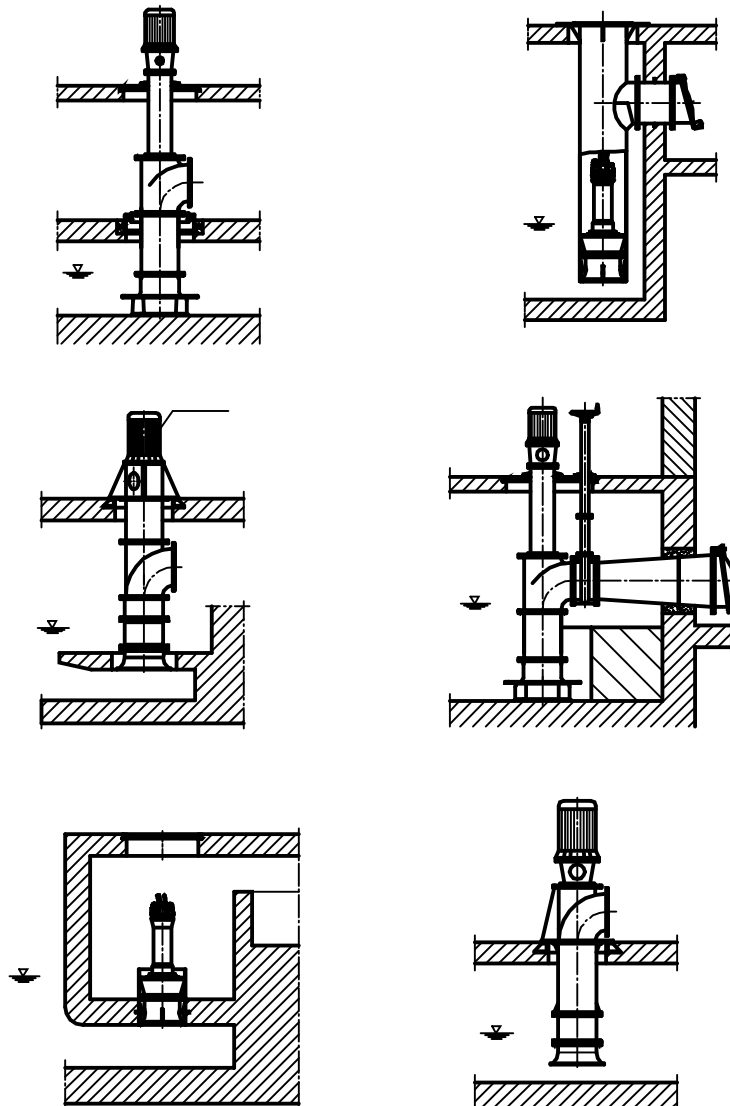
Tel.: +49 351 3161611

Fax: +49 351 3161612

E-Mail: j.walther@wasy.de

KÖSTER

Propellerpumpen für Hochwasserschutz und Binnenentwässerung



Sechs Varianten aus über 60.000 - wir passen uns Ihrem Bauwerk an!



KÖSTER GmbH & Co. KG
Postfach 1560 - 25735 Heide
www.koester-heide.de

...damit alles fließt

Technische Hydro-mechanik 4

Hydraulische und numerische Modelle

Martin/Pohl u. a.

AKTUELL
mit CD-ROM

Verlag Bauwesen

Martin, Helmut, Pohl, Reinhard (Hrsg.)

Technische Hydromechanik

Band 4:

Hydraulische und numerische Modelle

1. Auflage 2000,
404 Seiten, Hardcover
mit CD-ROM
ISBN 3-345-00682-0

Spitzenpreis
€ 65,50!

früher € 100,-

INHALT

Bollrich, Aigner

Hydraulisches Versuchswesen

Ähnlichkeitskriterien und -gesetze, Modellregeln und Übertragungsgrenzen, Hydrometrie, Anwendungen

Martin/Carstensen

Gerinneströmungen

Fließformeln und Anwendungsbereiche, ungleichförmige Fließbewegungen, lokale Fließbewegungen bei Querschnittsänderungen, Schubspannungsermittlung

Diersch

Numerische Modellierung Ober- und unterirdischer Strömungs- und Transportprozesse

Grundlagen, Strömungen mit freier Oberfläche, Grundwasserströmungen

Aigner

Hydraulik der Wasserbehandlungsanlagen und industriellen Prozesse

Bemessungsgrundlagen, hydraulischer Längsschnitt, Turbulenz, Wasserverteilung, Wasserabzug, Dichteströmung, Verweilzeit

Pohl

Probabilistische Aspekte der hydraulischen Bemessung

Basisvariable, Verteilungen, Versagenswahrscheinlichkeit, Geschlossene Lösungen, Statistische Versuche, Beispiele

Martin

Spezielle hydraulische Probleme an ausgewählten Betriebseinrichtungen

Kavitation, Überfallströmungen, Großarmaturen

Horlacher

Rohrnetze, Druckstoß in Rohrleitungen

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

Gleich anfordern!



HUSS-MEDIEN GmbH

Verlag Bauwesen
10400 Berlin

Direkt-Bestell-Service: Tag & Nacht

☎ 030/4 2151-3 25 · Fax 030/4 2151-4 68

e-mail: versandbuchhandlung@hussberlin.de

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

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

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

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

Die vorgestellten Ansätze und Problemlösungen werden durch zahlreiche Berechnungsbeispiele ergänzt.

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

Internet: www.bau-fachbuch.de

Ausweisung von hochwasserrelevanten Flächen durch Abflussprozesskarten – Ist ein Upscaling von der Mikro- zur Mesoskale möglich?

Christoph Müller
Hugo Hellebrand
Andreas Rock

In der Mesoskale kann die Ausweisung hochwasserrelevanter Flächen durch Kartierung nicht mehr geleistet werden. Um dennoch Abflussprozesskarten für die Mesoskale zu erstellen, wurde ein vereinfachter GIS-basierter Ansatz zur Ausweisung dieser Flächen entwickelt. Eingangsdaten sind ein digitales Geländemodell, Landnutzungsdaten und das Ausgangsgestein. Das Verfahren wurde für ein mikroskaliges Einzugsgebiet getestet, erfolgreich validiert und in einem zweiten Schritt auf ein mesoskaliges Einzugsgebiet angewandt.

1 Einführung und Ziele

Einzugsgebiete können trotz ähnlicher Größe, Topographie und Landnutzung auf vergleichbare Starkregenereignisse sehr unterschiedlich reagieren und zeitlich und räumlich verschiedene dominante Abflussprozesse aufweisen, bspw. durch Unterschiede in den Infiltrations- und Speicherkapazitäten und im geologischen Untergrund. Die Kenntnis über die räumliche Verteilung von dominanten Abflussprozessen im Einzugsgebiet ist daher eine Grundvoraussetzung für den effizienten und erfolgreichen Einsatz von Hochwasservorsorgemaßnahmen zur Abflussminderung und –verzögerung und zur Simulation des Boden- und Landschaftswasserhaushaltes.

Ein Regelwerk (Prozessbeurteilungsschema = PBS) zur Erfassung und Klassifikation von hochwasserrelevanten Flächen wurde vom Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft (*IHW, 2000*) der ETH Zürich entwickelt. Die Methodik gestattet es, an einem beliebigen Standort den dominanten Abflussprozess (DRP = Dominant Runoff Process) zu bestimmen (*IHW, 2000*). Diese Vorgehensweise hat sich zur Abschätzung von Hochwasserabflüssen bewährt, ist in der Praxis jedoch anspruchsvoll und zeitaufwendig (*Naef et al., 2007*).

Aus diesem Grunde wurde ein vereinfachter GIS- (Geographisches Informationssystem) basierter Ansatz zur Ausweisung von abflussrelevanten Flächen entwickelt. Ziel ist es, dominante Abflussprozesse auch ohne spezielle Kenntnisse des Untersuchungsgebietes und ohne aufwendige Felduntersuchungen herauszustellen.

2 Untersuchungsgebiete

2.1 Mikroskaliges Untersuchungsgebiet: Zemmer (Rheinland-Pfalz)

Das 9,56 km² große Einzugsgebiet um die Ortschaft Zemmer (Grundsbach und Schleidweiler Bach) liegt ca. 20 km nördlich der Stadt Trier und umfasst Landwirtschafts- (69 %), Forst- (25,8 %) und Siedlungsflächen (5,2 %). Mesozoische Sedimente des Buntsandsteins, Muschelkalks und Keupers liegen als flache Decken auf der devonischen Schiefergebirgsoberfläche auf. Ranker, saure Braunerden und Pseudogleye sind die bestimmenden Bodentypen. Die jährlichen Niederschlagssummen liegen im Schnitt bei über 800 mm.

2.2 Mesoskaliges Untersuchungsgebiet: Attert (Luxemburg)

Das Attert-Einzugsgebiet liegt im Westen des Großherzogtums Luxemburg. Die Lithologie des nördlichen Teils des Attert-Beckens besteht hauptsächlich aus Schiefer. Die Landnutzung ist überwiegend durch Wälder geprägt, die sich regional mehr oder weniger mit Acker- und Grünlandflächen abwechseln. Braunerden und flachgründige Ranker stellen die dominanten Bodentypen dar. Die Lithologie des südlichen Teils wird größtenteils von undurchlässigen Mergeln und Sandmergeln (typische Böden: Braunerden und Pseudogleye) bestimmt. Der Luxemburger Sandstein (im Süden des EZG) hingegen kann als permeables Ausgangsgestein angesehen werden. Parabraunerden, Braunerden und Podsole sind die dominierenden Bodentypen in diesem Gebiet. Aufgrund der Größe des Gebietes ist ein beträchtlicher Niederschlagsgradient von Nordwesten (> 1000 mm) nach Südosten (< 800 mm) zu verzeichnen.

3 Methoden

3.1 Grundlagen zu Abflussprozessen

Abfluss kann durch unterschiedliche Prozesse zustande kommen und mit unterschiedlicher Intensität ablaufen. Häufig treten an einem Standort verschiedene

Prozesse gleichzeitig auf, meist dominiert während eines extensiven lang andauernden Niederschlages jedoch ein Prozess und die anderen können vernachlässigt werden (*Scherrer & Naef, 2001*). Die dominierenden Prozesse lassen sich folgendermaßen gliedern: Hortonscher Oberflächenabfluss (Hortonian Overland Flow = HOF1-2), gesättigter Oberflächenabfluss (Saturated Overland Flow = SOF1-3), Zwischenabfluss (Subsurface Flow = SSF1-3) und Tiefensickerung (Deep Percolation = DP). Diese Einteilung wird je nach Infiltrationsvermögen, Wasserspeicherkapazität der Böden und der Begebenheiten des Untergrundes in die Stufen 1-3 (wobei 1 sehr geringe Infiltration- und Speichereigenschaften; 3 sehr gute Speichereigenschaften darstellt) unterteilt. Ausnahme sind hier DP und HOF, die gar nicht bzw. nur in zwei Stufen unterteilt werden. Eine ausführliche Beschreibung der Abflussprozesse und ihrer Intensitäten liefert u. a. *Scherrer (2006)*.

3.2 Vorgehensweise

Um für Einzugsgebiete im mikro- und vor allem mesoskaligen Bereich Abflussprozesskarten zu erstellen, wird auf die Möglichkeiten eines GIS zurückgegriffen. Als digitale Datengrundlage dienen hierbei ausschließlich ein DHM (Digitales Höhenmodell in 20 m x 20 m Auflösung) sowie eine Geologische- und eine Landnutzungskarte.

In einem ersten Schritt wurden aus dem DHM die im PBS von *Scherrer (2006)* vorgegebenen Hangneigungsklassen (0-3 %, 3-5 %, 5-40 % und >40 %) generiert.

Tabelle 1 Einteilung der dominanten Abflussprozesse in Abhängigkeit ihrer Permeabilität, der Hangneigung und der Landnutzung

Hangneigungs- klasse [%]	Impermeabel Acker + Grünland / Wald	Permeabel
0-3	SOF3	DP
3-5	SOF2 / SSF3	DP
5-40	SSF2	DP
> 40	SSF1	DP

Als zweiter Schritt sind den geologischen Substraten entweder eine „Permeabilität“ oder eine „Impermeabilität“ zugewiesen worden. Dies erfolgte auf Basis der von *Zumstein (1989)* vorgeschlagenen Einteilung für die Geologie Luxemburgs. Als weiterer Schritt wurden diese beiden Unterklassen mit den Hangneigungsklassen und der Landnutzung verschnitten und jeder dieser Schnittmengen ein dominanter Abflussprozess zugewiesen (Tabelle 1). Diese Verschneidung konnte aufgrund der für das Einzugsgebiet Zemmer sehr guten Prozesskenntnis (lang-

jährige bodenkundliche Feldversuche, Bodenkarte, Abflussdaten, Berechnungsversuche) (Müller *et al.*, 2007) und den von Schobel (2004) empfohlenen Einteilungen durchgeführt werden.

Die gleiche Vorgehensweise wurde im mesoskaligen Einzugsgebiet der Attert in Luxemburg angewandt. Da in diesem Gebiet bisher keine andere DRP-Karte existiert, wurde an ausgewählten repräsentativen Standorten eine detaillierte bodenhydrologische Kartierung zur Validierung der Ergebnisse durchgeführt.

4 Ergebnisse

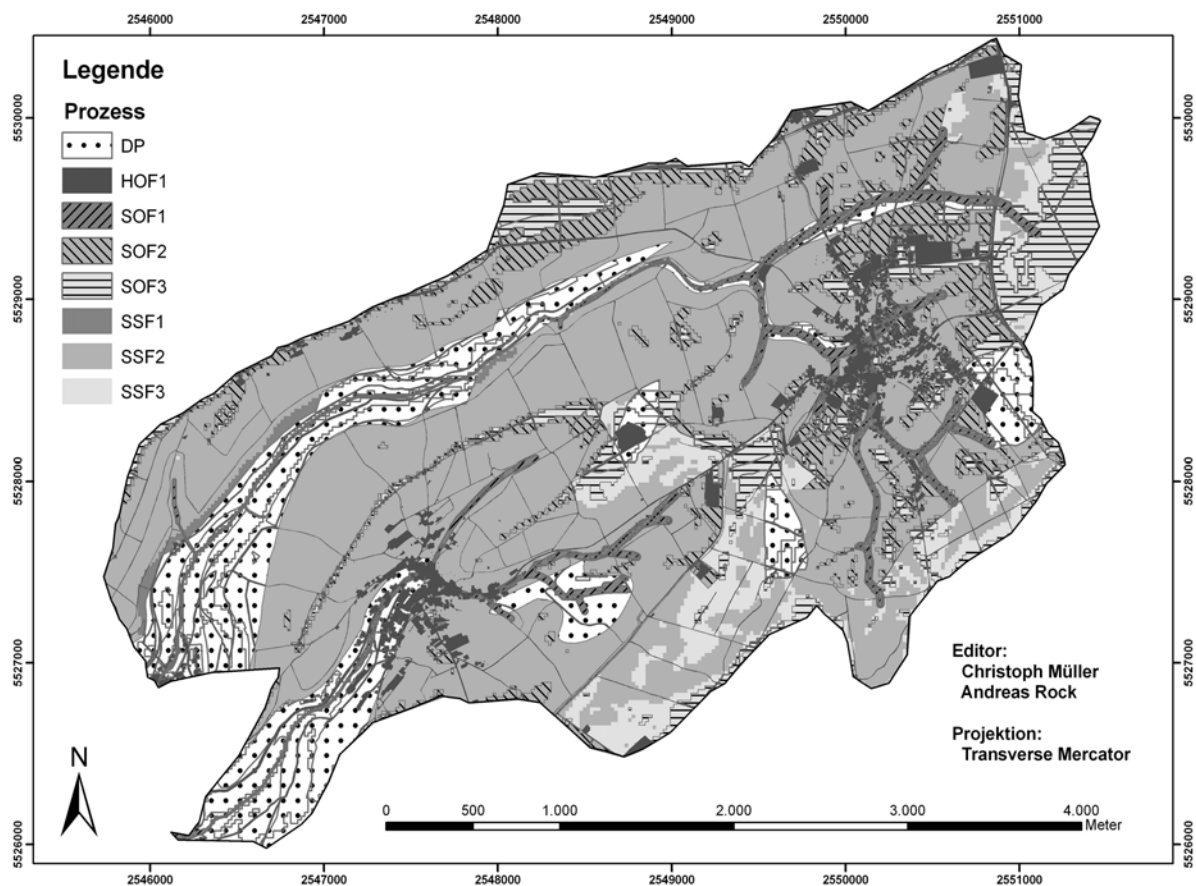


Abbildung 1: Karte der dominierenden Abflussprozesse (DRP) für das EZG Zemmer - vereinfachte Herleitung nach Müller/Hellebrand/Rock

Die nach dem in Kapitel 3 beschriebenen Regelwerk generierte DRP-Karte (Abbildung 1) für das mikroskalige Einzugsgebiet Zemmer wurde nach Erstellung mit der bereits vorliegenden DRP-Karte (Abbildung 2) nach Schobel (2004) für dieses Gebiet verglichen.

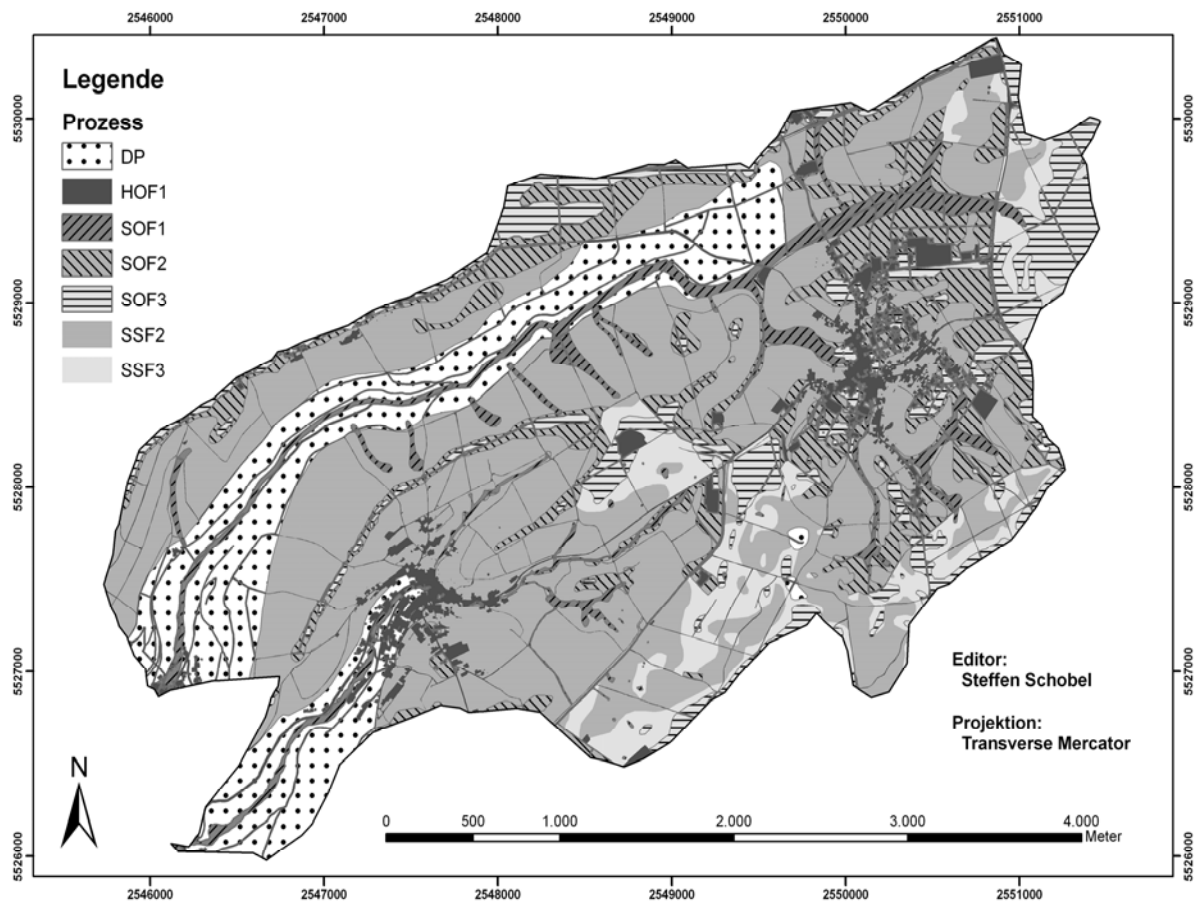


Abbildung 2: Karte der dominierenden Abflussprozesse (DRP) für das EZG Ziemmer – nach Schobel (2004)

Der Vergleich ergab eine Übereinstimmung von 79,5 %. Die Karten weisen vor allem im Bereich des oberen Buntsandsteins (so) deutliche Differenzen auf. Die Unterschiede können auf Ungenauigkeiten der geologischen Karte (bzw. der nicht hoch genug aufgelösten Unterteilung der einzelnen Faziesbereiche) zurückgeführt werden. Eine weitere Abweichung tritt im Bereich der Waldnutzung auf, die der Hangneigungsklasse 2 (3-5 %) angehören. Hier wurde bewusst als dominanter Prozess SSF3 (Tabelle 1) gewählt, da SOF2 (vgl. Schobel, 2004) in den Wäldern des Einzugsgebietes Ziemmer aufgrund von langjährigen Geländebeobachtungen auch bei Starkniederschlägen ausgeschlossen werden kann.

Weitere Differenzen sind im Bereich der Vorfluter zu erkennen, da die Breite des Auenbereiches (SOF1) aufgrund der geringen Auflösung des DHM (20 m x 20 m) nicht genau bestimmt werden konnte. Gleiches gilt für Gerinne und kleinere Akkumulationslinien auf Ackerflächen.

Die Kartierung der dominanten Abflussprozesse im Bereich der Attert und der Vergleich mit der durch das GIS erzeugten DRP-Karte (Abbildung 3) zeigen für das gesamte Untersuchungsgebiet große Übereinstimmungen. An 36 repräsentativen

tiven Vergleichsstandorten im Gelände wurde die DRP-Karte überprüft (mittels PBS nach Scherrer, 2006), in 30 Fällen wurde der gleiche dominante Abflussprozess über die Kartierung bestimmt. Abweichungen traten fast ausschließlich dort auf, wo die Daten der geologischen Karte nicht den Geländebeobachtungen entsprachen oder das Ausgangsgestein stark von pleistozänen Fließerden überprägt ist.

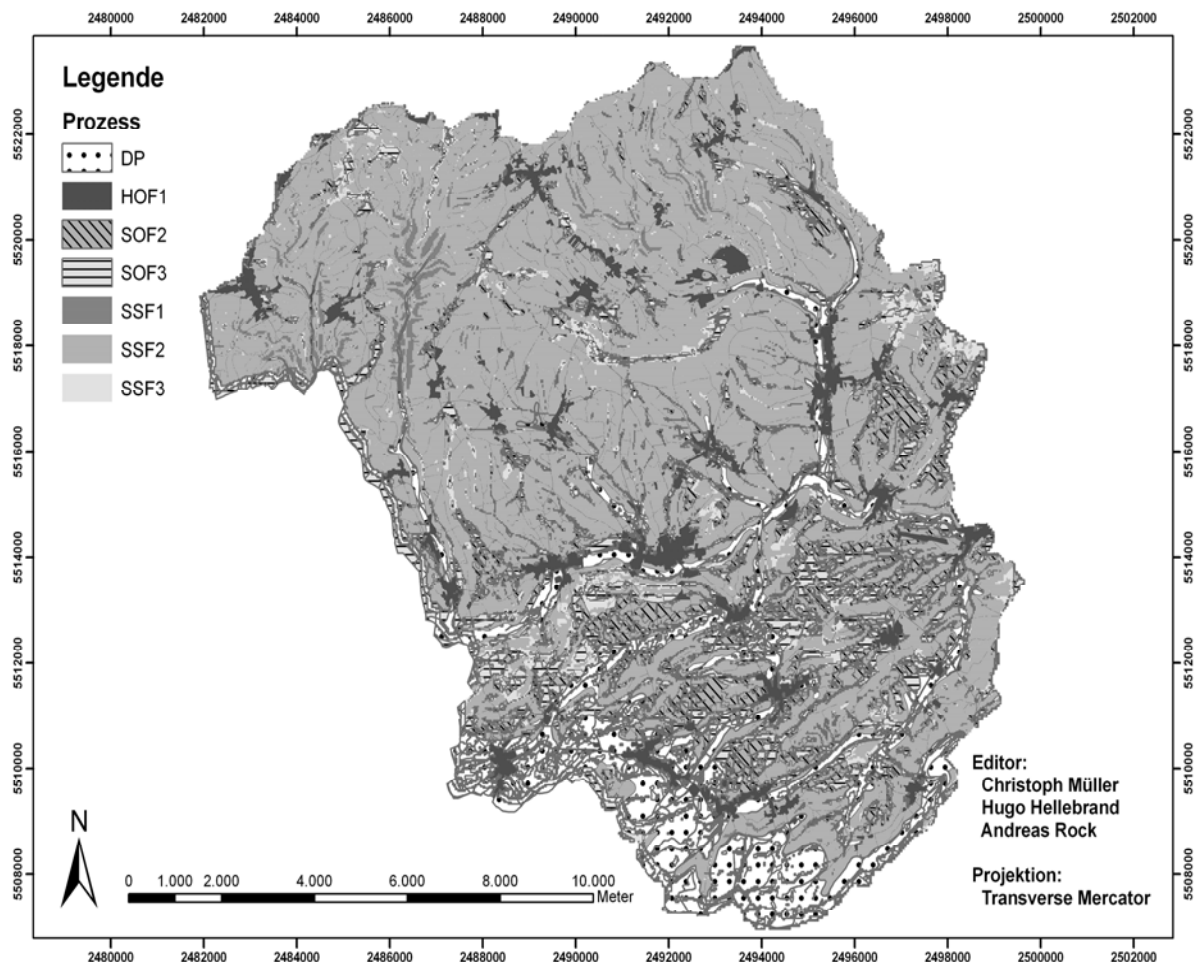


Abbildung 3: Karte der dominierenden Abflussprozesse (DRP) für das EZG der Attert - vereinfachte Herleitung nach Müller/Hellebrand/Rock

5 Diskussion

Die größten Unterschiede zu den bestehenden DRP-Karten des Einzugsgebietes Zemmer oder zu kartierten Gebieten im Einzugsgebiet Attert (Lux.) treten vor allem dort auf, wo die geologische Karte nicht den örtlichen Gegebenheiten entspricht. Diese Fehler sind nur durch verbesserte Grundlagendaten zu beheben. Ein anderes Problem stellt im westdeutschen und luxemburger Mittelgebirge die Lagenproblematik dar, da geologisch permeable Fraktionen durch dichte

pleistozäne Solifluktsdecken überdeckt sind und dadurch die Prozessvermutung beeinflusst wird.

Die Ergebnisse aus den stark vereinfacht hergeleiteten DRP-Karten sind sehr viel versprechend. Insbesondere wenn man bedenkt, mit welchen wenigen Grundlagendaten das hier vorgestellte Regelwerk im Vergleich zur ursprünglichen Kartierung (PBS) nach *Scherrer & Naef (2001)* bzw. zu anderen in der Literatur bekannten Vereinfachungen des Verfahrens (vgl. *Naef, 2007*; vgl. *Schmocker-Fackel, 2007*) auskommt. Die im Titel aufgeworfene Frage, ob ein Upscaling einer in der Mikroskala entwickelten Methode auf die Mesoskala möglich ist, kann daher mit „ja“ beantwortet werden.

6 Ausblick

Als Erweiterung für das bestehende Regelwerk werden zurzeit auf Basis eines hoch aufgelösten DHM (1 m x 1 m) Akkumulationslinien ausgewiesen, die Flächen kleinräumiger Aufsättigung bspw. in Flussnähe bzw. kleinere Gerinne besser darstellen sollen. Des Weiteren wird die Methode zurzeit in anderen Untersuchungsgebieten in Rheinland-Pfalz angewandt und validiert.

Gleichzeitig wird an einem Modell zur Simulation des Zusammenhangs zwischen Niederschlag und Abfluss in den Untersuchungsgebieten, basierend auf dem FLEX-Modell (*Fenicia et al., 2007*), gearbeitet. Mit Hilfe dieses Modells soll die sowohl in den PBS nach *Scherrer (2006)* als auch in den vereinfachten Varianten der DRP-Karten-Generierung in einem GIS bis dato wenig beachtete raum-zeitliche Dimension der Abflussprozesse detaillierter betrachtet werden.

7 Literatur

- IHW, Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft (2000): Die Beurteilung von Einzugsgebieten und ihren Teilflächen nach der Abflussbereitschaft unter Berücksichtigung der landwirtschaftlichen Nutzung – aufgezeigt an drei Einzugsgebieten in Rheinland-Pfalz. Bericht Nr. B003 für das Landesamt für Wasserwirtschaft, CH-Zürich, unveröffentlicht. Zürich 2000
- Fenicia, F., Savenije, H., Matgen, P., Pfister, L. (2007): A comparison of alternative multiobjective calibration strategies for hydrological modeling, *Water Resources Research*, vol. 43, W03434. 2007
- Müller, C.; Schneider, R.; Schröder, D. (2007): Umsetzung und Validierung von hochwasserschonenden Maßnahmen in der Landwirtschaft in einem mikroskaligen Einzugsgebiet der Eifel. *Warela-Sammelband*, im Druck, Trippstadt 2007
- Naef, F., Margreth, M., Schmocker-Fackel, P., Scherrer, S. (2007): Entwicklung und Anwendung eines Regelwerkes zur automatischen Erstellung von Abflussprozesskarten in einem GIS. *WaReLa-Sammelband*, im Druck, Trippstadt 2007

- Scherrer, S. & Naef, F. (2001): A decision scheme to identify dominant flow processes at the plotscale for the evaluation of contributing areas at the catchment-scale.- In: Leibung, C., Uhlenbrook, S. & McDonnell, J. (Eds.): Runoff generation and implications for river basin modelling. (= Freiburger Schriften zur Hydrologie, 13), 11-16, Selbstverlag des Instituts für Hydrologie der Universität Freiburg i. Br. 2001
- Scherrer, S. (2006): Bestimmungsschlüssel zur Identifikation von hochwasserrelevanten Flächen. Bericht 18/2006. Landesamt für Umwelt, Wasserwirtschaft und Gewerbeaufsicht Rheinland-Pfalz (LUWG) Hrsg. Mainz 2006
- Schmocker-Fackel, P., Naef, F., Scherrer, S., (2007): Identifying runoff processes on the plot and catchment scale. Hydrology and Earth System Sciences, Volume 11, Nr. 2, pp. 891 - 906.
- Schobel, S. (2004): Erläuterungsbericht zur Abflussprozesskarte der Einzugsgebiete des Grundgrabens und Schleidweiler Baches bei der Gemeinde Zemmer/Eifel: Ber. f. d. Forschungsanstalt für Waldökologie und Forstwirtschaft Rheinland-Pfalz (unveröffentl.). Trippstadt 2004
- Zumstein J.F., Gille E., Decloux J.P., Paris P. (1989): Atlas de la lithologie et de la perméabilité du bassin Rhin-Meuse, Agence de l'eau Rhin- Meuse. 1989

Autoren:

Dipl.-Geogr. Christoph Müller
cand. Dipl.-Geogr. Andreas Rock

Dipl.-Ing. Hugo Hellebrand

Fach Bodenkunde; FB Geowissenschaften
Universität Trier
Behringstraße, Campus II
D – 54286 Trier

CRP Gabriel Lippmann
41, rue de Brill
L – 4422 Belvaux

Tel.: +49 651 201 2239
Fax: +49 651 201 3809
E-Mail: c.mueller@uni-trier.de

Tel.: +352 4702 61 477
Fax: +352 4702 64
E-Mail: hellebra@lippmann.lu

Analysis of operating efficiency of Złotniki – Lesna Storage Reservoirs in the aspect of flood protection

Jerzy Machajski
Dorota Olearczyk
Wojciech Rędownicz

In the paper the analysis of operating efficiency of group of two storage reservoirs Złotniki and Lesna located on the Kwisa river in the aspect of downstream area flood protection is presented. Short characteristic of both reservoirs is given, also some differences in technical solutions, especially of outlet installations are emphasized, paying attention to fact that outlet works installation capacity ability of located upstream Złotniki reservoir is lower than outlet works installation capacity ability of located downstream Lesna reservoir. The analyses of conditions of flood wave passage through the cascade of both reservoirs, with determination of flood waves reduction possibilities under different exploitation conditions were carried out. The co-operation conditions of both reservoirs, with determination of capacity impact of these objects on flood waves passage and their reductions to innocuous flows downstream, were analysed. Authors pay attention that reconstruction of both reservoirs outlet work installations is possible particularly it become important in the case of Lesna reservoir, as under flood wave passage conditions the forced reservoir capacity is not fully used. In summary the necessity of elaboration of modernization solutions of presented hydro-engineering objects, in the way of their more effective co-operation for more efficient flood protection of downstream area, is pointed out.

1 Introduction

The most significant problem related to exploitation of every storage reservoir is the determination of possibility of flood waves reduction to harmless flows for downstream areas. Every time it is connected with analyses of conditions of flood wave passage through the reservoir for different exploitation conditions suited to solutions and hydraulic characteristics of outlet work installations. For two reservoirs in the cascade the co-operation possibility of both objects should be taken into account, in the way of maximum usage of existing flood storages – control and surcharge storages – to allow the most efficient final effect. On the example of system of reservoirs Złotniki – Lesna located on the river Kwisa complicated problem of co-operation of such objects is shown, especially in the

situation when upstream reservoir is smaller with significantly smaller outlet installation capacity ability and with different exploitation requirements.

2 Short characteristic of Zlotniki – Lesna reservoirs system

Zlotniki storage reservoir is made of stone dam on the river Kwisa. The curve shaped dam body was built with gneiss blocks on cement – lime mortar. The maximum height of dam is equal to 36 m. The maximum reservoir capacity to the upstream crest level is equal to 13,20 mln m³. In downstream face base the electric power plant of 4,42 MW is located. It was built on the same rock foundation as for dam body.

Outlet installation of Zlotniki reservoir, consist of side channel spillway and multistage cascade drill in rock, bottom outlets and diverse channel. Side channel spillway is the main outlet and it starts working when the storage capacity is equal to 9,70 mln m³. Spillway consists of two spans of 22,50 m width each, every with flap gate of 0,70 m height. Flood water after the spillway pass through the chute to the irregular shaped in rock cascade and to downstream station. Bottom outlets are situated at the dam left side and consist of two conduits with diameters: DN 1400 and DN 1000, both equipped with gate valves. Diverse channel is located on the right side of the Kwisa river valley. It was hewn in the rock mass with mining methods as the tunnel of total length 150 m with cross-section close to circle. Diverse channel is dividing on two sections, pressure section about 83,0 m length and free flow section about 54,0 m length. Both sections are separated by located in the shaft the concrete stoppage, in which two conduits are placed with diameter of DN 1400 each. This shaft, with elliptic cross-section, pass from bottom gates chamber ceiling to the building ceiling where the operating devices are placed. Diverse channel outlet to Kwisa river, both side covered with stone revetment, is situated about 70 m downstream the dam.

Outlet installation capacity ability of Zlotniki reservoir to the upstream dam crest is equal: side spillway $Q = 380 \text{ m}^3/\text{s}$, diverse channel $Q = 56,80 \text{ m}^3/\text{s}$, bottom outlets $Q = 31,20 + 15,40 \text{ m}^3/\text{s}$, power plant $Q = 20,29 \text{ m}^3/\text{s}$. Total discharge of outlet installation is equal to 503,69 m³/s. Functional plan of Złotniki is shown on Fig. 1.

Lesna storage reservoir is made of stone dam on the river Kwisa, built with broken stone on cement – lime mortar, founded on gneiss base. The radius of dam circular arch at the crest level is equal to 125 m. The maximum height of dam is equal to 45 m. The maximum reservoir capacity to the upstream crest level is

equal to 16,80 mln m³ and resulting backwater reaches Złotniki dam in about 6 km distance. Downstream the Lesna dam, in about 100 m distance, the electric power plant of 2,49 MW is located. It was built on deep concrete foundation reaching a rock.

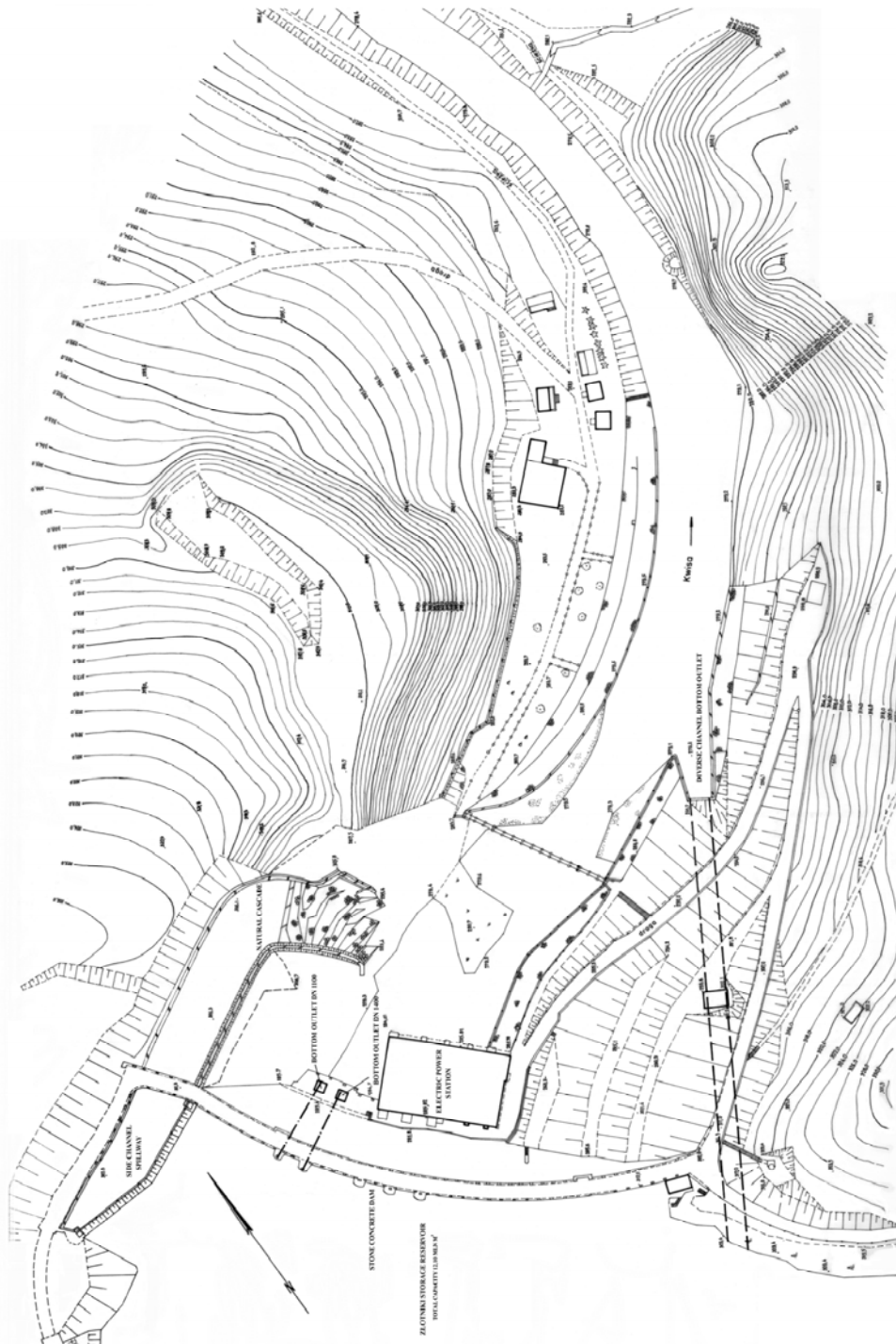


Figure 1: Functional plan of Złotniki reservoir

For the needs of flood waters passing and for level damming up regulation on the Lesna storage reservoir the following devices were installed: two left and right sided morning glory shaft spillways, left and right sided middle outlets, left and right sided diverse channels, ending with stilling basin. Left and right sided morning glory shaft spillways start to work when water level in the reservoir reach their crest with the reservoir capacity of 15 mln m³. Left and right side middle outlets start working when the reservoir capacity is 5 mln m³. The beginning of middle outlet is concrete basin with the shape of three adjoined trapeziums. Outlets are connected by circular conduits of diameter DN 4,0 m with vertical shafts of morning glory shaft spillways. Hewn in rock mass with mining methods the left and right side diverse channels are situated on both sides of Kwisa river valley. Right diverse channel of 245 m length and left one of 200 m length are divided on pressure and free flow sections, among which the vertical shafts are placed, with built in their cross-section three steel pipes with diameter DN 1100 each. Axles extension of both diverse channels downstream their outlets and fluxes crossing give the possibility of energy damping but also the possibility to play a jet of water directly to stilling basin and to channel. Stilling basin with the average depth of 3,0 m, is closed by walls made of broken stones, bottom is constituted of natural rock, only in the vicinity of diverse channels' outlets bottom was smoothed by concrete slab. Stilling basin is ending by arch shaped stone threshold with the height equal to 2,20 m, downstream which water flow into natural rock bed of Kwisa river.

Outlet installation capacity ability of Lesna reservoir to the upstream dam crest is equal: morning glory shaft spillways $Q = 2 \times 180 \text{ m}^3/\text{s}$, diverse channels $Q = 2 \times 140,80 \text{ m}^3/\text{s}$, middle outlets $Q = 2 \times 36,70 \text{ m}^3/\text{s}$, power plant $Q = 13,90 \text{ m}^3/\text{s}$. Total discharge of outlet installation is equal to 728,90 m³/s. Functional plan of Lesna reservoir is shown on Fig. 2.

3 Analysis of conditions of flood waters passage under different exploitation conditions of reservoirs

Both reservoirs working conditions were analysed independently of given exploitation assumptions and then in co-operation taken into account a transformed wave hydrograph from located upstream Złotniki reservoir. Hydrological data in the form of computational discharges and flood waves hydrographs were determined on the basis of observations on the gauging station that is situated in Mirsk town, upstream the reservoirs cascade.

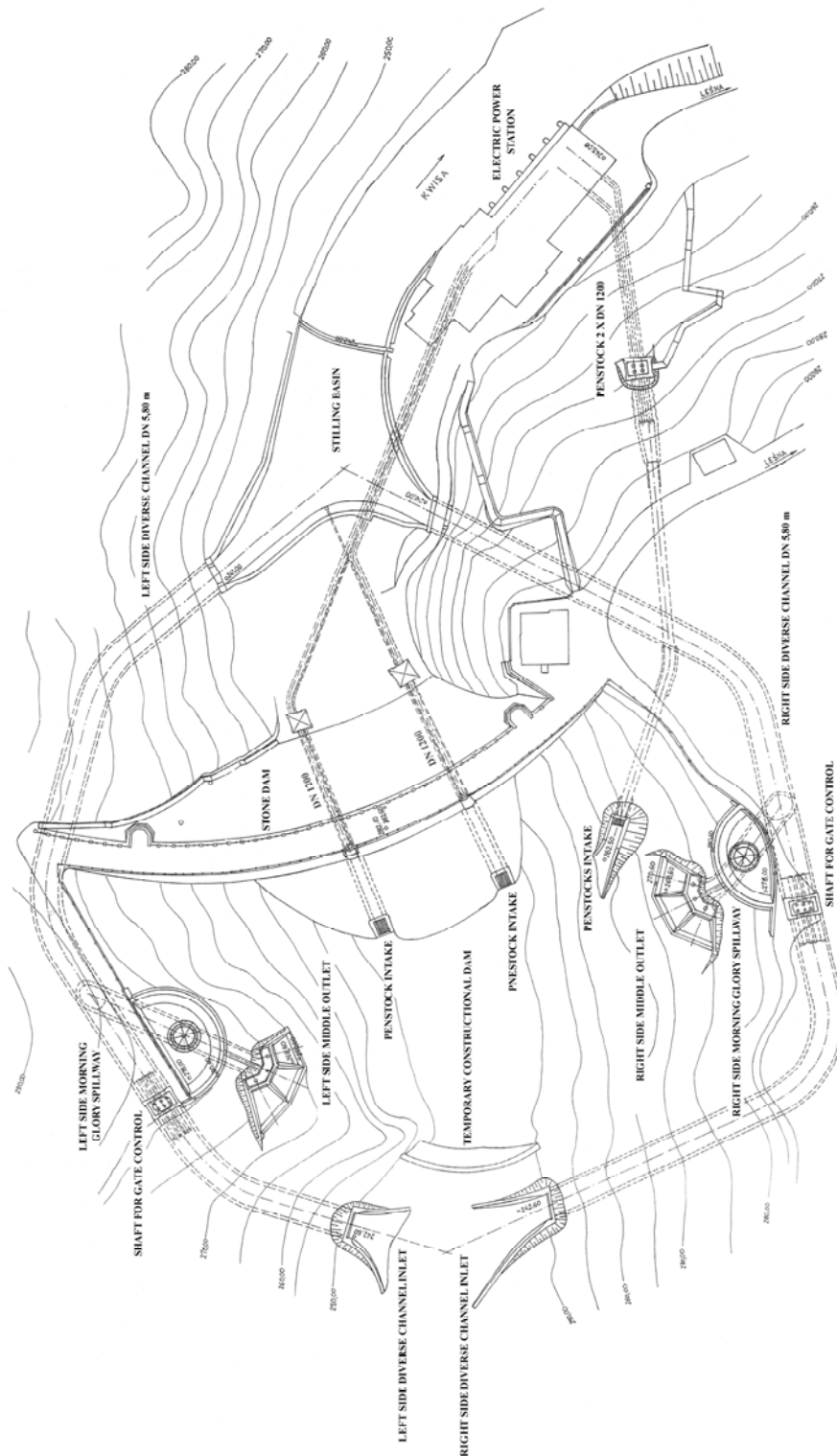


Figure 2: Functional plan of Lesna reservoir

For Złotniki reservoir characteristic discharges are as follow (Polish abbreviations): minimum NNQ = 0,050 m³/s, average low flow SNQ = 0,200 m³/s, mean SSQ = 1,12 m³/s and maximum WWQ = 419 m³/s (July 1981), whereas maximum discharges with a given exceeding of probability are equal respectively:

$Q_{50\%} = 85 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{1\%} = 351 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{0,5\%} = 397 \text{ m}^3/\text{s}$ (design discharge), $Q_{0,1\%}^\alpha = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ (control discharge).

For Lesna reservoir characteristic discharges are equal respectively: $NNQ = 0,080 \text{ m}^3/\text{s}$, $SNQ = 0,400 \text{ m}^3/\text{s}$, $SSQ = 4,56 \text{ m}^3/\text{s}$, $WWQ = 419 \text{ m}^3/\text{s}$ (July 1981), while maximum discharges with a given exceeding of probability are as follow: $Q_{50\%} = 85 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{0,5\%} = 376 \text{ m}^3/\text{s}$ (reduced design discharge), $Q_{0,1\%}^\alpha = 567 \text{ m}^3/\text{s}$ (reduced control discharge).

Hydrographs of hypothetical waves to Złotniki reservoir cross-section were constructed on the basis of real waves observed at Mirsk gauging station, mainly the highest flood waves from 1974 – 2002, above threshold discharge that correspond with warning water stage. For each hydrograph the following values were determined: time concentration t_k [hours], peak flow Q_s [m^3/s] and discharges Q_n [m^3/s] in points of abscissa axis corresponding with values:

$$n = \frac{t}{t_s} \text{ for } n \text{ from } 0 \text{ to } 5t_s$$

$$\text{where: } t \text{ equals to } m \cdot \frac{t_s}{10} \text{ for } m = 1, 2, 3 \dots k$$

Hydrographs for Złotniki reservoir were constructed for the following computational discharges: $Q_{0,5\%} = 397 \text{ m}^3/\text{s}$ and $Q_{0,1\%}^\alpha = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ – *Regulations (2007)*. Next hydrographs for Lesna reservoir were constructed for computational discharges reduced by Złotniki reservoir and including discharge from direct adjacent to Lesna reservoir area. Computational discharges are equal respectively: $Q_{0,5\%} = 404 \text{ m}^3/\text{s}$ and $Q_{0,1\%}^\alpha = 618 \text{ m}^3/\text{s}$. Analyses and calculations were carried out on the basis of general assumptions for both reservoirs and detailed assumptions related to individual object. General assumptions are as follow:

- safe height difference between dam crest elevation and water level: 1,0 m for design discharge and 0,10 m for control discharge,
- two hypothetical waves as input data: $Q_{0,5\%}$ for design discharge and $Q_{0,1\%}^\alpha$ for control discharge,
- during control flood wave transformation through the reservoirs all outlets installation are opened,
- tabular relationships between water levels in reservoirs, their capacities and discharges of each outlet installation are recognized as correct,
- characteristics of spillways and middle outlets elaborated on the basis of archival German documents are recognized as correct.

The main purpose of calculations was the determination of maximum water levels in reservoirs and reduced discharges on the basis of transformed flood waves. From various methods of flood wave transformation the method which use continuity equation in differential form was chosen (1):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

where: Q – discharge, m³/s,
 x – co-ordinate consistent with flow direction, m,
 A – flow cross-section area, m²,
 t – time, s.

Equation (1) after integration and modification is:

$$Q(x_1) = Q(x_2) + \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (2)$$

where: $Q(x_1)$ – reservoir inflow, m³/s,
 $Q(x_2)$ – reservoir outflow, m³/s,
 $\Delta V/\Delta t$ – variation of reservoir capacity in time.

Knowledge of flood wave hydrograph, reservoir storage curve and characteristics of outlets installation – *Vischer (1998)*, give possibility, using equation (2), to calculate flood wave transformation through the reservoir. Analysis of reservoir flood routing was carried out with analytic – graphical L. G. Puls method – *Ghosh (2006)*. Calculations of flood waves transformation for Złotniki reservoir were carried out with additional assumptions: during design flood wave routing the bottom outlet of diameter 1400 mm, diverse channel bottom outlet No 1 and turbine No 1 of capacity 8,95 m³/s are excluded from exploitation, all bottom outlets during flood waves routing are opened.

As the calculation results the maximum water levels and outflows corresponding to them were determined, marked respectively with light blue and dark blue colours. Upstream dam crest elevation on figures is marked with black colour to indicate the differences between reservoir water level and dam crest. For Złotniki reservoir results of transformation calculation of design and control flood waves are shown on Fig. 3 and 4.

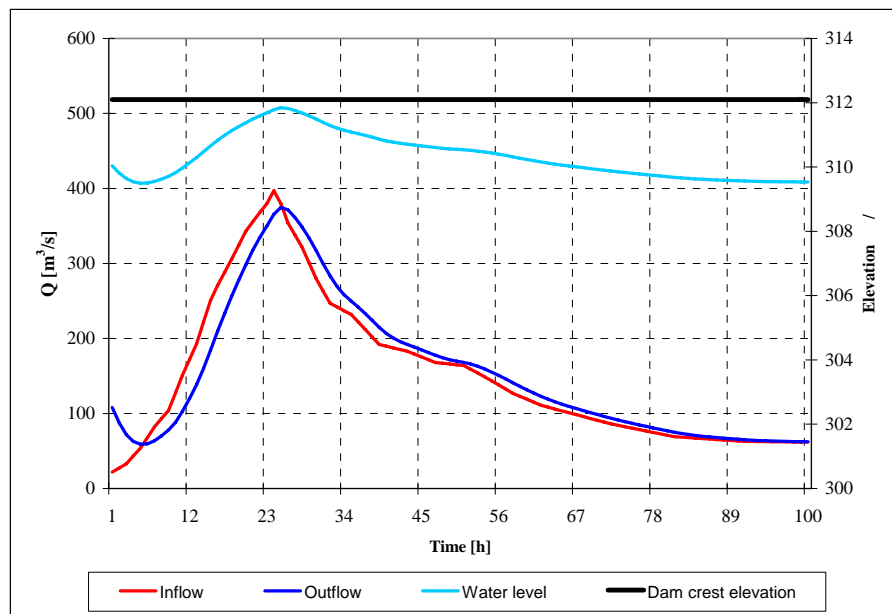


Figure 3: Transformation of design flood wave

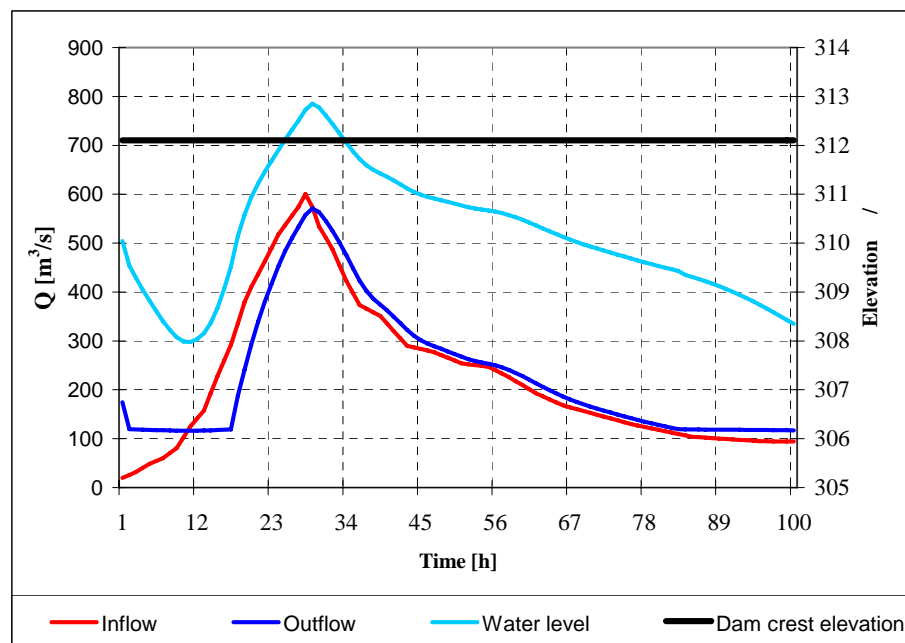


Figure 4: Transformation of control flood wave

Calculations analysis let to state that there are no possibilities for safe routing of hypothetical waves through Złotniki reservoir. During design flood wave routing, the required in suitable regulations height of dam crest above the maximum water level in reservoir is not preserved, whereas during control flood wave routing the water level in reservoir exceed dam crest elevation about tens of cm. For checking the reduction possibilities of Złotniki reservoir the conditions of computational discharges routing for practically empty reservoir were analysed. Almost entire emptying of reservoir before forthcoming flood wave does not

have any significant influence on discharge reduction and on maximum level in reservoir. It could have only a certain impact on wave reduction through Lesna reservoir due to storage of greater water volume. Calculations of flood waves transformation for Lesna reservoir were carried out with additional assumptions:

- during design flood wave routing two bottom outlets in diverse channels, two middle outlets and two turbines are excluded from exploitation,
- all bottom and middle outlets during flood waves routing are opened.
- inflow hydrograph to reservoir was constructed as a sum of outflow hydrograph from Złotniki reservoir and hydrograph determined from direct adjacent to Lesna reservoir area. The most unfavourable scheme was assumed in which both peaks overlapped in the same time.

As the calculation results the maximum water levels and outflows corresponding to them were determined, marked respectively with light blue and dark blue colours. Upstream dam crest elevation on figures is marked with black colour to indicate the differences between reservoir water level and dam crest. For Lesna reservoir results of transformation calculation of design and control flood waves are shown on Fig. 5 and 6.

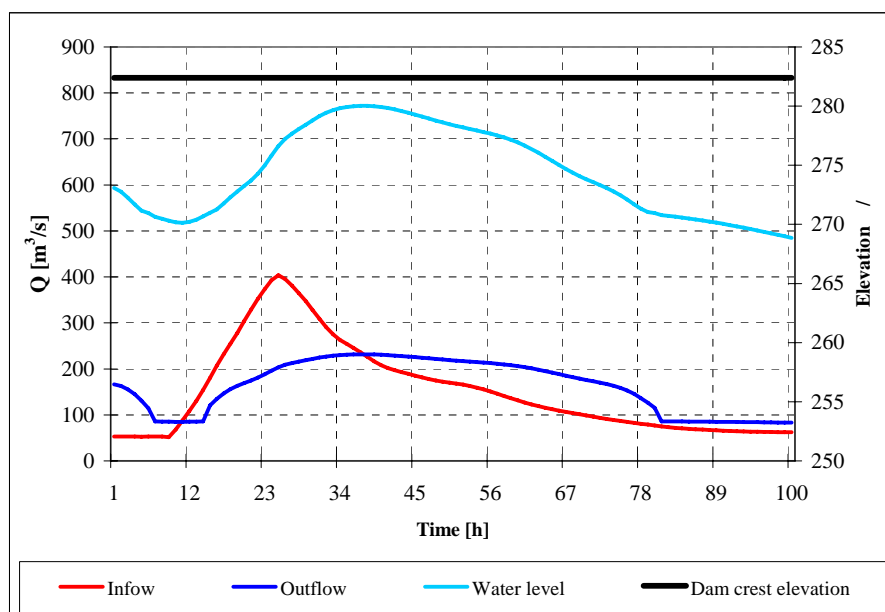


Figure 5: Transformation of design flood wave

Analysis of calculations shows that there is possibility safe routing of hypothetical waves through Lesna reservoir according to valid regulations and reservoir exploitation instruction. The impact of Złotniki reservoir emptying on the design flood wave reduction is practically unsubstantial while there is about 15 % reduction of control flood wave. Exact analysis of calculation results let to observe

that there are certain stores and possibilities of much greater outflow reduction from Lesna reservoir by proper bottom and middle outlets gates operation.

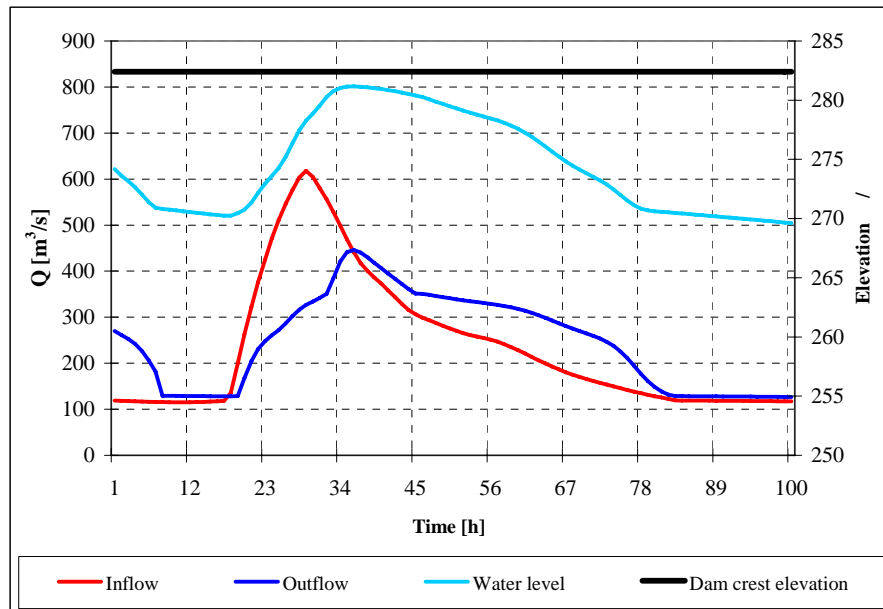


Figure 6: Transformation of control wave

Simultaneously carried out calculations of hypothetical waves transformations through Złotniki and Lesna reservoirs and results analysis let to draw the following conclusions:

- there is no possibility of safe hypothetical waves routing through Zlotniki reservoir,
- Zlotniki reservoir does not give any essential flood waves reduction,
- the possibility of Zlotniki reservoir outlet installation capacity increasing should be considered,
- flood waves routing through Lesna reservoir is in agreement with valid regulations and reservoir exploitation instruction without any threat for dam,
- flood waves reduction on Lesna reservoir is about 40 % and is insufficient for downstream area flood protection,
- during design flood wave routing the outflow from Lesna reservoir will be two times greater than permissible flow and during control flood wave routing – four times greater,
- proper water management on Lesna reservoir during flood waves routing could have an essential influence on reduction increasing of reservoir outflow.

4 Analysis of leading outflows possibilities

Due to available forecasts from meteorological and hydrological stations situated upstream the reservoirs system Złotniki – Lesna there are possibilities to make the leading outflows both from Złotniki and Lesna reservoirs. Each reservoir has its own water management instruction with given activities that should be taken in case of leading outflows.

Such outflows should be realized in case of warning stage forecast at Mirsk gauging station upstream Złotniki reservoir. In the first phase, leading outflows should be executed by turbines with discharges to 20,29 m³/s for Złotniki reservoir and 13,90 m³/s for Lesna reservoir. In the case of alarm stage forecast at Mirsk gauging station the bottom and middle outlets should start working, first in diverse channels on Złotniki reservoir and middle outlets on Lesna reservoir. During leading outflows the water stages in the reservoir should be observed and with their lowering the outflow should be constant. In the situation of further lowering of water level in reservoir the bottom outlets ought to be close but without exceeding the maximum conservation level. In the case of particular maximum discharge, the leading outflow ought to start immediately, gradually increasing outflow, however the maximum outflow should not exceed 110 m³/s for Złotniki reservoir and 70 m³/s for Lesna reservoir. Under conditions of preservation maximum discharge to reservoir the next bottom outlets should be opened increasing the outflow to the maximum that could be controlled on each reservoir.

5 Analysis of the possibility of increasing the flood waves reduction ability

Requirements of efficient flood protection of area downstream the Złotniki – Lesna reservoirs system needs to check if there is a possibility of increasing of flood waves reduction, i.e. by leading lowering of water level in reservoir or by rebuilding the outlet installation. Significant lowering of water level in Złotniki reservoir gives a minimal effect on flood waves reduction because of unimportant growth of flood control storage in the reservoir. Improvement of Lesna reservoir reduction ability could be obtained by rebuilding the morning glory shaft spillways. Actually they are uncontrolled without possibilities of impact on storing or outflow of additional flood volume in the reservoir. Controlled spillways could allow for additional operating, important especially at the end phase of flood wave routing. There are technical possibilities of such morning glory shaft spillways rebuilding whereas realization costs will not be such great.

6 Recapitulation

According to regulations valid in Poland – *Regulations (2007)*, every existing or designing multipurpose reservoir, have as basic function the flood protection of downstream area. However, depending on its size, it can less or more efficiently reduce the flood waves to permissible flow downstream. It seems that in case of two reservoirs in cascade their efficiency should significantly increase. Carried out calculation analysis for Złotniki – Lesna reservoirs system point out that it is not always so, particularly in case when upstream reservoir is lower with smaller capacity ability of its outlet installations. Detailed acquaintance of archival documents indicate that such was intention and purpose of designers of these objects, Złotniki reservoir was design as water power function while the main function of Lesna reservoir was flood protection of downstream area. Hence taking decisions related to possibilities of rebuilding we should only concentrate on the Lesna reservoir.

7 References

- Ghosh, S.N. (2006): Flood control and drainage engineering. A. A. Balkema, Rotterdam.
Regulations of Minister of Environment, from 20.04.2007 regarding technical conditions of hydroengineering structures and their location (2007): Dz.U. No 86/2007, art. 579, (in Polish).
Vischer, D.L., Hager, W.H. (1998): Dam Hydraulics, John Wiley & Sons Ltd. Chichester.

Autor:

Dr. Ing. Jerzy Machajski
Dr. Ing. Wojciech Rędownicz

Dr. Ing. Dorota Olearczyk

Institute of Geotechnics and Hydrotechnics
Wrocław University of Technology and
Life Sciences
50-370 Wrocław, Poland
Tel.: +48 71 320 3940
Fax: +48 71 328 4814
E-Mail: Jerzy.Machajski@pwr.wroc.pl
Wojciech.Redowicz@pwr.wroc.pl

Environmental Engineering Institute
Wrocław University of Environmental
Wybrzeże Wyspiańskiego 27
pl. Grunwaldzki 24
50-324 Wrocław, Poland
Tel.: +48 71 320 5547
Fax: +48 71 320 5579
E-Mail: olearczyk@iis.ar.wroc.pl

Grüne Rückhaltebecken im Einstaufall - was passiert im Stauraum?

Dirk Böhme

Am Beispiel des Sauerstoffhaushaltes im Stauraum des geplanten RHB Meisdorf (Harz, Sachsen-Anhalt) wird gezeigt, wie die Relevanz eines vermuteten Wirkungspfad es überprüft und zumindest größenordnungsmäßig quantifiziert werden kann und wo die Unsicherheiten und Kenntnislücken bei einer solchen Herangehensweise liegen. Mit Blick auf weitere Auswirkungen des Einstau es werden Anforderungen an die praxisbezogene Forschung formuliert, die wesentlich zur Prognose- und Verfahrenssicherheit für die aktuell verstärkt geplanten großen Trockenbecken im Mittelgebirgsraum beitragen kann.

1 Einführung

Bei aktuellen Hochwasserschutzplanungen in Sachsen und Sachsen-Anhalt werden vorwiegend als Trocken- oder „grüne“ Becken ausgelegte Rückhaltebecken (RHB) vorgesehen. Hydrologisch besonders wirksame Standorte finden sich häufig in größeren Mittelgebirgstälern, die gleichzeitig von besonderem Naturschutzwert sind und sich durch einen guten bzw. sehr guten ökologische Zustand der Fließgewässer auszeichnen. Daher sind regelmäßig Zielkonflikte zwischen wirtschaftlich sinnvollen HW-Schutzprojekten, den Vorgaben der FFH-Richtlinie 92/43/EWG (FFH-RL) und den Bewirtschaftungszielen der EU-Wasserrahmenrichtlinie 2000/60/EG (WRRL) zu erwarten. Für die jeweils notwendigen Verträglichkeitsprüfungen (FFH-VP, UVP etc.) müssen daher in den Antragsunterlagen die voraussichtlichen Auswirkungen des temporären Einstau es auf Vegetation, Fauna, Boden und Wasserkörper plausibel vorhergesagt werden. Grundlage dafür sind die Kenntnis der Vorgänge im Staukörper und eine realistische Vorstellung von ihren quantitativen Dimensionen. Mindestniveau, z. B. im Rahmen einer FFH-Vorprüfung, sollten belastbare worst-case-Prognosen zum Ausschluss erheblicher Beeinträchtigungen sein. Dem wird bei funktionalen oder indirekten Vorhabenswirkungen viel zu selten entsprochen, da hierfür kein spezielles fachtechnisches Regelwerk existiert, fachübergreifendes Denken notwendig ist und kaum einschlägige Messdaten aus dem Betrieb ver-

gleichbarer Anlagen verfügbar sind. Ein Blick in den einschlägigen Abschnitt des verbreiteten „Handbuches der Umweltverträglichkeitsprüfung“ (*Hopenstedt & Luz, 1988*) zeigt, dass die formalisierte planerische und rechtliche Würdigung von Umweltwirkungen ein beliebtes Feld des umweltplanerischen Schrifttums ist. Das für diese finalen Schritte notwendige „Rohmaterial“ – fachliche Prognosen von Auswirkungen auf der naturwissenschaftlichen Ebene – wird in der Praxis viel zu oft nur durch unkritischen Analogieschluss vermutet.

Am Beispiel des Sauerstoffhaushaltes im Stauraum des geplanten RHB Meisdorf (HQ100: $V_{\max} = 1,92 \text{ hm}^3$, $h_{\max} = 15 \text{ m}$, $A_{\max} = 40,1 \text{ ha}$, Regelabgabe = $20 \text{ m}^3/\text{s}$) werden deshalb Möglichkeiten der Prognose einschlägiger Wirkpfade anhand einfacher Schätz- und Rechenverfahren gezeigt. Damit kann eine „gefühlte Vorhabenswirkung“ zumindest auf die Stufe einer konservativen worst-case-Schätzung gehoben werden.



Abbildung 1: Standort des geplanten RHB Meisdorf im Selketal (Harz, Sachsen-Anhalt)

2 Güterelevante Prozesse im Staukörper

Die Veränderung der Wasserqualität des temporären Staukörpers im Einstaufall umfasst u. a. folgende wesentliche Prozesse:

- sommerliche Aufwärmung des Wasserkörpers zumindest in Flachwasserbereichen und in den oberen Wasserschichten,
- Sauerstoffzehrung durch oxidativen Abbau der überstauten Vegetation und der organischen Bodenbestandteile (im Folgenden näher betrachtet),
- Nährstofffreisetzung im Ergebnis dieses Abbaues,
- Stoffeintrag über die Sedimentation von Schwebstoffen.

Große Trockenbecken im Mittelgebirgsraum wurden bisher nicht allzu häufig gebaut. Bis heute waren sie auch nicht Gegenstand eines systematischen Moni-

torings. Eine breite empirische Basis zur Analyse und Prognose der oben beschriebenen Prozesse ist deshalb nicht vorhanden. So war es nahe liegend, die älteren fachlichen Regelwerke zur Planung und Bewirtschaftung von Talsperren im Osten Deutschlands auf nutzbare Ansätze durchzusehen.

2.1 Hydraulische Rahmenbedingungen

Als Rahmenbedingungen für die Wassergüte im gefüllten RHB sind vorab die Fragen nach einer möglichen thermischen Schichtung und einer Dichteströmung im Staukörper zu klären. Dabei wird im Sinne einer worst-case-Prognose von den güteseitig kritischeren Sommerereignissen ausgegangen.

Eine thermische Schichtung behindert den diffusen vertikalen Stoffaustausch und führt zur Ausbildung von zwei separat zu betrachtenden Reaktionsräumen im Gewässer. Ob die mittleren Verweilzeiten und das Strömungsmuster im Becken überhaupt für eine entsprechende Erwärmung und Lamellenbildung ausreichen, ist fraglich. Die Schätzung der maximal erreichbaren Durchmischungstiefe h_{mix} nach TGL 27885/03 lässt jedenfalls annehmen, dass in diesem Fall der Staukörper bei HQ10...100 allein durch Konvektion bzw. windinduzierte Turbulenz nicht vollständig durchmischt werden kann.

Unter Berücksichtigung der lokalen Gerinnegeometrie und der zu erwartenden Wassertemperaturen von Zufluss und Staukörper wurde daher anhand des Richardson-Kriteriums abgeschätzt, ob sich der Zufluss im Staukörper als stabiler Dichtestrom fortsetzt oder ob die Energie des eindringenden Strahles für eine turbulente Einmischung ausreicht (*Martin & Pohl, 2000*). Dies ist im Becken Meisdorf auch unter ungünstigen Verhältnissen, d. h. beim Vollstau des sommerlichen HQ100, der Fall. Da dieser Effekt die Ausbildung von Schichtungsphänomenen behindert, ist die Annahme eines homogen durchmischten Wasserkörpers („Mischreaktor“) für eine überschlägige Sauerstoff-Bilanzbetrachtung noch vertretbar.

2.2 Sauerstoffzehrung durch Abbau der überstauten Vegetation im Stauraum

Die Sauerstoffzehrung im Staukörper wird von der Vegetation und der organischen Substanz im Boden des Rückhaltebeckens bestimmt. Der Abbauvorgang lässt sich als Reaktion 1.Ordnung beschreiben (TGL 27885/04):

$$L_t = L_0 * e^{-k*t} \quad (1)$$

mit L_0 = Sauerstoffbedarfspotenzial zu Beginn des Abbaues [kg O₂/ha]

L_t = Nach dem gewählten Zeitintervall t noch vorhandenes Sauerstoffbedarfspotenzial

k = Abbaukonstante [d⁻¹]

Das flächenbezogene Sauerstoffzehrungspotenzial L_0 beträgt z. B. 4300 kg O₂/ha für Gras und Unterwuchs bzw. 65 kg O₂/ha für Wiesenboden, die Abbaurate wird mit 0,026/d bzw. 0,022/d bei $T = 20^\circ\text{C}$ angegeben (TGL 27885/04). Diese Wassertemperatur wird im Folgenden auch für den Staukörper bei hochsommerlichen Ereignissen angenommen. Zur Vereinfachung der Berechnung wird unter Nutzung von Gl. (1) die spezifische Zehrung der überstauten Nutzungstypen Grünland und Wald während des ersten Tages als $Z = L_0 - L_1$ bestimmt und dieser Wert über den weiteren Verlauf der Beckenfüllung als konstant angesetzt. Angesichts der sehr stark differierenden Zehrungsangaben in der Literatur (IfW 1979, TGL 27885/04) und des anfangs noch annähernd linear verlaufenden Abbaus der organischen Substanz (Peukert, 1970) erscheint diese Vereinfachung zunächst für das Ergebnis wenig relevant.

Als Sauerstoff-Zulaufkonzentration $c_{O_2\text{ in}}$ wird für Sommerhochwasser das 10-Perzentil der Monate Juni-August 2000-2003 gewählt (Messstelle des LHW am Pegel Meisdorf: 8,3 mg/l). Unter Rückgriff auf die Ergebnisse der üblichen Speicherberechnungen mit Ganglinien für Zulauf Q_{in} , Beckenvolumen V und Staupflähe A bei den einzelnen HQ ist nunmehr eine Darstellung von Ganglinien der mittleren Sauerstoffkonzentration im Staukörper möglich, die als einfache Massenbilanz im Stundenmittel für jeden Zeitschritt t berechnet wird:

$$c_{O_2\text{ Stau}(t)} = \frac{(V_{(t)} \cdot c_{O_2\text{ Stau}(t-1)} + Q_{in(t)} \cdot c_{O_2\text{ in}} \cdot t - Z \cdot A_{(t)})}{(V_{(t)} + Q_{in(t)} \cdot t)} \quad (2)$$

Gleichung (2) berücksichtigt weder den Sauerstoffeintrag über die Seeoberfläche (Größenordnung 1,5-4,8 g O₂/(m²*d) bei 20°C und 100% Defizit, Imhoff & Imhoff, 1993), noch die mögliche Auswaschung gelöster bzw. suspendierter Zwischenprodukte des Abbaues aus dem Stauraum. Damit liegt das Ergebnis für worst-case-Betrachtungen deutlich auf der sicheren Seite. Die Sauerstoff-Ganglinien für sommerliche Hochwasser im geplanten Becken Meisdorf zeigt Abb. 2.

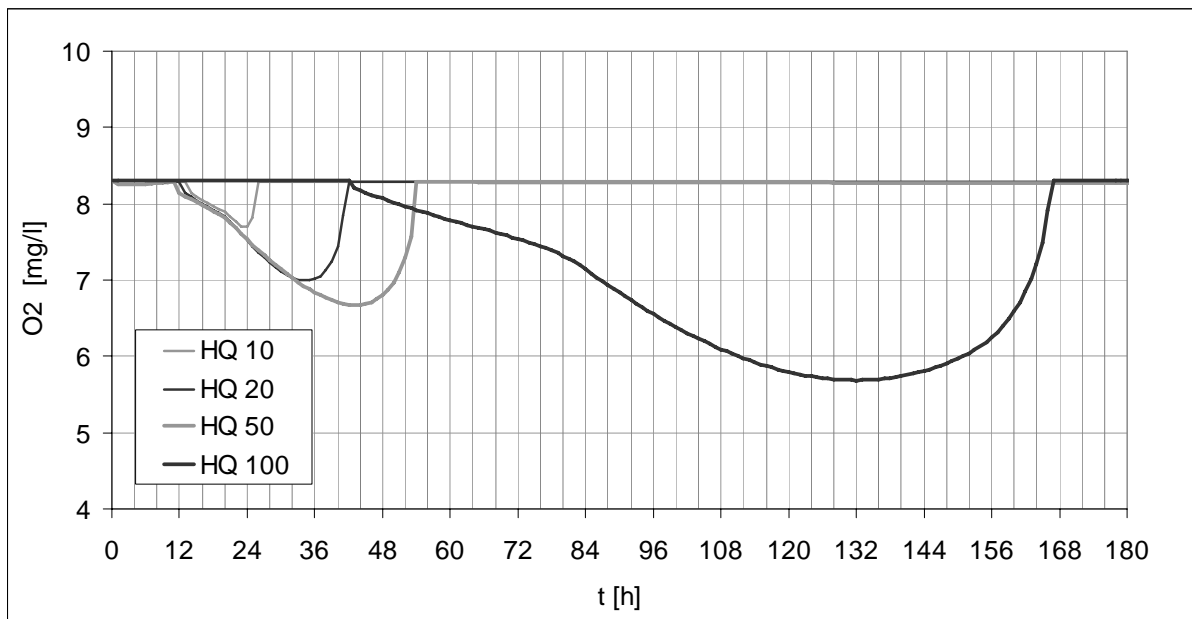


Abbildung 2: Sauerstoff-Ganglinien für Sommer-Hochwasser im RHB Meisdorf

Bei sommerlichen Ereignissen muss also im Stauraum bei HQ100 über > 36 Stunden mit Sauerstoffkonzentrationen < 6 mg/l gerechnet werden, die für polyoxybionte Bergbacharten kritisch sind. Bei HQ20...50 kommt es über ca. 6...18 Stunden zur Unterschreitung des Richtwertes der FischGewVO für Salmonidengewässer (7 mg/l O₂) – eine temporäre Störung, der bewegungsaktive Arten wie die Bachforelle entgehen können.

Dieses noch relativ optimistische Ergebnis ist aber nicht der Regelfall. Abb. 3a auf der Folgeseite zeigt die berechnete Unterschreitungsdauer fischkritischer Sauerstoffkonzentrationen im RHB Meisdorf für HQ100 bei Variation der Regelabgabe, die mit 20 m³/s festgelegt ist.

Der Grad der qualitativen Beeinträchtigung des gestauten Wasserkörpers ist wesentlich von der Dauer der Einstauphase abhängig. Bei ungünstigem Verhältnis von Stauvolumen zu benetzter Fläche und Einstaudauer nehmen deshalb bereits bei kleineren Hochwassern die Sauerstoffkonzentrationen stark ab. Hydrologisch sehr wirksame Becken, die bei geringen Maximalabgaben große Wassermengen über längere Zeit zurückhalten, sind daher in gütewirtschaftlicher Hinsicht kritisch. Abb. 3b zeigt dies am Beispiel eines sommerlichen HQ10 im geplanten RHB Wippra (HQ10: V_{max} = 1,33 hm³, h_{max} = 8,6 m, A_{max} = 33,9 ha, Regelabgabe = 8...14 m³/s).

Das nach Literaturdaten geschätzte Sauerstoffzehrungspotenzial L₀ wird hier außerdem im Sinne einer Sensitivitätsbetrachtung in 20%-Schritten variiert. Die

Zuverlässigkeit der Schätzung von L_0 hat erheblichen Einfluss auf das Erkennen von möglichen Sauerstoffmangelsituationen.

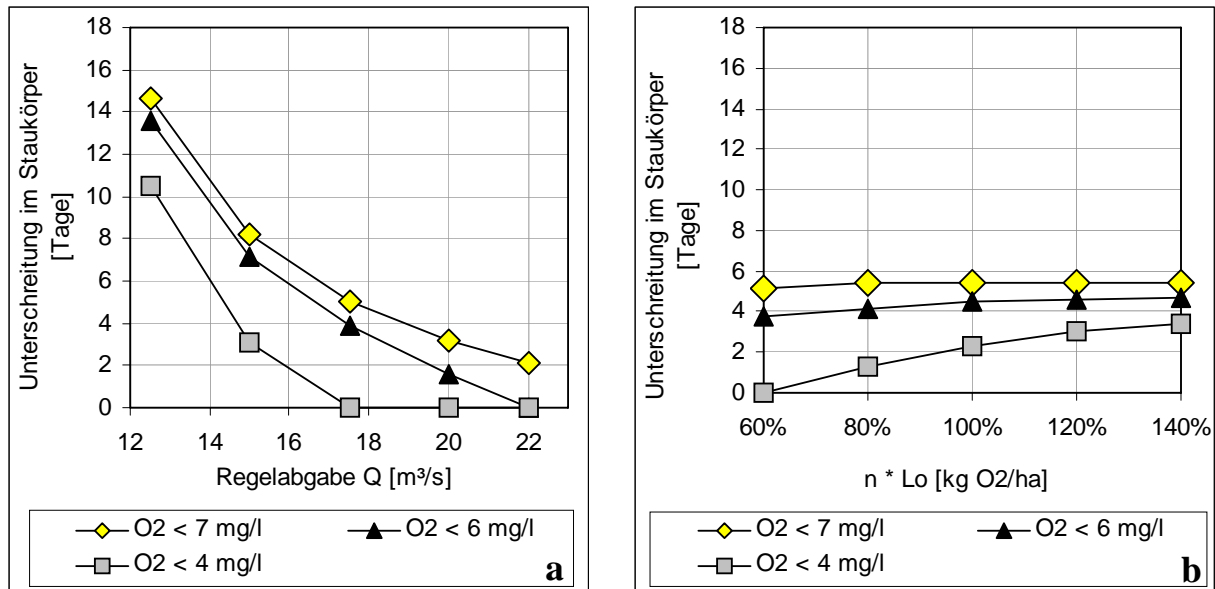


Abbildung 3: Unterschreitung kritischer Sauerstoffkonzentrationen im Staukörper eines RHB (**3a**, links: HQ100 RHB Meisdorf in Abhängigkeit von der Regelabgabe. **3b**, rechts: HQ10 RHB Wippra in Abhängigkeit vom Sauerstoff-Zehrungspotenzial)

2.3 Wassergüte im unterstromigen Gewässerabschnitt

Der erste quantitativ bedeutende Schritt der Wiederbelüftung des temporär gestauten Wassers erfolgt am Auslassbauwerk. Fasst man den Beckenverschluss als unterströmtes Schütz auf, aus dem ein energiereicher Strahl in das Wasserpulster der anschließenden Tosmulde eintritt, so lässt sich nach Wilhelms et al. (1981) das Defizitverhältnis r der Sauerstoffkonzentration vor/nach Belüftung am Wechselsprung aus Reynolds-Zahl Re und Froudezahl Fr_1 am Beginn der Belüftungszone schätzen (Gl. 3).

$$r_{15^\circ C} - 1 = \frac{(c_{O_2 \text{ gesättigt}} - c_{O_2 \text{ oh}})}{(c_{O_2 \text{ gesättigt}} - c_{O_2 \text{ uh}})} - 1 = 4,241 \cdot 10^{-8} \cdot Fr_1^{2,106} \cdot Re^{1,034} \quad (3)$$

Der charakteristische Wert r kann nach Chanson (1995a) auf die jeweils interessierende Wassertemperatur bezogen werden (Gl. 4).

$$\frac{\ln(r)}{\ln(r_{T_0})} = 1,0241^{(T-T_0)} \quad (4)$$

Pessimale Verhältnisse im Abstrom sind zu erwarten, wenn während des Entleerungsvorganges die Sauerstoffkonzentration im Becken noch gering ist und gleichzeitig der Füllstand und damit der potenzielle Energieeintrag am Bauwerk wieder zurückgehen. Hierfür kommt beispielhaft folgende Situation in Frage:

$$t = 135 \text{ h}; c_u = 5,7 \text{ mg O}_2/\text{l}; h_{\text{Becken}} \approx 11,65 \text{ m}$$

Aus der dann gegebenen Stellung des Schützes und den korrespondierenden hydraulischen Verhältnissen ergeben sich $Fr_1 = 8,23$ und $Re = 1,7E+7$. Mit $r_{20^\circ\text{C}} = 231,1$ ist die Effizienz der Belüftung unter diesen Bedingungen 99,6 %, d. h. unterhalb der Tosmulde verlässt ein nahezu sauerstoffgesättigtes Wasser die Anlage. Eine weitere Verfolgung des Wirkpfades ist für die betrachtete Situation nicht erforderlich. Dies stellt sich jedoch anders dar, wenn die Abgabe sauerstoffarmen Wassers mit geringem Beckenwasserstand an ein Unterwasser erfolgt, das die Schützöffnung einstaut. Dann sind wesentlich geringere Belüftungsleistungen am Bauwerk zu erwarten, und zur Schätzung der noch notwendigen Fließstrecke bis zur Wiederbelüftung auf einen Ziel- oder Grenzwert könnte z. B. noch ein einfaches Streeter-Phelps-Modell (*Uhlmann, 1988*) verwendet werden.

3 Weitere Effekte des temporären Einstaues

Unter den nachteiligen Effekten des temporären Einstaues ist zunächst die Schädigung der natürlichen Vegetation zu nennen. Zwar waren die Auswirkungen von Polderflutungen auf Waldbestände und –baumarten bereits Gegenstand detaillierter Untersuchungen mit umfangreichen praxistauglichen Ergebnissen (FOWARA-Projekt, z. B. *Armbruster et al., 2006*). Die Übertragbarkeit auf die Verhältnisse in großen „grünen“ RHB der Mittelgebirge ist aber sehr eingeschränkt, da hier Überstauhäufigkeit, –dauer und –höhe sowie die Vegetationszusammensetzung der betroffenen Flächen ganz anders sind. Auch die Standorte der wertgebenden Vegetationsbestände stellen sich im Mittelgebirge anders dar – wertvolle Schlucht- und Blockhangwälder stocken oft auf steilen Talhängen, die sich in einem Grenzgleichgewicht befinden und entsprechend auf Ein- und Abstau reagieren können. Praktikable Ansätze zur Schätzung der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagens sind bisher nicht verfügbar.

Die Sedimentation von Feststoffen in RHB wurde in der letzten Dekade intensiver untersucht (z. B. *Westrich, 2001; Jacoub & Westrich, 2004; Verbundprojekt RIMAX*). Obwohl hierbei modellgestützt wesentliche Zusammenhänge und Ansätze zur Beeinflussung der Sedimentation in RHB erarbeitet werden konnten,

fehlen wahrscheinlich für fast alle in Planung befindlichen Standorte ereignisbezogene Messdaten zur Feststofffracht, d. h. die Grundlagen für belastbare quantitative Prognosen.

4 Schlussfolgerungen

Unter ungünstigen Umständen kann die Sauerstoffzehrung im temporären Staukörper eines großen RHB zum Problem werden und auch die unterliegende Fließstrecke beeinträchtigen. Die pauschale Aussage in DIN 19700-12 Abschnitt 11, nach der „...Unterlagen zum Betrieb bezüglich des Betriebsplanes für die Wassergütebewirtschaftung ... in der Regel nicht erforderlich (sind)“ sollte deshalb im Einzelfall kritisch geprüft werden, zumal jeder Vorhabenträger zur Vermeidung bzw. Minimierung nachteiliger Wirkungen verpflichtet ist – z. B. durch ein verbindlich durchzusetzendes, auf Kurzhaltung der Biomasse im Stauraum gerichtetes Pflegeregime.

Die in Abschnitt 2.2 genannten Quellen zum Sauerstoff-Zehrungspotenzial von unterschiedlichen Grünlandtypen, Boden und Streu/Unterwuchs beruhen auf Laborversuchen und Praxiserfahrungen beim Ersteinstau von dauerhaft beaufschlagten Trinkwassertalsperren und Flachlandspeichern. Da hier immer die gütewirtschaftlichen Auswirkungen für längere Zeiträume (Monate/Jahre) von Interesse waren, ist das Abbaugeschehen bei kurzen Einstauereignissen mit Gl. (3) nicht notwendigerweise korrekt abgebildet. Dem biologischen Abbau gehen vor dem Erreichen hoher Umsatzraten das individuelle Absterben lebender Pflanzenteile und eine Vermehrungsphase der Destruenten (Bakterien, Pilze) voran. Diese Verzögerung kann sich bei kurzer Einstauzeit entlastend auswirken. Unklar ist auch, welcher Anteil des Sauerstoffzehrungspotenzials an die ortsfeste Matrix absterbender Pflanzen gebunden ist und welcher Anteil an driftenden Partikeln bzw. in gelöster Form wirksam wird – also durch Auswaschung des Staukörper verlassen könnte.

Systematische Datensammlungen und Versuche zum Abbauverhalten unterschiedlicher Pflanzenbestände und Bodenformen wären hier für bessere Prognosen sehr hilfreich, zumal in Trockenbecken nicht - wie bei zum Dauerstau vorgesehenen Anlagen, von denen die o. g. Literaturdaten stammen - die Waldbestände vor dem Einstau gerodet werden. Außerdem könnten auf besserer Datengrundlage optimierte Pflegeregimes für das Dauergrünland im Stauraum nicht nur das Zehrungspotenzial reduzieren, sondern auch zur naturschutzfachlichen Werterhaltung der überstauten Talwiesen beitragen.

Wie *Chanson (1995b)* feststellte, stimmen die mit dem in Abschnitt 2.2 beschriebenen Ansatz ermittelten Belüftungswerte am Auslassbauwerk zwar relativ gut mit seinem komplizierteren Gas-Transfermodell überein, liefern im Bereich hoher Froude- und Reynoldszahlen jedoch eine eher konservative Schätzung mit zunehmender Streuung. Für eine worst-case-Prognose ist dies akzeptabel. Soll aber unter Annahme einer pessimalen Sauerstoffkonzentration im RHB und eines unterstrom einzuhaltenden Sauerstoff-Zielwertes die iterative Optimierung des Ablassbauwerkes über Variation der in Fr und Re eingehenden Größen versucht werden, so ist große Vorsicht geboten.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass für eine derzeit sehr wichtige Kategorie von Wasserbauwerken noch erheblicher Bedarf in der angewandten Forschung besteht. Unter Rückgriff auf altbewährte Schätzverfahren und kritische Sichtung der Ergebnisse lassen sich sowohl worst-case-Prognosen für das Geschehen im Stauraum stellen als auch die relevanten Kenntnislücken identifizieren. Gefragt sind nach wie vor empirische Grundlagendaten und praxistaugliche Ansätze für die realistische Prognose der Umweltfolgen sowie für die Optimierung von Stauraumpflege, Auslassbauwerken und Betriebsregime – ein weites Feld für die staatliche Umweltbeobachtung und akademische Qualifikationsarbeiten, da ein projektbezogenes Schließen dieser Lücken aus laufenden Planungs- und Genehmigungsverfahren heraus nicht gelingen kann.

5 Quellen

- Armbruster, J., A. Muley-Fritze, U. Pfarr, R. Rhodius, D. Siepmann-Schinker, B. Sittler, V. Späth & M. Trémolières (2006): FORWARA- Forested Water Retention Areas. Guidelines for decision makers, forest managers and landowners. Interreg IIIb Programme – North-West Europe, Project No. B039 _ FOWARA. Freiburg. 84 S.
- Chanson, H. (1995a): Predicting Oxygen Content Downstream of Weirs, Spillways and Waterways. Proc. Instn. Civ. Engrs Wat. Marit. & Energy, UK, Vol. 112: 20-30
- Chanson, H. (1995b): Air-Water Gas Transfer at Hydraulic Jump with Partially Developed Inflow. Water Res., IAWPRC, Vol. 29: 2247-2254
- DIN 19700-12: Stauanlagen-Teil 12 Hochwasserrückhaltebecken. Normenausschuss für Wasserwesen im DIN e.V., Berlin, Juli 2004. 14 S.
- Hoppenstedt, A. & I. Luz (1988): Hochwasserrückhaltebecken (Trockenbecken). In: Storm, P.C. & T. Bunge [Hrsg.]: Handbuch der Umweltverträglichkeitsprüfung, Erich Schmidt Verlag, Berlin 2005, Bd. 2, 1. Lfg. IX/88: 1-23.
- IfW [Institut für Wasserwirtschaft, Hrsg.] (1979): Empfehlungen für den Entwurf und die Ausführung von Flachlandspeichern. Bearbeitet von einem Autorenkollektiv unter der Leitung von K. Rüffer. Verlag für Bauwesen, Berlin. 135 S. + Anl.
- Jacoub, G. & B. Westrich (2004): 2-D numerical code to simulate the transport and deposition of dissolved and particulate contaminants in a flood retention reservoir.

6. International Conference on Hydrosience and Engineering, ICHE2004, Advances in Hydro-Science and -Engineering, Brisbane, Australia, 6/2004, Vol. 6, 272–273
- Kaiser, O. & S. Röck (2006): Kriterien für Gestaltung, Betrieb sowie Unterhaltung von Stau- und Retentionsanlagen zur Gewährleistung der ökologischen Durchgängigkeit – Der Lebensraumkatalog. BWPLUS-Projekt, FKZ BWR 24005. Abschlussbericht, 213 S.
- Martin, H. & R. Pohl (2000): Technische Hydromechanik, Band 4, Verlag Bauwesen, Berlin. 404 S.
- Peukert, V. (1970): Untersuchungen über den Einfluss von überstauten Flächen auf die Wasserqualität von Talsperren. Fortschritte der Wasserchemie und ihrer Grenzgebiete 12: 66-82.
- TGL 27 885/03: Fachbereichsstandard Nutzung und Schutz der Gewässer: Stehende Binnengewässer, Wassergütebewirtschaftung Seen. Dezember 1983, 10 S.
- TGL 27 885/04: Fachbereichsstandard Nutzung und Schutz der Gewässer: Stehende Binnengewässer, Wassergütebewirtschaftung wasserwirtschaftlicher Speicher. November 1985, 6 S.
- Uhlmann, D. (1988): Hydrobiologie. Ein Grundriß für Ingenieure und Naturwissenschaftler. Gustav Fischer Verlag Jena. 298 S.
- Wilhelms, S. C., L. Clark, J.R. Wallace & D.R. Smith, D. R. (1981): Gas transfer in hydraulic jumps. Technical Report E-81-10, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS., NTIS No. AD A103 132.
- Westrich, B. (2001): Sedimentationsprobleme in Hochwasserrückhaltebecken. Berichtsband 8. Erfahrungsaustausch RHB, WBW Fortbildungsgesellschaft, Heidelberg 2001: 38-42

Autor:

Dipl.-Biol. Dirk Böhme

Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH
Rießnerstraße 18
99427 Weimar

Tel.: +49 3643 746 218

Fax: +49 3643 746 435

E-Mail: Dirk.Boehme@Hydroprojekt.de

Hochwasserentlastung der Weißen Elster in den Zwenkauer See

Christian Kubens
Henning Müller

Durch die Verlegung der Weißen Elster 1972-1977 aufgrund der Ausdehnung des Braunkohlen-Tagebaues Zwenkau in die Elsteraue wurden hier vorhandene natürliche Hochwasserretentionsräume ersatzlos bergbaubedingt beseitigt. Die Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbau-Verwaltungsgesellschaft mbH plant im Einklang mit dem Braunkohlenplan Zwenkau / Cospuden und dem Hochwasserschutzkonzept der Weißen Elster im künftigen Zwenkauer See die Einrichtung des Hochwasserspeicherraumes Zwenkau einschließlich der Anlagen zur Zu- und Ableitung als Ersatz für die verloren gegangenen Hochwasserrückhalteräume in der südlichen Elsteraue.

Grundlage für Planung und Bau ist hierbei die Zeitdauer des seltenen Katastrophenfalles nach Überschreiten des Abflusses von $450 \text{ m}^3/\text{s}$ an kritischen Durchflussprofilen der Weißen Elster im Stadtgebiet Leipzig. Mit den Anlagen zur Entlastung der Weißen Elster am Standort Zitzschen sollen bis zu $130 \text{ m}^3/\text{s}$ bei Auftreten eines $HQ_{150} = 580 \text{ m}^3/\text{s}$ (Pegel Kleindalzig) in den Hochwasserspeicher eingeleitet werden, um den Abfluss in der Weißen Elster auf $450 \text{ m}^3/\text{s}$ am kritischen Durchflussquerschnitt Verteilerbauwerk Knauthain/Abzweig Elster-Hochflutbett zu begrenzen und damit den Hochwasserschutz der Stadt Leipzig zu gewährleisten.

Teilvorhaben der Hochwasserentlastung sind das mit drei Rollschützen gesteuerte Abschlagsbauwerk Zitzschen mit 500 m langem Überleitungsgerinne und 400 m langer Schussrinne in den Tagebau sowie der zweizügige Betriebsauslass Zwenkau im Nordwesten des Tagebaus. Ursprünglich war auch ein Wehr in der Weißen Elster vorgesehen, um eine gesteuerte Beaufschlagung des Hochwasserspeichers unabhängig von den Abflussverhältnissen der Weißen Elster zu ermöglichen.

Für das Abschlagsbauwerk am Standort Zitzschen wurden Modellversuche an einem physikalischen Modell im Hubert-Engels-Labor der TU Dresden durchgeführt, um die Wirksamkeit der Hochwasserüberleitung mit und ohne Querbauwerk in der Weißen Elster zu untersuchen und zu bewerten sowie die optimale Einlauf- und Tosbeckengestaltung für die Abflussleistung von $130 \text{ m}^3/\text{s}$ zu ermitteln.

Das Vorhaben befindet sich zurzeit in der Planfeststellung.

1 Einführung, Veranlassung

Der älteste Braunkohlentagebau Deutschlands, der Tagebau Zwenkau, befindet sich südwestlich von Leipzig in der Leipziger Tieflandsbucht. Der Aufschluss des Tagebaues Zwenkau begann 1921. Im gesamten Betriebszeitraum wurden 586 Mio. t Kohle gefördert und ca. 1450 Mio. m³ Abraum bewegt. Die Kohlegewinnung im westlichen Baufeld des Tagebaues Zwenkau hat zur Inanspruchnahme von Teilen der südlichen Elsteraue geführt. Zur Baufeldfreimachung wurde die Weiße Elster zwischen 1973 und 1978 als Bergbauersatzinvestition in ein künstliches und gedichtetes Flussbett verlegt.

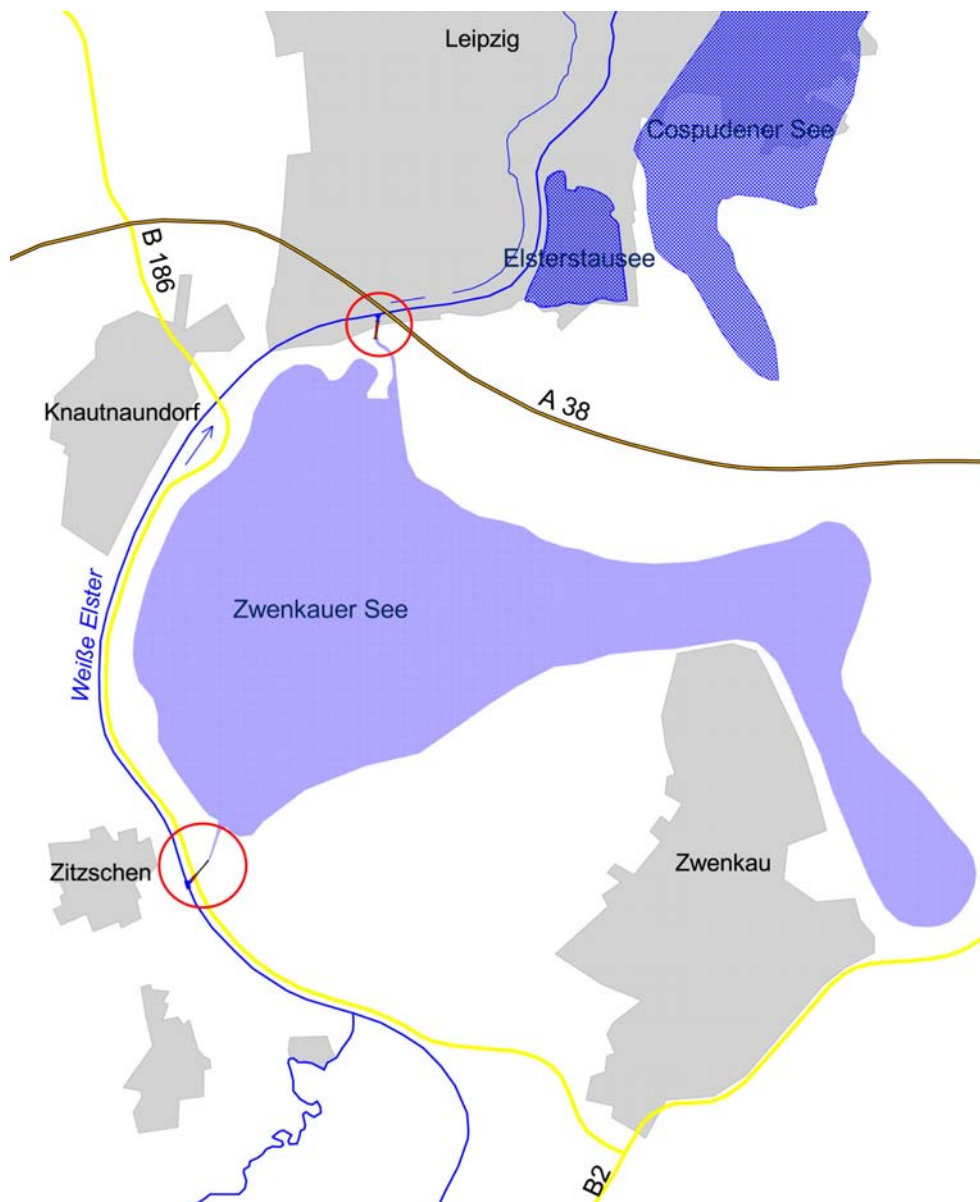


Abbildung 1: Zwenkauer See mit Lage der Anlagen zur Zu- und Ableitung

Der devastierte Auenbereich ging als Retentionsraum für den Hochwasserschutz im Flussgebiet der Weißen Elster und damit für die unmittelbar nördlich flussabwärts gelegene Großstadt Leipzig verloren. Bestandteil des Sanierungsprojektes Zwenkau ist daher auch die Herstellung des funktionalen Ersatzsystems „Hochwasserspeicherraum Zwenkau einschließlich der Anlagen für die Zu- und Ableitung“ für die verloren gegangenen Hochwasserrückhalteräume in der südlichen Elsteraue. Vorhabensträger ist die Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbau-Verwaltungsgesellschaft mbH.

Grundlage für Planung und Bau ist die Zeitdauer des seltenen Katastrophenfalles nach Überschreiten des Abflusses von $450 \text{ m}^3/\text{s}$ an kritischen Durchflussprofilen der Weißen Elster im Stadtgebiet Leipzig.

Das Fassungsvermögen des zukünftigen Hochwasserspeicherraumes Zwenkau beträgt ca. 15 Mio. m^3 . Die Möglichkeit zur Entleerung des Speichers besteht mit dem geplanten Betriebsauslass Weiße Elster. Mit den Anlagen zur Entlastung der Weißen Elster sollen bis zu $130 \text{ m}^3/\text{s}$ bei Auftreten eines $HQ_{150} = 580 \text{ m}^3/\text{s}$ in den Hochwasserspeicher eingeleitet werden, um den Abfluss in der Weißen Elster auf $450 \text{ m}^3/\text{s}$ zu reduzieren und damit den Hochwasserschutz der Stadt Leipzig nachhaltig zu verbessern.

Im Ergebnis von im Vorfeld geführten Untersuchungen zur Standortwahl der Hochwasserüberleitung unter Berücksichtigung der Investitionskosten und Eingriffe in bestehende FFH-Gebiete und das LSG Elsteraue wurde in Abstimmung mit der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, dem Regierungspräsidium Leipzig und der Regionalen Planungsstelle Leipzig der Standort Zitzschen, F-km 57+835 der Weißen Elster, als weiter zu verfolgende Lösung festgelegt.

Folgende Teilvorhaben für die geplante Hochwasserentlastung wurden im Vorfeld der Entwurfs- und Genehmigungsplanung unterschieden :

- 1 : Wehr Zitzschen als bewegliches Wehr in der Weißen Elster zur Stauregulierung des Oberwasserstandes des Abschlagsbauwerkes,
- 2 : Abschlagsbauwerk einschl. Gestaltung des Einlaufbereiches und der Sohlbefestigung in der Weißen Elster sowie der Überleiter bis zum Beginn der Sohlrampe
- 3 : Sohlrampe mit Einlauf in den Tagebau Zwenkau
- 4 : Kreuzungsbauwerk der Bundesstraße B 186 über den Überleiter

Das Wehr Zitzschen in der Weißen Elster sollte angeordnet werden, um eine gesteuerte Beaufschlagung des Hochwasserspeichers Zwenkau unabhängig von

den Abflussverhältnissen der Weißen Elster zu ermöglichen. In der Vorplanung zum Vorhaben war berechnet worden, dass auch ohne das Wehr die geforderten Abflüsse abgeführt werden können. Hierzu sollten jedoch Modellversuche an einem physikalischen Modell ausgeführt werden, um die Effektivität der gesteuerten (mit Wehr) sowie ungesteuerten (ohne Wehr) Hochwasserüberleitung zu untersuchen und zu bewerten. Der Nachweis des hinreichenden ungesteuerten Abflusses wäre mit erheblichen wirtschaftlichen Einsparungen verbunden. Gleichzeitig sollte durch die Modellversuche die optimale Einlaufgestaltung und Tosbeckengestaltung für den Abschlag von bis zu $130 \text{ m}^3/\text{s}$ als Grundlage für die Planung gefunden werden.

2 Hydraulisches Modell

Die hydraulischen Modellversuche wurden durch das Institut für Wasserbau der TU Dresden im Wasserbaulabor „Hubert Engels“ in Dresden durchgeführt, *TU Dresden, 2006*.



Abbildung 2: Modellversuch

Hierbei wurden zunächst die Varianten mit und ohne Wehr in der Weißen Elster untersucht. Im Verlauf der Versuche wurden anhand der Beobachtungen und Messergebnisse zwei Umbauten des Modells vorgenommen. Grundlage für den Modellbau waren die entsprechend der Randbedingungen und Aufgabenstellung erstellten Planunterlagen zur Hochwasserüberleitung, insbesondere die konstruktive Durchbildung des Abschlagsbauwerkes einschl. Entwurf des Tosbeckens und die begleitend zu den Modellversuchen fortgeschriebene Anpassung des Einlaufbereiches mit Anordnung eines Treibgutabweisers.

Während der Modellversuche wurden in zeitlicher Abfolge drei Varianten A, B und C untersucht:

Variante A: Modellaufbau mit Wehr in der Weißen Elster (Wehr Zitzschen), gesteuert und vollständig geöffnet, ohne Treibgutabweiser; vollständige Öffnung des Wehres hierbei als erste Näherung für den unverbauten Elster-Querschnitt

Variante B: Rückbau des Wehres in der Weißen Elster, Modifikationen am Einlaufbereich, Anordnung eines Treibgutabweisers,

Variante C: Weitere Optimierung des Einlaufbereiches und des Treibgutabweisers.

Gemäß Aufgabenstellung war zur Bewertung der Funktionstüchtigkeit der Bauwerke für alle Varianten jeweils die Abflussreihe HQ_{50} , HQ_{100} , HQ_{150} und HQ_{extrem} zu untersuchen und zu bewerten, insbesondere für die Varianten B und C die Gebrauchstauglichkeit des im Einlaufbereichs angeordneten Treibgutabweisers. Durch Wasserstands-, Geschwindigkeits- und Abflussmessungen sowie visuelle Beobachtungen konnten Optimierungen an den Bauwerken vorgenommen werden.

In den Untersuchungen zu Variante A, die ohne die Anordnung eines Treibgutabweisers durchgeführt wurden, konnte festgestellt werden, dass die geforderte Überleitung von bis zu $130 \text{ m}^3/\text{s}$ in den Tagebau Zwenkau bei Auftreten eines HQ_{150} und Einhaltung der (n-1)-Bedingung am Abschlagsbauwerk auch ohne Steuerung (= vollständige Öffnung) des Wehres Zitzschen zu erreichen ist.

Zur Verifizierung dieses Ergebnisses waren in den Varianten B und C die Leistungsfähigkeit des Abschlagsbauwerkes bei unverbautem Elsterquerschnitt zu bestimmen. Als Ergebnis der Untersuchungen zur Variante B konnte die geforderte hydraulische Kapazität für das HQ_{150} ebenfalls nachgewiesen werden.

Im Ergebnis der Variante B waren aufgrund ungünstiger Anströmbedingungen sowie eingeschränkter Funktionstüchtigkeit des Abweisers (Abtauchen infolge zu hoher Unterströmungsgeschwindigkeiten) bei hohen Abschlagsmengen Anpassungen am Einlaufbereich und am Treibgutabweiser erforderlich. Dazu wurde eine optimierte Variante C untersucht, welche den Einlaufbereich aufweitete und den Treibgutabweiser in Bereiche geringerer Zulaufgeschwindigkeiten verlegte.

Mit diesen Veränderungen konnten für die Variante C abschließend die hydraulische Leistungsfähigkeit bei unverbautem Elsterquerschnitt sowie die Funktionstüchtigkeit des Treibgutabweisers für den geforderten Abflussbereich und die entsprechenden Betriebszustände des Abschlagsbauwerkes nachgewiesen werden.

Mit Abschluss der Modellversuche wurden die planerischen Grundlagen für die weitere Entwurfsbearbeitung der Teilvorhaben geschaffen. Mit Nachweis der geforderten hydraulischen Leistungsfähigkeit auch bei unverbautem Elsterquerschnitt entfällt die Ausführung des Wehres Zitzschen in der Weißen Elster mit den entsprechenden wirtschaftlichen Einsparungen von ca. 3 Mio €.

3 Bauliche Umsetzung

3.1 Einlaufbereich Weiße Elster

Die Erneuerung der Sohlbefestigung erfolgt auf der gesamten Breite der bestehenden Asphaltdeckung im Regelprofil der Weißen Elster, um der hohen Impulsbelastung bei Öffnung und Beaufschlagung des Abschlagsbauwerkes zu widerstehen und Unstetigkeiten in der Sohlrauheit längs zur Fließrichtung zu vermeiden.

Die während der Modellversuche gemessenen Sohlgeschwindigkeiten als Maß für die Belastung der im Einlaufbereich geplanten teilverklammerten Steinschüttungen aus Wasserbausteinen CP_{90/250} nach TLW 2003 und DIN EN 13383 lagen mit max. 6,15 m/s für die Variante B und max. 3,8 m/s für die abschließende Variante C im zulässigen Bereich gemäß Merkblatt 87 der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW).

Im Einlaufbereich ist auch die Stahlbeton-Tauchwand mit dem beweglichen Treibgutabweiser aus vier Stahlschwimmkörpern angeordnet. Der Abweiser

wird gemäß den Ergebnissen des Modellversuches so mit Beton ballastiert, dass ca. 2/3 der Höhe des Abweisers eintauchen.

3.2 Ufereinfassungen und Wehrwangen

Die oberwasserseitigen Ufereinfassungen dienen dem Böschungsrückhalt und der hydraulisch optimierten Einlaufgestaltung entsprechend des Strömungsbildes der Modellversuche. Die Wehrwangen im Unterwasser des Abschlagsbauwerkes erhalten eine im Grundriss elliptische Gestaltung mit einem Achsenverhältnis von ca. 1:2, um Ablösungserscheinungen und Wirbelbildung zu verhindern.

Die Ufermauern und Wehrwangen werden als überschnittene Bohrfahlwände mit Vorsatzschale und Kopfbalken ausgeführt. Die Tiefgründung wurde aufgrund der Lage des Bauwerkes im Tagebaugebiet gewählt. Sie kann zudem wirtschaftlich als Baugrubenumschließung des Baubereiches genutzt werden, was auch die Kosten für die Wasserhaltung verringert.

Die Bohrfähle werden aus Stahlbeton C 30/37 nach ZTV-W LB 215 ausgeführt, ggfs. mit Zugabe von UW-Compound. Aufgrund der hohen Sulfatbelastung wird ein HS-Bindemittel eingesetzt. In Bereichen großer Geländeeinschnitte, z. B. im Oberwasser des Abschlagsbauwerkes werden die Sekundärfähle mit Dauerankern rückverankert.

Die Bohrfähle werden mit 30 cm dicken, rückverankerten und bewehrten Vorsatzschalen aus Stahlbeton C 25/30 LP gemäß ZTV-W LB 219 verkleidet. In regelmäßigen Abständen von ca. 6 m sind Dehnfugen angeordnet, um Risse infolge Dehnungsbehinderung zu vermeiden. Im Bereich des Tosbeckens werden die Dichtungen der Vorsatzschalen an die Fugendichtung im Tosbecken angeschlossen, um eine umlaufende Dicht- und Dehnungsebene ohne Versatz zu gewährleisten.

3.3 Abschlagsbauwerk

Das Abschlagsbauwerk wird als bewegliches Wehr mit 3 Wehrfeldern und Tiefschützen als Rollschützen ausgeführt. Die im Betriebsfall überstauten Tiefschütze gewährleisten einen verminderten Treibguteintrag. Die Schließstellung im Normalbetrieb erfordert keinerlei zusätzliche Steuermaßnahmen oder Verriegelungen wie z. B. bei Klappen. Erhöhte Anforderungen an eine präzise Abgabe bestehen nicht, so dass dieser Schützentyp sehr gut als Einlaufschütz für die Einleitung großer Abflüsse geeignet ist.

Die Wehrfelder besitzen eine lichte Weite von 5,50 m. Die lichte Öffnungshöhe unter den Stahlbetontauchwänden beträgt max. 2,60 m.

Die im Grundriss elliptischen Pfeilerköpfe der 1,50 m breiten Pfeiler wurden mit einem Vorsprung von ca. 3 m zur Schützebene verlegt, um die Zulaufströmung zu vergleichmäßigen. In diesem Bereich befinden sich auch die Nischen für die Revisionsverschlüsse.

Der Wehrrücken erhält eine Neigung von 1:1,7, um die Ablösung des Schussstrahls bei Beaufschlagung und bauwerksschädigende Unterdrücke auf dem Wehrrücken zu verhindern. Zusätzlich werden auf dem Wehrrücken Strahlaufreißer aus Stahlbeton angeordnet, welche Unterdrücken entgegenwirken und die Energieumwandlung im Tosbecken verbessern.

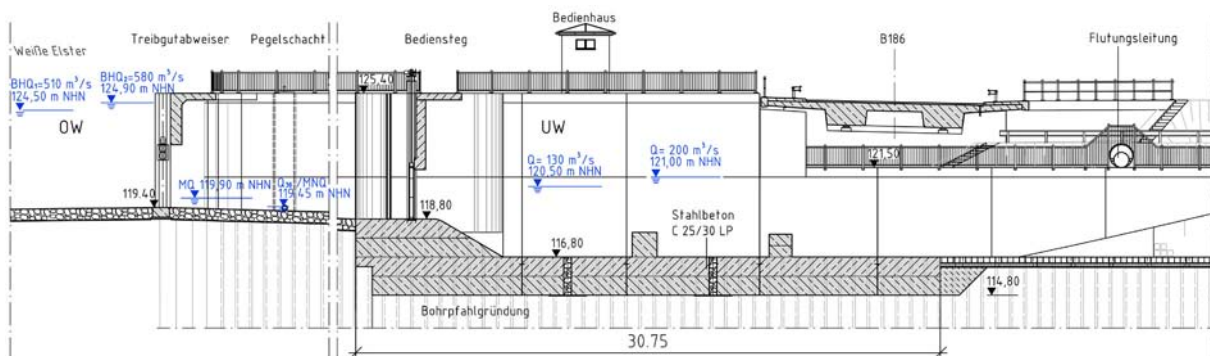


Abbildung 3: Längsschnitt Abschlagbauwerk

Das sich im Unterwasser anschließende Tosbecken mit einer Länge von 23,00 m und einer Plattendicke von 2,0 m wird durch eine Bewegungsfuge vollständig vom wesentlich steiferen Wehrrücken getrennt. Das Becken wurde nach den konstruktiven Empfehlungen in *USBR (1978)*, bemessen und mit Störkörpern und einer gezahnten Endschwelle ausgerüstet. Diese Störelemente ermöglichen die vergleichsweise kurze Ausführung des Tosbeckens. Durch Anordnung von Entlastungsöffnungen wird der Sohlwasserdruck weiter gesenkt. An das Tosbecken schließt sich bis zum Ende der Aufweitung der Wehrwangen und Beginn des Überleiters der mit Wasserbaupflaster ausgeführte Kolkschutz an.

3.4 Überleiter und Sohlrampe

Das 350 m lange Trapezgerinne des Überleiters mit einer Sohlbreite von 6,40 m hat eine Längsneigung von 1%. Am Ende des Überleiters beginnt die gleichmäßige Aufweitung der Sohlbreite auf die anschließende 25,0 m breite Sohlrampe mit einer Längsneigung von 1:12. Die Böschungsneigungen betragen 1:3.

Als Sohl- und Böschungsbefestigung im durch den Abfluss beanspruchten Bereich wird eine teilverklammerte Schüttung aus Wasserbausteinen auf Geotextil ausgeführt. Das durchlässige, teilverklammerte Deckwerk erfüllt die Anforderungen an eine mögliche freie Untergrundentwässerung und hält den hydraulischen Belastungen bei zu erwartenden Fließgeschwindigkeiten bis zu 3,9 m/s für die Beaufschlagung mit 130 m³/s stand.

Da sich die Fließverhältnisse im Überleiter im Grenzbereich zwischen Schießen und Strömen mit einer Froudezahl ≈ 1 bewegen, wird zur Gewährleistung und Festlegung des Fließwechsels vom Strömen zum Schießen am Übergang zur Sohlrampe auf den letzten 30 m des Überleiters die Sohlhöhe des Überleiters gleichmäßig um 0,40 m angehoben. Dies ist für den Fließzustand im Überleiter aufgrund der geringen Anhebung des Gefälles bei gleichzeitiger Aufweitung des Gerinnes unbedenklich, es werden keine ausgeprägten Fließwechsel oberhalb des Gefälleknickpunkts im Überleiter auftreten, da sich die Strömung dort ohnehin im Grenzbereich befindet.

An den Überleiter schließt sich das 25 m breite Trapezprofil der Sohlrampe als Einleitungsstrecke/Schussrinne in den Zwenkauer See an. Die Sohl- und Böschungsbefestigung der Sohlrampe erfolgt aufgrund der höheren Beanspruchungen mit teilverklammerten Wasserbausteinen der Klasse LMB_{10/60} auf Geotextil. Das Deckwerk ist standsicher gegenüber den hydraulischen Belastungen von zu erwartenden Fließgeschwindigkeiten bis zu 7,7 m/s bei einer Beaufschlagung mit 130 m³/s.

4 Literatur

- BAW (Hrsg.): Mitteilungsblatt Nr. 87, Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen, Karlsruhe Mai 2004
- Blind, H.: Wasserbauten aus Beton, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1987
- LMBV: Planfeststellungsantrag „Wasserwirtschaftliche Maßnahmen im Tagebau-territorium Zwenkau“, eingereicht durch die LMBV mbH im Dezember 2005, überarbeitete Fassung vom August 2006
- LMBV: Planfeststellungsantrag „Herstellung des Hochwasserspeicherraumes Zwenkau und der Anlagen zur Zu- und Ableitung“, Fassung Juni 2007
- Regionaler Planungsverband Westsachsen (Hrsg.): Braunkohlenplan als Sanierungsrahmenplan Tagebau Zwenkau/Cospuden, 2006
- TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik: Forschungsbericht 2005/18, Hydraulische Modellversuche für die Hochwasserentlastung der Weißen Elster und die Überleitung in den Zwenkauer See am Standort Zitzschen, Februar 2006
- USBR, US Bureau of Reclamation (Hrsg.): Low Froude Number Stilling Basin Design Denver, August 1978

Autoren:

Dipl.-Ing. Christian Kubens

Dipl.-Ing. Henning Müller

KUBENS Ingenieurgesellschaft mbH
Nürnberg, Leipzig, Erfurt
Rothenburger Straße 241
D – 90439 Nürnberg

Tel.: +49 911 96593 0

Fax: ++49 911 96539 20

E-Mail: Christian.Kubens@kubens-ingenieure.de
Henning.Mueller@kubens-ingenieure.de

Hochwasserschadensbeseitigung 08/2002 und Hochwasserschutz an der Roten Weißeritz, Dippoldiswalde

Birgit Lange
Harald Bär

Das Auguthochwasser 2002 verursachte im Ortsteil Ulberndorf (Stadt Dippoldiswalde) erhebliche Schäden am Gewässer (Rote Weißeritz), an der anliegenden Wohn- und Gewerbebebauung, an der Bundesstraße B170 und an der Weißeritztalbahn. Im Rahmen der Hochwasserschadensbeseitigung galt es, auch die in 08/2003 vom Sächsischen Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft (SMUL) bestätigten Hochwasserschutzkonzept Weißeritz enthaltenen Maßnahmen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes mit zu berücksichtigen. Bei den in Ulberndorf durchgeführten Maßnahmen zur Hochwasserschadensbeseitigung wurde nachhaltiger und verbesserter Hochwasserschutz, gekoppelt mit der naturschutzfachlichen Aufwertung des Vorhabensgebietes (Flächenentsiegelungen), mit der Verbesserung der Gewässerdurchgängigkeit und mit der Sicherung der Hochwasserfreiheit des Ortsteils Ulberndorf, der B170 und der Weißeritztalbahn umgesetzt. Zur Umsetzung des Schutzzieles $BHQ = HQ_{100} = 102 \text{ m}^3/\text{s}$ erfolgten die Anlage einer 175 m langen und ca. 12 m breiten Flutmulde, die Errichtung einer Stützmauer an der B170, der Bau eines Streichwehres als Einlaufbauwerk, die Errichtung eines Leitbauwerkes und der Ersatzneubau einer Gemeindebrücke. Außerdem wurde nach Erwerb und komplettem Rückbau eines wegen Hochwasserschäden aufgegebenen Industriestandortes eine bis zu 2,5 m tiefe, ca. 40 m breite Geländeabsenkung, welche als Überflutungsbereich und Sedimentfang wirkt, angelegt. Zur Ertüchtigung der Gerinnekapazität für das BHQ in diesem Bereich wurden drei Sohlstufen zurückgebaut und das Gewässerbett im Mittelwasserprofil auf einer Länge von ca. 450 m auf 12 m verbreitert. Bei der Planung und Umsetzung des Vorhabens der LTV waren die zeitparallel laufenden Planvorhaben von drei weiteren Vorhabensträgern mit zu berücksichtigen.

1 Allgemeines und Angaben zum Vorhabensgebiet

Die hier vorgestellten Maßnahmen an der Roten Weißeritz waren ursächlich zur Hochwasserschadensbeseitigung erforderlich. Sie berücksichtigen jedoch auch

die Umsetzung von HWSK-Maßnahmen und der EU Wasserrahmenrichtlinie (Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit des Fließgewässers).

Das Vorhabensgebiet befindet sich im Zuständigkeitsbereich des Betriebes Oberes Elbtal der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen. Es liegt im Landkreis Weißeritzkreis südlich der Großen Kreisstadt Dippoldiswalde vorwiegend auf dem Gebiet des OT Ulberndorf und umfasst einen ca. 930 m langen Gewässerabschnitt der Roten Weißeritz. Einen Überblick zur regionalen Einordnung und zur Lage des Vorhabensgebietes, dem Abschnitt 31.05 der Roten Weißeritz, gibt Abbildung 1.

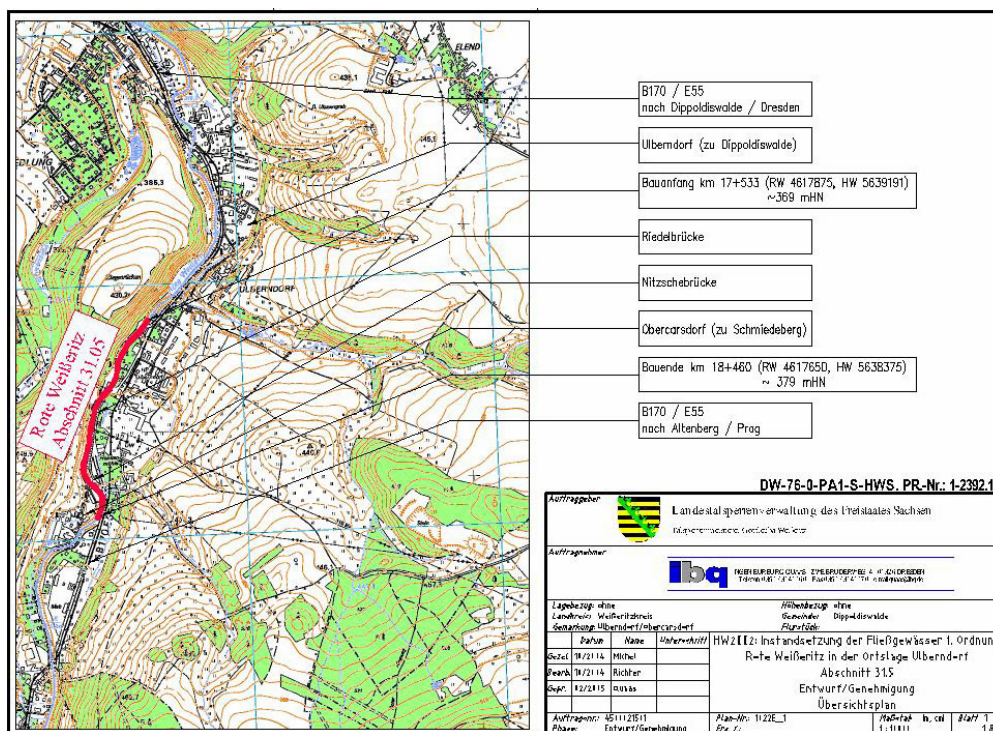


Abbildung 1: Übersichtslageplan zum Vorhabensgebiet (entnommen aus der Entwurfs- und Genehmigungsplanung)

Die Vorhabensgrenzen liegen ca. 300 m oberhalb der Gaststätte „Frankenmühle“ (Fluss-km 18+460) und ca. 250 m unterhalb des ehemaligen Betriebsgeländes der „Filteretta“ (Fluss-km 17+530). In Fließrichtung rechts der Roten Weißeritz verlaufen die heute noch zerstörte Strecke der Weißeritztalbahn und die Bundesstrasse B170. Wohnbebauungen sowie heute noch betriebene klein- und mittelständige gewerbliche Nutzungen sind vorzugsweise auf der rechten Uferseite angesiedelt. Auf der linken Uferseite gibt es vereinzelte Wohnbebauungen und zwei Industriebrachen: die ehemalige Filteretta GmbH und Industriebrache der Erbgemeinschaft Nitzsche. Vor dem Augusthochwasser 2002 stellte sich die Rote Weißeritz im Vorhabensgebiet als noch relativ natürlich verlaufendes,

durch die intensiven Uferbefestigungen, den Mangel an Überflutungsflächen und die dicht anschließende Bebauung bzw. die Bundesstraße und Kleinbahn in ihrer Dynamik stark eingeschränktes Fließgewässer mit fast vollständig anthropogen überformtem Gewässerbett dar. Zwei steile und befestigte Sohlstufen schränkten die Durchgängigkeit des Gewässers ein. Die dritte Stufe stellte bezüglich der Durchgängigkeit kein Problem dar. Das Vorhabensgebiet ist naturschutzfachlich bedeutsam. Es wurde bei der Kartierung des Landesamtes für Umwelt und Geologie als ein nach § 26 SächsNatSchG besonders geschützter Biotop ausgewiesen. Die Rote Weißeritz wurde im Programm zur Wiederherstellung der Gewässerdurchgängigkeit vom Freistaat Sachsen in Kategorie II (Fließgewässer mit aus naturschutzfachlicher und gewässerökologischer Sicht überwiegend regionaler Bedeutung) eingeordnet.

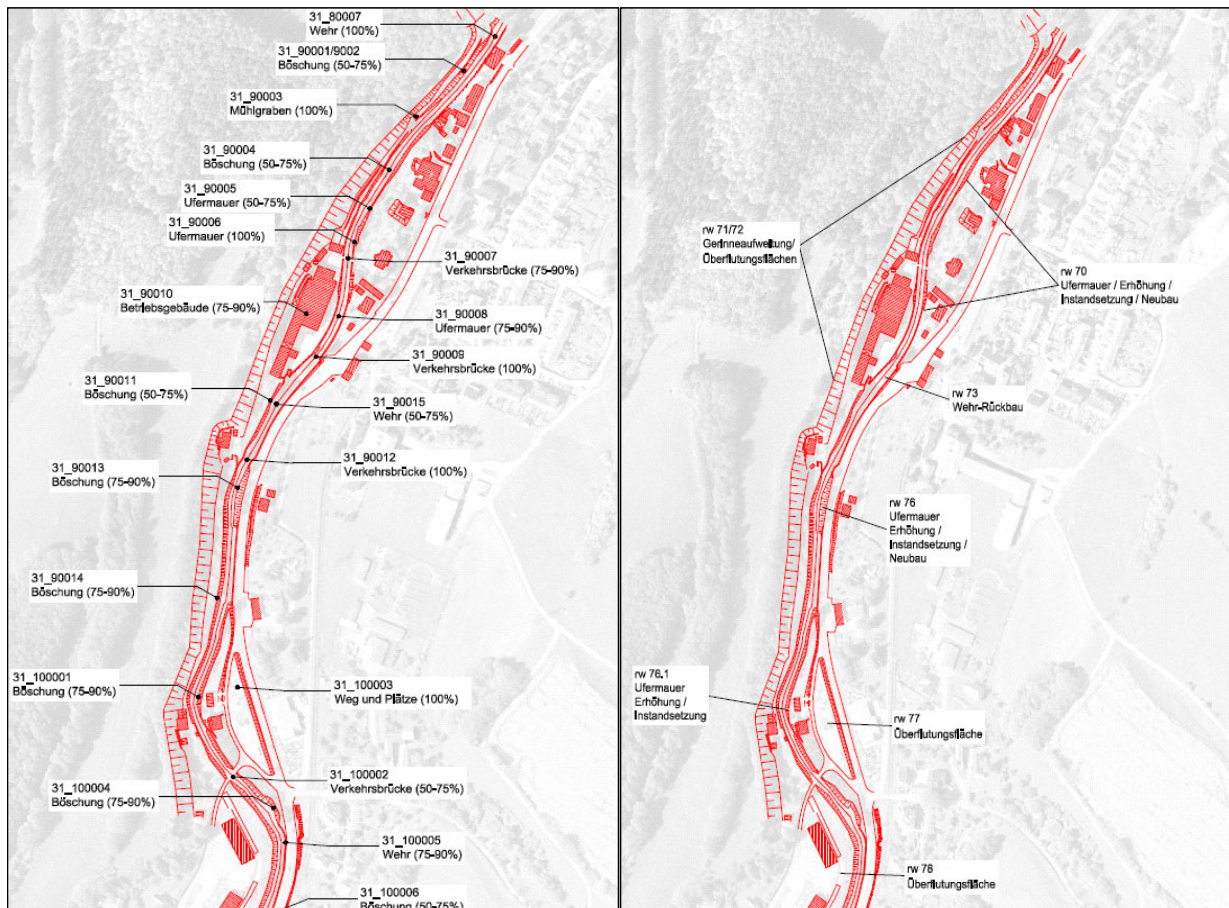
Situation nach dem Augusthochwasser 2002

Im Ortsteil (OT) Ulberndorf (Stadt Dippoldiswalde) waren durch das Augusthochwasser 2002 erhebliche Schäden am Gewässer, an Wohn- und Wirtschaftsgebäuden und an Anlagen der kommunalen und wirtschaftlichen Infrastruktur (B170, kommunale Straßen und Brücken, Weißeritztalbahn) zu verzeichnen. Diese Schäden entstanden hauptsächlich an den verbauten Abschnitten, da in diesen Bereichen das Gewässer keinen Überflutungsraum hatte. Am Gewässer selbst entstanden im OT Ulberndorf in 8/2002 Schäden in Höhe von ca. 1,8 Mio. €. Das HWSK weist für den Bereich des OT Ulberndorf für ein HQ₁₀₀ ein Gesamtschadenspotential (Gewässer, Bebauung, Infrastruktur) von ca. 29 Mio. € aus. Typische Schadensbilder am Gewässer waren Böschungsabrisse und -kolke, Ufermauer- und Gebäudeabbrüche, die Zerstörung von Querbauwerken (Brücken, Wehre) und der Geländeabtrag und -antrag (Sedimente, Treibgut) im Gewässerrandstreifenbereich. Einen Überblick zu den Schäden im Vorhabensgebiet und den daraus abgeleiteten Maßnahmen zum Hochwasserschutz im HWSK Weißeritz geben die Abbildungen 2a und 2b.

2 Vorhabensziele

Neben der nachhaltigen Beseitigung der Schäden des Augusthochwassers 2002 am Gewässer galt es, die HWSK-konforme Ertüchtigung der Gerinnekapazität der Roten Weißeritz mit Schaffung des barrierefreien und schadlosen HQ₁₀₀ - Abflusses und Herstellung der ökologischen Fließgewässerdurchgängigkeit zu planen und umzusetzen. Die Planung und Ausführung des zeitparallel mit den Vorhaben von drei anderen Vorhabensträgern (VHT) laufenden gewässerbaulichen Vorhabens sollte so sein, dass für jedes Teilvorhaben eine nach bautechni-

schen, naturschutzfachlichen und gesamtwirtschaftlichen Gesichtspunkten optimale Lösung erzielbar ist. Unter Beachtung der naturschutzfachlichen Randbedingungen waren die baulichen Maßnahmen nach dem Gebot der Eingriffsoptimierung auch in Bezug auf die bauzeitlich benötigten Flächen und die Bauzeit auszuführen.



a) Schäden am Gewässer lt. Hochwasserschadensdatenbank b) HWSK-Maßnahmen

Abbildung 2: Überblick zu den Schäden im Vorhabensgebiet (a) und den daraus abgeleiteten Maßnahmen zum Hochwasserschutz (b) im HWSK Weißeritz

3 Randbedingungen und Lösungsansätze zur Umsetzung der Planungsziele

Die in Abschnitt 2 benannten Zielvorgaben waren unter Beachtung folgender Randbedingungen auszuführen:

- Wahrung der Eigentumsrechte Dritter
- Vermeidung von Interessenkonflikten mit Trägern öffentlicher Belange

- Vorhabenskoordination und Vorhabenszielkombination mit VHT von zeitparallel laufenden Bauvorhaben wie folgt:
 - SBA Dresden-Meißen ⇒ Ausbau der B170 südlich von Dippoldiswalde ⇒ Zielvorgabe: Ausbau der B170 nach fahrdynamischen und sicherheitstechnischen Erfordernissen
 - BVO GmbH ⇒ Wiedererrichtung der Trasse der Weißeritztalbahn ⇒ Zielvorgabe: nach fahrdynamischen und sicherheitstechnischen Erfordernissen
 - SV Dippoldiswalde / GV Schmiedeberg ⇒ Ersatzneubau der „Riedelbrücke“ und der „Nitzsche-Brücke“ ⇒ Zielvorgabe: Erhalt der Zufahrt zum Gewerbestandort für gewerblichen und Anlieger-Verkehr unter Berücksichtigung des Fußgänger- und Radfahrerverkehrs
- Gewährleistung der Gesamtwirtschaftlichkeit (Wahrung des Wirtschaftlichkeits- und Sparsamkeitsgebotes beim Einsatz öffentlicher Mittel)

Lösungsansätze für die Planung:

- Rückbau vorhandener und Vermeidung neuer geschlossener Sohlbefestigungen, Verbesserung der Gewässerdurchgängigkeit, Stabilisierung der Gewässersohle durch offene Schüttung mit Unterstützung durch Sohlriegel
- Errichtung von Ufermauern nur als Ersatz für vorhandene (Ausnahme Flutmulde und Anschluss „Riedelbrücke“)
- Rückgewinnung gepflasterter Böschungsbereiche, Neuanlage mit offenen Uferbefestigungen (naturnaher Gewässerausbau)
- Erhöhung der hydraulischen Leistungsfähigkeit durch Gerinneverbreiterung und Gefälleerhöhung (hierbei Ausnutzung der vorhandenen Gefällestufen) bei Wahrung der Rauigkeit und Gewässerdurchgängigkeit für aquatische Organismen
- Gezielte Sedimentablagerung in einem definierten Bereich
- Einbeziehung der VHT zeitparallel laufender Vorhaben Dritter in turnusmäßigen Abstimmungsberatungen der LTV und sich daraus ergebende, feste Randbedingungen:
 - zeitgleiche Herstellung der Bauwerke „Nitzsche-Brücke“ und Flutmulde bedingt durch bautechnische, baulogistische und finanztechnische Zwänge (Abflusszeitraum der Flutmittel für die Brücke bei der GV)
 - Beachtung der Streckenführung der B 170_{neu} und der Weißeritztalbahn

Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Unter 0,6 m bis 2,9 m mächtigen Auffüllungen folgen 0,5 m - 2,45 m mächtige Flussschotter und -gerölle. Darunter steht die Zersatz- und Verwitterungszone des

Festgesteins (Gneis) an. Der Grundwasserflurabstand lag bei 1,2 bis 2,8 m unter GOK. Im Bereich der geplanten Gründungssohlen der Bauwerke musste sowohl mit Flusskiesen bzw. -geröllen als auch mit festem oder angewittertem Fels gerechnet werden. Für die Bauwerksgründung waren Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich.

Gewässerbenutzungen/Eigentumsverhältnisse

Das ehemals bestehende Entnahmerecht für die Filteretta GmbH Ulberndorf (Entnahmewehr bei km 17+900) wurde gelöscht. Weitere Gewässerbenutzungen existieren in Form von Oberflächenwassereinleitungen. Vom Bauvorhaben werden die Eigentümerinteressen von insgesamt 34 Flurstücken durch bauzeitliche und zum Teil dauerhafte, betriebsbedingt notwendige Flächeninanspruchnahme berührt. Durch die Maßnahmen wurden Rückbauten von Gewerbe- und Industriebauten erforderlich (Industriebranche Filteretta GmbH und Industriebranche Erbegemeinschaft Nitzsche). Die genannten Flächen wurden durch dieses und angrenzende Vorhaben zumindest teilweise als Überflutungsfläche gewonnen. Sie sind in den von Profilerweiterungen und Geländeabsenkungen betroffenen Teilen von Bebauungen freizuhalten.

Medienbestand

- Enso Gas: Berührungen und Umverlegung entlang aller Stützmauern an der B170 und am Widerlager „Nitzsche-Brücke“ (siehe Abb. 2a)
- Enso Strom: Ausbindung an der Mittelspannungsstation „Filteretta“
- Trinkwasserleitung: Umverlegung Hausanschluss Weißeritzweg 2
- Deutsche Telekom: Berührung bei Zufahrtsrampe Sedimentfang „Filteretta“, Umverlegung im Bereich Flutmulde und der „Nitzsche-Brücke“, Umverlegung im Bereich Aufweitung in Höhe des Gewerbegebietes Nitzsche

4 Bemessung, hydraulische Dimensionierung und wasserbauliche Veränderung von Gewässergerinne und Bauwerken

Bemessung, Vorhabensbestandteile und Planlösungen:

Einen Überblick zur Lage der Bauwerke und zu den bautechnischen Daten geben die Abbildungen 3 bis 5 und die Übersicht in Abbildung 6.

Wasserwirtschaftliche Vorgaben und Kenngrößen			
nach Auskunft StUFA Radebeul Stand September 2004			
HQ 5 =	24 m ³ /s	HQ 100 =	102 m ³ /s
HQ 10 =	38 m ³ /s	HQ 200 =	116 m ³ /s
HQ 20 =	63 m ³ /s	MQ =	0,93m ³ /s
HQ 25 =	81 m ³ /s	BHQ =	HQ 100
HQ 50 =	94 m ³ /s	Einzugsgebietsfläche A(E) = 59,3 km ²	

Ergebnisse der WSP-Lageberechnung		
<u>maximale Fließgeschwindigkeiten bei HQ 100 = 102 m/s</u>		
km 17+530	v = 5,99 m/s	Raue Rampe Abschn 31.04
km 18+000	v = 5,30 m/s	Riedelbrücke
km 18+308	v = 4,47 m/s	Austritt Durchlass am Leitbauwerk
km 18+335	v = 5,20 m/s	Streichwehr Flutmulde
km 18+371	v = 3,45 m/s	Beginn Raue Rampe
<u>minimale Fließgeschwindigkeiten bei HQ 100 = 102 m/s</u>		
km 17+832	v = 1,47 m/s	(Sedimentfang Filteretta)
km 18+189	v = 1,58 m/s	(Ende Flutmulde)
km 18+345	v = 1,51 m/s	(Wehrvorlage Streichwehr zur Flutmulde)
<u>maximale Schleppspannungen bei HQ 100 = 102m³/s</u>		
km 18+015	tau = 210 N/m ²	Riedelbrücke (oberstrom)
km 17+934	tau = 440 N/m ²	Riedelbrücke (unterstrom)
km 17+530	tau = 390 N/m ²	Raue Rampe Abschn 31.04
km 18+308	tau = 322 N/m ²	Austritt Durchlass am Leitbauwerk
km 18+300	tau = 442 N/m ²	Tosbecken Flutmulde
km 18+371	tau = 129 N/m ²	Beginn Raue Rampe
<u>minimale Schleppspannungen bei HQ = 102m³/s</u>		
km 17+832	tau = 19 N/m ²	(Sedimentfang Filteretta)
km 18+189	tau = 19 N/m ²	(Ende Flutmulde)

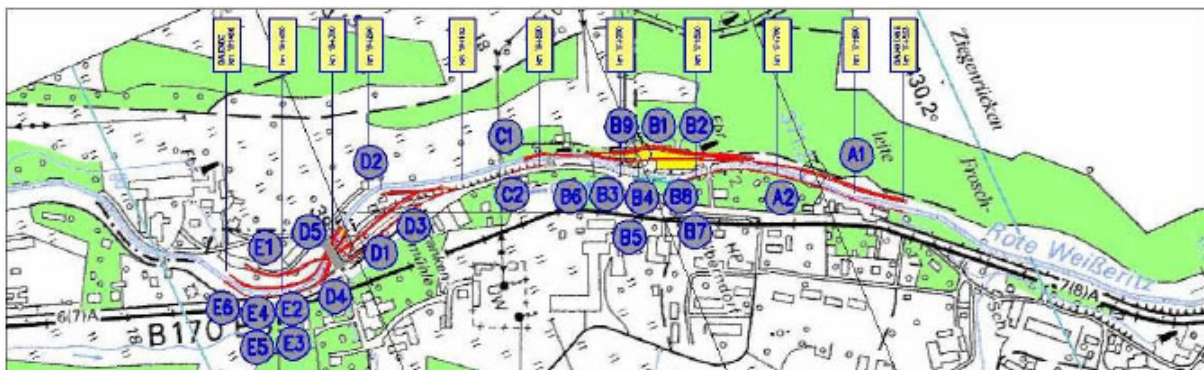


Abbildung 3: Überblick zur Lage der Bauwerke (A: Aufweitung / B: Filteretta/ C: Riedelbrück/ D: Umfluter/ E: Aufweitung)

REGELQUERSCHNITT BAUWERK A1 (Profilaufweitung)

Steinsatz zwischen St. 0+120 und 0+170

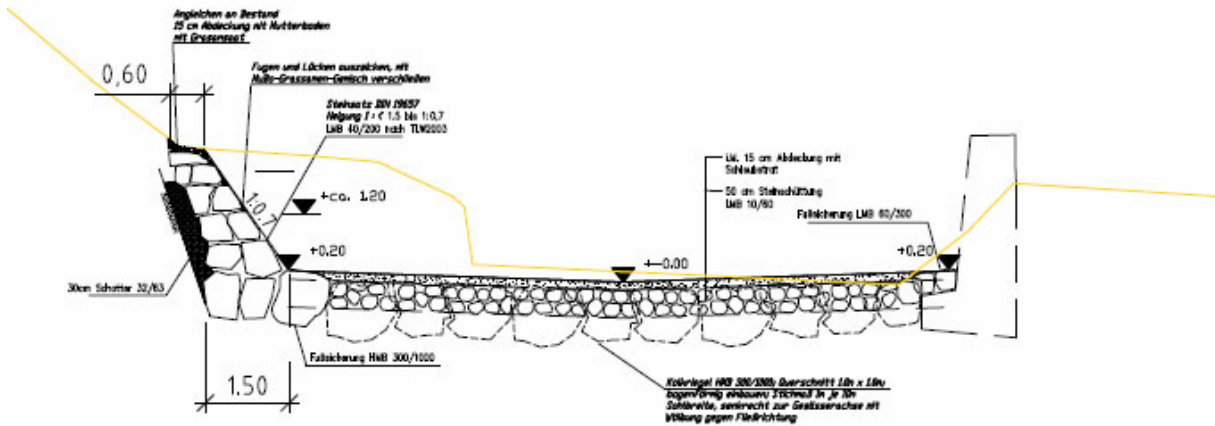


Abbildung 4: Regelquerschnitt Aufweitung A1 – Überflutungsfläche Filterretta

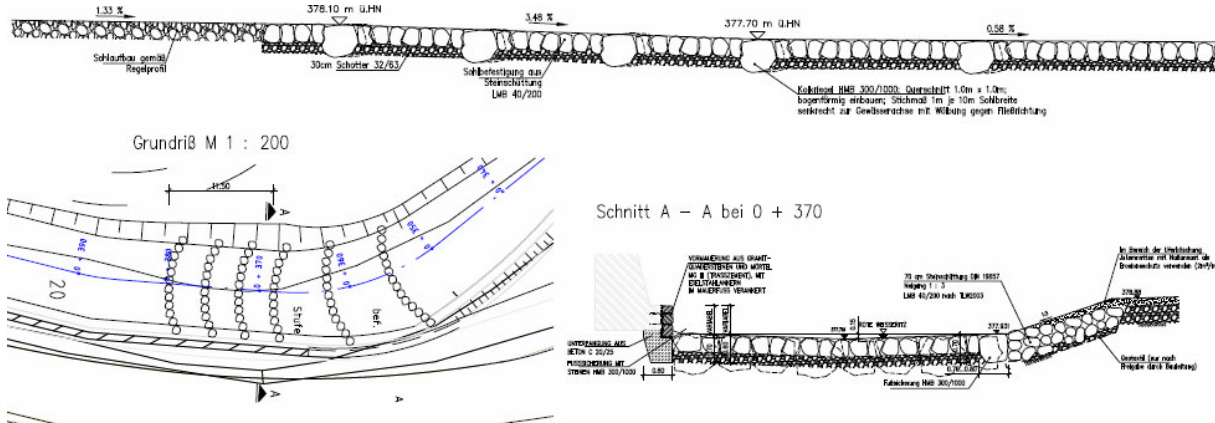


Abbildung 5: Bauwerksplan Raue Rampe – Flutmulde Frankenmühle

A1	linksseitige Aufweitung des Gerinnes, Ausgleich des Sohlgefälles und Sohlstabilisierung <i>HWSK-Maßnahmen:</i> rw68 <i>Hochwasserschäden</i> 31-80007, -90001, -90003, -90005		
A2	rechtsseitige Wiederherstellung bzw. Ersatzneubau der Uferstützmauern bei gleichzeitiger Erhöhung der Maueroberkanten <i>HWSK-Maßnahmen:</i> rw69 <i>Hochwasserschäden</i> 31-90002, -90004, -90006		
Hauptabmessungen A1 - A2			
Länge der geplanten Stützwände:	205m	Länge der gepl. Sohl- und Böschungsquerschnitt:	205m
Querschnitt der Stützwände:		Regelneigung:	01:01,5
Fundamentbreite:	1,50m	Profilbreiten(Sohle) :	
Breite am Fuß:	1,05m	Regelbreite:	12,00m
Kronenbreite:	0,70m	geringste Breite:	10,40m
freie Stützhöhe:	2,60m	Baukosten laut	
		Kostenberechnung (netto):	244.610,00 €

B1	Abriss der Industriebrache Filteretta, Abriss der linksseitigen Ufermauern, 4.190 m²- Flächenentsiegelung (hauptsächlich durch Abriss der Filteretta Gebäude und Abbruch Buswendeplatz) <i>HWSK-Maßnahmen:</i> rw71 <i>Hochwasserschäden</i> 31-90009, -90010	
B2	Geländeabsenkung und Bereitstellung als Überflutungsfläche und Sedimentfang, <i>HWSK-Maßnahmen:</i> rw70, rw71, rw71b <i>Hochwasserschäden</i> 31-90007, -90008, -90010	
B3, B4, B5, B6,	Rückbau der Wehranlage, Sohlverziehung, Mauerunterfangung, Ufermauerneubau <i>HWSK-Maßnahmen:</i> rw73 <i>Hochwasserschäden</i> 31-90015,31-90015, -90011,-90008	
B7, B8	Ufermauerneubau, Errichtung einer Zufahrt zur Sedimentberäumung <i>HWSK-Maßnahmen:</i> rw72 <i>Hochwasserschäden</i> 31-90009	
B9	Geröllsperre <i>HWSK-Maßnahmen:</i> rw71 <i>Hochwasserschäden</i> -	
Hauptabmessungen B1- B9		
	Länge der geplanten Stützwände: 110m	Außenbreite der Rampe: 4,85m
	Querschnitt der Stützwände: wie Bauwerk A2	Breite der Bodenplatte: 5,65 m
	Länge der erforderlichen Mauerunterfangungen: 70m	Fahrbahnbreite der Rampe : 3,55m
	10 m (ohne größte Profilbreite	NW-Profil (Sohle): ca. 22m
	Länge der geplanten Stahlbetonwände: Zufahrtsrampe)	größte Profilbreite HW-Profil (OK Böschungen): ca. 40
	Querschnitt der Stahlbetonwände:	Baukosten laut
	Bodenplatte: 2,50m	Kostenberechnung (netto): 621.575,00 €
	0,80m (inkl. Verblendung)	
	Mauerstärke: 2,80m	
	Stützhöhe: 64m (davon 24m	
	Länge der Mauern der Zufahrtsrampe: parallellaufend)	
C1	Anschluss des verbreiterten ober- und unterhalb liegenden Gerinnes an die „Riedelbrücke“, <i>HWSK-Maßnahmen:</i> rw74 <i>Hochwasserschäden</i> 31-90012, -90013, -90014	
C2	hydraulisch günstigere und standsichere Gestaltung der oberhalb liegenden Übergänge mit Lückenschluss der Uferstützmauer an der B170, Herstellung eines Zugangs zum Wanderweg Richtung Ziegenrücken <i>HWSK-Maßnahmen:</i> rw76 <i>Hochwasserschäden</i> 31-90013, -90014	
Hauptabmessungen C1-C2		
	Länge der linksseitigen Anschlußmauern: 11m (oberstrom)/ 8	Länge der gepflasterten Strecke: 20m
	Querschnitt der Stützwände: Fundamentbreite 2,20m	Länge der Stützmauer zur B170: 42m
	Breite am Fuß 1	Mauerquerschnitt: wie BW B6
	Kronenbreite 0,70m	Länge des Wanderweges: 143m
	freie Stützhöhe: 2,90m	Breite des Weges: 2,0m
	Länge des Überganges unterstrom links 8m (Steinsatz)	Baukosten laut
		Kostenberechnung (netto): 161.170,00 €
D1, D2, D3, D4, D5	Errichtung einer Flutmulde zum Schutz der B170 und der anliegenden Bebauung bei HQ 100, Errichtung einer Stützmauer an der B170, Einbau eines Streichwehres zur Abflussteilung, Leitwerk als Führung im HW-Fall mit Unterführung für die Rote Weißeritz , Anpassung Zufahrt Wohngebäude <i>HWSK-Maßnahmen:</i> rw76, rw77, rw77.2 <i>Hochwasserschäden</i> 31-100001, -100002, -100003, -100004	
Hauptabmessungen D1-D5		
	Länge und Sohlbreite der Flutmulde: 190m/ 10,40 bis 14,0m	Breite Bodenplatte 4,00m
	378,2 bis	
	Höhe der Wehrkrone: 378,3m ü.HN	Mauerfuß/ Mauerkrone: 1,20m/ 1,00m
	Kronenbreite Wehr 27,85m	Kappenbreite unterhalb Nitzschebrücke: 1,25m
	17,20m/	Länge / Fahrbahnbreite
	Länge / Lichte Weite /Lichte Höhe Durchlass 8,00m/ 2,00m	Anliegerzufahrt 98m/ 3m
	Länge der Stützmauer 180m	Baukosten laut
		Kostenberechnung (netto): 849.390,00 €

Block 4
Saal 4

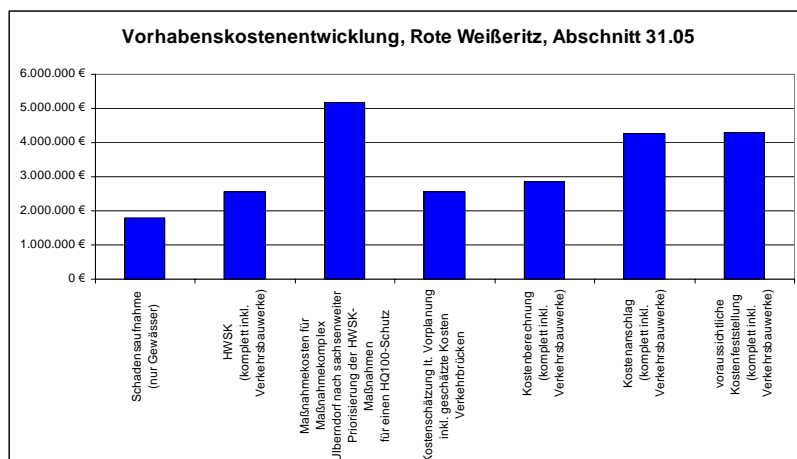
E1, E2, E3, E4, E5, E6	Gerinneaufweitung linksund Anschluss an das Leitbauwerk, Rückbau der befestigten Sohlgleite , Gefälleverzierung und Mauerunterfangung , Anschluss der oberhalb liegenden rechten Böschung an die vorhandene Stützmauer zur B170, Aufbau einer Kappe mit Geländer auf die vorhandene Stützmauer	
	<i>HWSK-Maßnahmen:</i> rw78, rw79 <i>Hochwasserschäden</i> 31-100002, -100004, -100005, -100006	
Hauptabmessungen E1 bis E6		
Profilaufweitung		
Sohlbreite (MW-Profil):	10m	Länge der Raurampe: 25m
größte Profilbreite (HW-Profil)	36m	Länge der geplanten Kappe: 125m
Länge der Aufweitung:	110m	Baukosten laut Kostenberechnung (netto 132.725,00 €)

Abbildung 6: Übersicht zu Plan- und Endzustand nach Vorhabensabschluss

Der Plan- und Endzustand nach Vorhabensabschluss lässt sich mit Bezug zu den HWSK-Maßnahmen und den Hochwasserschäden 08/2002, wie in Abb. 6 dargestellt, zusammenfassen.

Vorhabenszeitraum und Vorhabenskosten

- Vorplanung : 07/ 2003
- Genehmigungsantrag: 04/ 2005
- wasserrechtl. Genehmigung Inaussichtstellung/ Vorlage: 08/2005 / 04/2006
- Baubeginn: Januar 2006
- Bauende: Mitte Juli 2007



Gründe für Kostenanstieg Kostenberechnung zu Kostenanschlag:

- Entsorgung Z3 für Abbruch und Boden im Bereich Filteretta inkl. Brücke (ca. 650.000 €) /
- bauzeitliche Verbreiterung der B170, da keine halbseitige Sperrung zugelassen wurde (ca. 45.0000 €)/
- Frankenschule Ersatzparkplatz (7.000 €) und Grunderwerb/
- Entschädigung aus betriebsbedingten Gründen (150.000 €)

Abbildung 7: Vorhabenskosten

Situation nach Fertigstellung der Baumaßnahme



8 a) Schaden-Nr.:31-900008 und -900008 zerstörte Ufermauer und Gebäude im Bereich Filteretta

8 b) Geschieberückhaltefläche im Bereich des Geländes der ehemaligen „Filteretta“ GmbH

Abbildung 8: Vorher- Nachher- Ansicht im Bereich der ehemaligen Industriebrache Filteretta

Autoren:

Dipl.-Geol. Birgit Lange

Dipl.-Ing. Harald Bär

Landestalsperrenverwaltung des
Freistaates Sachsen, Betrieb Oberes Elbtal
Bahnhofstrasse 14
D-01796 Pirna

Tel.: +49 3501 796 352

Tel.: +49 3501 796 352

Fax: +49 3501 796 102

Fax: +49 3501 796 102

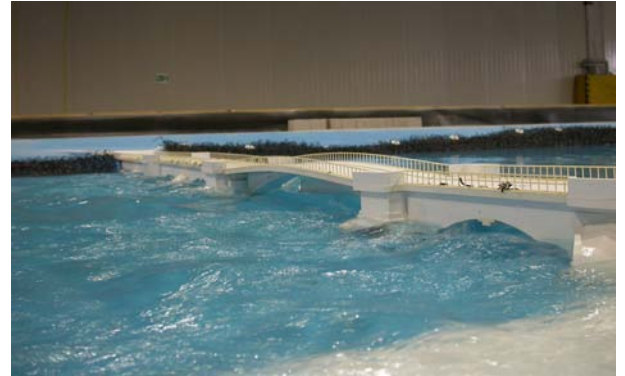
E-Mail: Birgit.Lange@ltv.smul.sachsen.de

E-Mail: Harald.Baer@ltv.smul.sachsen.de

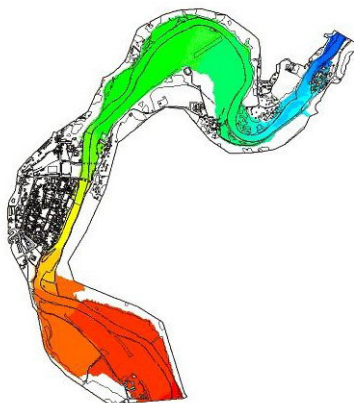
Hochwasserschutz Vereinigte Mulde

Modellversuch Stadt Grimma

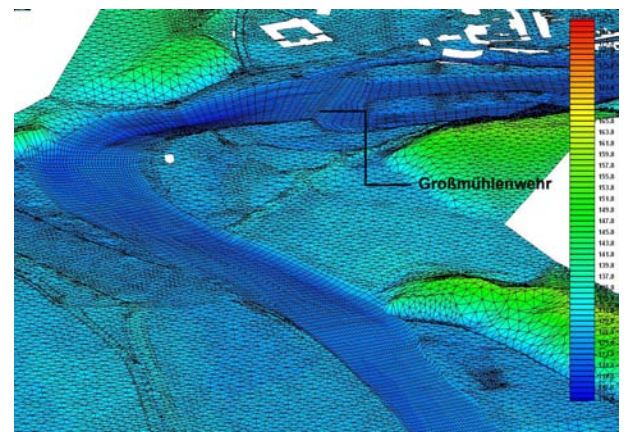
Hydraulische Modellierung zur Erfassung der Hochwasserabflussverhältnisse und zur Ermittlung der Auswirkungen von Hochwasserschutzmaßnahmen



Das Hochwasser im August 2002 hat die Stadt Grimma in bisher nicht gekanntem Ausmaß getroffen. Die Wasserstände der Vereinigten Mulde und die Schäden lagen weit über allen bisher aufgetretenen Ereignissen. In der Innenstadt konnten teilweise Wasserstände von 3,50 m an den Häusern gemessen werden. Gewässerbett, Ufersicherungen und Brücken wurden zerstört und beschädigt. Zur Analyse der Hochwassergefährdung und zur Optimierung von Maßnahmen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes erstellte das Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden im Auftrag der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen vom Oktober 2005 bis Mai 2006 ein physikalisches (Maßstab 1:50) und ein zweidimensionales numerisches Modell der Vereinigten Mulde und der Innenstadt. An diesen Modellen erfolgten umfangreiche Untersuchungen für eine Hochwasserschutzanlage, die Grimma in Zukunft vor einem Hochwasser schützen soll, wie es statistisch alle 100 Jahre vorkommen kann.



WSP [m ü. HN]



Landestalsperrenverwaltung
des Freistaates Sachsen

Kontakt:
Professur für Wasserbau
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. H.-B. Horlacher
Tel.: +49 351 463 34397
Fax: +49 351 463 37120
Web: <http://iwd.tu-dresden.de>



Hochwasserschutzanlagen für die Stadt Ostritz und das Kloster St. Marienthal an der Lausitzer Neiße

Sebastian Fritze
Volkmar Kummer
Eberhard Pötschke
Roger Tynior

Die Stadt Ostritz und die denkmalgeschützte Anlage des Klosters St. Marienthal, am Grenzgewässer Lausitzer Neiße gelegen, haben schon zahlreiche Hochwasserereignisse erlebt. In unmittelbarer Erinnerung sind die Ereignisse von 1958 und 1981. Die Stadt mit den schützens- und erhaltenswerten Randbereichen war Gegenstand von langfristigen Planungen zu Hochwasserschutzanlagen als Kombination von Spundwänden, Deichen, mobilen Hochwasserschutzelementen und Anlagen des Objektschutzes.

Das Gebiet der Neiße wurde durch das Hochwasserereignis im August 2002 nicht direkt betroffen und zählt damit zum so genannten „Nichtschatensgebiet“. Die Planungen jedoch wurden insbesondere durch die nachfolgend erarbeitete Hochwasserschutzkonzeption (HWSK) nachhaltig beeinflusst. Zahlreiche Konfliktpotentiale waren vorhanden, die technisch interessante und kompromissfähige planerische und bautechnische Lösungen erforderten.

1 Einführung

Die Stadt Ostritz und das Kloster St. Marienthal mit seiner denkmalgeschützten Anlage südlich der Stadt Ostritz liegen an der B 99 zwischen Zittau und Görlitz in unmittelbarer Nähe zur Lausitzer Neiße, die hier gleichzeitig die Grenze zur Republik Polen bildet. Durch diese räumliche Nähe zum Fließgewässer ist der Bereich unregelmäßigen Hochwassern verschiedener Intensität und Dauer ausgesetzt. Große Teile der Stadt Ostritz liegen im rezenten und ehemaligen Überschwemmungsbereich der Lausitzer Neiße. Damit ist eine unmittelbare Gefährdung bzw. Beeinträchtigung der Gebäudesubstanz, der Infrastruktur und der Baudenkmäler gegeben. Die wirtschaftlichen Belange der Stadt und das öffentliche Leben unterliegen den Einschränkungen des immer wiederkehrenden

Hochwassers. Große Hochwasser sind bereits für das 16. und 17. Jahrhundert nachgewiesen. Schwere Hochwasserschäden werden für die Jahre 1890 und 1897 dokumentiert. Im Jahr 1981 wurden letztmalig große Teile von Ostritz durch ein Hochwasser mit etwa 80-jährlicher Wiederkehrdauer überflutet.

Teile der Stadt Ostritz wurden bisher durch eine vorhandene Hochwasserschutzanlage (HWS-Anlage) bis zu einem Hochwasser mit 10-jährlicher Wiederkehrdauer geschützt. Die bestehenden Deichanlagen waren sanierungsbedürftig und entsprachen nicht den Vorschriften nach DIN 19712. Bei größeren Hochwasserereignissen wären infolge der sich einstellenden Überflutungsflächen etwa 1.800 Einwohner der Stadt Ostritz betroffen.

Eine Verbesserung des Hochwasserschutzes war dringend erforderlich. Dazu wurden die Investitionsmaßnahmen für den Hochwasserschutz für die Stadt Ostritz und das Kloster St. Marienthal durch das Sächsische Staatsministerium für Umwelt und Landesentwicklung mit der geforderten Priorität in das Staatliche Wasserbauprogramm eingeordnet. Bereits im Jahr 2000 ließ die Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, Betrieb Spree/Neiße, Untersuchungen und Planungen zum Hochwasserschutz erarbeiten. Insbesondere wurden in Auswertung des Hochwassers im August 2002 in Sachsen weitere Impulse zur Verbesserung des Hochwasserschutzes für die Stadt Ostritz gegeben. Für die Lausitzer Neiße und damit auch für den Bereich des Untersuchungsgebietes wurde eine HWSK im Oktober 2004 erstellt, in der unter Beachtung sozialer, ökologischer und ökonomischer Aspekte nachhaltige Maßnahmen zum Hochwasserschutz aufgezeigt wurden. Für die Stadt Ostritz wurde ein HQ100 als maßgebliches Bemessungsereignis festgesetzt, das Eingang in die Planungen der HWS-Anlagen fand. Damit kann ein ausreichender und angemessener Schutzgrad für die Stadt Ostritz erreicht und die weitere Entwicklung der Siedlungs- und Infrastruktur sowie die Sicherung gewerblicher und mittelständischer Flächennutzung befördert werden.

Die Errichtung der HWS-Anlagen für die Stadt Ostritz stellt ein Vorhaben dar, das gemäß § 31 Abs. 2 Wasserhaushaltsgesetz [WHG] ein wasserrechtliches Planfeststellungsverfahren erforderte, das den Anforderungen des Gesetzes über die Umweltverträglichkeitsprüfung [UVPG] Rechnung trug und die Belange des Naturschutzes und der Landespflege nach § 1a WHG beachtete. Die baurechtlichen Grundlagen für die Planung der vorgesehenen Baumaßnahmen bilden die maßgebenden Bestimmungen des Baugesetzes [BauGB] und der Sächsischen Bauordnung [SächsBO] sowie deren Durchführungsverordnungen.

2 Umfang des Vorhabens

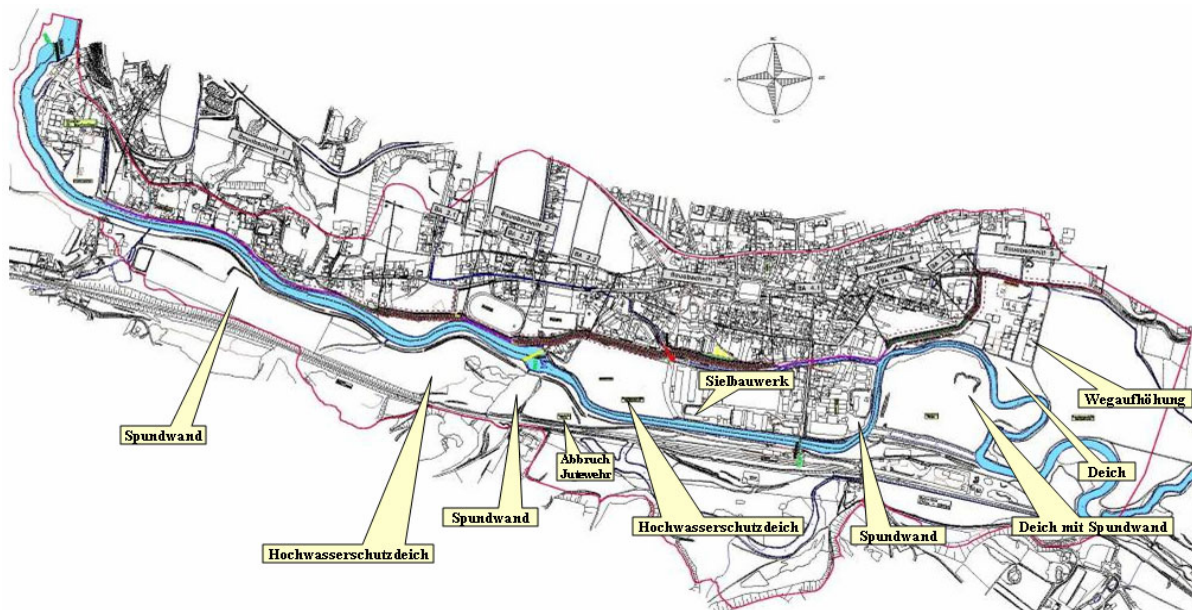


Abbildung 1: Übersicht über das Plangebiet der Hochwasserschutzanlagen

Die Lage und der Umfang des im Rahmen einer Planungsgemeinschaft bearbeiteten Vorhabens sind aus dem Übersichtslageplan, der schematisch in der Abbildung 1 dargestellt ist, ersichtlich.

Tabelle 1 Planung und Bauausführung der Hochwasserschutzanlagen

BA	Planungs- / Bauumfang	Stationierung	Planung / Bauzeit
BA 1-3 [Kloster]	Ertüchtigung/Erhöhung Klostermauer und mobiler Hochwasserschutz	3+981 - 4+456 [Bau-km]	2001 - 2007
BA 1 [Ostritz]	Spundwand mit Binnenentwässerung (zwei Hochwasserpumpwerke)	2+229 - 3+076 [Bau-km]	2004 – 2006 11/2006 – 06/2007
BA 2 [Ostritz]	Spundwand / Deichneubau	1+613 - 2+229 [Bau-km]	09/2006 – 06/2007
BA 3 [Ostritz]	Deichneubau mit Sielbauwerk	1+083 - 1+613 [Bau-km]	06 – 12/2007
BA 4 [Ostritz]	Spundwand / Deichneubau mit Binnenentwässerung (ein Hochwasserpumpwerk)	0+350 - 1+083 [Bau-km]	06 – 12/2007
BA 5 [Ostritz]	Anhebung Radweg bis max. 0,5 m	0+000 - 0+350 [Bau-km]	03 – 06/2008
BA 6 [Ostritz]	Landschaftspflegerische Maßnahme für das Gesamtvorhaben		03 – 06/2008
BA 7 [Ostritz]	Sicherung der Uferbereiche auf deutscher Seite im Bereich Grenzübergang	175,7 bis 176,4 [Fluss-km]	05 – 08/2008
BA 8 [Ostritz]	Rückbau Jutewehr und Herstellung von Festpunkten für Ölsperre	176,85 - 177,15 [Fluss-km]	07 – 08/2007

Die Errichtung der Hochwasserschutzanlagen ist in Tabelle 1 hinsichtlich des Planungs- und Bauumfanges sowie des Grob Ablaufes der Hochwasserschutzmaßnahme dargelegt. Die Bauabschnitte 1 bis 3 des Klosters sowie die Bauabschnitte 1 und 2 der Hochwasserschutzanlage der Stadt Ostritz sind bereits fertig gestellt.

3 Hydrologische Ausgangssituation, N-A-Modell, hydraulische Berechnungen

Das Quellgebiet der Lausitzer Neiße befindet sich im tschechischen Isergebirge. Die Lausitzer Neiße durchquert das Böhmisches Becken und die Oberlausitz bis sie bei Ratzdorf in die Oder mündet. Die Lausitzer Neiße hat eine Länge von 252 km und eine Einzugsgebietsfläche von ca. 4.460 km². Als Gewässertyp ist die Lausitzer Neiße als Gewässer I. Ordnung eingeordnet. Hochwasserabläufe im Oberlauf der Lausitzer Neiße sind durch schnell ansteigende und oft kurz nacheinander wiederholt ablaufende Hochwasserwellen gekennzeichnet. Damit verbunden ist eine kurze Vorwarnzeit. Der Abfluss bei HQ100 mit 540 m³/s beträgt das 2,2-fache des Abflusses bei HQ10, das 5-fache des Abflusses bei HQ2 und etwa das 50-fache des Mittelwasserabflusses. Der Mittelwasserabfluss im Bereich Ostritz beträgt MQ = 10,8 m³/s.

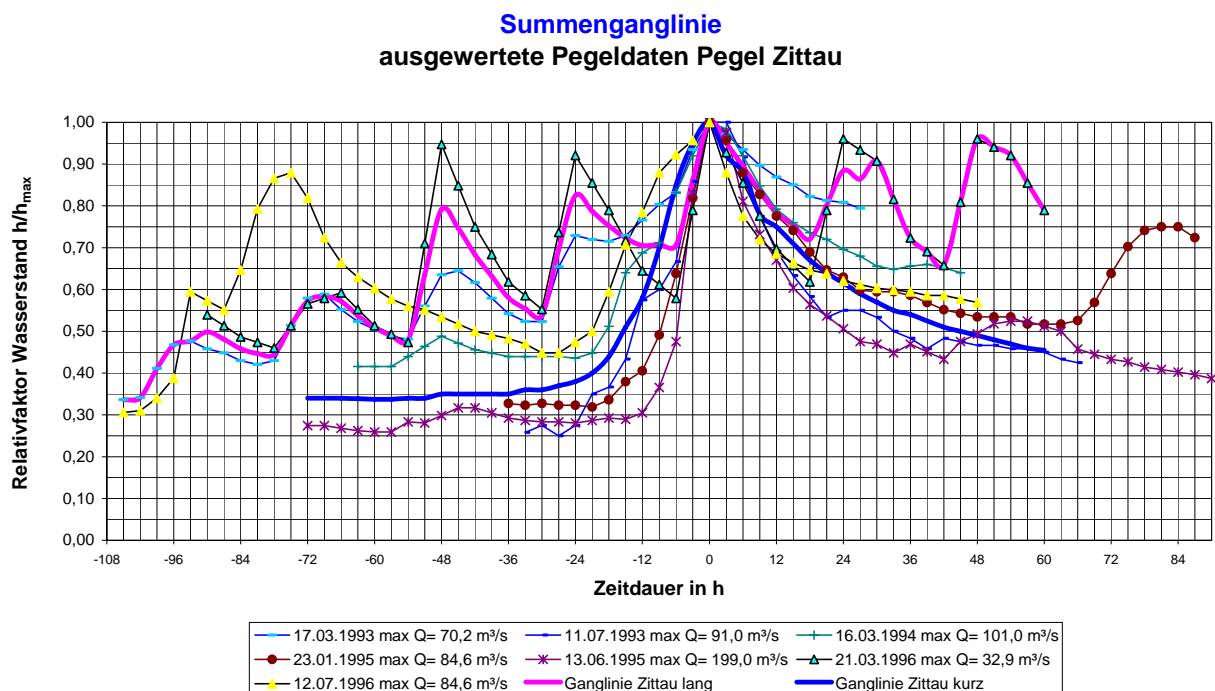


Abbildung 2: Normierte Ganglinien Pegel Zittau

Die Abbildung 2 enthält eine zusammenfassende Auswertung aufgezeichneter Hochwasserereignisse, die auf die Scheitelpunkte der Hochwasserwelle normiert und im Zeitpunkt des Scheiteldurchganges überlagert wurden. Es ergeben sich zwei charakteristische Hochwasserabläufe, die durch kurzzeitig ablaufende Hochwasser und Hochwasser infolge wiederholten Niederschlags innerhalb eines längeren Zeitraumes charakterisiert sind. Die überlagerten Ganglinien weisen eine kurze Hochwasseranstiegszeit von ca. 24 Stunden auf.

Drei Wehre, das Wehr Krzewina bei Fluss-km 174,700, das Jutewehr Ostritz bei Fluss-km 177,597 und das Klosterwehr bei 179,480 beeinflussen das natürliche Wasserspiegelgefälle bei Abflüssen im Mittelwasserbereich und bei kleinen Hochwasserereignissen bis HQ10, haben aber bei Hochwasserereignissen ab ca. HQ20 bis zum BHQ (HQ100) nur noch einen geringen Einfluss auf die Wasserspiegellage und den Gesamtabfluss.

Zur Ermittlung der Abflüsse im Binnenland wurde ein Niederschlags-Abfluss-Modell (N-A-Modell) erarbeitet, um die Anlagen der Binnenentwässerung für den Hochwasserfall zu dimensionieren und im Gesamtkonzept berücksichtigen zu können. Das N-A-Modell wurde für ein Einzugsgebiet von ca. 3,8 km² erstellt. Als Eingangsdaten dienten fiktive, an anderen Niederschlagsmessstationen entlehnte und an die Starkregenstatistik von Ostritz angepasste Regenreihen. Die mittlere Jahresniederschlagshöhe der für die Berechnungen des N-A-Modells gebildeten, fiktiven Regenreihe beträgt 744 mm. Die hydraulischen Berechnungen der Wasserspiegellagen der Neiße wurden auf der Grundlage einer Luftbildvermessung, ergänzt mit der terrestrischen Vermessung im Flussschlauch und einer Anpassung der aktuellen Daten aus dem HWSK mit einem 1-d-HN-Modell, dem Programmsystem HYDRA-WSP97 (c.) Knauf 1997 unter der Programmoberfläche WSPCarry durchgeführt. Vom Umweltfachbereich des RP Dresden wurden die Abflusswerte für die einzelnen HQ(T)-Werte der Neiße für den Bereich Ostritz zur Verfügung gestellt.

Tabelle 2 Abflusswerte für die Neiße im Bereich Ostritz

HQ(2)	HQ(5)	HQ(10)	HQ(20)	HQ(50)	HQ(100)
Q [m ³ /s]	Q [m ³ /s]	Q [m ³ /s]	Q [m ³ /s]	Q [m ³ /s]	Q [m ³ /s]
106,0	173,0	247,0	312,0	430,0	540,0

Die berechneten Wasserspiegellagen wurden aufgrund mehrerer Überarbeitungen (HWSK, polnische Begutachtung) mit verschiedenen Modellen (WSP-WIN, HEC-RAS, Mike11) ermittelt und untereinander verglichen. Da die Modellgrundlagen nicht immer identisch sein konnten, ergaben sich Differenzen für die berechneten WSP-Lagen im cm- bis dm-Bereich. Insbesondere die Annahme

von Rauigkeitsbeiwerten und die unterschiedliche Näherung zur Modellbildung (Mäanderströmung, Festlegung der hydraulisch wirksamen Abflussbereiche, Aufteilung der Vorland- und Flussschlauchbereiche) führen zu Differenzen, die mit Hilfe der zur Verfügung stehenden Datengrundlage nicht verringert werden können. Die Verwendung von 2-d-HN-Modellen für Planungsaufgaben mit einer verbesserten Datengrundlage (u. a. detailliertes DGM) kann eventuell bei erforderlichem Aufwand diese Differenzen klären helfen. Aber auch hier ist es fraglich, ob bei unterschiedlichen Modellansätzen die erzielte Genauigkeit wesentlich erhöht werden kann. Für die Dimensionierung der HWS-Anlagen waren die Ergebnisse des 1-d-Modells bezüglich der Höhe der WSP-Lage auf der sicheren Seite.

4 Beschreibung der Hochwasserschutzanlage und Bauablauf / -technologie

Im Bereich des Klosters St. Marienthal wurden die HWS-Anlagen aus einer Kombination der Ertüchtigung/Neubau von vorhandenen Bruchsteinmauern und mobilen Hochwasserschutzelementen geplant und errichtet. Hierbei waren besonders die denkmalpflegerischen Belange und die Besonderheiten eines Klosters zu berücksichtigen. Die erreichte Lösung wurde sowohl vom Bauherrn als auch von den Grundstückseigentümern als gelungen eingeschätzt. Die erzielten Kompromisse hinsichtlich des Erhaltes der Bausubstanz und dem Neubau von Teilen der HWS-Anlage wurden durch intensive Abstimmungen mit dem Kloster, dem Amt für Denkmalspflege, der LTV Sachsen und der Planungsgemeinschaft möglich.



Abbildung 3: Aufbau mobiler Hochwasserschutz im Kloster St. Marienthal

Die in der Stadt Ostritz vorgesehenen Bauabschnitte BA1, BA2 BA3 und BA4 sind durch Kombinationen von Spundwandkonstruktionen und klassischen Erdbauwerken (Deiche) sowie mobilen Hochwasserschutzkonstruktionen gekenn-

zeichnet. Auslässe der Binnenentwässerung (Hochwasserpumpwerke) und ein Sielbauwerk sind in die HWS-Anlagen integriert.

Besonders zu beachten waren die teilweise sehr heterogenen Baugrund- und Grundwasserverhältnisse, die Einordnung der angrenzenden Bebauung (Eigentümer) und landschafts-/denkmalpflegerischen Belange.

Im Bauabschnitt BA1 wurde auf einer Länge von etwa 850 m eine Stahlspundwand mit einer Höhe von maximal 1,86 m über Gelände und einer Einbindetiefe in den Untergrund von 4,5 m bis 10,0 m errichtet. Aus gestalterischen Gründen wurde die Spundwand je nach Platzverhältnissen landseitig mit Gabionen oder Holz verkleidet.

Im Ergebnis der Erschütterungsprognose und aus Lärmschutzgründen wurde die „Press-in-Methode“ als Einbauverfahren vorgeschrieben. Dabei kamen aus Platzgründen eine selbstschreitende Spundwandpresse und ein Klemmkran (G.R.B.-System) zum Einsatz. In Bereichen, wo schwer pressbare Böden erkundet wurden bzw. Hindernisse im Untergrund zu erwarten waren (Kristallinhochlage, Gerölle insbesondere in den Bereichen größerer Einbindetiefen), wurde ein Bohr-Press-System verwendet.

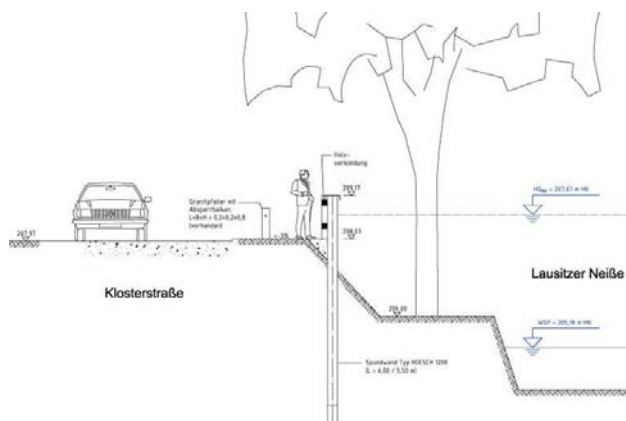


Abbildung 4: BA1 Regelquerschnitt



Abbildung 5: Einbausituation während der Bauphase

Um die Auswirkungen der Spundwand auf die Grundwasserdynamik auf ein Minimum zu reduzieren und aus Gründen der Wirtschaftlichkeit, erfolgte in den Spundwandbereichen mit größerer Einbindetiefe eine Staffelung der Spundwandlängen. Die Abbildungen 4 und 5 zeigen die Regelzeichnung für die Spundwandlösung, die Einbausituation während der Bauphase.

Im Bauabschnitt BA2 wird die Hochwasserschutzanlage auf einer Gesamtlänge von etwa 630 m als neuer Deich mit einer Regelböschungsneigung von 1:3 in

Kombination mit einer Spundwand errichtet, die oberhalb der Geländeoberfläche mit einem Korrosionsschutz versehen und landseitig zusätzlich mit Gabionen verkleidet wird. Die fertig gestellten Teile der Anlage sind in den Abbildungen 6 und 7 ersichtlich.



Abbildung 6: Spundwandabschnitt mit Gabionenverkleidung (Bauzustand)



Abbildung 7: Bauzustand Deich BA2, Verteidigungsweg, luftseitige Drainage)

Der Bauabschnitt BA3 hat eine Länge von etwa 535 m und wird im Wesentlichen durch die Errichtung eines neuen Deiches gekennzeichnet. Der Abschnitt schließt an ein Sielbauwerk an, welches zur Ableitung bzw. dem Überpumpen der Abflüsse aus dem Altstädter Dorfbach vorgesehen ist. Der ehemalige Turbinengraben wird auf einem Teilabschnitt verfüllt und bildet so die zukünftige Deichaufstandsfläche. Der Aufbau des Deiches ist dem im BA2 ähnlich.

Der Bauabschnitt BA4 hat eine Länge von etwa 750 m und wird durch drei Teilabschnitte gekennzeichnet:

- Abschnitt verkleidete Spundwand,
- Deichabschnitt mit integrierter Spundwand,
- Deichabschnitt.

Zur Sicherstellung der Binnenentwässerung wird im Bereich des BA4 ein Hochwasserpumpwerk ausgeführt. Ein mobiles Hochwasserschutzsystem mit Dammbalken kommt im Bereich der Brücke Bahnhofstraße zum Einsatz, um die barrierefreie Durchgängigkeit in hochwasserfreien Zeiten zu gewährleisten. Auch in diesem Bauabschnitt wird der Deichaufbau dem der vorhergehenden Abschnitte gleichen. Der Regelquerschnitt der im Deich integrierten Spundwand ist in Abbildung 8 dargestellt.

ten zu der vorgestellten und in Abschnitten bereits errichteten Hochwasserschutzanlage.

Der Errichtung der folgenden Bauabschnitte, deren Baubeginn noch 2007 erfolgen wird, sehen wir mit Freude entgegen und hoffen auf einen erfolgreichen Abschluss im kommenden Jahr.

6 Literatur

GUB/iKD (2003): Planfeststellungsunterlagen 07/2003, Änderung und Ergänzung 12/2004, Änderung und Ergänzung 05/2005, Planungsgemeinschaft G.U.B./Dr. Prüfer/iKD

GUB/iKD (2003a): Planfeststellungsunterlagen Hochwasserschutzanlagen für die Stadt Ostritz, Juli 2003

PFB (2006): Planfeststellungsbeschluss Hochwasserschutz für die Stadt Ostritz, Dresden, 14.07.2006

Autoren:

Dipl.-Geol. Sebastian Fritze
Dipl.-Ing. Eberhard Pötschke

Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen
Betrieb Spree / Neiße
Am Staudamm 1
02625 Bautzen

Tel.: +49 3591 6711 114
Fax: +49 3591 6711 300
E-Mail: sebastian.fritze@ltv.smul.sachsen.de
eberhard.poetschke@ltv.smul.sachsen.de

Planungsgemeinschaft
Hochwasserschutzanlagen für die Stadt Ostritz und das Kloster St. Marienthal

Dr.-Ing. Roger Tynior
c/o G.U.B. Ingenieurgesellschaft mbH
Katharinenstraße 11
08056 Zwickau

Dr.-Ing. Volkmar Kummer
c/o iKD Ingenieur-Consult GmbH
Zur Wetterwarte 50, Haus 337/G
01109 Dresden

Tel.: +49 375 271750
Fax: +49 375 212117
E-Mail: tynior@gub-ing.de

Tel.: +49 351 88441 0
Fax: +49 351 88441 33
E-Mail: volkmar.kummer@ikd-consult.de

Priorisierungskonzepte zur optimalen Umsetzung von Deichertüchtigungsmaßnahmen

Ronald Haselsteiner
Theodor Strobl

Ein Mangel an Finanzmittel, zeitliche Engpässe zur Umsetzung von Ertüchtigungsmaßnahmen und der Wunsch nach einem optimalen Einsatz der zur Verfügung stehenden Ressourcen begründen die Notwendigkeit einer Staffelung von Deichertüchtigungsmaßnahmen nach objektiven Kriterien. Als Kriterium für die Einteilung in Prioritätsstufen kann z. B. das Versicherungsrisiko (= Eintretenswahrscheinlichkeit x Schadenspotential) in Betracht gezogen werden. Durch die Durchführung von Teilertüchtigungsmaßnahmen, welche die Standsicherheit sicherstellen bzw. kritische Defizite des Deiches beseitigen, kann eine Deichstrecke einer niedrigeren Dringlichkeitsstufe zugeordnet werden, so dass der Einsatz weiterer Finanzmittel über Jahre hinaus verschoben werden können. Im Folgenden wird kurz das Vorgehen bei der Erstellung von Priorisierungskonzepten für Deichertüchtigungsmaßnahmen beschrieben, einige Beispielkonzepte aufgezeigt und kurz in diesem Zusammenhang auf Maßnahmen zur Deichertüchtigung eingegangen.

1 Einleitung

Hochwasserschutzdeiche entsprechen nicht immer den normativen Anforderungen (*DIN 19712, 1997*) oder dem Stand der Technik (vgl. *DWA M507, 2007; DWA, 2005*) und bedürfen deshalb baulicher Maßnahmen, die sowohl Zeit benötigen als auch Kosten verursachen. Da beides i. d. R. nur sehr begrenzt vorhanden ist, wenn man sich die Schwierigkeiten bei der Finanzierung und Termingestaltung entsprechender Maßnahmen durch Länder und Kommunen vor Augen führt, bedarf es eines optimierten Einsatzes der Mittel. Die Erhebung des Deichzustandes, Nutzen-Kosten-Analysen oder auch nur die Betrachtung des vorhandenen Schadenspotentials können offen legen, in welchen Bereichen wie dringlich Maßnahmen notwendig sind. Je nachdem, wie die erhobenen Informationen bewertet und gewichtet werden, kann anschließend eine Priorisierung durchgeführt werden.

2 Deichertüchtigungsmaßnahmen

Maßnahmen zur Ertüchtigung von Hochwasserschutzdeichen umspannen das gesamte Feld des Wasserbaus und der Geotechnik. Neben der Wirtschaftlichkeit spielen vor allem die Zuverlässigkeit, Wirksamkeit und Dauerhaftigkeit der geplanten Maßnahmen und Methoden eine wesentliche Rolle. Da Deiche i. d. R. im Fokus von Interessensgruppen stehen, werden auch entsprechend zahlreiche und unterschiedliche Anforderungen an sie gestellt. Diese drücken sich in den unterschiedlichen, zu beachtenden Randbedingungen, wie z. B. rechtliche Vorgaben oder Landschafts- und Städtbild, aus (vgl. *Haselsteiner & Strobl, 2005; Haselsteiner, 2006; Haselsteiner, 2007; DWA M507, 2007*).

Auf die genannten Randbedingungen eingehend ist es stets Ziel, eine wirtschaftlich vertretbare und sichere Lösung zu finden. Je nach Istzustand können folgende Maßnahmen einzeln oder in Kombination angewendet werden (Tabelle 1).

Tabelle 1 Übersicht möglicher Maßnahmen zur Deichertüchtigung (vgl. *Haselsteiner, 2007*)

Einteilung	Methoden
Erdbauliche Maßnahmen	Deich(rück)verlegung / Neutrassierung / Abtrag / Neubau / Bodenaustausch / Abflachung der Böschungen / Verbreiterung der Deichkrone / Anordnung von Bermen und Wegen / Anordnung eines Dräns / Anordnung eines Filters / Erdbauliche Erhöhung
Bauwerke	Anordnung von Stützbauwerken / Einbau von Dichtungen / Mauern / Mobile Elemente / Überst. Dichtungen
Materialverbesserung	Verwendung von Geokunststoffen / Baugrund- / Bodenverbesserung
Oberflächensicherung	Erosionssicherung der Böschung / Ausbildung von Überlaufstrecken
Sicherung von Deichen mit Gehölzen	Schütten eines Überprofils / Einbau von Wurzelhemmschichten / Einzelsicherung von Bäumen / Einbau statisch wirksamer Dichtungen

3 Vorgehen bei der Erstellung von Priorisierungskonzepten

3.1 Allgemeines

Dem Vorgehen steht die Wahl des Konzeptes voran, wobei das Konzept selbst, abgesehen von den rein technisch bestimmten Konzepten, von zahlreichen Randbedingungen, wie z. B. Verwaltungsabläufe, rechtliche Aspekte oder politische Einflussnahme, abhängt.

3.2 Deicherhebung / Wichtige Informationen

Am Anfang jeglicher Priorisierung von Deichertüchtigungsmaßnahmen steht die Beschaffung aller notwendigen Informationen, um die gesammelten Daten aufbereiten und bewerten zu können. Aktuell werden derartige Deicherhebungsprogramme teilweise mit GIS-Datenbanken übereingebracht und somit ein digitales, frei zugängliches, stets aktuelles Informationssystem vorgehalten, wie es etwa in Nordrhein-Westfalen für den Rhein der Fall ist.

Die für die Entscheidungen zur Priorisierung und Umsetzung von Deichertüchtigungsmaßnahmen notwendigen Informationen sollten folgende Bereiche abdecken:

- Zustand und Aufbau des Hochwasserschutzdeiches
- Bestimmung des Schadenspotentials
- Abschätzung hydrologischer und hydraulischer Randbedingungen
- Finanzmittel / Zeitplan

Der Zustand und der Aufbau von Hochwasserschutzdeichen wird anhand aufwendiger Deicherhebungsprogramme ermittelt und in Datenbanken gesammelt und aufbereitet. Deicherhebungen müssen aufgrund der ständigen Alterung und der ständig auftretenden Schäden an Deichen kontinuierlich, anhand einfacher Abfragemechanismen und unter vertretbarem Aufwand durchgeführt werden. Hierzu sollte neben einer Deichbegehung und -begutachtung vor allem auf vorhandenes Informationsmaterial, wie Kartenwerke und technische Pläne, Berichte und Dokumentationen zurückgegriffen werden. Besondere Aufmerksamkeit sollte hierbei auch den Beobachtungen während Hochwasserereignissen geschenkt werden.

Das Schadenspotential infolge einer Überflutung kann anhand von Überflutungskarten und Schadensfunktionen abgeschätzt werden. Überflutungskarten wurden in letzter Zeit aufgrund der gesetzlichen Vorgabe im Wasserhaushalts-

gesetz großflächig für Abflüsse bestimmter Jährlichkeit, i. d. R. ein Wiederkehrintervall von $T = 100$ a., erstellt. In diesem Zusammenhang kann es notwendig werden, Überflutungen infolge von Abflüssen mit unterschiedlichen Wiederkehrintervallen zu untersuchen. Sofern keine detaillierte und aufwendige Schadensenerhebung im überflutungsgefährdeten Bereich durchgeführt wird, kann eine Abschätzung anhand von relativ einfach zu handhabenden Schadensfunktionen (Merz, 2006) vorgenommen werden, die es mit der einhergehenden Unsicherheit und Streuung erlauben, beispielsweise einem Polderwasserstand einen monetären Schaden zuzuordnen. Für die Abschätzung des Risikos müssen die Wiederkehrintervalle von Abflüssen bzw. Wasserständen abgeschätzt werden. Sofern Datenreihen nicht oder nur unzureichend vorhanden sind und somit eine erste Abschätzung anhand statistischer Methoden entfallen muss, können Niederschlag-Abfluss-Modelle die notwendigen Informationen bereitstellen.

Wesentliche Punkte für die Festlegung der Ertüchtigungsdringlichkeit sind die zur Verfügung stehenden Finanzmittel und Zeiträume. Zeitliche Engpässe entstehen vor allem aus einer verzögerten Mittelfreigabe oder –bewilligung, was u. U. die Durchführung von Baumaßnahmen in für die Durchführung von Baumaßnahmen ungünstige Zeiträume zwingt, wie z. B. hochwasserträchtige Sommer oder frostgefährdete Winter. Die Zuteilung von Finanzmittel für den Hochwasserschutz ist Resultat einer politischen Diskussion. Die zahlreichen Hochwasserereignisse der letzten Jahrzehnte und deren Schäden haben das Risikobewusstsein der Bevölkerung wieder geschärft, was auch dazu führte, dass Bund und Länder Finanzierungsprogramme zur gezielten Unterstützung von Hochwasserschutzmaßnahmen ins Leben gerufen haben.

3.3 Ermittlung des Ertüchtigungsbedarfes

Der Ertüchtigungsbedarf wird i. d. R. anhand einer Gegenüberstellung des Istzustandes mit einem Sollzustand ermittelt. Entspricht der Deich den allgemein anerkannten Regeln der Technik und besteht ein ausreichender Schutz des Hinterlandes, so muss der Deich keiner Ertüchtigung unterzogen werden, sondern es ist ausreichend durch turnusmäßige Unterhaltungs- und Überwachungsmaßnahmen die Funktionstüchtigkeit zu erhalten und zu kontrollieren. Ist kein Ertüchtigungsbedarf gegeben, kann dies durch die Priorität 0 ausgedrückt werden.

3.4 Prioritäteneinteilung / Kriterien

Die Prioritäten decken sich nicht selten mit der zeitlichen Notwendigkeit von Ertüchtigungsmaßnahmen. Die Prioritäten bzw. die Dringlichkeit der Maßnahme kann hierbei unter Beachtung des Risikos bzw. der Gefährdung festgelegt wer-

den. Eine Zuordnung einer Deichstrecke zu einer hohen Prioritätsstufe bzw. zu einer hohen Dringlichkeit bedarf zum einem ein hohes Schadenspotential, wie dies zum Beispiel in besiedelten Bereichen der Fall ist, und zum anderen eine hohe Eintretenswahrscheinlichkeit einer Überflutung. Dies kann bei unzureichendem Schutzgrad bzw. unzureichender Deichhöhe ebenso sein, wie bei beschädigten oder unterdimensionierten Deichen.

Bei rein risikobasierten Konzepten (vgl. Abschnitt 4.2) werden niedrigen Schadenspotentialen bzw. einem niedrigen Risiko auch niedrige Prioritätsstufen zugewiesen. Dies kann soweit führen, dass Deiche mit niedrigen Prioritätsstufen und ggf. einer langfristigen Dringlichkeit praktisch nicht ertüchtigt, sondern mit der Priorität 0 gleichgesetzt werden können. Einfach spiegelt sich diese Tatsache auch in den für Hochwasserschutzgraden angegebenen Richtwerten der Wiederkehrintervalle wider. Objekten mit wenig Schadenspotential, wie z. B. landwirtschaftlich genutzte Flächen, werden i. d. R. heutzutage nicht mehr geschützt.

Es können prinzipiell beliebig viele Prioritätsstufen verwendet werden, wobei die Zuteilung und Unterscheidung mit zunehmender Anzahl aufwendiger wird. In der Praxis hat sich eine Zahl von vier Dringlichkeitsstufen bewährt. Wobei angemerkt werden muss, dass eine größere Anzahl von Unterteilungen aufgrund der Feingliederung auch den optimalen Einsatz von Finanzmitteln fördert.

Die Zuordnung zu den einzelnen Prioritätsstufen ist anhand von unterschiedlichsten Kriterien möglich, wobei eine weitere Unterteilung der Kriterien eine Feingliederung von Prioritätsstufen ermöglicht. Die Kriterien sind i. Allg. Indizien, inwiefern die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit eines Deiches gefährdet sind (Eintretenswahrscheinlichkeit), und wie hoch das Schadenspotential im Hinterland ist. Zur Unterteilung können u. a. folgende Kriterien verwendet werden:

- Deichhöhe / Freibord (→ Schutzgrad)
- Böschungsneigungen / Gehölze / Schäden am Deich oder Untergrund
- Deichaufbau / Deichgeometrie / Deichwege
- Schadenspotential im Hinterland

4 Beispiele von Priorisierungskonzepten

4.1 Allgemeines

Priorisierungskonzepte selbst betrachten in erster Linie das Schadenspotential, das eine Deichstrecke birgt. Es können jedoch andere Gründe dafür sprechen, Deichstrecken bei der Feststellung des Ertüchtigungsbedarfs den Vorzug zu geben. Dies ist z. B. dann der Fall, wenn es gilt, durch Ertüchtigungsmaßnahmen gesamte Polderbereiche einem einheitlichen Schutzgrad zuzuführen oder projektgebundene Finanzmittel sachgerecht einzusetzen.

4.2 Risikobasierte Konzepte

Um möglichst schnell und effizient volkswirtschaftlichen Nutzen (= Verhinderung von Schaden) zu bewirken, bietet sich an, das Risiko für eine Prioritätseinteilung zu betrachten. In Abbildung 1: ist ein Konzept mit drei Prioritätsstufen zzgl. Stufe 0 (kein Ertüchtigungsbedarf) nach *Schneider et al. (1997)* dargestellt.

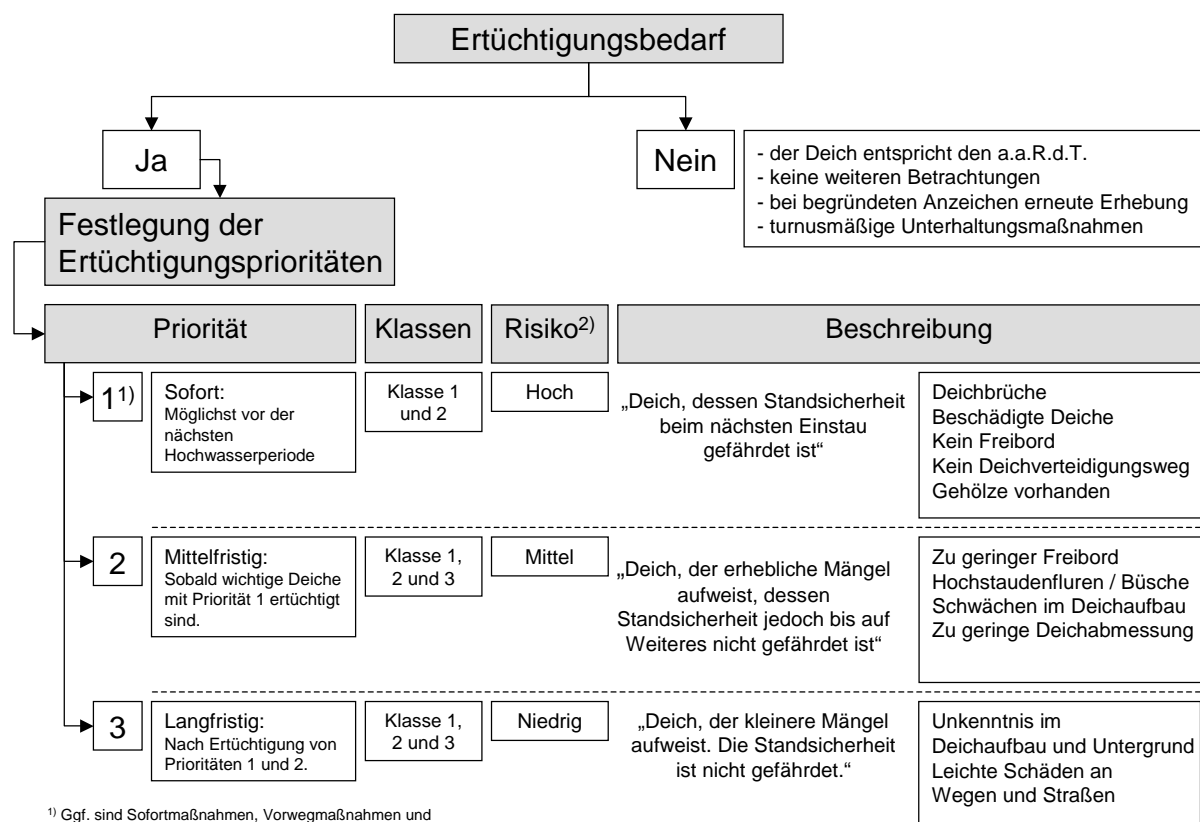


Abbildung 1: Risikobasiertes Priorisierungskonzept mit drei Priorisierungsstufen und vorgeschalteter Bedarfsfeststellung (vgl. *Schneider et al., 1997*)

In diesem Beispiel decken sich die Priorisierungsstufen mit der zeitlichen Dringlichkeit der Ertüchtigung sofort, mittel- und langfristig. Bei diesem Konzept reicht meist eine qualitative Untergliederung und Auswahl von Schadenspotentialen und Kriterien aus, um Deichstrecken den einzelnen Stufen zuordnen zu können. Im Beispiel wird auch die in *DWA M507 (2007)* eingeführte Unterteilung von Deichen in die Klassen 1, 2 und 3 angeführt.

Ein anderes Priorisierungskonzept mit einer konkreten Festlegung von Kriterien und einer feineren Unterteilung der Prioritätsstufen ist in Abbildung 2: dargestellt. Es ist deutlich, dass durch diese Feingliederung bereits nach Umsetzung einfacher Maßnahmen Deichstrecken einer niedrigeren Stufe zugeführt werden können. Somit können weitere Maßnahmen verschoben werden und die Mittel sachgerecht und effizient an der richtigen Stelle mit dem größten Risiko verwendet werden.

	Priorität	Risiko ²⁾	Beschreibung
1 ¹⁾	Sofort: vor der nächsten Hochwasserperiode	Sehr hoch	„Deich, dessen Standsicherheit beim nächsten Einstau akut gefährdet ist und der sich im Bereich mit sehr hohem Schadenspotential befindet“ Größere Böschungsruutschungen Gefährliche Bodenumlagerungen in Deich und/oder Untergrund Ist-Schutzgrad << Soll-Schutzgrad Siedlungs- und Industriegebiete
2	kurzfristig: möglichst vor den nächsten Hochwasserperioden (< 2 Jahre)	Hoch	„Deich, dessen Standsicherheit beim nächsten Einstau gefährdet sein kann und der sich im Bereichen mit mittlerem bis hohem Schadenspotential befindet, und Deichverteidigung möglich ist.“ Zu geringer Freibord (< 0,50 m) Kleinere Böschungsruutschungen Kein Deichverteidigungsweg / Zugang Zu geringe Deichkronenbreite (< 3,0 m) Ist-Schutzgrad < Soll-Schutzgrad Schwach bis stark besiedelte Gebiete
3	Mittelfristig: Sobald wichtige Deiche mit Priorität 1 und 2 ertüchtigt sind. (< 5 Jahre)	Mittel	„Deich, der erhebliche Mängel aufweist, sich in Bereichen mit mittlerem Schadenspotential befindet und dessen Standsicherheit jedoch bis auf Weiteres nicht gefährdet ist oder durch Deichverteidigung sichergestellt werden kann“ Starker Gehölzbewuchs vorhanden Schwächen im Deichaufbau Zu geringe Deichabmessungen Ist-Schutzgrad ? Soll-Schutzgrad Schwach besiedelte Gebiete / Bedeutende Infrastruktur
4	Langfristig: Nach Ertüchtigung von Prioritäten 1 und 2. (? 10 Jahre)	Niedrig	„Deich, der kleinere Mängel aufweist. Die Standsicherheit ist nicht gefährdet und das Schadenspotential ist klein.“ Schwacher Gehölzbewuchs vorhanden Unkenntnis im Deichaufbau und Untergrund Leichte Schäden an Wegen und Straßen Ist-Schutzgrad = Soll-Schutzgrad Landwirtschaftlich genutzte Bereiche / Unbedeutende Infrastruktur
5	Sehr langfristig: Nach Ertüchtigung von Prioritäten 1 und 2. (keine zeitlichen Vorgaben)	Sehr niedrig	„Deich, der kleinere Mängel aufweist. Die Standsicherheit ist nicht gefährdet und das Schadenspotential ist sehr klein.“ Einzeln Gehölzbewuchs vorhanden Unkenntnis im Deichaufbau und Untergrund Unbefestigte Deichkrone = Verteidigungsweg Ist-Schutzgrad = Soll-Schutzgrad Naturlandschaften
0	Kein Ertüchtigungsbedarf	gemäß Schutzgrad ³⁾	„Deich, der den a.a.R.d.T. entspricht.“ keine weiteren Betrachtungen bei begründeten Anzeichen erneute Erhebung turnusmäßige Unterhaltungsmaßnahmen

¹⁾ Ggf. sind Sofortmaßnahmen, Vorwegmaßnahmen und ²⁾ Risiko = Eintrittswahrscheinlichkeit x Schadenspotential
Teilerfüchtigungsmaßnahmen erforderlich.

Abbildung 2: Risikobasiertes Priorisierungskonzept mit sechs Priorisierungsstufen und beispielhaften Zuordnungskriterien

4.3 Operative Konzepte

Da bei der Umsetzung von Deichertüchtigungsmaßnahmen nicht nur rein technische Gesichtspunkte beachtet werden müssen, sondern auch Aspekte der Finanzierung (Staatshaushalt, Mittelbewilligung) und politische sowie gesellschaftliche Interessen, kann auch von den rein technischen Konzepten abgewichen und diese so angepasst werden, dass die Umsetzung von Deichertüchtigungsmaßnahmen sichergestellt wird. In Abbildung 3: ist eine entsprechende Herangehensweise zur Zuordnung von Deichertüchtigungsmaßnahmen zu Dringlichkeitsstufen der Bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung angegeben (Stand 2002). Dadurch ist z. B. möglich, unabhängig vom vorhandenen Schadenspotential Deiche, die bereits an sanierte Deichstrecken angrenzen und z. B. nach Abbildung 1: einer niedrigen Priorität zugeordnet werden müssten, im Rahmen der gleichen Maßnahme zu sanieren und somit z. B. Ertüchtigungsmaßnahmen polderabhängig aufzuteilen.

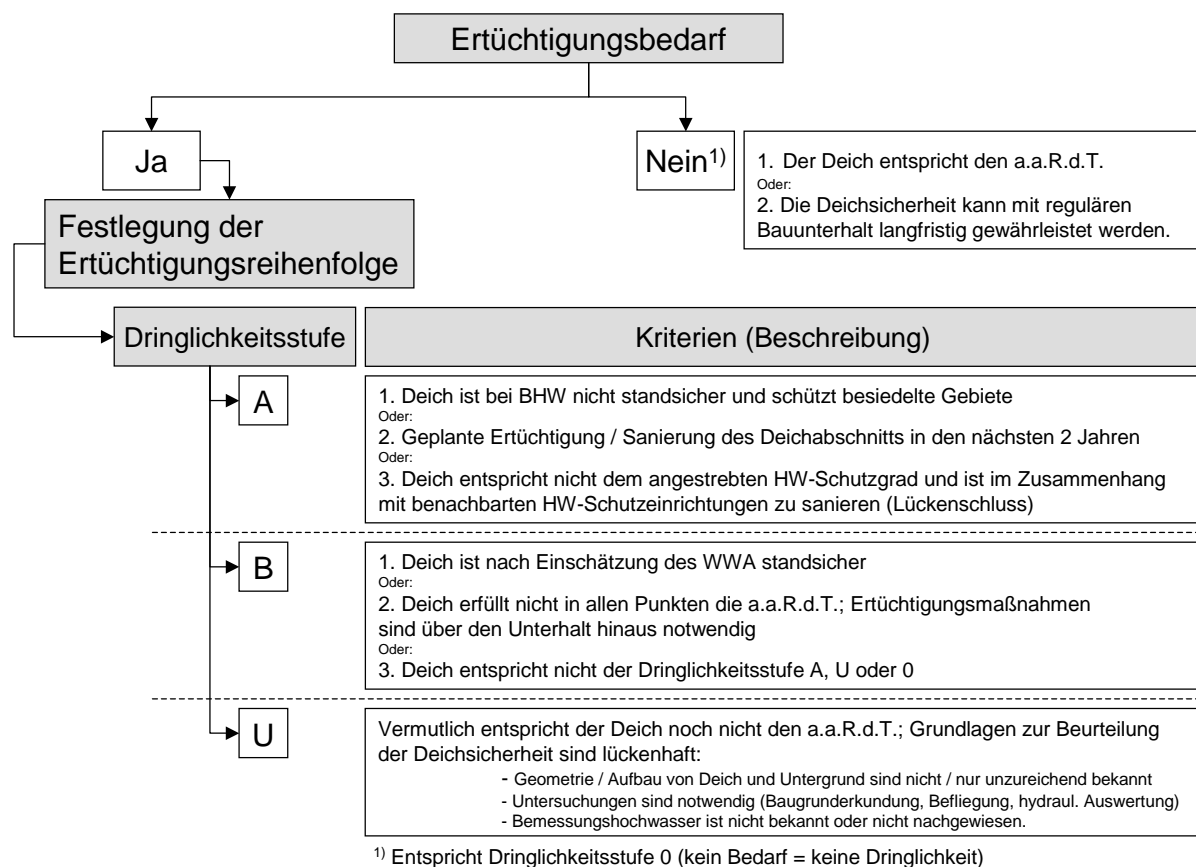


Abbildung 3: Konzept zur Festlegung der Ertüchtigungsreihenfolge für Deichertüchtigungsmaßnahmen der Bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung aus dem Jahr 2005 (aus Haselsteiner & Strobl 2005)

5 Unterteilung von Deichertüchtigungsmaßnahmen

5.1 Unterscheidung von Maßnahmen

Bei sofortigem Handlungsbedarf können Sofortsicherungsmaßnahmen, Vorwegmaßnahmen und Teilertüchtigungsmaßnahmen die Standsicherheit zeitnah herstellen. Sind derartige Maßnahmen in ein Gesamtertüchtigungskonzept zu integrieren, kann eine Deichstrecke ggf. einer niedrigeren Prioritätsstufe zugeordnet werden. Dies hat zur Folge, dass Folgemaßnahmen erst mittel- oder langfristig durchgeführt werden müssten.

Maßnahmen im Zuge der Deichverteidigung sind i. d. R. nicht als dauerhafte Sicherungen verwendbar und müssen deshalb nach Abklingen des Hochwassers i. d. R. auch wieder entfernt werden.

5.2 Unterteilung von Deichertüchtigungsmaßnahmen in mehrere Schritte

Zunächst muss bei der Unterteilung von Deichertüchtigungsmaßnahmen in Einzelmaßnahmen darauf geachtet werden, dass im Zuge der ersten baulichen Verbesserungen die Standsicherheit sichergestellt und der beabsichtigte Schutzgrad hergestellt wird. Hierbei kommen nicht selten aufwendige Maßnahmen, wie z. B. der Einbau von statisch wirksamen Dichtungen zur Anwendung. Dadurch kann beispielsweise, orientiert man sich an dem Konzept in Abbildung 2:, ein Deich von Prioritätsstufe 1 nach Stufe 3 verschoben werden.

Sind nur geringe Mängel am Deich, der bereits einer niedrigen Prioritätsstufe angehört, vorhanden, so können auch bereits, je nach Priorisierungskonzept, Maßnahmen, die z. T. im Rahmen der Unterhaltung durchgeführt werden können, zu einer niedrigeren Einstufung führen.

6 Literatur

- DIN 19712 (1997): Flussdeiche. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DWA (2005): Dichtungssysteme in Deichen. DWA-Themen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef
- DWA-M 507 (2007): Deiche an Fließgewässern. Gelbdruck des Merkblatts Nr. 507, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef
- Haselsteiner, R. (2006): Deichertüchtigung in Bayern - Eine Übersicht. Tagungsband zur Fachtagung "Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern", Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Band Nr. 107, S. 13 - 28, 13./14. Juli 2006, Wallgau
- Haselsteiner, R. (2007): Maßnahmen zur Ertüchtigung von Deichen. DWA-Seminar "Flussdeiche – Bemessung, Dichtungssysteme und Unterhaltung", 22./23. Mai 2007, Fulda
- Haselsteiner, R.; Strobl, Th. (2005): Deichsanierung. Forschungs- und Entwicklungsvorhaben, Endbericht, im Auftrag vom Bayerischen Landesamt für Wasserwirtschaft (LfW), erhältlich beim Bayerischen Landesamt für Umwelt (www.bayern.de/lfu), Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München
- Merz, B. (2006): Hochwasserrisiken – Grenzen und Möglichkeiten der Risikoabschätzung. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung (Nägele u. Obermiller), Stuttgart
- Schneider, H.; Schuler, U.; Kast, K.; Brauns, J. (1997): Bewertung der geotechnischen Sicherheit von Hochwasserschutzdeichen und Grundlagen zur Beurteilung von Sanierungsmaßnahmen. Abteilung Erddamm- und Deponiebau, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 7

Autoren:

Dr.-Ing. Ronald Haselsteiner

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Theodor Strobl

RMD-Consult GmbH
Abteilung Bautechnik
Blutenburgstraße 20
80636 München

Lehrstuhl und Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität München
Arcisstraße 21
80290 München

Tel.: +49 89 99222 440

Tel.: +49 89 28923 161

Fax: +49 80 99222 409

Fax: +49 89 28923 172

E-Mail: ronald.haselsteiner@rmd-consult.de

E-Mail: t.strobl@bv.tum.de

Hochwasserschutz an Emscher und Lippe

Ekkehard Pfeiffer
Steffen Bold
Bettina Ott
Burkhard Teichgräber

Emschergenossenschaft und Lippeverband sind laut ihrer Verbandsgesetze u. a. für die Sicherung des Hochwasserabflusses verantwortlich. Obwohl beide Einzugsgebiete mehr oder weniger stark anthropogen überformt sind, stellt sich das dicht besiedelte, 864 km² große Einzugsgebiet der Emscher mit seinen offenen Schmutzwasserläufen ganz anders dar als das sehr landwirtschaftlich geprägte, 4900 km² große Einzugsgebiet der Lippe, einem charakteristischen Flachlandfluss. Dies führt zu einer sehr unterschiedlichen Hochwassergenese. In der Lippe führen langanhaltende advective Niederschläge zu großen lang andauernden Hochwasserereignissen. In der Emscher dagegen entstehen infolge kurzer intensiver Niederschläge sehr schnell ansteigende kurze Hochwasserwellen. Aufgrund dieser unterschiedlichen Ausgangssituationen ergeben sich in Teilen ganz verschiedene Hochwasserschutzstrategien.

Das bergsenkungsbeeinflusste Gebiet der Lippe weist bei einem relativ zum Emschergebiet geringen Schadenspotenzial bereits ein hohes Hochwasserschutzniveau auf. In den Senkungsbereichen wird vor allem über Deiche und Pumpwerke der Schutz der Bevölkerung und ihrer Güter gewährleistet. Diese müssen z. T. aufgrund anhaltender Senkungen weiter ausgebaut werden. Über weite Strecken des Flusslaufes ist jedoch eine Ausuferung in extensiv genutzte Bereiche der Aue bei Hochwasser möglich, dauerhaft gewollt und langfristig zu verbessern.

Im Emschergebiet hingegen reichen die Hochwasserschutzdeiche bis dicht an die Bebauung heran, so dass der heutige Schmutzwasserlauf Emscher auch nach einer ökologischen Verbesserung im Zuge des Emscherumbaus im bestehenden Profil verbleiben muss. Dennoch ist eine naturnahe Gestaltung der Gewässerprofile vorgesehen, was mit einer Erhöhung der Rauigkeit und damit einem Anstieg der Wasserspiegellage verbunden ist. Die erforderliche Dämpfung des Hochwasserabflusses und damit die Verringerung der Bemessungsabflüsse wird durch eine Kombination aus zentralen und dezentralen Maßnahmen, wie Versickerung und Flächenabkopplung, Bau von Hochwasserrückhaltebecken und forcierter Auenretention erreicht.

Trotz der großen Gebietsunterschiede zwischen Emscher und Lippe sehen beide Hochwasserschutzkonzepte neben einer detaillierten Risikoabschätzung und der

Nutzung technischer Anlagen sowie natürlichen Rückhalts auch eine modellgestützte Abschätzung der Hochwassergefahrenlage durch Hochwasservorhersage und ein ausgearbeitetes Krisenmanagement vor. Maßnahmen zur Minderung von Hochwasserschäden über die Bemessungsgrenze hinaus werden geprüft und in die Planung mit aufgenommen. So wird unter Berücksichtigung des gesamten Spektrums an Schutzmaßnahmen ein nachhaltiger Hochwasserschutz für die Gewässersysteme von Emscher und Lippe erreicht und dauerhaft fortgeschrieben.

1 Gebietsstruktur und Hochwassergeneese Emscher und Lippe

Das 865 km² große Einzugsgebiet der Emscher ist ein rechtsseitiger Nebenfluss des Rheins, der im Süden an das Einzugsgebiet der Ruhr und im Norden an das der Lippe grenzt. Auf ihrem 84,8 km langen Fließweg weist die Emscher nur ein schwaches Gefälle auf. Ein besonderes Merkmal ist die hohe Besiedelungsdichte (2.800 Einwohner pro km²) mit einem Bebauungsgrad von mehr als 50 % und einem Versiegelungsgrad von rd. 20 %. Die Emscher und ihre Nebenläufe werden heute noch als offene Schmutzwasserläufe betrieben. Mit dem nach 1860 zunehmenden Vorrücken des Bergbaus in die Emscherniederung nahmen die Probleme der dauerhaft zu hohen Grundwasserstände und der häufigen Überflutungen zu. Die Verhältnisse verschlimmerten sich mit zunehmender Industrialisierung und fortschreitender Bergbautätigkeit weiter. Um die wirtschaftliche Entwicklung des Emschergebiets nicht weiter zu gefährden, entstand um 1900 ein Entwurf zur Regelung der Vorflut und der Abwasserreinigung sowie einer Verlegung der Emschermündung nach Norden. Die Begradigung und Tieferlegung der Emscher sowie das technisch ausgebaute Sohlschalenprofil bildeten die Grundlage des heutigen Systems der offenen Schmutzwasserläufe im Emschergebiet. Aufgrund der zahlreichen Bergbautätigkeiten und anschließender Bergsenkungen müssen heute ca. 38 % des Gebietes über mehr als 100 Pumpwerke entwässert werden (Abb. 1). Aufgrund der hohen Urbanisierung und des geringen Anteils an natürlichen Flächen sind Hochwasserwellen im Emschergebiet durch ein extrem rasches An- und Absteigen gekennzeichnet. Der Hochwasserscheitel benötigt wegen des fließtechnisch optimierten Profils und der geraden Linienführung nur ca. 9 Stunden für die gesamte Fließstrecke.

Die Lippe entwässert als typisches Flachlandgewässer ein Einzugsgebiet von rd. 4.890 km² - von den rd. 2800 km² vom Lippeverband betreut werden - und mündet von Osten her als nördlichster Nebenlauf in den Rhein. Das Lippegebiet ist überwiegend landwirtschaftlich geprägt. Auch hier führte bzw. führt die anhaltende Bergbautätigkeit zu großflächigen Senkungen, so dass vor allem die Siedlungsbereiche durch bis zu 17 m hohe Deiche geschützt bzw. durch Pumpwerke (rd. 15 % der Fläche) künstlich entwässert werden müssen (Abb. 1). Außerhalb der Deichstrecken kann das Lippehochwasser die gesamte Aue nutzen,

wodurch weiträumige Überschwemmungsflächen entstehen. Im Lippegebiet führen lang anhaltende advective Niederschlagsereignisse zu einem Hochwasser.

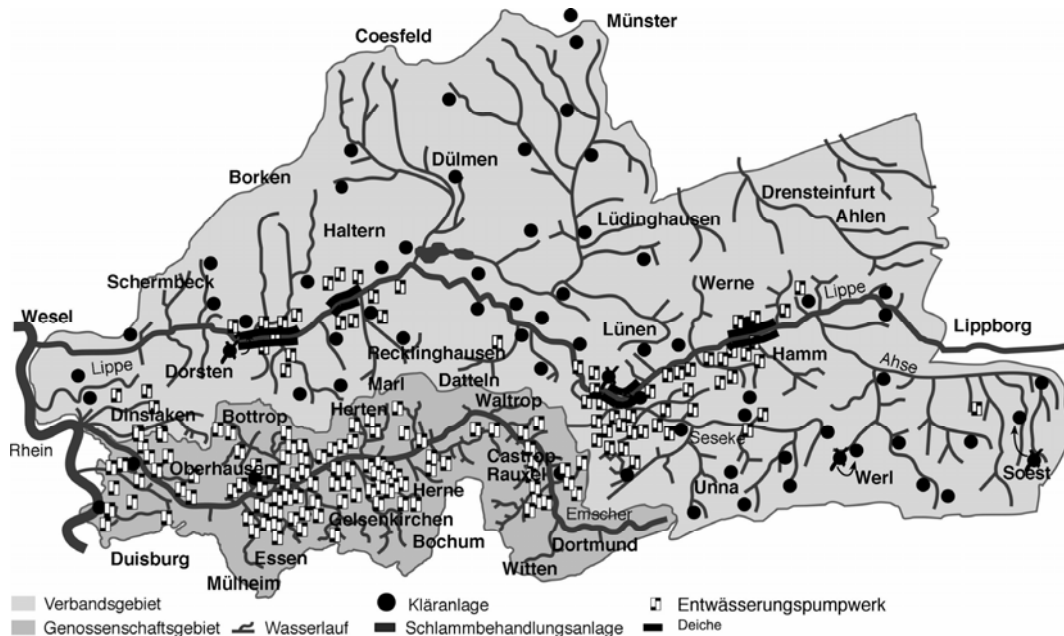


Abbildung 1: Verbandsgebiete mit technischen Anlagen

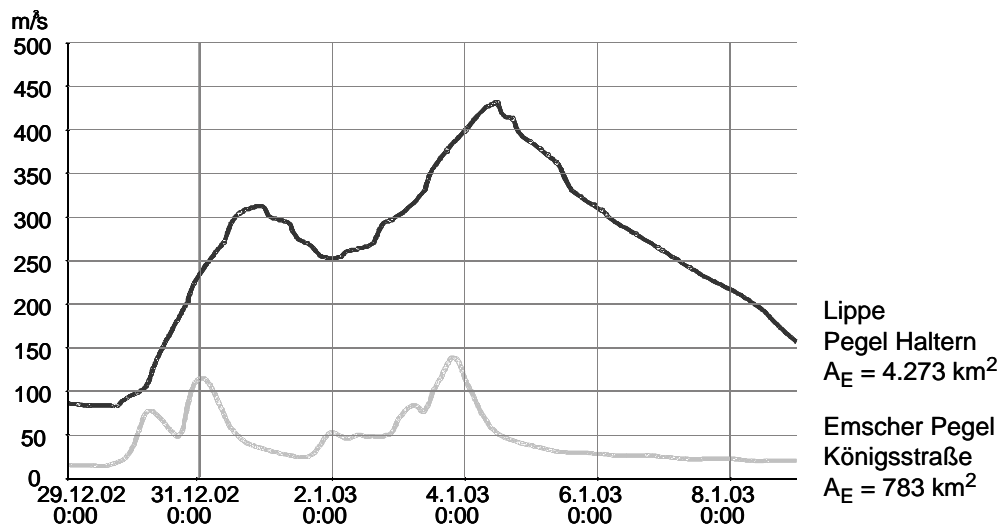


Abbildung 2: Ganglinienvergleich Januarhochwasser 2003 an Emscher und Lippe

Abbildung 2 zeigt die sehr unterschiedlichen Hochwassercharakteristika der beiden Einzugsgebiete am Beispiel des Januarhochwassers 2003. Die kurzen steilen Wellenscheitel der Emscher wiesen nur eine Jährlichkeit von 2 a auf, wohingegen die mehr als 10 Tage anhaltende Hochwasserwelle der Lippe einem 25-jährlichen Wiederkehrintervall entsprach.

2 Hochwasserschutzkonzept – Was ist das?

Die Emschergenossenschaft und der Lippeverband sind nach ihren Verbandsgesetzen für die Regelung des Wasserabflusses einschließlich Ausgleich der Wasserführung und Sicherung des Hochwasserabflusses zuständig. Aus diesem Grund wurde für beide Verbandsgebiete ein Hochwasserschutzkonzept erarbeitet, welches den Ist-Zustand des Hochwasserschutzes beschreibt, Mängel aufzeigt, Empfehlungen ausspricht und konkrete Maßnahmen vorschlägt.

3 Hochwasserschutzkonzepte Emscher und Lippe

Die Hochwasserschutzkonzepte von Emscher und Lippe basieren prinzipiell auf einer identischen Vorgehensweise. Aufgrund der in Kapitel 1 beschriebenen Einzugsgebietscharakteristika und Hochwassergenese unterscheiden sich jedoch einzelne Methoden und Maßnahmen. Zusätzlich spielt beim Hochwasserschutzkonzept der Emscher das derzeit laufende Programm des Emscherumbaus hin zur unterirdischen Abwasserableitung und ökologischen Verbesserung der Gewässer über einen Zeitraum von 25 Jahren eine entscheidende Rolle. In allen Phasen des Umbaufortschritts muss der Hochwasserschutz gewährleistet sein. Im Folgenden werden die wesentlichen Bestandteile der beiden Hochwasserschutzkonzepte genauer dargestellt.

3.1 Risikoabschätzung

Die Hochwasserschutzkonzepte von Emscher und Lippe basieren auf einer risikobasierten Hochwasserschutzstrategie, d. h. die Abschätzung und Bewertung der Eintrittswahrscheinlichkeiten und Schadenshöhen extremer Ereignisse bilden die Grundlage weiterer Maßnahmen. Hierzu werden Risikoanalysen sowohl für ganze Gewässereinzugsgebiete als auch einzelne Pumpwerkseinzugsgebiete durchgeführt. Über verschiedene hydrologische und hydraulische Modellierungen, je nach Fragestellung und Untersuchungsgebiet, werden Wasservolumina und deren Ausbreitungswege bei Anlagenversagen ermittelt. Neben der Ermittlung der daraus resultierenden potenziellen Überflutungsflächen für definierte Lastfälle und Szenarien, wird auch der zeitliche Aspekt des Ereignisverlaufs analysiert und dokumentiert. Zusätzlich wird über eine Schadensdatenbank die Quantifizierung der monetären Schäden durchgeführt. Ein weiterer Nutzen von Risikostudien ist die Aufstellung von Hochwassergefahrenkarten zu nennen.

Aufbauend auf diesen Studien werden konkrete Maßnahmen im Rahmen eines Risikomanagements abgeleitet.

3.2 Hochwasserschutzmaßnahmen

Ziel der Hochwasserschutzkonzepte ist es, in den Verbandsgebieten einen wasserwirtschaftlich, ökologisch, ökonomisch und sozial abgewogenen Hochwasserschutz durch integrale, einzugsgebietsweite Maßnahmen bereitzustellen. Dabei kommen sowohl zentrale (z. B. Deiche, zentrale Hochwasserrückhaltebecken) als auch dezentrale Rückhaltestrategien (z. B. naturnahe Regenwasserbewirtschaftung, Intensivierung der Gewässer-/Auenretention) zum Einsatz. Aufgrund der Gebietscharakteristika ergeben sich hierbei jedoch teilweise Unterschiede zwischen Emscher und Lippe.

In beiden Einzugsgebieten existieren zahlreiche Deichstrecken entlang der Gewässerläufe, die die z. T. tiefer liegenden Hinterländer vor Überflutung schützen. Zusätzlich verzögern zahlreiche dezentrale Hochwasserrückhaltebecken in den Nebenläufen den Hochwasserabfluss.

Im Emschergebiet werden im Zuge des Emscherumbaus zusätzlich zwei große zentrale Hochwasserrückhaltebecken im Hauptlauf der Emscher errichtet. Ziel innerhalb der ökologischen Verbesserung der Emscher ist ein möglichst naturnaher Ausbau des Gewässers. Da eine Deichrückverlegung aufgrund der bis an die Deiche heran reichende Bebauung in weiten Teilen nicht realisierbar ist, wird innerhalb des vorhandenen Profils eine kleine Ersatzau mit autotypischem Bewuchs geplant. Um die Hochwassersicherheit nicht zu gefährden und damit die Wasserspiegellage aufgrund der stärkeren Rauigkeiten nicht zu erhöhen, sind im Oberlauf große Rückhaltungen notwendig, die es ermöglichen, den Hochwasserabfluss auf ein verträgliches Maß zu drosseln. Dezentrale Hochwasserschutzmaßnahmen im Emschergebiet umfassen neben der Gewässeraufweitung vor allem in den Nebenläufen im Zuge der ökologischen Verbesserung auch eine naturnahe Regenwasserbewirtschaftung. Mit der Zukunftsvereinbarung Regenwasser, in der das Ziel formuliert wurde, innerhalb von 15 Jahren 15 % des Regenwasserabflusses von der Kanalisation abzukoppeln, wurde auch ein wesentlicher Schritt für den Hochwasserschutz getan. Durch die einzelnen Projekte, bei denen die Versickerung, Entsiegelung und Abflussverzögerung im Vordergrund stehen, wird der natürliche Wasserrückhalt in der Fläche vorangetrieben.



Abbildung 3: Lippehochwasser Januar 2003

Im Lippeinzugsgebiet existieren neben Deichen, Pumpwerken und dezentralen Hochwasserrückhaltebecken in Nebenläufen keine weiteren technischen Hochwasserschutzmaßnahmen. Jedoch lässt sich hier der natürliche Wasserrückhalt bzw. die Abflussverzögerung in Form von großflächiger Auenretention in nicht eingedeichten Gewässerabschnitten verwirklichen (Abb. 3). In diesem Zusammenhang wurden und werden zur Zeit in Zusammenarbeit mit dem Land Nordrhein-Westfalen mehrerer Projekte im Rahmen des Lippe-Auenprogramms mit dem Ziel einer Intensivierung der Auenretention realisiert. In den überwiegend vorhandenen land- und forstwirtschaftlichen Gebieten können zudem dezentrale Flächenmaßnahmen zu mehr natürlichem Wasserrückhalt beitragen.

3.3 Hochwasservorhersage

Wesentlicher Bestandteil der Hochwasserschutzkonzepte ist auch die Hochwasservorhersage. Sowohl für das Emscher- als auch das Lippegebiet existiert ein Hochwasservorhersagesystem. Über eine Kooperationsvereinbarung zwischen den Wasserwirtschaftsverbänden Nordrhein-Westfalens und dem Deutschen Wetterdienst (DWD) stehen neben Niederschlagsvorhersagen auch Niederschlagsradardaten flächenhaft zur Verfügung. Zusätzlich kommen die Daten des verbandseigenen terrestrischen Niederschlagsmessnetzes zum Einsatz.

Die unterschiedliche Hochwassergenese in Emscher und Lippe führt auch dazu, dass sich die Vorgehensweise in der Hochwasservorhersage unterscheidet. Die kurze Reaktionszeit der Emscher macht eine räumlich und zeitlich hoch aufgelöste Niederschlagsverteilung notwendig, so dass hierzu Radardaten in das hydrologische Gebietsmodell integriert wurden. Das Vorhersagemodell wird auto-

matisiert im Online-Modus betrieben, so dass eine dauernde Kontrolle der Hochwassergefahr erfolgen kann. Die Größe und die Reaktionszeit des Lippeinzugsgebietes macht diese Art der Vorhersage zwingend nur für Nebenläufe notwendig, da die Ablaufzeiten in der Lippe eine gezielte manuelle Vorhersage ermöglichen. Dennoch erfolgt auch für die Lippe – als Synergieeffekt aus den automatisierten Vorhersagen für die Nebenläufe – eine Weiterentwicklung zu einer Online-Vorhersage unter Verwendung von hoch aufgelösten Radardaten, terrestrischen Informationen, sowie Niederschlagsprognosen des DWDs.

Die eigentliche Hochwasservorhersage wird zukünftig in ein umfassendes Hochwasserinformationssystem integriert, das alle hochwasserrelevanten Informationen zusammenfasst und eine Visualisierung der Informationen und Berechnungsergebnisse beinhaltet, so dass im Ereignisfall ein schneller Zugriff möglich ist. Darin enthalten sind neben allen hydrometrischen Daten auch Ergebnisse aus Untersuchungen zu Risikostudien, Hochwassergefahrenkarten und Überflutungsflächen. Aus den für die Gebiete zur Verfügung stehenden hydrologischen und hydraulischen Modellen werden Längsschnitte bereitgestellt, die im Hochwasserfall wichtige Informationen liefern können (siehe auch *Gleim et al., 2007*). Durch eine intranetbasierte Darstellung wird darüber hinaus sichergestellt, dass alle hochwasserschutzrelevanten Bereiche der Verbände ständig informiert sind und somit ein optimierter Einsatz der Betriebsmannschaft möglich ist.

3.4 Krisenmanagement

Um auch auf Hochwasserereignisse, die die Bemessungsjährlichkeiten der Gewässer und technischen Anlagen übersteigen, vorbereitet zu sein, beinhalten die Hochwasserschutzkonzepte auch ein Krisenmanagement für außergewöhnliche Ereignisse. Hierbei geht es zum einen um eine frühzeitige Beurteilung der Hochwasservorhersagen und darauf abgestimmte Steuerungskonzepte von Pumpwerken und Hochwasserrückhaltebecken, um eine Reduzierung des Abflusses im Hauptlauf zu erreichen. Dies ist besonders wichtig entlang der Emscher, denn dort bestehen sehr hohe Schadenspotenziale im Falle einer Deichüberströmung bzw. vor allem bei einem daraus resultierenden Deichversagen. Auch gezielte Polderflutungen in Bereichen mit geringem Schadenspotenzial stellen geeignete Maßnahmen im Emschergebiet dar. Im Lippeeinzugsgebiet kommt einer gezielten Deichsicherung bzw. einer Vergrößerung der Abflussquerschnitte im Katastrophenfall eine größere Bedeutung zu. Hier sind die Anlaufzeiten der Hochwasserwelle im Vergleich zum Emschergebiet so langsam, dass Zeit für gezielte Gegenmaßnahmen bleibt.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorgestellten Hochwasserschutzkonzepte sind keineswegs als starre Pakete zu sehen, sondern als dynamischer Prozess, der ständig weiterentwickelt und neuen Aspekten und Gesichtspunkten angepasst werden muss. Vor allem im Zuge der fortschreitenden Umbauplanungen im Emschergebiet werden laufende Kontrollen über die Gültigkeit und Wirksamkeit einzelner Strategien notwendig werden, um in jedem Umbauzustand für einen optimalen Hochwasserschutz zu sorgen. Auch im Hinblick auf eventuelle Auswirkungen durch einen Klimawandel müssen die Hochwasserschutzkonzepte dynamisch gestaltet sein, um schnell und unkompliziert auf Änderungen im Abflussgeschehen reagieren zu können. Durch die vielen Einzelaspekte und –maßnahmen der vorliegenden Konzepte ist dies jedoch gut zu realisieren.

5 Literatur

Gleim, A., Hens, T., Johann, G., Jung, T., Lippert, K. (2007): Internetbasierter Datendienst 2D-Lippehydraulik. Wasserbaukolloquium 2007: „Fünf Jahre nach der Flut“ Hochwasserschutzkonzepte, Planung, Berechnung, Realisierung Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 3X

Autoren:

Ekkehard Pfeiffer

Dr. Steffen Bold

Bettina Ott

Dr.-Ing. Burkhard Teichgräber

Emschergenossenschaft/Lippeverband
Kronprinzenstraße 24
45128 Essen

Tel.: +49 201 1043 279

Fax: +49 201 1043 149

E-Mail: pfeiffer.ekkehard@eglv.de

bold.steffen@eglv.de

ott.bettina@eglv.de

teichgraeber.burkhard@eglv.de

Economical Assessment of Flood Control Measures

Pavel Fošumpaur
Ladislav Satrapa

This contribution describes a new approach of the flood protection optimization which is based on the risk analysis and it allows an objective assessment of the flood protection efficiency in the given locality. The methodology was ratified by the Ministry of Agriculture of the Czech Republic for purposes of evaluating of proposed flood protection projects within the frame of II. stage of the „Flood Prevention Project“ co-sponsored by the European Investment Bank.

1 Introduction

Large floods which affected the Middle Europe region at the end of the last century and especially the largest flood from August 2002 caused significant damages on state and private property and they even claimed the lives. Account on that we can see in recent years a strong tendency to manage the flood protection more conceptually and systematically (*Chave, 2001*).

When dealing with the efficiency of a flood protection we need to answer the question if the implementation of the flood control measure (FCM) proposed has any economic reason. Thus if costs of FCM are adequate to the volume of the private and state property protected. In the case of several FCM scenarios in the given locality it is principal to decide which scenario is the most effective. A system approach in the flood protection is based on the basic skill that particular FCM's are mutually connected by links and interactions when an increasing of the flood protection in one locality can have adverse impact to situation elsewhere. Further it is important the fact that the proposed flood protection effect can be reached as lately as all the FCM's in whole basin are implemented. In this case it is necessary to evaluate the efficiency of all the FCM's together and not separately.

Contemporary approach of planning the flood control measures is obviously based on the schematic assumption of so called design event which properties

are derived by a statistical approach. Design flood is obviously described by its return period or by exceedance probability which depend on the character of a protected area. This approach allows considering different level of the flood risk in various localities (urban area, municipal territory) very schematically.

This contribution describes a new approach of the flood protection optimization which is based on the risk analysis and it allows an objective assessment of the flood protection efficiency in the given locality. The method is based on costs-benefits analysis when costs are given by overall investment in FCM (or FCM scenario) and for evaluating of benefits the risk analysis is used. A benefit from flood protection is given by flood damages which occur if the proposed FCM will not be implemented. In the same time the flood probability has to be taken account.

The main idea of the flood protection optimization is illustrated in the Fig.1. A horizontal axis represents the range of the flood control protection which affects the value of the flood risk (R). Before the FCM is implemented the flood risk is the greatest and it is decreased with growing the range of the flood protection. Contrary, the costs (I) are increasing with growing the range of the flood protection. An objective is to find an optimal flood protection scenario which minimize the sum of the costs and flood risk ($R+I$). This scenario represents an optimal flood protection measure in the given locality.

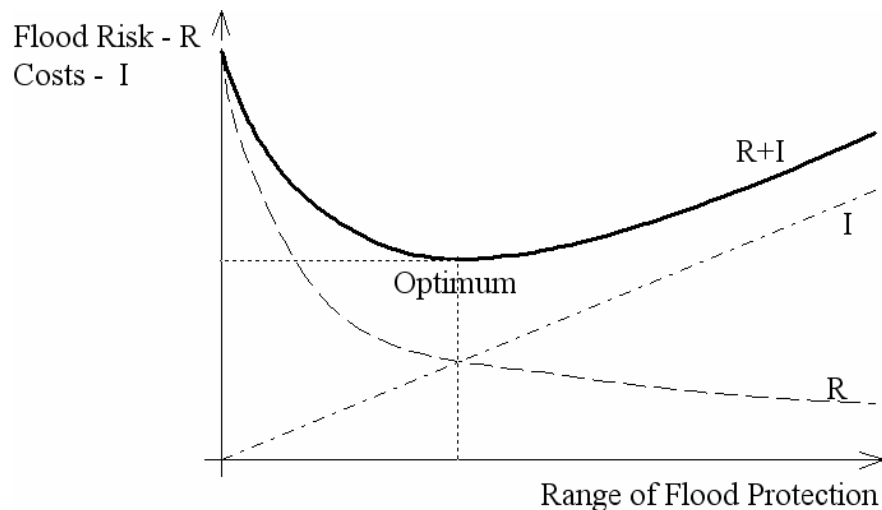


Figure 1: Principle of the flood protection policy.

2 Methods

The method is based on the costs-benefits analysis when costs are given by the budget of construction and they could include not only the construction costs but also other investments (project documentation, planning inquiry, property purchasing). Benefits from flood protection measure are evaluated by the flood risk assessment. Method of the risk analysis allows to objective evaluate flood damages caused by floods with different exceedance probability (Čihák, Satrapa, Fošumpaur, 2005). Flood risk generally depends on the extent of flood damages and on probability of their occurrence, in accordance with the following relation:

$$Risk = Damage \times Probability \text{ of Damage.}$$

For calculation of flood risk it is necessary to consider all the real combinations of damages and their probability for flows causing slight damages and for extreme flows with really minor probability. This analysis shall result in calculation of average annual flood risk:

$$R = E(D) = \int_{Q_a}^{Q_b} D(Q) \cdot f(Q) dQ \quad (1)$$

where $R = E(D)$ is average annual flood risk [EUR/year],
 $D(Q)$ is damage caused by flow (Q) [EUR],
 Q is flow [$m^3 \cdot s^{-1}$],
 $f(Q)$ is probability density of annual flood flows [-],
 Q_a , or Q_b is flow causing the first damages or flow [$m^3 \cdot s^{-1}$],
 when the probability of damage occurrence is close to zero,
 a , or b is the return period of flow Q_a or Q_b [years].

There are two independent and substitutable methods for calculating the risk:

- a) Analytical method where the average annual flood risk is quantified by integrating the product of flood damages caused by all damaging flows in a given area and probability of their occurrence.
- b) Stochastic Monte-Carlo method that is based on generated synthetic line of annual peak flows, for which the sequence of annual damages is derived from dependence of flood damages on flows derived in advance. These data then serve as a basis for determination of an average annual flood risk.

Extent of protected property that is quantified by standard methods for specification of flood damages on the basis of flood-plain areas determined and spatial distribution of properties in given area. Determination of potential flood dam-

ages is based on GIS data stemming from the territorial data of ZABAGED database. In reasonable cases it can be quite detailed – damage of individual structural items of objects (items with long-term and short-term life cycle) and their share in the value of given object can be estimated and the extent of any prospective damage can be determined relatively precisely.

Damage against which the given area will be protected by the assessed measure needs to be figured out. It relates to the flows, for which the flood-plain areas were determined by hydraulic analysis. Damage is in Czech Republic usually quantified for the flows of Q_5 , Q_{20} , (Q_{50}) and Q_{100} both for the present and for the future after realising the preventive measure planned. If the current degree of protection exceeds the flow of Q_5 , then damage is quantified for the first higher flow and subsequently according to the given flow order. Level of flood protection of proposed measure expressed by the return period is the necessary information for assessing effectiveness of the proposed project and it is directly connected to any potential damage. This information and data supplied allow for the quantification of flood risks before and after realisation of a measure. Level of flood protection (return period) is expressed in years and the probability of exceedance is expressed in percents.

Proposed method of evaluation of flood protection measures requires the knowledge of extent of flood-plain areas before the actual implementation of flood measures (current status) and after their implementation. In case the extent of flood-plain areas is not known after implementation of a measure it is supposed that the flood damages caused by flow higher than the proposed flow rate for a given measure will correspond with damages occurring without a measure being implemented. Flood risk will be quantified for the current status only (before implementation of a measure) up to the level of proposed protection rate of a given measure. This value itself evidences the reduction of flood risk by implementation of a project.

Flood damages are mostly affected by depth of water, velocity or exposition of the flood. In the next step of the analysis a range of flood damages on different categories of buildings (housing, estate industrial), infrastructure properties and agriculture properties is evaluated. Calculation is based on the evaluation of a damage factor which describes relative damage on the building and it ranges from 0 to 1. Overall damages in the flooding area are then given according to the formula:

$$D = \sum_{i=1}^n \alpha_i k_i S_i \quad (2)$$

where n	is the number of categories considered,	
α	damage factor for i^{th} category (it depends on the water level or velocity),	
k	number of units in the i^{th} category	$[\text{m}^3]$,
S	maximum damage per unit in i^{th} category	$[\text{EUR}/\text{m}^3]$.

The maximum damage describes a part of the overall value of the object which is damaged by the flood and must be replaced or repaired. The value of the damage factor is obviously evaluated with the use of damage curves which illustrate the dependence of the damage factor on the water level (and/or velocity) for objects from particular category (*Satrapa, Brůža, 2002*).

Previous approach dealt with calculation of flood risk in monetary units per time (usually per one year, i.e. annually). Now it is possible to quantify the current value of the risk by discount method. The current discount rate is 4% in the Netherlands, 6% in United Kingdom, 7% in Denmark, 8% in France, 3% in Germany. The EC average is 5%. Considering the development of discount rate in the Czech Republic in the last few years, the 3% annual discount rate will be used for calculating the capitalized risk.

Current risk value (capitalized risk) is then given by the relation for calculation of annuity bond:

$$Ra = \frac{R}{DS} \quad (3)$$

where Ra	is current risk value	$[\text{EUR}]$,
R	is average annual flood risk	$[\text{EUR}/\text{year}]$,
DS	is annual discount rate in decimal format	$[-]$.

Target here is to create a system for evaluation of projects and prioritising them in accordance with the Cost Benefit Analysis. Therefore the values of following parameters containing the costs and benefits will be quantified:

a) Relative efficiency

This is a ratio, where the risk value decreasing the current risk (without a measure) is the numerator and the investment (costs) needed for implementing a measure is the denominator. The nominator actually determines the reduction of flood risk caused by realisation of a measure.

$$EP = \frac{Ra(\text{before implementation of a measure}) - Ra(\text{after realisation of a measure})}{\text{Costs}} \quad (4)$$

where Ra is the capitalized flood risk before, resp. after implementation of a project. This parameter stands for the financial efficiency given by decrease of current risk per unit of investment. Higher value of this parameter means the higher appreciation of flood prevention investments.

b) Absolute efficiency

This parameter will assess the long-term benefits of flood prevention measures in absolute values of cost and benefits and it is given by the following relation:

$$EA = Ra(\text{before implementation}) - [\text{Costs} + Ra(\text{after implementation})] \quad (5)$$

where Ra is the capitalized flood risk before or after implementation of a project.

This parameter expresses absolute long-term financial efficiency of a measure. Higher value of this parameter means the higher appreciation of flood prevention investments.

c) Payback period

Payback period will be determined by the following relation:

$$DN = \frac{\text{Costs}}{R(\text{before implementation}) - R(\text{after implementation})} \quad (6)$$

where R means the average annual flood risk before, or after implementation of a project.

3 A case study

As a case study the flood protection project of the Budyně nad Ohří municipality (North Bohemia region) was selected. The municipality is located in the floodplain area of the Ohře River according to Fig.2 where flooding lines for Q_{10} , Q_{20} , Q_{50} and Q_{100} are marked. The current degree of protection is on the Q_5 level (non-damaging flow).

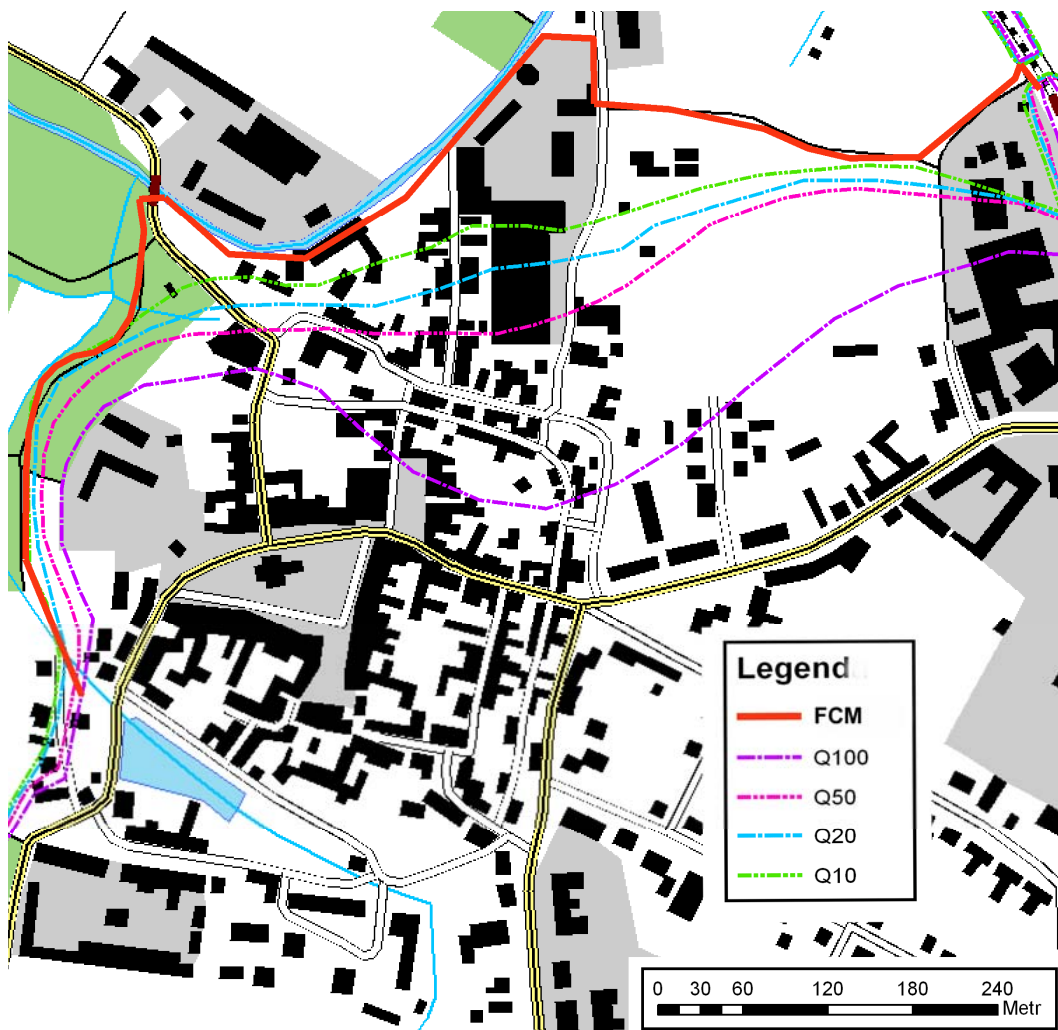


Figure 2: The map of the Budyně nad Ohří municipality.

When this level is exceeded the damages start to occur. Our task is to evaluate the optimal degree of protection when four scenarios are given – protection on the levels Q_{10} , Q_{20} , Q_{50} and Q_{100} . As a flood control measure the dikes were chosen in the range according to Fig.2 (red line).

Flood damage was evaluated for flow levels Q_{10} , Q_{20} , Q_{50} and Q_{100} . For intermediate flows it is considered an assumption of linear relation between the damage and logarithm of the return period N . The damages are evaluated only to the Q_{100} level which is the greatest design flood. The relationship is illustrated in the Fig.3.

In Fig.3 the range of the flood damage for various flows for the current status is marked by the blue line. The chart also contains damages for the state after particular flood measures are implemented. Because of the character of the flood measure (dikes) there is assumed that after the design level is overcome the damage will be similar to that before implementation of FCM. Generally should

be noted that this assumption is not valid for the measures as flood control reservoirs and polders.

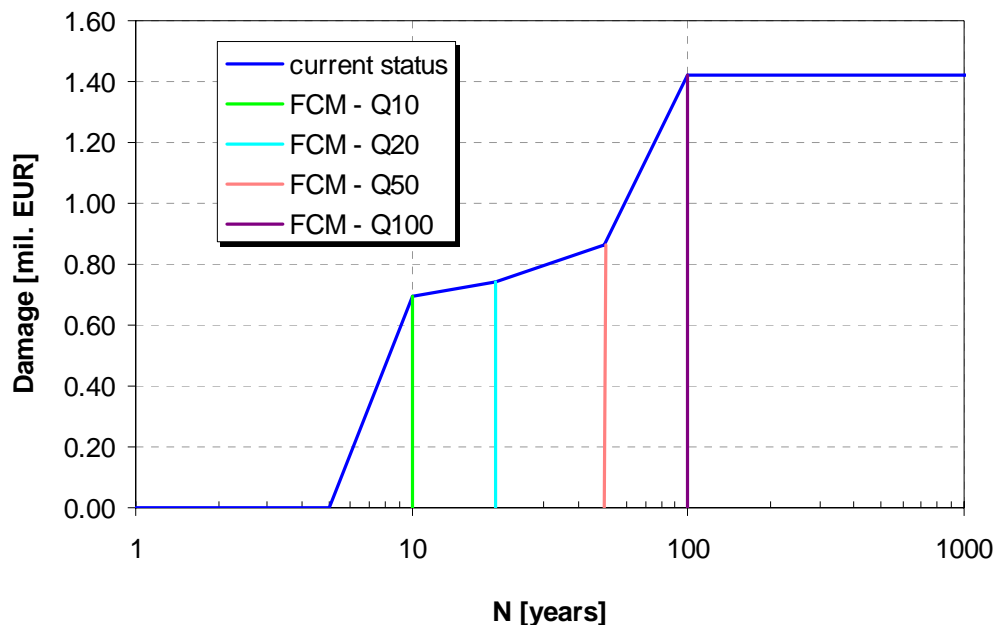


Figure 3: Relationship between the flood damage and the return period of the flood in the Budyně nad Ohří municipality. Status before the actual implementation of flood measures (current status) and after their implementation on the level Q_{10} , Q_{20} , Q_{50} and Q_{100} .

For evaluating the average annual flood risk before implementation of flood measures and after their implementation there was used the stochastic approach when a long synthetic series of yearly peak flows (10 000 years long) was generated. Probability properties of this series are related to those derived from historical data by the flood flow frequency analysis.

In the next stage were computed values of yearly damage in the previously generated series according to the relationship in Fig.3. In the Fig.4 there is illustrated a course of yearly damages in the first 1000 years of the synthetic series for the current status and for the status after the flood measures will be implemented. From the charts there is evident that the most frequent occurrence of the flood damages is for the current status (before FCM). Contrary as the degree of protection is growing the value of the damage decreases.

For the whole displayed period of 1000 years have occurred eleven floods with the damage for the Q_{100} protection level. This is approximately in a good agreement with the frequency of Q_{100} which is in the long term period reached or exceeded one times in 100 years.

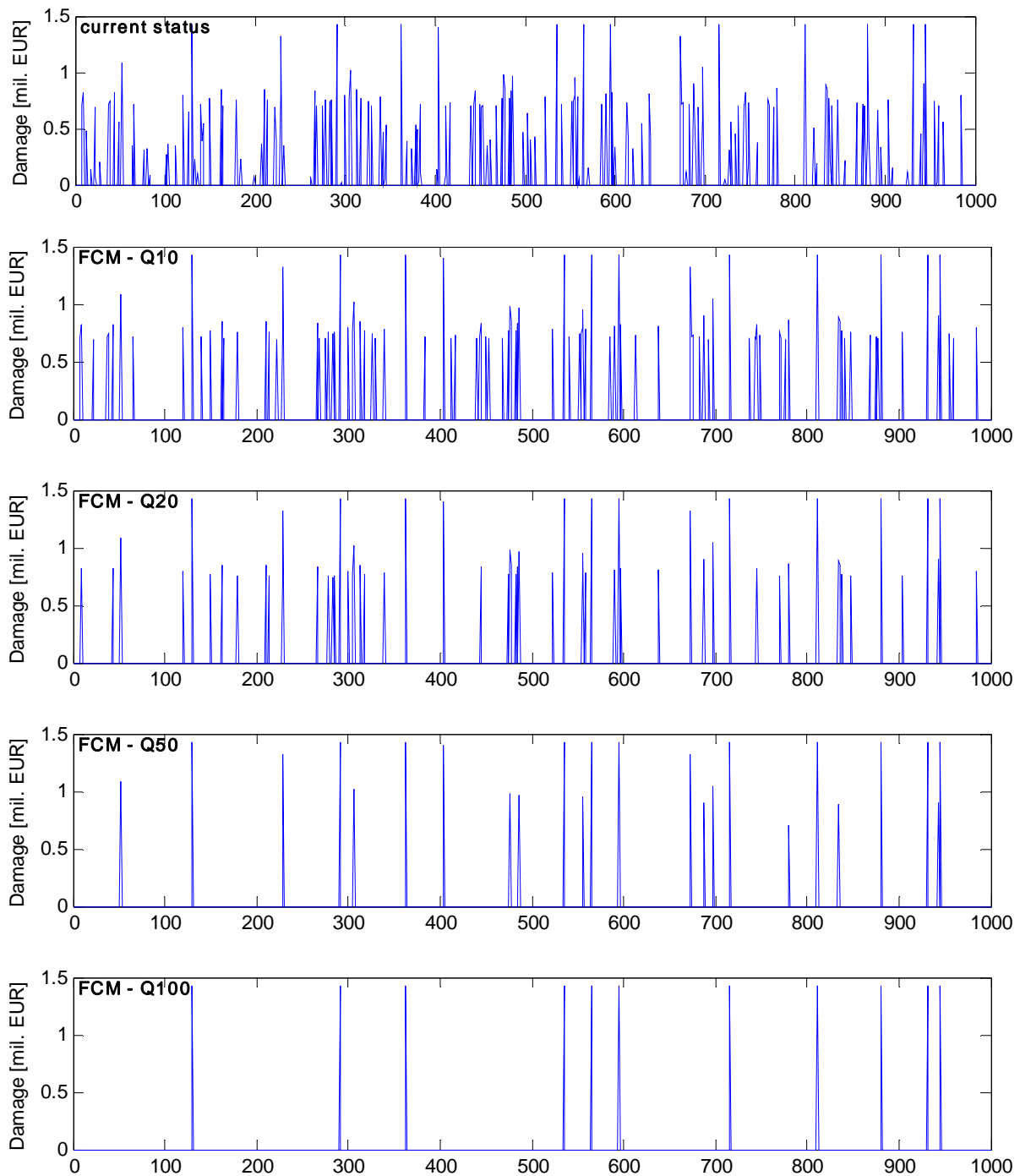


Figure 4: Yearly flood damages in the first 1000 years of the synthetic series for the current status and after implementation of flood control measures for the design level of Q_{10} , Q_{20} , Q_{50} and Q_{100} .

With the use of yearly flood damages in the whole synthetic series there is possible to evaluate average yearly damage (risk) for the current status and for the status after implementation of the flood control measures proposed. Evaluation of the economical efficiency of all the flood protection scenarios in the Budyně nad Ohří municipality is shown in the Tab.1. From the table implies that with

regard to the relative efficiency the optimal degree of protection seems to be the Q_{50} level. However, from long point of view the absolute efficiency is crucial. So the Q_{100} protection level is optimal. Absolute efficiency can be evaluated also according to the philosophy from the introduction (Fig.1).

Table 1 Economical assessment of flood protection scenarios.

Degree of protection	Risk reduction [mil. EUR]	Costs [mil. EUR]	Relative efficiency [-]	Absolute efficiency [mil. EUR]	Payback period [years]
Q_{10}	1.036	0.414	2.50	0.622	13
Q_{20}	2.219	0.493	4.51	1.727	7
Q_{50}	3.009	0.593	5.07	2.416	7
Q_{100}	3.378	0.807	4.19	2.571	8

4 References

- Čihák, F., Satrapa, L., Fošumpaur, P (2005): Methodology for assessment of flood prevention measures to be included in the 2nd stage of „Flood Prevention Project“ (2007-2010), Czech Technical University, Faculty of Civil Engineering, Prague.
- Chave, P. (2001): Water Framework Directive, introductory directive of the EU, issued by the Ministry of Agriculture of the CR in co-operation with the Twinning project for Water Framework Directive, represented by Mr. James Hunt, pre-accession advisor.
- Satrapa, L., Brůža, M. (2002): Methods for flood damage assessment, In: Proc.: Floods: forecasting, rivers and landscape, Ostrava: CICERO, Vol. 1, pp.328-338.

Acknowledgement

This research has been supported by the research grant of the Ministry of Education, Youth and Sports of the Czech Republic No.: MSM 6840770005 and No.: MSM 6840770002.

Authors:

Dr. Pavel Fošumpaur

Dr. Ladislav Satrapa

Czech Technical University in Prague
Faculty of Civil Engineering
Department of Hydrotechnics
Thákurova 7
Czech Republic, 166 29 Praha 6

Phone: +420 224 35 4425

Fax: +420 224 35 5408

Email: fosumpaur@fsv.cvut.cz

Email: satrapa@fsv.cvut.cz

Vom Hochwasserschutzkonzept zur Objektplanung – Hydronumerische Modelle aus Sicht des Auftraggebers

Ivo Heiland

Die nach dem Hochwasserereignis im August 2002 im Freistaat Sachsen erarbeiteten Hochwasserschutzkonzepte (HWSK) für die Gewässer I. Ordnung stellen die Grundlage für eine wasserwirtschaftliche Rahmenplanung zur Realisierung eines nachhaltigen Hochwasserschutzes dar. Für die bauliche Umsetzung von lokalen Hochwasserschutzmaßnahmen sind konkrete Objektplanungen erforderlich. Diese benötigen hydronumerische Modellierungen als eine Grundlage zur Bemessung der Hochwasserschutzbauwerke. Grundsätzlich basieren diese Modellierungen auf den hydraulischen Modellen der HWSK. Um belastbare Bemessungswasserstände für den jeweiligen Untersuchungsbereich zu ermitteln ist es generell notwendig die vorrangig eindimensionalen Modelle der HWSK zu qualifizieren oder durch zweidimensionale Modelle zu ersetzen. Aus den Erfahrungen der Landestalsperrenverwaltung (LTV) im Planungsprozess zur Umsetzung von Hochwasserschutzmaßnahmen ergab sich der Bedarf nach einem Anforderungskatalog für die Grundlagen dieser Qualifizierung von bestehenden hydrodynamischen Modellen. Im vorliegenden Beitrag wird der Inhalt dieses Kataloges vorgestellt. Weiterhin werden anhand eines konkreten Beispiels die Auswirkungen infolge der Berücksichtigung des Anforderungskataloges aufgezeigt.

1 Einleitung

Im Rahmen der HWSK-Erarbeitung für die Gewässer I. Ordnung im Freistaat Sachsen wurden umfangreiche hydronumerische Modelle mit einer Gesamtlänge von ca. 3.200 km erstellt. Diese dienten grundsätzlich der Ermittlung von bestehenden Schutzgraden, der Ableitung von Gefährdungspotenzialen und der konzeptionellen Erarbeitung von aufeinander abgestimmten technischen Hochwasserschutzmaßnahmen. Für die Umsetzung dieser Maßnahmen sind die vorrangig eindimensionalen hydronumerischen Modelle im Zuge der Objektplanungen mit dem Ziel der Ermittlung von Bemessungswasserständen in den Untersuchungsgebieten zu qualifizieren oder durch zweidimensionale Modelle zu ersetzen. Auf Grundlage der Erfahrungen der LTV wurde ein Anforderungskatalog für die

Qualifizierung von bestehenden hydronumerischen Modellierungen der HWSK abgeleitet, welcher eine effiziente Beauftragung und qualitätsgerechte Durchführung von hydronumerischen Berechnungen im Zuständigkeitsbereich der LTV gewährleisten soll.

2 Motivation

Die im Rahmen der Erstellung der HWSK vorrangig eindimensionalen stationär erarbeiteten hydronumerischen Modelle (HN-Modelle) haben in den Ortslagen durchschnittliche Querprofilabstände von 80-200 m. Maßgebende Kreuzungsbauwerke sind grundsätzlich in den Modellen berücksichtigt. Die zahlreich vorhandenen Querbauwerke wurden nur teilweise als Wehrstruktur in die Modelle implementiert. Häufig wurde in Lage der Wehroberkante ein Querprofil und im Abstand von ca. 30 m unterhalb ein weiteres Profil angesetzt. Die verwendeten Rauheiten repräsentieren die örtlichen Verhältnisse grobskalig. Die hydronumerischen Modelle konnten häufig nur anhand weniger Hochwassermarken seltener Hochwasserereignisse und den bestehenden Wasserstands-Abfluss-Beziehungen bestehender Abflusspegel plausibilisiert werden. Die Abweichungen der berechneten Wasserspiegellagen liegen deshalb nicht selten im Bereich von 0,5 bis 1,0 m, in Einzelfällen auch deutlich darüber. Eine fachlich fundierte Kalibrierung/Validierung der Modelle anhand von Beobachtungen seltener Hochwasserereignisse war mit Ausnahme der Bundeswasserstraße Elbe aufgrund der fehlenden Datendichte für historische Ereignisse und vor dem Hintergrund der mit den Modellen nicht erfassbaren Prozesse während seltener Hochwasserereignisse (z. B. Verklausungen, Gewässerbettverlagerung und Geschiebetrieb) nicht möglich.

Weiterhin haben sich die Gewässergeometrien vielfach gegenüber den Grundlagedaten der HN-Modelle der HWSK aufgrund der zwischenzeitlich durchgeführten Schadensbeseitigung teilweise erheblich verändert. Außerdem sind die infolge der teilweise komplexen Gewässergeometrien zu erwartenden Fließvorgänge häufig nicht hinreichend genau mit den vorrangig eindimensionalen (1D-) HN-Modellen der HWSK abzubilden.

Vor diesem Hintergrund ist die Notwendigkeit der Qualifizierung der vorhandenen HN-Modelle im Rahmen der Objektplanungen zur baulichen Umsetzung von lokalen Hochwasserschutzmaßnahmen nachvollziehbar begründet.

3 Inhalt

Der Anforderungskatalog soll für die Projektverantwortlichen der LTV eine Grundlage für die Erstellung von Aufgabenstellungen für HN-Modellierungen im Zusammenhang mit Objektplanungen sein. Aufgrund der unterschiedlichen Vorkenntnisse zu hydronumerischen Berechnungen werden neben grundsätzlichen Empfehlungen zu Modelldimensionen Hinweise zu den für die Modellierungen erforderlichen Grundlagedaten gegeben.

3.1 Empfehlungen zu Modelldimension und Fließgesetzen

In einfachen Flussgeometrien mit regelmäßigem Querschnitt bzw. allmählichen Querschnittsänderungen und schwach gekrümmtem Gewässerverlauf werden 1D-HN-Modelle mit der Möglichkeit der Berücksichtigung von gegliederten Querschnitten als ein Werkzeug zur Bestimmung von Bemessungswasserständen für laterale technische Hochwasserschutzeinrichtungen als ausreichend eingeschätzt. Um fundierte physikalische Grundlagen bei der Ermittlung von Bemessungswasserständen mittels stationären Berechnungen mit 1D-HN-Modellen zu nutzen sollte das universelle Fließgesetz (siehe *Bollich, 2000*), in welchem die Rauheitsparameter mit relativen Sandrauheiten beschrieben werden, Anwendung finden.

Zur Erfassung der physikalischen Phänomene an komplexen Flussgeometrien, Krümmungen, Querschnittsänderungen, Verzweigungen, Einmündungen etc. wird die Anwendung von zweidimensionalen (2D-) HN-Modellen empfohlen. Die in diesen Modellen enthaltenen Flachwassergleichungen erfassen die in Flüssen aufgrund der geringen vertikalen Abmessungen vorherrschenden zweidimensionalen Effekte ausreichend (*Bloß und Kleeberg, 2003*). Weiterhin sind diese Modelle u. a. zur Analyse der Wirkung von geplanten Retentionsflächen, zur Untersuchung der Strömungen durch Besiedlung oder von Versagen vorhandener Hochwasserschutzeinrichtungen sinnvoll und zweckmäßig.

3.2 Geometriedaten

Sowohl für 1D- als auch für 2D-HN-Modelle ist es erforderlich den Gewässerschlauch in Form von georeferenzierten Querprofilpunkten vermessungstechnisch aufzunehmen. In diesem Zusammenhang sollten die im Untersuchungsgebiet vorhandenen Bruchkanten erfasst werden. Durch die Profilaufnahme wird die Bathymetrie stark generalisiert abgebildet. Mit dem Ziel der Vermeidung einer zu starken Generalisierung wird in Ahnlehnung an *LfU*

(2003) ein Profilkpunktabstand von ca. 1/10 der Profilbreite empfohlen. Sollte das einzelne Profil als Polygonzug aufgenommen werden, ist speziell bei einem geplanten Einsatz eines 1D-HN-Modells darauf zu achten, dass die dafür bekannten Konventionen der senkrechten Durchströmung der Querprofile bereits bei der Vermessung Beachtung findet. Im Allgemeinen empfiehlt sich für Ortslagen im Mittelgebirgsbereich ein Profilabstand von 50 bis 80 m. Im Flachland können je nach Gleichförmigkeit des Gewässers als Profilabstände bis zu 200 m angesetzt werden.

Im Bereich von Bauwerken und/oder starken Änderungen der Gerinnegeometrie oder des Sohlgefälles sind zusätzliche Profile erforderlich. Der Profilabstand im Bereich von Bauwerken sollte so gewählt werden, dass die ggf. vorhandene Verengung des Fließquerschnittes hydraulisch korrekt erfasst wird. Bei längeren Kreuzungsbauwerken unregelmäßiger Geometrie ist darauf zu achten, dass sie durch den kleinsten Querschnitt repräsentiert werden. Weiterhin sind das Gewässer nicht senkrecht querende Brückenbauwerke im Zusammenhang mit hydraulischen Untersuchungen generell senkrecht zur Fließrichtung aufzunehmen (Nettoquerschnitt). Bei Wehren ist es erforderlich neben dem Unter- und Oberwasserprofil das Überfallprofil (Höhe der Wehrkrone, Form der Wehrkrone, ggf. Radius der Wehrkrone, Überfalllänge) vermessungstechnisch aufzunehmen.

Durch die aus den Laserscanbefliegungen der HWSK vorhandenen Daten der Vorländer ist es in der Regel ausreichend das Hauptprofil vermessungstechnisch aufzunehmen. Die Profile werden dann im Rahmen der Modellerstellung mit Hilfe der Daten des Laserscanning sinnvoll verlängert. Dabei ist die o. g. senkrechte Durchströmung der Teilfließquerschnitte der Vorländer für 1D-HN-Modelle zu berücksichtigen.

3.3 Hydrologie

Grundsätzlich werden innerhalb der LTV stationäre (1D-HN-Modelle) bzw. quasistationäre (2D-HN-Modelle) Wasserspiegellagenberechnungen als Grundlage für die Dimensionierung von linienhaften technischen Hochwasserschutz-einrichtungen erstellt. Die für das Bemessungshochwasser maßgebenden Abflusswerte sind derzeit beim zuständigen Regierungspräsidium, Umweltfachbereich anzufragen.

Für instationäre Wasserspiegellagenberechnungen im Zusammenhang mit geplanten Vergrößerungen von Retentionsflächen an Gewässern I. Ordnung im Zuständigkeitsbereich des Freistaates Sachsen ist für die Erarbeitung entsprechender Ganglinien die Abstimmung mit dem Referat Wassermengen-

bewirtschaftung der Landestalsperrenverwaltung in Verbindung mit dem zuständigen Regierungspräsidium, Umweltfachbereich zu empfehlen.

3.4 Rauheitsparameter

Die HN-Modelle der HWSK sind als prognosefähig einzuschätzen, bedürfen jedoch im Zusammenhang mit der Objektplanung einer weiteren Qualifizierung durch eine für das Untersuchungsgebiet ausgewogene zonale Verteilung von Rauheitsparametern. Für die Wahl der erforderlichen Rauheitsparameter im Rahmen der Objektplanung ist eine Ortsbegehung des zu untersuchenden Gewässerabschnittes zwingend vorauszusetzen. Unter Berücksichtigung der Vor-Ort-Kenntnisse und vorliegender Daten zur Flächennutzung (z. B. CIR-, ALK-, ATKIS-, Corine-Daten, Feldblocksystem) sind die Rauheitsparameter für den Ist-Zustand zunächst mit Bezug auf die umfangreichen Angaben in der Fachliteratur anzusetzen. In diesem Zusammenhang ist vorhandener Bewuchs, welcher maßgeblich die Strömungsvorgänge beeinflussen kann, nach dem Stand der Technik durch die Parameter Abstand in und quer zur Fließrichtung sowie dem Bewuchsdurchmesser (1D-HN-Modelle) bzw. äquivalente Rauheitsparameter (2D-HN-Modelle) zu berücksichtigen.

3.5 Kalibrierung/ Sensitivitätsanalyse/ Validierung

Die im vorangegangenen Abschnitt erläuterte Qualifizierung der Rauheitsparameter ist unmittelbar mit der nachfolgenden Kalibrierung der HN-Modelle im Untersuchungsabschnitt verbunden. Grundlage für diese Kalibrierung bilden Beobachtungsdaten abgelaufener Hochwasserereignisse. Diese liegen nur im Idealfall als amtliche Daten in Form von absoluten Höhendaten bei den zuständigen Stellen vor. Vorrangig wird es erforderlich, eine umfangreiche Datenrecherche zu Beobachtungen abgelaufener Hochwasserereignisse im Untersuchungsgebiet durchzuführen.

Durch Variation der Rauheitsparameter im physikalisch sinnvollen Bereich unter Beachtung einer ausgewogenen Detailtreue sind die mit dem HN-Modell für ein beobachtetes Hochwasserereignis ermittelten Ergebnisse in ausreichendem Maße mit den gemessenen Beobachtungen in Übereinstimmung zu bringen. Durch alleinige Kalibrierung über die Rauheit werden in diesem Parameter alle anderen die physikalischen Phänomene der Strömung beeinflussenden Parameter (z. B. örtliche Verluste, Turbulenz, Geometrie) kumulativ berücksichtigt. Vor diesem Hintergrund ist es erforderlich, die Auswirkungen der Berechnungsergebnisse bei der Parametervariation nachvollziehbar zu dokumentieren und die

maßgebenden Modellparameter im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse zu isolieren sowie deren Anwendungsgrenzen zu definieren.

Die Validierung des HN-Modells anhand von Naturdaten eines vom Kalibrierungsereignis unabhängigen Hochwassers bildet den Abschluss der Kalibrierung. Leider kann der Forderung nach einer Validierung aufgrund des Fehlens ausreichender Naturdaten in der Praxis nur selten entsprochen werden.

Die schlussendlich gewählten Rauheitsparameter für Gewässersohle und Vorländer sowie die angesetzten Bewuchsparameter bzw. deren Äquivalent sollten nachvollziehbar dokumentiert werden. Außerdem sind die Darstellung der Kalibrierungsgüte und die Angabe der Güte der prognostizierten Ergebnisse des HN-Modells notwendig.

Das kalibrierte und ggf. validierte HN-Modell des Ist-Zustandes stellt eine grundlegende Voraussetzung für die Dimensionierung von Hochwasserschutzmaßnahmen im Rahmen der Objektplanung dar. Mit einem qualifizierten Modell können die Prognoserechnungen mit variierten Systemparametern (Geometrie, Rauheit) ggf. unter Beachtung veränderter Randbedingungen (Ein- und Ausgangsgrößen) durchgeführt werden. Im Rahmen der Prognoserechnungen ohne und mit geänderten Systemparametern wird die Analyse der Auswirkungen einer Variation der maßgebenden Durchflüsse (BHQ) empfohlen. Durch eine Erhöhung der BHQ in der Größenordnung von ca. 10 % bis 20 % können mögliche Auswirkungen infolge ggf. erforderlicher Anpassungen der hydrologischen Grundlagen im Einzugsgebiet des Untersuchungsbereichs aufgezeigt werden.

4 Ergebnisse

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Anwendung des unter Abschnitt 3 erläuterten Anforderungskataloges am Beispiel der Umsetzung des Hochwasserschutzes an der Zschopau in der Gemarkung Frankenberg-Niederlichtenau-Gunnersdorf dargestellt.

Der linkseitig vorhandene Hochwasserschutzdeich wird bereits ab einem Hochwasserereignis mit einem statistischen Wiederkehrintervall von etwa $T = 25$ a überströmt. Durch den Deich werden vorrangig landwirtschaftliche Flächen und eine Brunnengalerie geschützt. Im Rahmen einer Vorstudie zur Objektplanung wurden für die Planungsaufgabe die Anwendungsgrenzen des im HWSK enthaltenen 1D-HN-Modells festgestellt. Die Entscheidung zur Erstellung eines 2D-HN-Modells mit einer ausreichenden Berücksichtigung der Einlauf- und Aus-

laufrandbedingung für die nachfolgende Objektplanung lag aufgrund der großflächigen Durchströmung der Talaue auf der Hand.

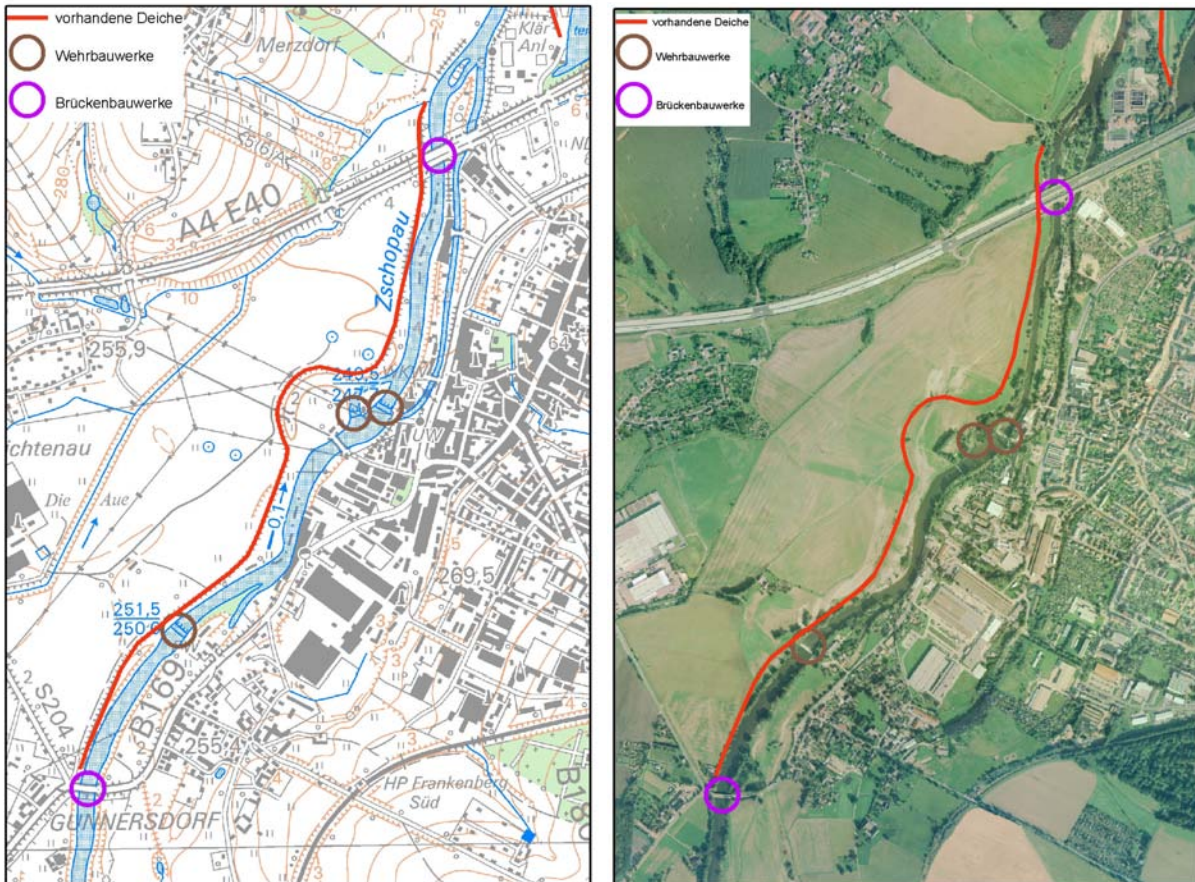


Abbildung 1: Untersuchungsgebiet Frankenberg (Lageplan und Luftbild)

Die notwendigen Geometriedaten zur Modellerstellung wurden aus dem georeferenzierten 1D-HN-Modell (Flussschlauch) und dem digitalen Höhenmodell des HWSK sowie zusätzlich aktuell aufgenommenen terrestrischen Vermessungsdaten (Vorländer, Deiche und Auenbereiche) ermittelt.

Für das Untersuchungsgebiet ist der oberhalb liegende Pegel Lichtenwalde maßgebend. Durchflussbeobachtungen liegen für diesen Pegel in ausreichendem Maße vor, so dass von diesem bereits für das HWSK durch Extremwertstatistik auf die maßgebenden zu untersuchenden Durchflüsse geschlussfolgert werden konnte. Die lange Scheiteldauer (ca. 10 Stunden) eines Hochwassers mit einem statistischen Wiederkehrintervall von $T = 100a$ (HQ_{100}), welches für das Untersuchungsgebiet das geplante Schutzziel darstellt, führte zur Entscheidung für die Durchführung einer quasistationären Wasserspiegellagenberechnung.

Auf Grundlage von CIR-Daten, aktuellen Luftbildern sowie Vor-Ort-Begehungen wurde eine ausgewogene Rauheitsverteilung im Modell vorge-

nommen. Diese wurde anhand der vom Planer dokumentierten Beobachtungen des Frühjahrshochwasser 2006, welches etwa einem statistischen Wiederkehrintervall von $T = 10$ a entsprach, kalibriert. Wasserspiegelfixierungen seltener Hochwasserereignisse waren für das Untersuchungsgebiet nicht vorhanden. Vor diesem Hintergrund konnte lediglich der Bereich des Flussschlauches und der Vorländer kalibriert werden. Das Ergebnis der Kalibrierung des 2D-HN-Modells anhand der Beobachtungen vom Hochwasserereignis Frühjahr 2006 ist in Abbildung 2 dargestellt. Zum Vergleich sind weiterhin die Ergebnisse des 1D-HN-Modells des HWSK für dieses Hochwasserereignis abgebildet.

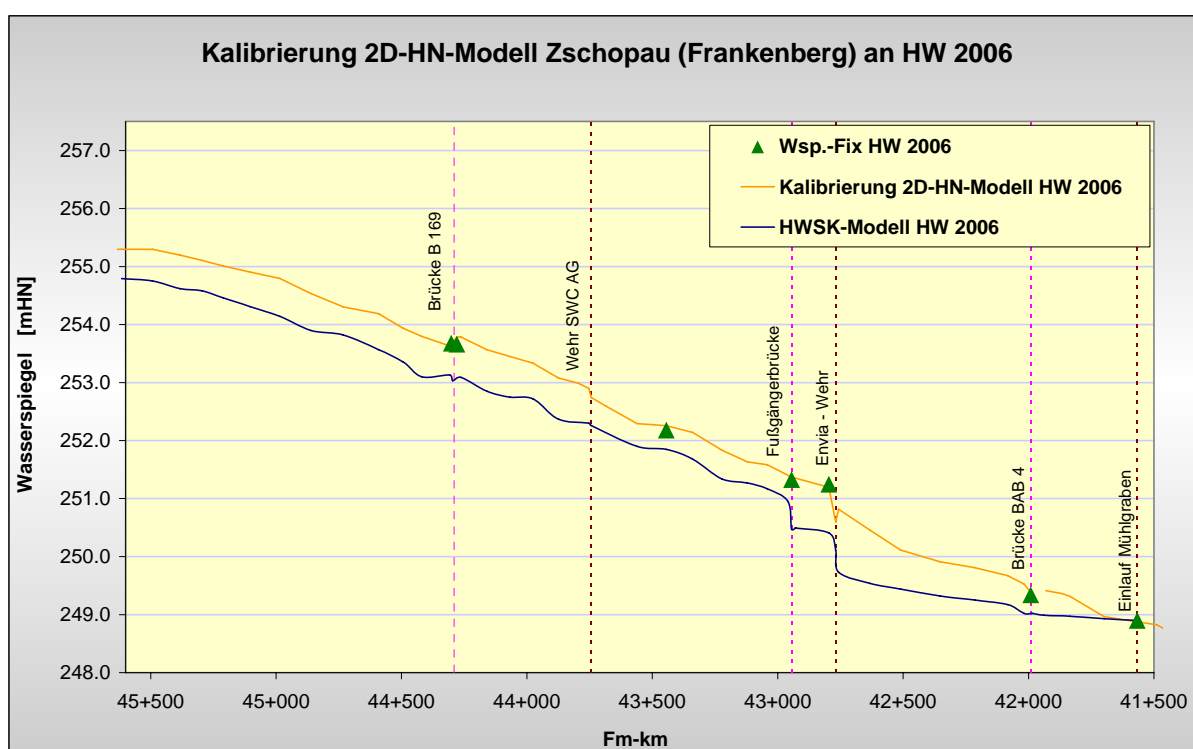


Abbildung 2: Ergebnisse der Kalibrierung des 2D-HN-Modells anhand des Frühjahrshochwasser 2006 und Vergleich mit HWSK-Modellergebnissen

Aufgrund fehlender Beobachtungsdaten eines weiteren Hochwasserereignisses konnte keine Validierung des 2D-HN-Modells vorgenommen werden.

Nachfolgend sind die Berechnungsergebnisse der HN-Modelle des HWSK und der Objektplanung bei HQ_{100} für den Ist-Zustand dargestellt. Die Ergebnisse des 2D-HN-Modells der Objektplanung liegen für das untersuchte Hochwasserereignis im Untersuchungsbereich bis zu 1,30 m über den Angaben des hydraulischen Längsschnittes des HWSK.

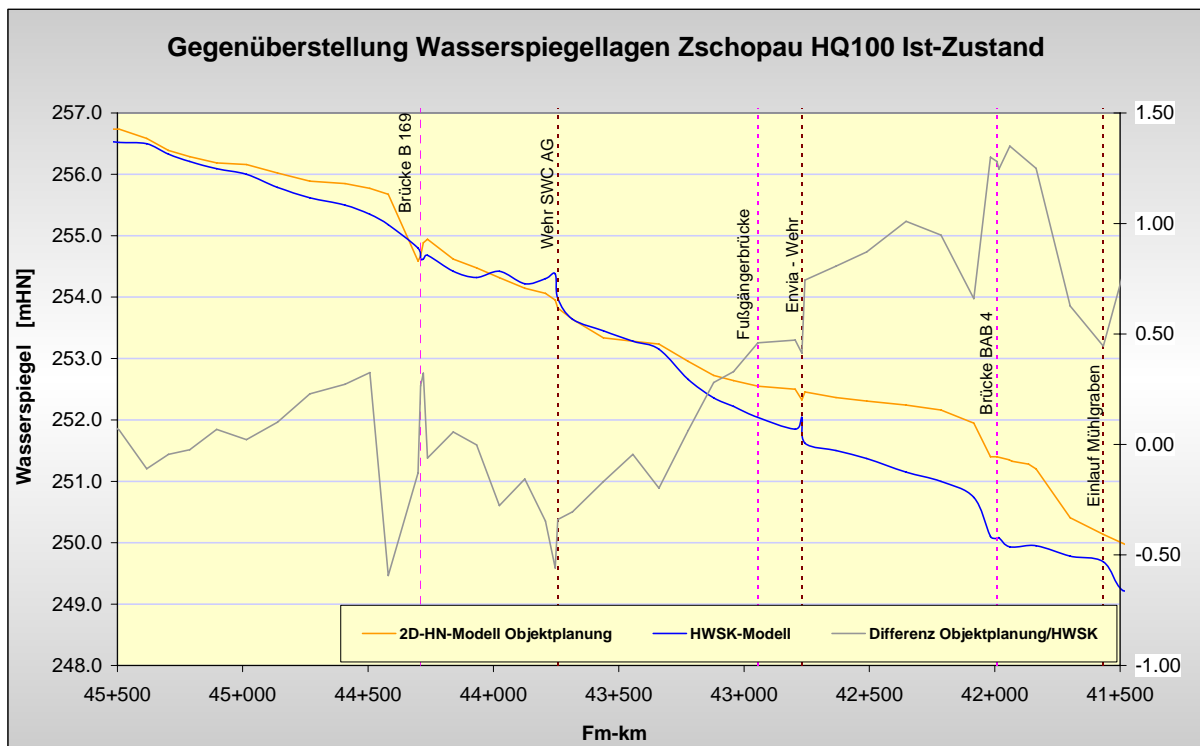


Abbildung 3: Ergebnisse der HN-Modellierung für das Hochwasserschutzziel HQ100 Ist-Zustand

Die Ursachen für die hohen Abweichungen des HN-Modells des HWSK gegenüber dem 2D-HN-Modell der Objektplanung für den Ist-Zustand konnten plausibel begründet werden (Randbedingungen, Geometriedaten, Kalibrierung). Die Möglichkeiten der begrenzten Kalibrierung anhand von Beobachtungsdaten des Frühjahrshochwasser 2006 wurden mit dem 2D-HN-Modell genutzt. Im Rahmen der laufenden Objektplanung wurde entschieden, das kalibrierte 2D-HN-Modell des Ist-Zustandes unter Berücksichtigung einer Sensitivitätsanalyse für die Prognoserechnung mit variierten Systemparametern (Plan-Zustand) weiter zu verwenden. Dieses 2D-HN-Modell stellt die Grundlage für die Ermittlung von Bemessungswasserständen mit dem Ziel der Dimensionierung der geplanten Hochwasserschutzanlagen für die Ortslage Frankenberg dar.

5 Fazit

Unter Berücksichtigung der Ausführungen im vorangegangenen Kapitel am Beispiel der Planung zur Umsetzung des Hochwasserschutzes in Frankenberg wird die Notwendigkeit einer bewussten Würdigung des Status der Angaben zu Wasserspiegellagen in HWSK nachvollziehbar verdeutlicht. Die Angaben im HWSK

können und dürfen aufgrund des konzeptionellen Charakters der Unterlage keine ungeprüften Bemessungswasserstände für Objektplanungen darstellen.

Im Analogieschluss auf andere HWSK für Gewässer im Zuständigkeitsbereich der LTV ist grundsätzlich von einer notwendigen Qualifizierung der HN-Modelle der HWSK im Zusammenhang mit Objektplanungen zur baulichen Umsetzung von lokalen Hochwasserschutzmaßnahmen auszugehen. Für diese Qualifizierung kann der erläuterte Anforderungskatalog eine Hilfestellung mit dem Ziel der Gewährleistung effizienter und qualitätsgerechter hydro-numerischer Berechnungen als Grundlage für eine nachhaltige Umsetzung von Hochwasserschutzmaßnahmen geben.

6 Literatur

- Bollrich (2000): Technische Hydromechanik, Band 1, Grundlagen, Verlag Bauwesen, 5.Auflage, April 2000
- Bloß und Kleeberg (2003): Numerische Simulationsmodelle für Fließgewässer, Beiträge zum Seminar 12./13. Mai 2003, in: Schriftenreihe der Fachgemeinschaft Hydrologische Wissenschaften, Heft 03.03
- LfU (2003): Geodaten für die Wasserwirtschaft, Vermessung bis Datenservice, Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, Karlsruhe 2003

Autor:

Dipl.-Ing. Ivo Heiland

Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen
Fachbereich Technik
Bahnhofstraße 14
01796 Pirna

Tel.: +49 3501 796 471

Fax: +49 3501 796 105

E-Mail: Ivo.Heiland@ltv.smul.sachsen.de

Numerische Modelle als Bemessungshilfe für naturnahe Bauweisen am Beispiel einer Ausgleichsmaßnahme

Jens Wilhelm
Dirk Carstensen
Thomas Kopp
Hans-B. Horlacher
Andreas Stowasser

Im Rahmen der Planung der komplexen Ausgleichsmaßnahme der Reaktivierung eines ehemaligen Elbseitenarms bei Dresden-Zschieren war eine Lösung zu finden, die weder negative Auswirkungen auf die Schifffahrt in der Stromelbe noch auf den Hochwasserschutz der angrenzenden Bebauung hat. Zusätzliche Beeinträchtigungen der Landnutzung waren zu vermeiden. Es wurden zwei verschiedene Ausführungsvarianten erarbeitet, die sich hinsichtlich der Intensität der Auwaldbepflanzung und der Geländemodellierung unterschieden. Für die numerische Simulation - auch des Mittelwasserabflusses - kam ein bis dahin ausschließlich für Hochwasser eingesetztes zweidimensionales hydrodynamisch-numerisches Modell zur Anwendung. Mit Hilfe der Berechnungen konnten die Kriterien für den Bewuchs konkretisiert und eine Vorzugsvariante entwickelt werden.

1 Einleitung

Die extremen Hochwasserereignisse vom August 2002 an Moldau und Elbe, ausgelöst durch lang anhaltende Starkniederschläge infolge einer Vb-Wetterlage, stehen in einer Reihe mit ähnlichen Ereignissen an der Oder (1997), an Isar und Donau (2005) und der Themse (2007). Diese Häufung wird heute allgemein als Folge einer umfassenden Klimaänderung anerkannt und unterstreicht die Notwendigkeit nachhaltiger Konzepte und Maßnahmen zum Schutz vor den schwerwiegenden Folgen.

Im Rahmen der Erarbeitung des Hochwasserschutzkonzeptes (HWSK) Elbe wurde ein zweidimensionales hydrodynamisch-numerisches (2d-HN) Modell geschaffen, das besonders gut dazu geeignet ist, die komplexen Strömungsver-

hältnisse im Hochwasserschutzsystem der Elbe in Dresden zu simulieren, die durch weiträumige Vorländer, das Vorhandensein zweier Flutmulden und eines neun Kilometer langen Elbaltarms sowie großflächigen Überflutungen gekennzeichnet sind.

Bei Planungen an Fließgewässern können Fragestellungen auftreten, die nicht allein die Hochwassersituation betreffen. Für eine von der Landeshauptstadt Dresden geplante komplexe Ausgleichsmaßnahme, die Anlage eines naturnahen Elbseitenarms, waren neben dem Hochwasserabfluss die Auswirkungen auf die Strömung bei Mittelwasser zu untersuchen. Erstmals sollte auch für solche Abflussverhältnisse das für Hochwasserabfluss konzipierte 2d-HN-Modell eingesetzt werden.

2 Anwendungsgebiete der Modellierung

2d-HN-Simulationen können Aufschluss über viele Aspekte von Hochwasserabflüssen geben. Dazu zählen Überschwemmungsgrenzen, Überflutungsdauer, Strömungsgeschwindigkeiten, Wassertiefen u. v. a. m. Dadurch bieten sich insbesondere auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes ebenso vielfältige Möglichkeiten der Nutzung.

Hochwasserschutz ist nicht selten durch folgenreiche Eingriffe in bestehende Systeme gekennzeichnet, welche sich zum Teil in größerem Maße unter Normalbedingungen auswirken. Mit vergleichenden Variantenuntersuchungen lassen sich wertvolle Erkenntnisse bei der Bemessung und Optimierung von Hochwasserschutzmaßnahmen gewinnen, wobei die hydraulische Wirksamkeit ins Verhältnis zum Aufwand gesetzt werden kann.

Modelle bilden die Wirklichkeit nur vereinfacht ab. Das Konzept eines Modells beschränkt ganz wesentlich seine Anwendbarkeit. Für die HN-Modellierung trifft dies besonders in Fällen zu, bei denen sehr unterschiedliche Randbedingungen untersucht werden sollen. Dafür werden oft unterschiedliche oder zumindest unterschiedlich kalibrierte Modelle notwendig.

3 Entwicklung der 2d-HN-Modellierung für das Stadtgebiet der Landeshauptstadt Dresden

Das im Auftrag der Landestalsperrenverwaltung (LTV) des Freistaates Sachsen geschaffene 2d-HN-Modell von Elbekilometer (El-km) 39 bis 71,5 wurde im

Rahmen des HWSK Elbe für die Berechnung der flächenhaften Ausdehnung von Hochwasserereignissen im Dresdner Elbtal für Wasserstände zwischen 3,50 m und 10,00 m über PN am Pegel Dresden (Inkrement 0,50 m) verwendet. Bei der Entwicklung des Modells konnten umfangreiche Beobachtungen und Erfahrungen des Augusthochwassers 2002 berücksichtigt werden. Somit hatte es den Vorzug, sich stark an zeitnahen realen Gegebenheiten orientieren zu können. Die 2002 beobachteten Strömungsverhältnisse konnten für das Stadtgebiet der Landeshauptstadt sehr gut simuliert werden. Zudem zeigte sich eine exzellente Übereinstimmung mit der Pegelcharakteristik des Pegels Dresden.

Nach Fertigstellung des HWSK ergaben sich weitere Einsatzmöglichkeiten, wie die Ermittlung der hydraulischen Wirksamkeit vorgeschlagener Hochwasserschutzmaßnahmen und deren Auswirkung auf benachbarte Gebiete. Ebenso wurden alternative Ideen bei der Suche nach hydraulischen Potenzialen für einen besseren Hochwasserschutz in Dresden untersucht, wie z. B. am Altelbarm südöstlich von Tolkewitz, wo sowohl Strömungsbeschleunigung als auch Rückhaltvermögen diskutiert wurden. In derartigen Untersuchungen erwies sich das 2d-HN-Modell als ein vielseitiges und zuverlässiges Werkzeug, mit dem ein breites Spektrum von Fragestellungen beantwortet werden kann.

Um das potenzielle Überflutungsgebiet der Landeshauptstadt Dresden abbilden zu können, wurde das auf das Überflutungsgebiet des Augusthochwassers von 2002 und die Stadtgrenze Dresdens begrenzte Modell auf den Bereich von EL-km 30 bis 80 erweitert und seitlich so weit vergrößert, dass eine ungehinderte Ausbreitung der Überflutungsflächen im Modell möglich wurde.

3.1 Datengrundlagen und Modellerstellung

Das 2d-HN-Modell der Elbe von EL-km 30 bis 80 basiert auf verschiedenen Datenformen und Datenformaten.

- Hydrologische Daten: BHQ-Werte laut amtlicher Auskunft durch das damalige Staatliche Umweltfachamt (StUFA) Radebeul und das Wasser- und Schifffahrtsamt Dresden (WSA Dresden)
- Peilungsdaten der Fahrrinne der Elbe im Bereich EL-km 30 bis 80 (WSA Dresden)
- Vermessene Querprofile der Elbe von EL-km 30 bis 80 (WSA Dresden)
- Tripeldaten von Laserscan-Befliegungen: eta AG (2002); Topscan (2000)
- Digitales Geländemodell der Elbe im Bereich EL-km 30 bis 80 (LTV Sachsen, Stand 5/2005, basierend auf Laserscan-Befliegungen 12/2004)
- Orthofotos (übergeben durch die LTV Sachsen)

- Kartierung des Überflutungsbereiches vom August 2002 (Quelle: Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden) sowie Flurstücksflächen, Oberflächenversiegelung, Strukturtypen 2000 - Versiegelungsgrad, Gebäude im Überflutungsgebiet (Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden)
- Color-Infrarot-(CIR-)Biotoptypen- und Landnutzungskartierung des Landesamtes für Umwelt und Geologie (LfUG) Sachsen (1992, 1993)
- Automatisierte Liegenschaftskarten (ALK) für Dresden (8/2004), Großenhain (11/2005) und Pirna (03/2006)

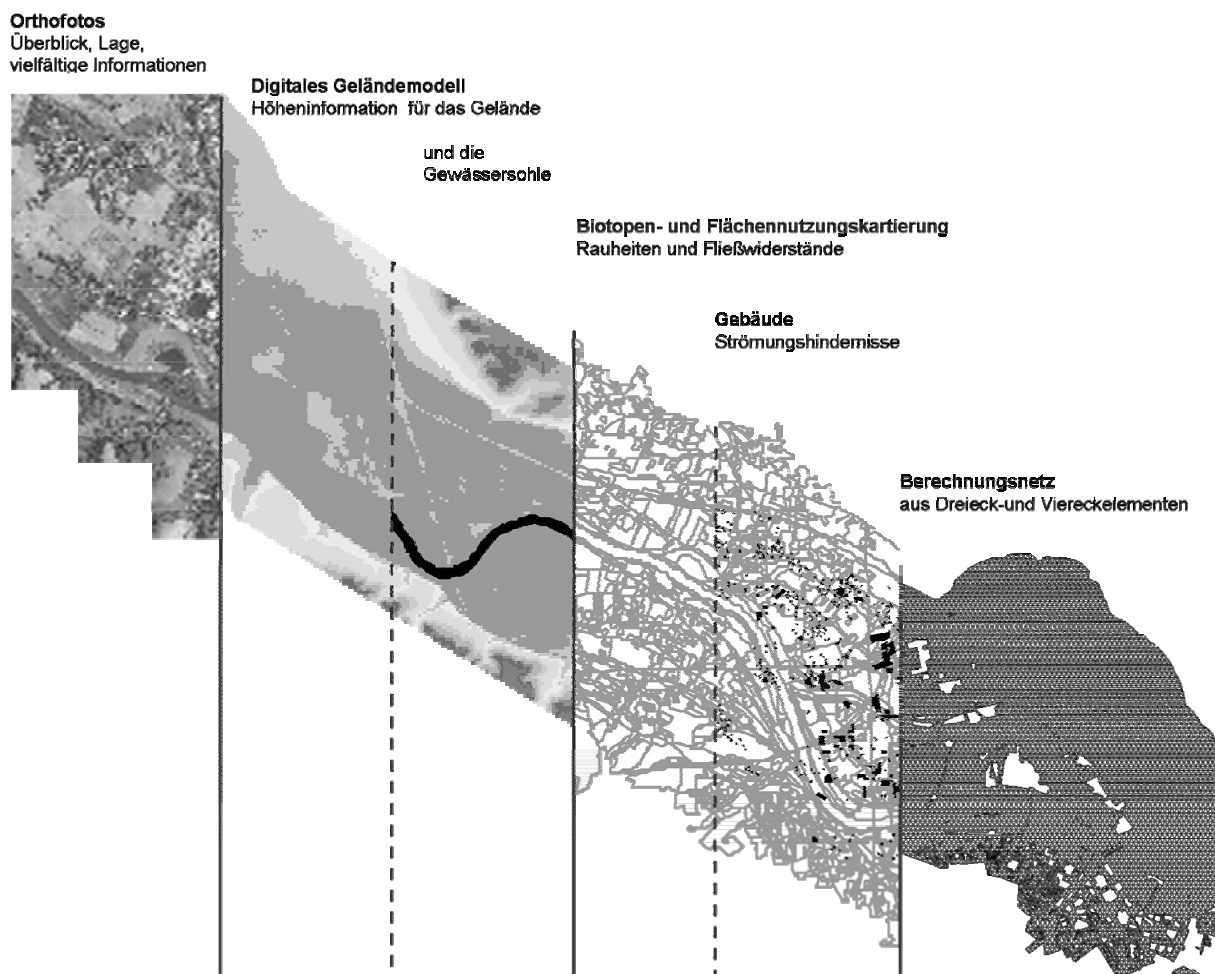


Abbildung 1: Datengrundlagen und Schritte der 2d-HN-Modellierung

Eine schematische Darstellung zu den benutzten Datenarten und ihrer Verwendung zeigt Abbildung 1.

Die Modellierung der Bathymetrie, welche die Geometrie der Gewässersohle und des Geländes abbildet, gründete sich auf mehrere Datenquellen. Die umfangreichste und wichtigste stellt das neue hochgenaue digitale Geländemodell (DGM) der Elbe der LTV Sachsen (Stand von 05/2005) dar. Es basiert sowohl auf Laserscandaten als auch auf der terrestrischen Vermessung von einigen für

den Hochwasserschutz relevanten Strukturen (z. B. Deiche). Für die Modellierung des Flussbettes der Elbe waren vom WSA Dresden Peildaten der Fahrinne der Elbe mit einer ebenso hohen Auflösung und Genauigkeit zur Verfügung gestellt worden. Darüber hinaus standen Vermessungsdaten des WSA in Form von Querprofilen im Abstand von 100 m zur Verfügung.

Die Diskretisierung der Geometrie und der Rauheitsverhältnisse wird in 2d-HN-Modellen über eine Unterteilung des Modellgebietes in Teilflächen vorgenommen, deren Größe so zu optimieren ist, dass die Bathymetrie, die Rauheitsverhältnisse und die Strömungsverhältnisse (Wasserspiegel, Betrag und Richtung der Fließgeschwindigkeit) jeweils durch einen einzigen Wert für die gesamte Teilfläche ausreichend genau repräsentiert werden. Dies geschieht schrittweise, wobei Begrenzungen, Bruchkanten, Uferlinien, Bebauung etc. aus einem Geoinformationssystem (GIS) übernommen und Teilnetze mit einheitlichen Rauheitsklassen und Gitterformen (Triangulationsmethoden) in Polygonen zusammengefasst werden. Die entstandenen Teilflächen heißen Elemente und deren Eckpunkte Knoten. Die Knotenhöhen werden mittels Interpolation vom Höhenmodell gewonnen. Im hier vorgestellten 2d-HN-Modell werden ausschließlich Dreiecks- und Viereckselemente benutzt. Das Berechnungsnetz des aktuellen Modells besteht aus 531890 Elementen und 313940 Knoten.

3.2 Auswertung der Berechnungsergebnisse

Die Berechnung des HN-Modells liefert für festgelegte Zeitpunkte für jeden Modellknoten die Werte der Wassertiefe, die Höhe des Wasserspiegels und den Vektor der tiefengemittelten Fließgeschwindigkeit. Nach der Überführung in ein GIS lassen sich diese Berechnungsergebnisse auf mannigfaltige Weise weiter auswerten. Typische Auswertungen sind beispielsweise

- hochaufgelöste Verschnitte der Wasserspiegellagen mit dem Gelände,
- Differenzenbildungen zwischen Varianten (Wasserspiegel, Fließgeschwindigkeiten),
- die Identifizierung von Veränderungen der Überflutungsfläche,
- die Darstellung von Veränderungen der Geschwindigkeitsverteilung und
- die Ermittlung von (verlorengegangenem) Retentionsraum

4 Anwendung am Beispiel eines naturnahen Elbseitenarms

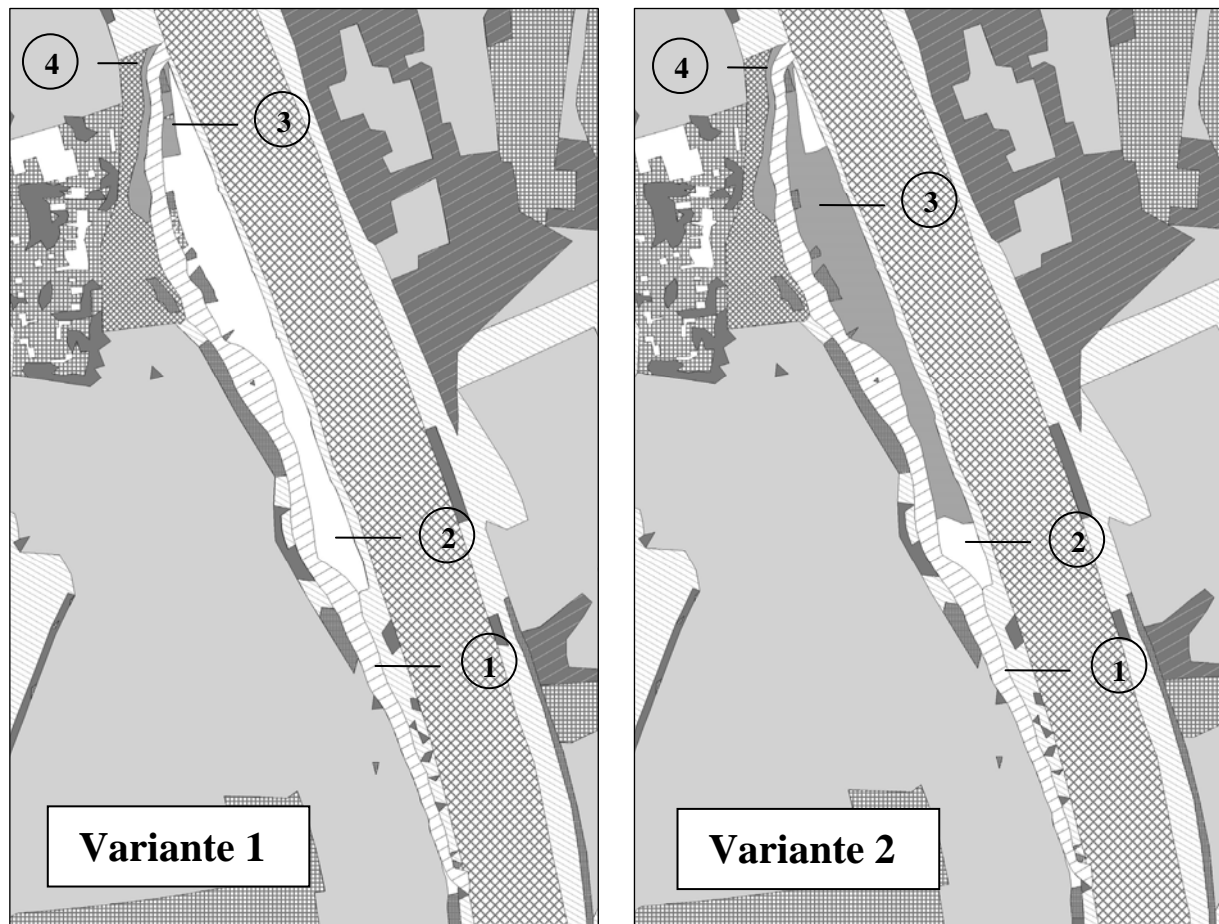


Abbildung 2: Planungsvarianten des naturnahen Elbseitenarms mit unterschiedlicher Zielvegetation von Plan T (1: Hochstauden Altarm; 2: Hochstauden / Rasen Mahd alle 2-3 Jahre; 3: Auwald; 4: Grünland mit jährlicher Mahd)

Für den geplanten Elbseitenarm und die zu untersuchenden Bepflanzungen war der schadlose Hochwasserabfluss unter Verwendung des für diese Zwecke erweiterten 2d-HN-Modells nachzuweisen. Nach Vorgaben von Plan T (Plan T Planungsgruppe Landschaft und Umwelt Hintemann und Stowasser GbR) sollten zwei abweichende Planungsvarianten modelliert und berechnet werden. Darüber hinaus waren für die zwei Varianten die Auswirkungen auf die unter- und oberstrom angrenzenden Siedlungen darzustellen, die Strömungsverhältnisse, Fließgeschwindigkeiten und Schleppspannungen im neuen Elbseitenarm und deren Wechselwirkungen mit der Elbe für Mittelwasserabfluss (MQ), sowie Hochwasserabflüsse mit zweijährigem (HQ2) und einhundertjährigem (HQ100) Wiederkehrintervall zu ermitteln. Ferner sollten Vorschläge für die hydraulische Optimierung dieser Bereiche erarbeitet werden.

Abbildung 2 zeigt die Unterschiede zwischen beiden Planungsvarianten (Plan T) hinsichtlich der Zielvegetation. Variante 1 sieht auf der zwischen Seitenarm und Elbe entstehenden Insel eine Aufschüttung von kiesigem Aushubmaterial ohne Bepflanzung vor. Im Rahmen der Sukzession würde sich eine standortgerechte Hochstaudenflur entwickeln. Ggf. auftretender Gehölzaufwuchs könnte durch Mahd der Flächen alle 2-3 Jahre unterbunden werden. Bei Variante 2 sollte dort das bestehende Relief erhalten bleiben und ein Auwald angepflanzt werden.

4.1 Kalibrierung und Validierung

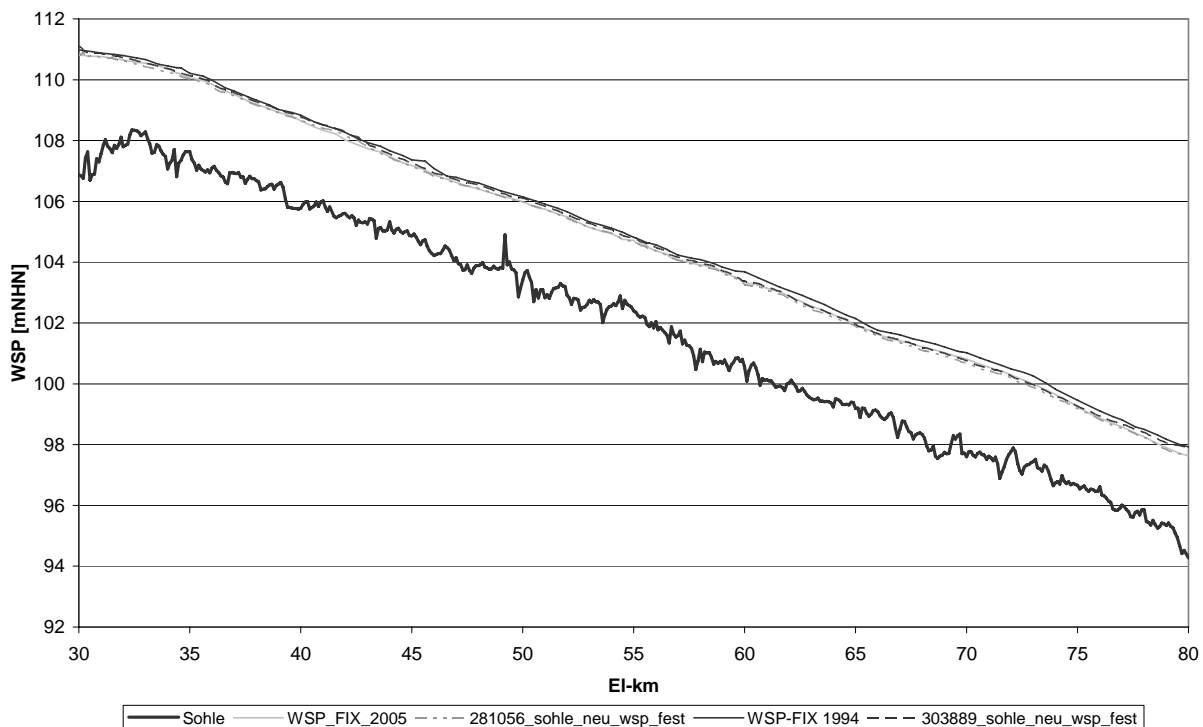


Abbildung 3: Ergebnis der Kalibrierung und Validierung mit aktualisierter Sohlhöhe und angepasster unterer Randbedingung

Um die Anwendbarkeit des Modells für den mittleren Durchflusswert MQ und HQ2 zu gewährleisten, erfolgte die Kalibrierung des HN-Modells anhand einer Wasserspiegellagenfixierung vom 09.05.1994 ($Q = 303,889 \text{ m}^3/\text{s}$).

Bei der Kalibrierung wurde eine grundsätzlich gute Übereinstimmung erzielt, wodurch die Anwendbarkeit des vorhandenen Modells prinzipiell nachgewiesen war. Allerdings wurden auch lokale Abweichungen festgestellt, die auf Ungenauigkeiten in der Flusssohle und auf die für Hochwasser abgeleitete untere Randbedingung zurückzuführen waren. Nach Präzisierung der Schlüsselkurve am Modallauslauf und der Implementierung aktueller Sohldaten aus einer Fächerecholotpeilung der Elbe von Februar/März 2006, konnte die Übereinstimmung der berechneten mit gemessenen Wasserspiegellagen weiter verbessert

werden. Dies wurde durch die Validierung des Modells mittels einer weiteren Wasserspiegelfixierung im Mittelwasserbereich bestätigt.

4.2 Ergebnisse

Abbildung 3 zeigt eine perspektivische Ansicht des 2d-HN-Modells mit der implementierten Variante 1. Ist-Zustand und die beiden Planungsvarianten wurden zunächst für MQ, HQ2 und HQ100 berechnet. Für Variante 2 wurde ein zusätzliches Szenario untersucht, welches die vollständige Verklauung des Auwaldes simuliert.

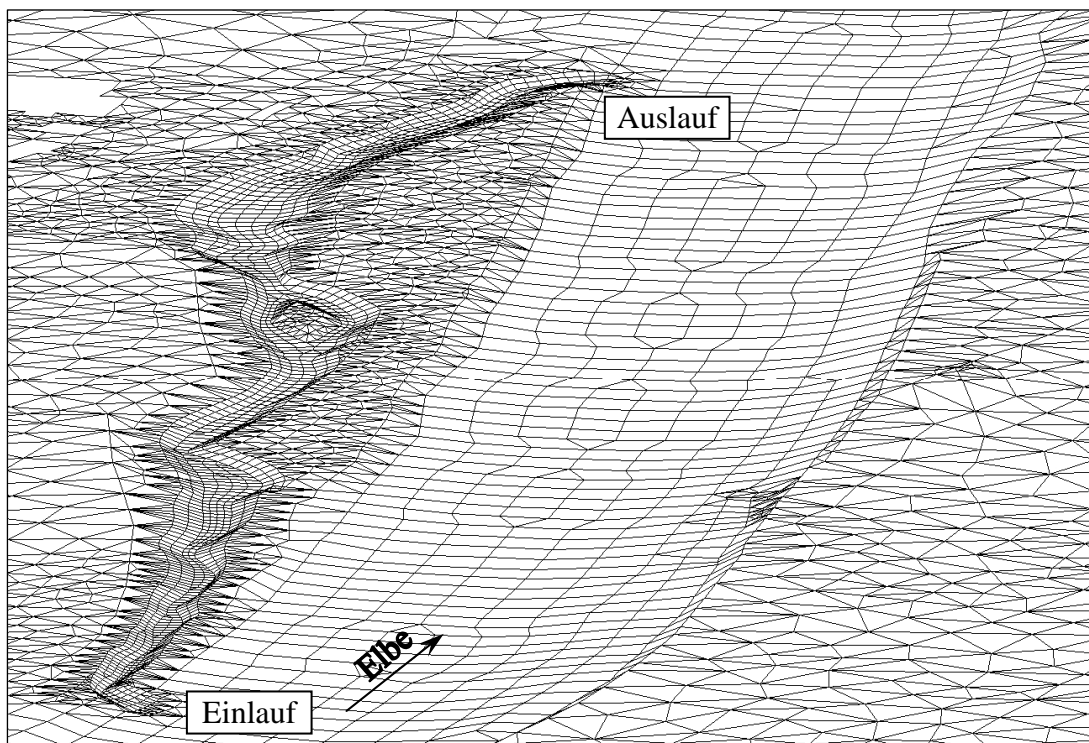


Abbildung 4: 2d-HN-Modell des geplanten naturnahen Elbseitenarms

Der Vergleich der Wasserspiegellagen im Flussschlauch und in den Überflutungsgrenzen sowie der tiefengemittelten Fließgeschwindigkeiten (Richtung und Betrag) mit dem Ist-Zustand zeigte keine signifikanten Einflüsse des geplanten Elbseitenarms auf die Strömungsverhältnisse im Flussschlauch. Veränderungen des Wasserspiegels waren lediglich lokal im Einlauf- und im Auslaufbereich des neu anzulegenden Elbseitenarms nachweisbar. Diesen kann jedoch keinerlei Einfluss auf die Belange der Schifffahrt zugeschrieben werden. Auswirkungen auf die Geschwindigkeitsverteilung durch das aus dem Elbseitenarm in den Flussschlauch zurückströmende Wasser konnten ebenfalls nur lokal festgestellt werden, wobei lediglich Differenzen des Betrags, nicht aber der Richtung der tiefengemittelten Fließgeschwindigkeiten zu verzeichnen waren.

Eine Optimierung der Ein- und Auslaufbereiche war aus hydraulischer Sicht nicht notwendig. Hinsichtlich der Geschiebeproblematik wurden jedoch Lösungsansätze zur Gewährleistung der Funktionstüchtigkeit des naturnahen Elbseitenarms aufgezeigt. Zur Verringerung der Gefahr einer Verlandung des geplanten Elbseitenarmes wurde empfohlen, den Einlauf möglichst senkrecht zur Elbe auszubilden sowie eine Einlaufschwelle möglichst hoch über der Sohle anzuordnen. Trotz dieser Maßnahmen kann nicht ausgeschlossen werden, dass temporäre Unterhaltungsmaßnahmen insbesondere nach größeren Hochwasserereignissen notwendig werden können, um die dauerhafte Durchströmung bei Durchflüssen über MQ zu gewährleisten. Zusätzlich wurden im Sinne einer langfristigen Funktionstüchtigkeit der Anlage für den Zulauf- und den Auslaufbereich bauliche Vorkehrungen für den späteren Einbau von Regulierungen empfohlen.

5 Zusammenfassung

Aufbauend auf zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Untersuchungen im Rahmen der Erstellung des Hochwasserschutzkonzeptes Elbe wurde am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik mit dem Modell des potenziellen Überflutungsgebietes der Elbe im Bereich El-km 30 bis 80 und seiner Einbindung in Geoinformationssysteme ein vielseitig nutzbares Instrumentarium für die Untersuchung komplexer Fragestellungen im Zusammenhang mit der Strömungssituation bei Hochwasser und bei mittleren Abflüssen geschaffen.

Bei der Untersuchung der von der Landeshauptstadt Dresden geplanten Anlage eines naturnahen Elbseitenarms wurde das Modell erstmals auch für Abflüsse im Mittelwasserbereich eingesetzt. Vergleiche mit Wasserspiegelfixierungen zeigten, dass solche Berechnungen ebenso gute Ergebnisse liefern wie die Simulation von Hochwasserabflüssen.

Mittels der 2d-HN-Modellierung konnten Variantenuntersuchungen für die naturnahe Gestaltung des geplanten Elbseitenarms durchgeführt und aufgrund detaillierter Betrachtungen Empfehlungen für die Optimierung der komplexen Maßnahme abgeleitet werden. Dabei konnten sowohl Aussagen zu den Auswirkungen bei Mittelwasser als auch zu denen eines hundertjährigen Hochwassers getroffen werden.

6 Literatur

- Horlacher, H.-B., Carstensen, D., Gierra, T. (2003): Zweidimensionale Analyse von Wasserständen und Fließvorgängen der Elbe und der Weißeritz bei definierten Abflussverhältnissen und Randbedingungen im Stadtgebiet von Dresden, AG: LTV Sachsen, AN: IWD, FO2003/14
- Horlacher, H.-B., Carstensen, D., Kopp, T., Wilhelm, J. (2006): Hydraulische Berechnung Ausgleichsmaßnahme EX 1, AG: Landeshauptstadt Dresden, Geschäftsbereich Wirtschaft, Umweltamt, AN: GWT-TUD GmbH, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD), TU Dresden, FO2006/13

Autoren:

Dipl.-Ing. Jens Wilhelm

Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-B. Horlacher
Dr.-Ing. Dirk Carstensen
Dipl.-Ing. Thomas Kopp

Technische Universität Dresden
Institut für Wasserbau und
Technische Hydromechanik
01062 Dresden

Technische Universität Dresden
Institut für Wasserbau und
Technische Hydromechanik
01062 Dresden

Tel.: +49 351 463 35531
Fax: +49 351 463 37120
E-Mail: iwd@tu-dresden.de

Tel.: +49 351 463 34397
Fax: +49 351 463 37120
E-Mail: iwd@tu-dresden.de

Dipl. Ing. Andreas Stowasser

Plan T
Wichernstraße 1b
01445 Radebeul

Tel.: +49 351 892007 0
Fax: +49 351 892007 9
E-Mail: stowasser@plan-t.de

Historische Hochwasserdaten in der wasserbaulichen Bemessung

Reinhard Pohl

Am Beispiel der sächsischen Elbe im Bereich Dresden wird der morphologischen und flussbaulichen Entwicklung der Gewässerbettes und der Vorländer nachgegangen. Die aus alten Landkarten, Bauzeichnungen, Berichten und Bildern übersichtlich ermittelten historischen Fließquerschnitte werden in ein numerisches Wasserspiegellagenmodell einbezogen, wodurch es möglich ist, Wasserstands-Abfluss-Beziehungen für historische Hochwasserereignisse zu ermitteln. Es zeigt sich, dass bisher angegebene historische Jahresreihen den überlieferten Wasserständen wahrscheinlich zu hohe Durchflussscheitelwerte zugeordnet haben.

1 Einführung

In der Hydrologie werden zum Teil komplizierte mathematische Modelle für die Bestimmung der Wiederkehrintervalle bestimmter Hochwasserdurchflussscheitelwerte verwendet, um möglichst zutreffende Ergebnisse zu erhalten. Dabei tritt manchmal die kritische Überprüfung der Schlüsselkurven, also der Umrechnung von Wasserständen in Abflüsse zurück. Es ist aber gerade dieser nach der Registrierung des Scheitelwasserstandes zweite Schritt, der eine Fehlerquelle in sich birgt, vor allem wenn sich die hydraulischen Verhältnisse im Messquerschnitt und dessen Umgebung geändert haben.

Die Bestimmung von seltenen Bemessungshochwasserscheiteldurchflüssen auf Grund der Hochwasserstatistik erfordert möglichst lange Jahresreihen. Meist wird eine Jahresreihe, die wenigstens eine Zeitdauer von einem Drittel des Wiederkehrintervalls umfasst, gefordert. Um die Reihe zu verlängern und die Datenbasis zu verbessern, werden deshalb oft auch historisch überlieferte Hochwasserstände herangezogen, die in Durchflüsse umgerechnet werden, für deren Berücksichtigung spezielle Verfahren ausgearbeitet wurden (*Dyck, 1980*).

Eine nähere Betrachtung der so ermittelten Durchflusswerte an verschiedenen Pegeln zeigt, dass diese Werte mit Ungenauigkeiten und Widersprüchen behaftet

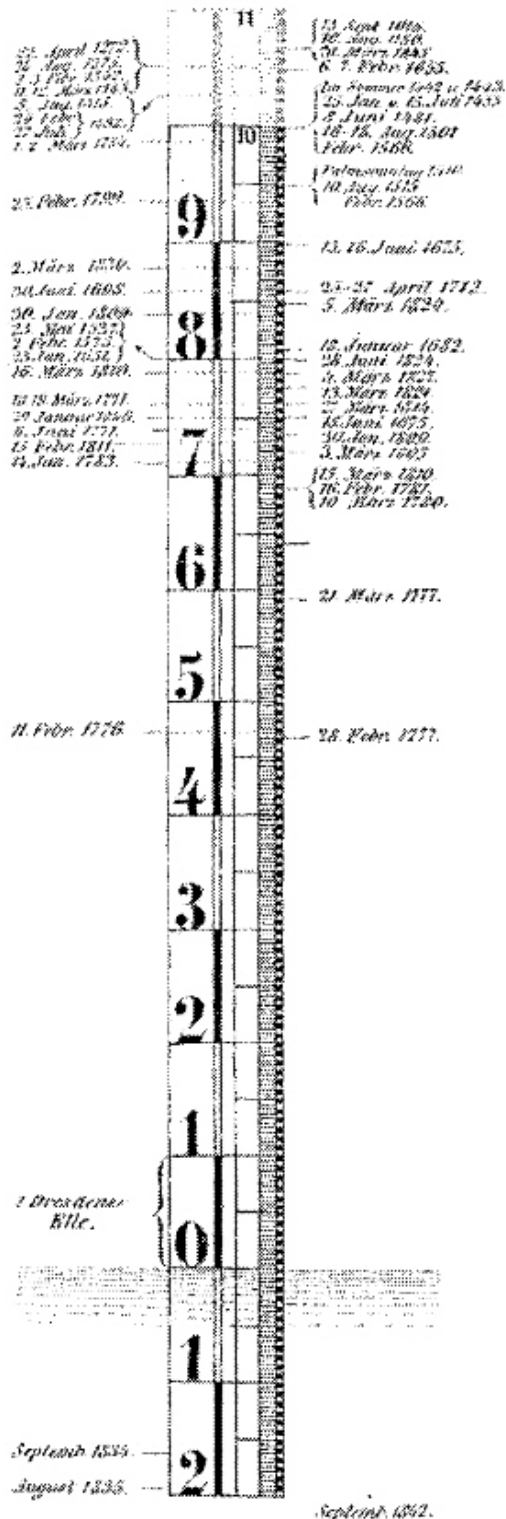


Abbildung 1: Elbhöhenmaß an der Alten Brücke (Augustusbrücke) in Dresden (aus Poliwoda, 2007)

sind (Pohl, 2002). Zur Klärung dieser Widersprüche sind nähere Untersuchungen erforderlich, die sich nach Auffassung des Autors auf historische Wasserspiegellagenberechnungen mit Berücksichtigung der Entwicklung der Profilgeometrie stützen müssen, weil die Anwendung von Fließformeln allein nur die Normalabflusstiefe und damit keine brauchbaren Ergebnisse liefert.

2 Datenquellen

Vielfach sind die historischen Hochwasserereignisse in der schriftlichen Überlieferung nur verbal oder an Hand ihrer Schäden beschrieben worden, wobei die Chronisten teilweise auch zu ausschmückenden Übertreibungen neigen, da sie nicht über naturwissenschaftlich-technischen Sachverstand verfügen. Wenn Wasserstandsangaben in den alten Berichten enthalten sind, ist es zuweilen schwer, diese in das heutige Höhenbezugssystem einzuordnen.

Genauere Angaben sind seit der Markierung der Höchstwasserstände an Pegeln oder erhalten gebliebenen Gebäuden möglich. Bei der Benutzung von Hochwassermarkierungen für die Rekonstruktion der Abflussverhältnisse muss im Einzelfall geprüft werden, ob sich die Marken noch an ihrem ursprünglichen Anbringungsort befinden. Am vertrauenswürdigsten sind Marken und Inschriften, die in unveränderte Natursteinflächen von historischen Gebäuden eingemeißelt sind (Pohl, 2004, 2007).

In der zweiten Hälfte des 18. Jahrhunderts begann in Sachsen die systematische Was-

serstandsmessung (*Pöttsch, 1784*) mit der Errichtung der Elbepegel an der Brücken in Meißen (1774) und Dresden (1775) und an der Elbtreppe des Schlosses Pillnitz (1736).

Pöttsch (1784) (in *Fügner, 1990*) hatte das „Wasserhöhenmaß“, also den Pegel, in Dresden an der Unterwasserseite des mittleren Pfeilers (fünfter Pfeiler mit Kreuzifix vom Altstädter Ufer) anbringen lassen. Offensichtlich bezog sich Pegelnulld auf den Mittelwasserstand, der dem damaligen schiffbaren Fahrwasser gleich gesetzt wurde. Dieser Pegelnulldpunkt von 105,657 m ü. NN wurde 1935 durch die Sohllage von 102,73 m ü. NN ersetzt.

Die Karte des Elbstromes des Königreiches Sachsen in 14 Kartenblättern (Lithographie, Maßstab 1:12 000, mit den Grenzen der Überschwemmung vom 31. März 1845) aus der Mitte des 19. Jahrhunderts, reicht von Herrnskretsch bis Strehla und schließt ein Längsprofil der Elbe mit Wassertiefen von der böhmischen bis zur preußischen Grenze ein. Es wurde in den Monaten August und September 1852 bei einem Wasserstand von 2 Ellen 3 Zoll unter 0 am Dresdner „Elbmesser“ aufgenommen (1 Dresdner Elle = 57,52 cm).

Die Quellenlage zum Hochwassergeschehen ist an der Elbe abgesehen von diesen Informationen über das Ereignis von 1845, wie auch vielen anderen Flüssen Mitteleuropas relativ heterogen. Es ist verständlich, dass für größere und bedeutendere Flüsse mehr Informationen verfügbar sind als für kleine. Grundsätzlich ist die Frage nach der Zuverlässigkeit der einzelnen Quellen zu stellen, da die Chronisten und Bildkünstler sich teilweise von ihren subjektiven Eindrücken des Geschehens leiten ließen und eher selten über technisch-naturwissenschaftlichen Sachverstand verfügten. Eine Übersicht über mögliche Quellen und deren Relevanz für hochwasserhydraulische Fragestellungen ist bei *Pohl 2007* angegeben.

3 Wasserspiegellagenberechnung mit historischen Datensätzen

Die Flusslandschaften und die Flussmorphologie sowie die den Abfluss beeinflussende Bebauung haben sich im Laufe der Zeit durch natürliche und anthropogene Einflüsse verändert. Um die historische Entwicklung der Schlüsselkurven nachzuvollziehen, ist es erforderlich, die Veränderungen in den Fließquerschnitten zu quantifizieren.

Eine einfache hydraulische Berechnung mit der Stricklerformel zeigt, dass bei einem flächengleichen, aber tieferen Rechteckquerschnitt bei ansonsten gleichen Gerinneigenschaften ein höherer Abfluss möglich ist.

Wenn die Elbe also früher (vor dem Ausbau) breiter und flacher war und außerdem stärker mäandrierte (geringeres Längsgefälle), müssen den gleichen Wasserständen damals geringere Durchflüsse zugeordnet werden als heute.

Um die Abmessungen und die Beschaffenheit des Gerinnes in der Vergangenheit zu ermitteln, können, ausgehend vom gut dokumentierten gegenwärtigen Ist-Zustand die Veränderungen an Hand historischer Quellen zurückverfolgt werden. Dabei empfiehlt es sich, für einzelne Stationen oder Flussabschnitte jeweils eine Übersicht zu erstellen, in der der Zeitpunkt und die Art der Gerinneveränderung chronologisch aufgezeichnet werden (vgl. *Pohl, 2007*).

Hier soll noch festgestellt werden, dass sich auch starke Laufänderungen ergeben haben, bevor der Mensch verändernd oder regulierend eingriff (vgl. *Schmidt, 2000*). Auf der Betrachtungsskala erdgeschichtlicher Zeiträume ist eine Längsgefälleverminderung wegen des Geschiebetransportes mit Erosion im Oberlauf und Sedimentation im Unterlauf zu erwarten, zumindest solange sich keine gegenläufigen Hebungen und Senkungen infolge anderer Ursachen ereignen.

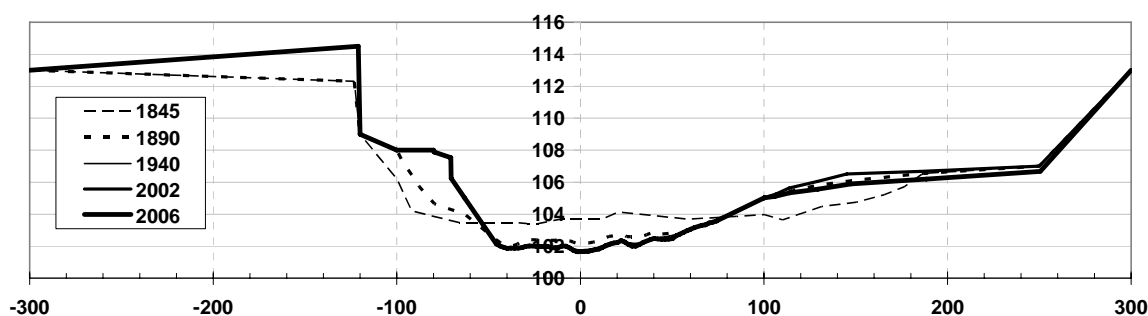


Abbildung 2: Vermutliche Entwicklung eines Querprofils - stark überhöht (Beispiel, km 55,6, Alte Brücke - Augustusbrücke)

Mit diesen und weiteren Informationen können die Fließquerschnitte und relevante Bauwerke näherungsweise rekonstruiert, verändert, angepasst und als Grundlage für Wasserspiegellagenberechnungen in der Vergangenheit verwendet werden. Im Beispielquerschnitt an der Dresdner Augustusbrücke (Abbildungen 2, 3) ist zu erkennen, dass insbesondere mit der Flusskorrektur in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts das Flussbett schmaler und tiefer geworden ist. Gleichzeitig wurde der Pfeilerstau an der alten Brücke durch Vergrößerung der Spannweiten vermindert. Andererseits wurden weitere Brücken errichtet, was zu mehr hydraulischen Einzelverlusten führte.

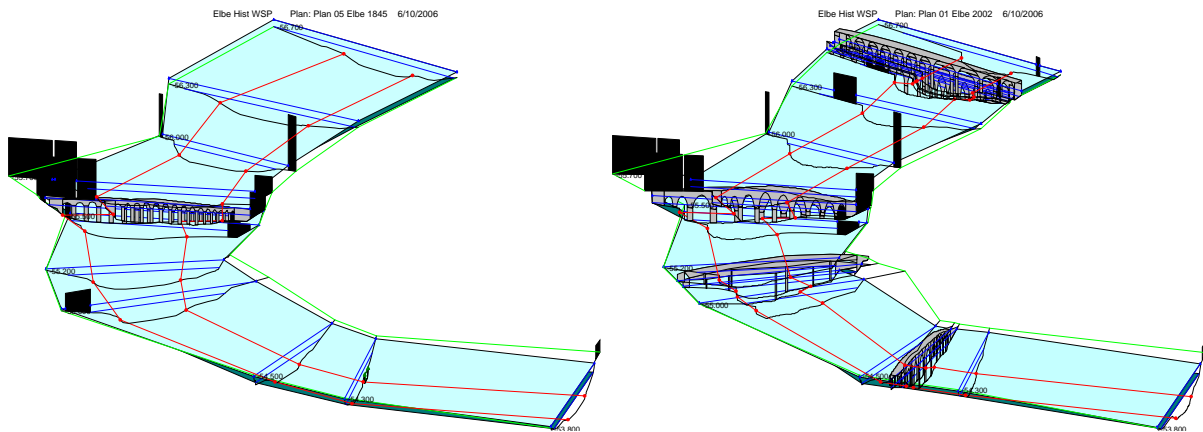


Abbildung 3: Berechnung der Wasserspiegellage 1845 (links – Querprofile flacher und breiter) und 2002 (rechts – mehr Brücken)

4 Bewertung der Ergebnisse

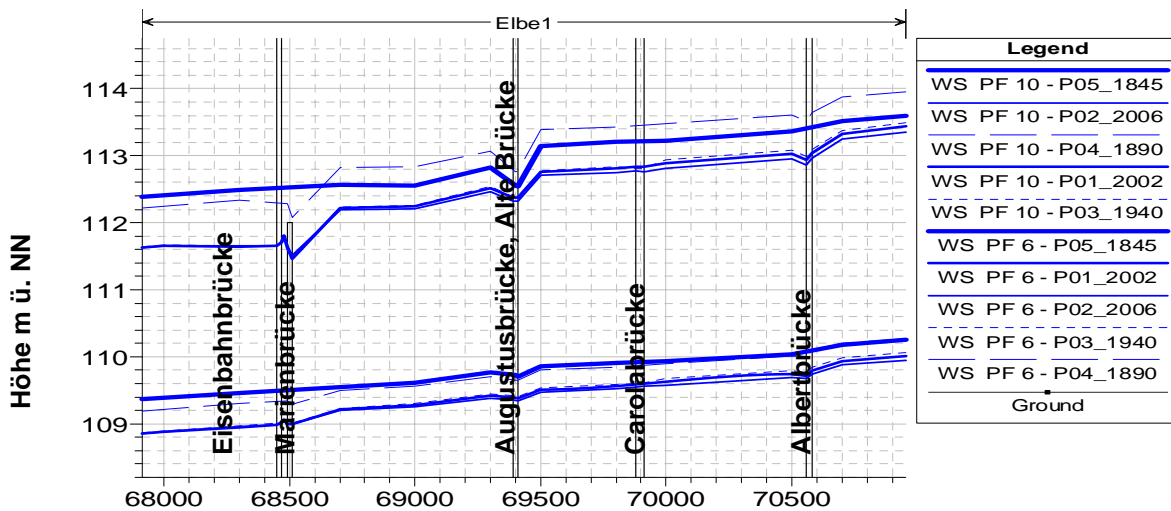


Abbildung 4: Wasserspiegellagen überschläglich für $HQ = 2000$ und $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ für unterschiedliche Zeithorizonte berechnet (HECRAS).

Die Berechnungsergebnisse lassen sich als hydraulischer Längsschnitt mit unterschiedlichen Sohl- und Wasserspiegellagen für gleiche Durchflüsse (in Abbildung 4 für 2000 und $5000 \text{ m}^3/\text{s}$) oder als Schlüsselkurvenschar für eine bestimmte Station (Fluss-km) darstellen. Mit Hilfe der zum Zeitpunkt des jeweiligen Hochwasserereignisses gültigen Schlüsselkurven werden den Wasserständen Scheiteldurchflüsse zugeordnet, die dann in der Hochwasserstatistik weiter verarbeitet werden können. Die Abbildung 5 mit Schlüsselkurven für die Elbe am Pegel Dresden zeigt, dass die sich aus der Zuordnung von Wasserständen und Abflüssen in den amtlichen Unterlagen (*LfUG*, 2002) ergebende Schlüsselkurve für relativ hohe Durchflüsse steht. So ist es fraglich, ob der Durchfluss

von 5700 m³/s bei einem Pegelwasserstand (neu) von 877 cm für das Hochwasser von 1845 plausibel rekonstruiert worden ist, wenn 2002 bei einem Wasserstand von 940 cm 4580 m³/s (HWSK Elbe 2004- ADCP-Messungen) ermittelt wurden. Während die Messergebnisse mit neuester Technik und relativen Fehlern unter 10% bezogen auf den Durchfluss recht zuverlässig sind, dürften frühere (Flügel-)Messungen wegen der technischen und Sicherheitsprobleme bei Hochwasser möglicherweise eine geringere Genauigkeit aufweisen. Dass die Problematik zutreffender Schlüsselkurven nicht auf historische Ereignisse beschränkt sondern nach wie vor aktuell ist, konnte bereits an Beispielen gezeigt werden (Pohl, 2002), bei denen für einen Hochwasserstand Durchflussabweichungen von bis zu 100% (!) nachgewiesen werden konnten.

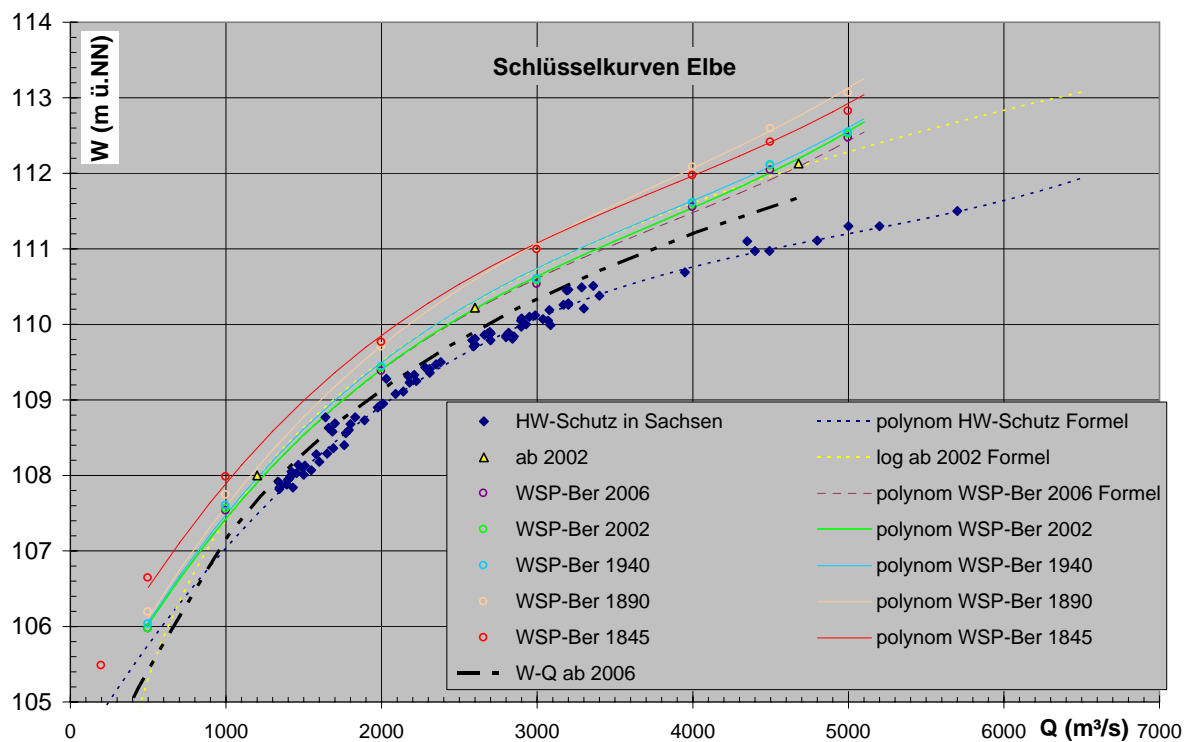


Abbildung 5: Entwicklung der Schlüsselkurven der Elbe am Pegel Dresden bei (quasi-)stationärer Strömung (ohne Hysterese). Profiländerungen haben eine Durchflusssteigerung bei gleichen Wasserständen bewirkt.

Die jetzt berechneten Schlüsselkurven (Abbildung 5) weisen für die Vergangenheit geringere Durchflussscheitelwerte bei gleichen Wasserständen auf, was auf die Entwicklung der Profilgeometrien zurückzuführen ist. Interessant ist auch, dass die ab 2006 amtliche Schlüsselkurve bei gleichen Wasserständen bis ca. 500 m³/s größere Durchflüsse liefert als 2002. Ob allein die im Innenstadtbereich vorgenommenen Vorlandabgrabungen nach 2002 zu dieser Veränderung geführt haben können, kann aus der Sicht des Verfassers noch nicht abschließend gesagt werden.

Es ist hier anzumerken, dass es sich bei den vorgestellten Ergebnissen um erste überschlägliche Berechnungen auf Grund historischer Profilgeometrien handelt, die in der Zukunft durch weitere Untersuchungen wie z. B. genauere Erhebung der Profildaten und Einbeziehung instationärer Verhältnisse) noch abgesichert und verifiziert werden müssten. Wenngleich sich das Maß der Abweichung der rekonstruierten Schlüsselkurven von den bisher angenommenen noch unterscheiden kann, scheint die Tendenz zu geringeren Durchflüssen in der Vergangenheit aber deutlich zu werden.

5 Hochwasseranalyse, Wiederkehrintervalle, Bemessungsdurchflüsse

Während der Blick in die Vergangenheit zur Vertiefung des Prozessverständnisses und zur Einordnung von heutigen Ereignissen dient, werden Untersuchungen wie die vorliegende vor allem auch angestellt, um auf dieser Grundlage Prognosen für das Hochwassergeschehen in der Zukunft erstellen zu können (Abbildungen 6, 7, 9).

Für den Pegel Dresden (und andere Elbpegel) existieren auf der Grundlage der bisherigen Durchflusswerte verschiedene Extrapolationsergebnisse. Auf Grund von statistischen Prüfungen wurden auch Teilreihen verwendet. So wurde zum Beispiel mit einer Teil-Jahresreihe von 1936 bis 1995 für nur 3600 m³/s ein Wiederkehrintervall von 200 Jahren bestimmt und für das Hochwasser von 2002 läge dieses in der Größenordnung von 400 bis 500 Jahren (*Nestmann & Büchele, 2002*).

Die übliche Extrapolation durch beste Anpassung einer Verteilung an die Hochwasserdurchflussscheitelwerte der Jahresreihe ergibt für den Pegel Dresden unter Verwendung der Reihe von 1800 bis 2006 und bisheriger Umrechnung (*LfUG, 2002*) ein Wiederkehrintervall von 100 bis 150 Jahren, während sich nach neuer Umrechnung auf Grund der näherungsweise ermittelten historischen Wasserspiegellagen die historischen Durchflüsse mit kleineren Werten angeben lassen und dem Durchfluss von 2002 ein Wiederkehrintervall (Wiederholungszeitspanne) von mehr als 1000 Jahren zugeordnet werden würde (Abb. 9). Der Scheiteldurchfluss von 2002 wäre dann der höchste bekannte Wert überhaupt, also ein Rekord auch im mathematischen Sinne.

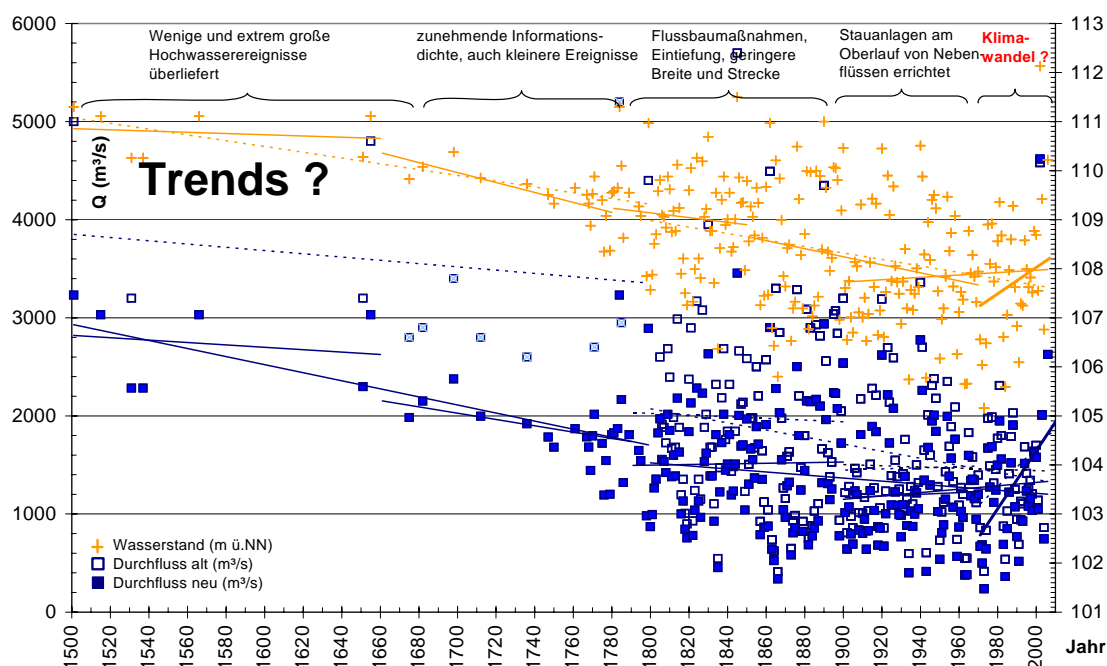


Abbildung 6: Wasserstände und Durchflüsse der Elbe am Pegel Dresden. Ab 1800 ist die Reihe der Jahreswerte vollständig. Seitdem zeichnet sich eine leicht fallende Tendenz ab, die für die neu berechneten Durchflusswerte geringer ausfällt und damit näher an einem stationären Verlauf liegt. Aus der mehr als 300 Jahre zurückliegenden Zeit sind nur die höchsten HW überliefert, so dass die Trendlinie aus dieser Zeit nicht repräsentativ ist.

Dass nun auch die Anpassung an die üblichen Verteilungsfunktionen schwieriger wird, könnte u. U. auf einen (ansteigenden) Trend hindeuten, der allerdings in der Vergangenheit eher monoton fallend verlief, wozu der Bau von Stauanlagen im Böhmen des 20. Jahrhunderts beigetragen haben dürfte. Außerdem wäre die Frage zu stellen, ob sich die Grundgesamtheit durch die Veränderungen im Einzugsgebiet und eventuelle Auswirkungen von Klimaänderungen in den letzten Jahren geändert haben könnte.

Die Trendlinien von 30- und 50-jährigen Teilreihen in Abbildung 7 zeigen sehr unterschiedliche Anstiege, die schon rein visuell verdeutlichen, dass selbst die 50-jährigen Reihen keinen plausiblen Trend liefern. So zeigen die vier 50-jährigen Trends seit 1800 alle ähnlich starke positive Anstiege, obgleich die Gesamtreihe in diesem Zeitraum eine leicht fallende Tendenz aufweist (Abbildungen 6, 7). Das Monotonieverhalten der Ausgleichsgeraden von Teilreihen wird wesentlich von der Konstellation der Einzelwerte beeinflusst und lässt nur sehr bedingt einen Schluss auf bestimmte kurzzeitige Entwicklungen zu.

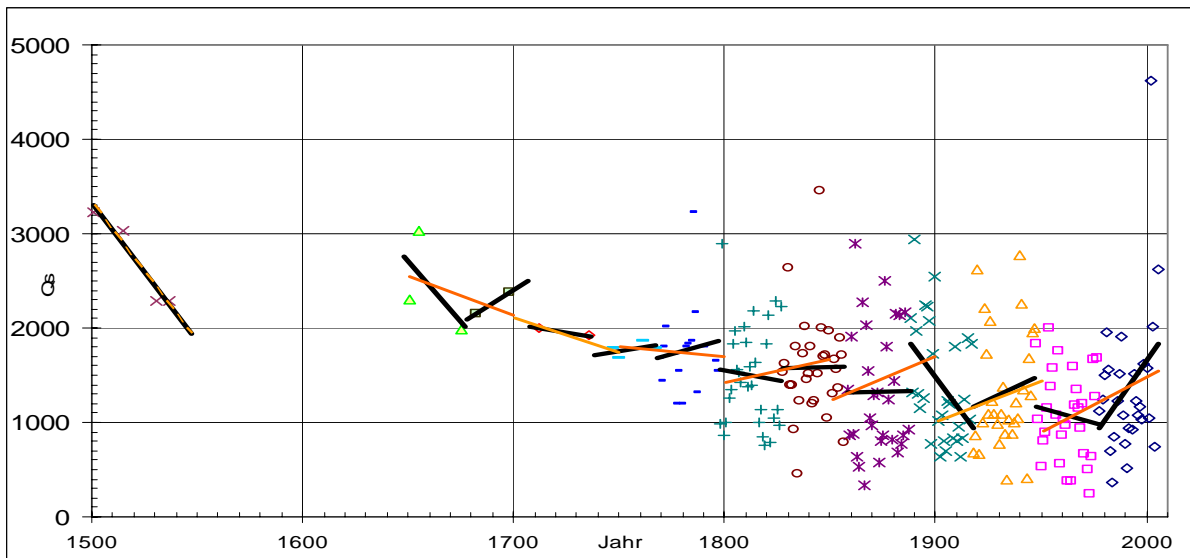
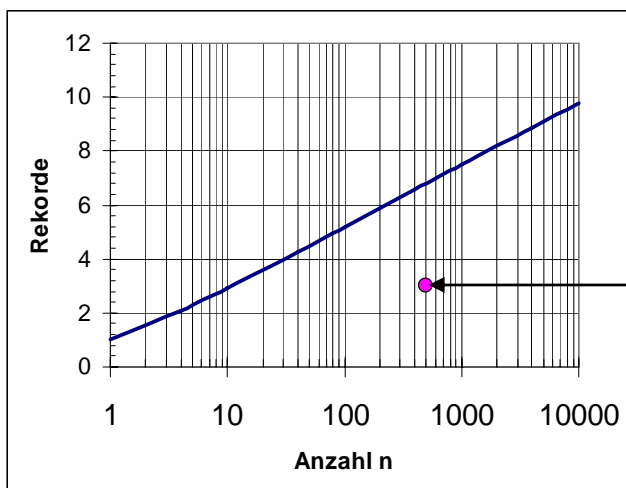


Abbildung 7: Lineare Trends von Teilreihen der Durchflussscheitelwerte: Zerlegung der Gesamtreihe (neue Werte) in dreißigjährige (schwarz) und fünfzigjährige (orange) Teilreihen.



Pegel
Dresden

$$\text{Rekorde}(n) := \sum_{i=1}^n \frac{1}{i}$$

Abbildung 8: Mittlere Anzahl der Rekorde bei stationären Reihen der Länge n (Wertezahl).

Ein deutlicher Hinweis auf eine instationäre Reihe mit einem signifikant steigenden Trend (beispielsweise durch Klimawandel) wäre eine überdurchschnittlich hohe Zahl von Rekorden. Deren mittlere Anzahl in einer stationären Reihe der Länge n kann nach der Formel von *Glick (1978)* (z. B. in *Dittrich & Birke, 2006*) berechnet werden. Für eine 250-jährige Reihe ergäben sich danach etwa 6 Rekorde (Abbildung 9). Für die Jahresreihe der Elbe lassen sich aber nur drei finden: jeweils der erste Wert von 1501 (ist immer ein Rekord), der Wert von 1845 und der dritte Wert von 1784 für die bisherigen Durchflüsse oder von 2002 für die neu berechneten Durchflüsse. Dieser Wert für die Anzahl der Rekorde liegt unterhalb der unteren Standardabweichung und deutet ebenfalls auf einen fallenden Trend der Gesamtreihe hin.

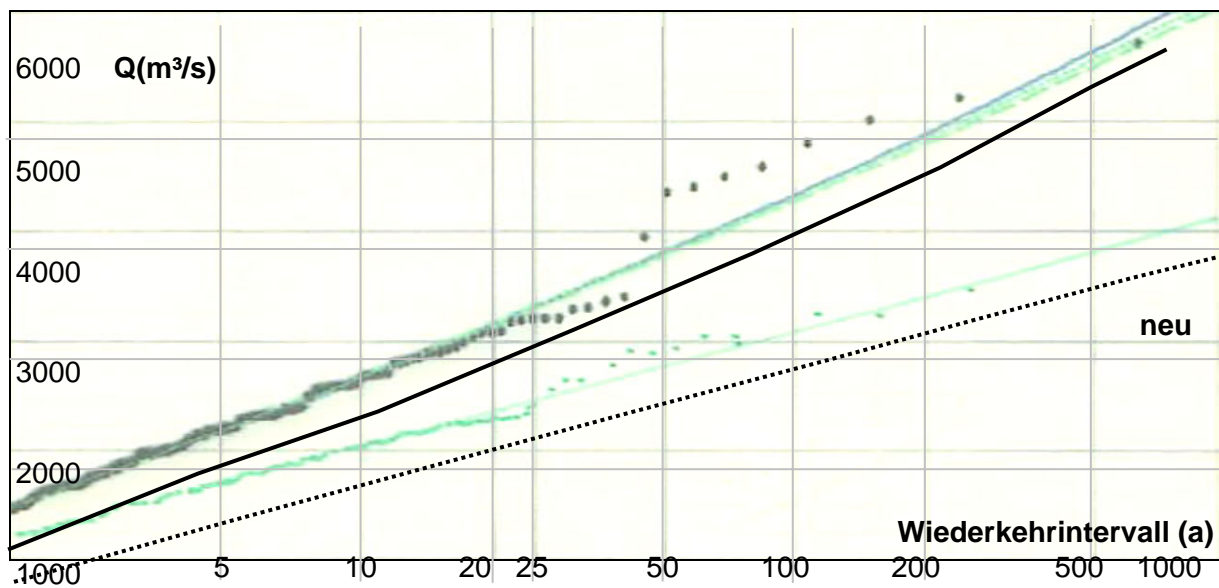


Abbildung 9: Extrapolation der Hochwasserscheiteldurchflusswerte für die bisherigen (oben) und die neuen Wasserstands-Abfluss-Beziehungen (HQEX) mit historischen Hochwasserereignissen.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Auswirkung der morphologischen und flussbaulichen Entwicklung des Gewässerbettes und der Vorländer auf das Abflussverhalten wurde am Beispiel der sächsischen Elbe im Bereich Dresden betrachtet. Die aus alten Quellen überschläglich ermittelten historischen Fließquerschnitte wurden in ein numerisches Wasserspiegellagenmodell (1-D) einbezogen, wodurch es möglich wurde, Wasserstands-Abfluss-Beziehungen für historische Hochwasserereignisse zu ermitteln. Es zeigt sich, dass bisher angegebene historische Jahresreihen den überlieferten Wasserständen wahrscheinlich zu hohe Durchflussscheitelwerte zugeordnet haben. Die Neubewertung der Hochwasserstatistik ergibt größere Wiederholungszeitspannen für die Abflüsse bei gleichen Wasserständen und wirft zugleich die Frage nach möglichen Trends im Abflussgeschehen verstärkt auf, denn die Bereinigung eines möglicherweise stark ansteigenden Trends der letzten Jahre würde das 2002 abgelaufene Ereignis wieder einer größeren Häufigkeit zuordnen.

Es war das Ziel der vorliegenden Überlegungen, aufzuzeigen, dass die gegenwärtig noch verwendeten Durchflussdaten aus der Vergangenheit teilweise fehlerbehaftet zu sein scheinen und dass eine anstehende Korrektur nicht ohne Auswirkungen auf Wiederkehrintervalle und Schutzziele bleiben wird. Die in der vorliegenden Arbeit angegebenen Zahlenwerte und Schlüsselkurven sind

näherungsweise ermittelt worden und bedürfen der weiteren vertieften Überprüfung. Es ist zu erkennen, dass auf dem behandelten Gebiet sowohl im Hinblick auf die Absicherung der historischen Eingangsgrößen als auch auf die Interpretation der Ergebnisse noch deutlicher Forschungsbedarf besteht. Vor allem müssen auch abgeschlossene Untersuchungen unter Berücksichtigung neuer Messwerte und Erkenntnisse fortgeschrieben werden.

Dieser Erkenntnis folgend wird gegenwärtig die Flussmorphologie der Elbe in der Mitte des neunzehnten Jahrhunderts vor und nach der Durchführung der Flussregulierungen an Hand der damaligen Elbstromkarte detaillierter untersucht. Das Ziel ist eine Datenaufbereitung die in ein historisches digitales Geländemodell des Gebietes um Dresden mündet, mit dessen Hilfe auch zweidimensionale instationäre Strömungsberechnungen durchgeführt werden können, für deren Verifizierung die Überflutungsflächen von 1845 zur Verfügung stehen.

7 Literatur

Das Literaturverzeichnis wurde aus Platzgründen stark gekürzt. Weitere Literaturhinweise sind beim Autor erhältlich.

- BAW: Gutachten zu eindimensionalen Wasserspiegelberechnungen der Elbe in Sachsen, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2004
- Fügner, D.: Die historische Entwicklung des hydrologischen Messwesens in Sachsen.- Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, 11 (1990)5/6
- Fügner, D.: Hochwasserkatastrophen in Sachsen.- Taucha: Tauchaer Verlag, 1995
- HGN: Studie zur Hochwasserschutzkonzeption für die Elbe auf sächsischem Territorium.-Endbericht HGN Hydrogeologie GmbH Niederlassung Dresden, 2004
- LfUG: Hochwasserschutz in Sachsen.- Materialien zu Wasserwirtschaft, Staatministerium für Umwelt und Landwirtschaft, Mai 2002 (ergänzende historische Wasserstandsangaben vom Sächsischen Landesamt für Umwelt und Geologie dankenswerter Weise zur Verfügung gestellt)
- Nestmann, F., Büchele, B. (Hrsg.): Morphodynamik der Elbe.- Schlussbericht des BMBF-Verbundprojektes, Karlsruhe 2002 (ISBN 3-00-008977-2)
- Pohl, R.: Historische Hochwasser aus dem Erzgebirge.- Dresdner Wasserbauliche Mitteilung 28/2004, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik ISSN 0949-5061, ISBN 3-86005-428-7
- Pohl, R.: Kennen wir die Hochwasserdurchflüsse unserer Flüsse? - In: Wasser und Abfall (2002) Heft 11, S. 14-18
- Pohl, R.: Auswertung von Wasserspiegellagenberechnungen mit historischen Datensätzen für die Hochwasseranalyse.- In: Wasserwirtschaft (2007) 5, S. 16-20
- Poliwoda, G. N.: Aus Katastrophen lernen.- Sachsen im Kampf um die Fluten der Elbe 1784 bis 1845.- Köln, Weimar, Wien: Böhlau-Verlag 2007

Pöttsch, C.G.: Chronologische Geschichte der großen Wasserfluthen des Elbstroms seit tausend und mehr Jahren.- Waltherische Hofbuchhandlung, Dresden, 1784. mit Nachtrag und Fortsetzung von 1786 und 1800

Schmidt, M.: Hochwasser und Hochwasserschutz in Deutschland vor 1850 – Eine Auswertung alter Karten.- Kommissionsverlag Oldenbourg Industrieverlag, München 2000, ISBN 3-486-26494-X

WSA, LfUG: Flussquerschnitte der Elbe im Mittelwasserbereich: Wasser- und Schifffahrtsamt Dresden 2003, Ergänzende historische Wasserstandsdaten: Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie, Dresden, 2006

Karte des Elbstromes: Section IX Dresden von 1850-55 (SLUB/KS 3.gr.2.61, SLUB/DF DK 6) <http://fotothek.slub-dresden.de/karten/index.html?karten/slub-ks.html>

Autor:

apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
Technische Universität Dresden
01062 Dresden

Tel.: +49 351 463 35693

Fax: +49 351 463 35693

E-Mail: reinhard.pohl@tu-dresden.de

Unsicherheiten im Hochwasserschutzmanagement unter Berücksichtigung des sozialen Kontextes

Charlotte Kämpf
Martin Helms
Jürgen Ihringer
Franz Nestmann

Im Hochwasser-(HW)schutz treten Unsicherheiten in mehreren Aufgabenfeldern auf. Diese sind hier beispielhaft dargestellt an der Entwicklung von Werkzeugen, die einen wichtigen Beitrag zur Entscheidungshilfe zur HW-Vorsorge und im Ereignisfall leisten – nicht nur für verantwortliche Experten in den zuständigen Behörden, sondern auch für die betroffene Bevölkerung. Die Vermittlung der Begriffe „Hochwasserrisiko“ und „Unsicherheit“ an verschiedene gesellschaftliche Gruppierungen ist in allen Phasen des HW-Schutzes ausschlaggebend.

1 Einleitung

Da Hochwasser-(HW)ereignisse Bestandteil des zeitlich und räumlich variablen Wasserkreislaufes sind, ist die Gefahr von extremen, schadenbringenden HW-Abflüssen immer wieder gegeben (Rhein: 1993, 1995; Oder: 1997; Donau: 2002; Elbe: 2002, 2006). Diese Tatsache berücksichtigt der HW-Schutz. In jüngster Zeit hat ein Paradigmenwechsel stattgefunden: weg vom Versprechen des Schutzes vor der Naturgefahr Hochwasser durch technische und operationelle Maßnahmen und dem daraus resultierendem Sicherheitsdenken der Bevölkerung – hin zum Verständnis, dass Strategien zum Umgang mit dem verbleibenden HW-Risiko zu definieren sind und das Bewusstsein der Bevölkerung dahingehend zu schärfen ist, dass Anwohner von Fließgewässern einer – wenn auch seltenen, so doch realen – Bedrohung durch extreme, schadenbringende HW-Abflüsse ausgesetzt sind („Risikokultur“; *DKKV, 2004*).

Eine der größten Herausforderungen im HW-Schutz ist die Vermittlung grundlegender HW-Risikorelevanter Begriffe, die durch gesetzlich verankerte Bürgerbeteiligungsverfahren direkt gegeben ist (z. B. UVP, EU-Wasserrahmenrichtlinie, Wasserhaushaltsgesetz, EU-Hochwasserrichtlinie). Bislang

haben die Interaktionsprozesse der Beteiligten jedoch wenig zur Annäherung konkurrierender Interessen beigetragen.

Die Strategien des HW-Schutzes lassen sich in drei Phasen einteilen (*DKKV, 2004*): Vorbereitung auf zukünftige HW-Ereignisse (mitigation), Minimierung des Schadens im Ereignisfall (response), und Wiederaufbau (recovery). Die Strategien des vorbeugenden HW-Schutzes, der Katastrophenabwehr und der HW-Bewältigung sind Querschnittsaufgaben, die für koordiniertes Handeln eindeutige Vorgaben zu Zielen und Prioritäten der zuständigen Bundes- und Landesbehörden sowie Kommunen erfordern. Insbesondere an großen Flüssen sind alle Akteure zur konstruktiven Risikokommunikation auf enge Zusammenarbeit über Fach-, Verwaltungs- und Raumgrenzen hinweg angewiesen.

An der Umsetzung erfolgreicher Strategien des HW-Schutzes sind stets Fachleute verschiedener Disziplinen und auch verschiedene gesellschaftliche Gruppierungen beteiligt. HW-Schutz ist immer interdisziplinär. An der Entwicklung von Werkzeugen, die als Entscheidungshilfe eingesetzt werden, sind Experten der Meteorologie, Geodäsie, Wasserwirtschaft, Geotechnik, Raumplanung und Ökonomie beteiligt. Als flächenbezogene Planungsaufgabe kann der HW-Schutz Synergieeffekte zwischen Raumplanung, Landwirtschaft und Umweltschutz bewirken.

In den folgenden Abschnitten diskutieren wir Unsicherheiten, die in verschiedenen Aufgabenfeldern des HW-Schutzes auftreten können. Zunächst betrachten wir die Begriffe „Hochwasserrisiko“ und „Unsicherheit“ (Abschnitt 2), dann den Umgang mit Unsicherheiten aus Modellketten: ein operationelles Modell, das der Abschätzung der Sicherheit technischer Schutzeinrichtungen und der Vervollständigung der Erfassung der HW-Gefahr dient, sowie HW-Risikokarten zur Offenlegung potentieller Schäden (Abschnitt 3). Vor diesem Hintergrund untersuchen wir schließlich, wie „Unsicherheit“ in der Öffentlichkeitsarbeit vermittelt werden kann; besonders auch wie Werkzeuge, die als Entscheidungshilfe zur Effizienz des HW-Schutz beitragen, Unsicherheit eingrenzen können (Abschnitt 4).

2 Die Begriffe „Hochwasserrisiko“ und „Unsicherheit“

Im Volksmund bedeutet „Risiko“ die Möglichkeit als Individuum einen Schaden zu erleiden. In dieser Auslegung des Begriffs ist die Bedeutung „Gefahr“ zwar in „Möglichkeit“ subsumiert, aber nicht weiter definiert. Die Vorstellung einen Schaden zu erleiden ist für den Einzelnen von dessen Lebenserfahrung geprägt.

Experten erfassen „Risiko“ üblicherweise über die Komponenten Gefährdung durch ein verursachendes Ereignis mit bestimmter Auftretenswahrscheinlichkeit und Vulnerabilität gegenüber Schäden bei einem solchen Ereignis; im HW-Schutz werden die Komponenten wie folgt spezifiziert,

- Gefährdung: Auftretenswahrscheinlichkeit, Dauer, Intensität (Überflutungshöhe, Fließgeschwindigkeit), Ausdehnung und Ursache eines Ereignisses.
- Vulnerabilität: gefährdeter Sachwert sowie Exposition (Intensität, Dauer) und Anfälligkeit bzw. Resilienz des Einzelnen und der Gesellschaft.

Tabelle 1 Typologie von HW-relevanten Unsicherheiten

Objekt-Ebene	Ursachen-Ebene
Theorien zu Struktur und Dynamik HW-relevanter Systeme → Epistemische Unsicherheit	Unvollständige Kenntnis der abzubildenden Strukturen und Einzelprozesse von Entitäten des untersuchten Systems (Flussgebiet, Gesellschaft)
Numerische Modelle zur Abbildung komplexer HW-relevanter Systeme → Modellunsicherheit	Ungenau Diskretisierung und vereinfachte Annahmen zur Parametrisierung physikalischer Strukturen und Prozesse für rekonstruierte Ereignisse, Szenarien und Vorhersagen
Messdaten → Messdatenunsicherheit	Natürliche Variabilität der Systementitäten, Inhomogenität, ungenaue Messverfahren und begrenzter Datenumfang
Texte zur Dokumentation (Sprache) → Semantische Unsicherheit	Abweichende Interpretation zentraler Begriffe durch Angehörige verschiedener sozialer Gruppierungen. Die Vieldeutigkeit von Begriffen wie „Hochwasser“, „Gefahr“, „Risiko“ und „Schutz“ kann zu Missverständnissen und, im Katastrophenfall, zu Fehlverhalten führen.

Zur Eingrenzung des Schadens im Ereignisfall werden sowohl die Auftretenswahrscheinlichkeit potentieller HW-Schäden erfasst (Risikoanalyse; „was kann passieren?“) als auch die Kosten von HW-Schutzoptionen abgeschätzt (Risikobewertung; „welche Sicherheit kann für welchen Preis geboten werden?“). Bei der Entwicklung effizienter Werkzeuge zur Risikoanalyse und -bewertung wird ein grundsätzliches Verständnis von „Unsicherheit“ seitens der Nutzer vorausgesetzt; das heißt, die betroffenen Bürger sollten die Informationen zum Risiko schnell und richtig interpretieren können (Risikoumgang; „was soll ich tun?“).

Entsprechend den Quellen werden vier Typen von „Unsicherheit“ unterschieden (Tab. 1). Die verschiedenen Arten von Unsicherheit werden mit spezifischen Methoden wie Kalibrierungsverfahren oder Sensitivitätsanalyse eingegrenzt.

Ein besonderes Problem stellt die Fortpflanzung von Unsicherheit in Modellketten dar. Das betrifft zum Beispiel Szenarien zur Abschätzung des Restrisikos für den Fall, dass bei Überschreiten des Bemessungswasserstandes (BHQ) HW-Schutzanlagen versagen. Im nächsten Abschnitt ist der Umgang mit Unsicherheiten in Modellen der HW-Wirkungskette, die in HW-Gefahren- und HW-Risikokarten einfließen, ausgeführt.

3 Umgang mit Unsicherheiten in Modellketten

Das Hochwasser-(HW-)Risiko in Flussgebieten, wie dem der Elbe, ist vielfältig und erfordert ein interdisziplinäres und operationelles Management, das Folgen extremer HW-Ereignisse im gesamten Einzugsgebiet (EZG) und vor dem Hintergrund des gesamten Prozessgeschehens möglichst vollständig umfasst. Diesen Anforderungen stellt sich das an der Universität Karlsruhe und in Kooperation mit dem Tschechischen Hydrometeorologischen Institut (ČHMÚ) durchgeführte BMBF-Verbundprojekt „Operationelles HW-Management in großräumigen Extremsituationen am Beispiel der Mittleren Elbe“. Hierbei werden operationelle Modelle der Meteorologie, Hydrologie und Hydraulik sowie deutsche und tschechische Modelle anhand beobachteter Extremereignisse validiert und gekoppelt, um die zur HW-Gefahr führende Wirkungskette durchgängig zu quantifizieren. Im Zielgebiet der Mittleren Elbe wird zudem ein Monitoring zur Erfassung und Bewertung der Deichsicherheit erarbeitet. Hauptziel des Projekts ist es, HW-Situationen auf Basis der validierten und gekoppelten Modelle in Szenarien zu modifizieren, um deren mögliche Streubreite und damit verbundene Folgen zu erfassen. Dies dient einer umfassenden Bewertung des HW-Risikos und möglicher Handlungsoptionen des HW-Schutzes im Gesamt-EZG.

In der HW-Wirkungskette haben großskalig und operationell einsetzbare, zuverlässige (v. a. robust extrapolierbare) Niederschlag-Abfluss-(NA-)Modelle eine Schlüsselrolle, da mit ihnen raumzeitliche und fachübergreifende Zusammenhänge zwischen Ursachen (HW-auslösende Wetterlage) und Folgen eines HW-Ereignisses an Flussstandorten simuliert und bewertet werden können. Zu diesem Zweck werden NA-Simulationen des ČHMÚ mit dem Modellsystem AQUALOG für den tschechischen Teil des Elbe-EZG mit NA-Simulationen eines stochastisches NA-Modells für das deutsche Teil-EZG überlagert. Vor dem

Hintergrund eines geeigneten Umgangs mit Unsicherheiten der großskaligen hydrologischen Modellierung wird hier die Anwendung des stochastischen Modells am Beispiel des Zwischengebiet der Elbepegel Dresden und Aken (17 000 km²) betrachtet. Das Modell kann jedoch je nach angestrebter Aussage auch für andere bzw. mehrere Teil-EZG der Elbe angepasst werden.

Nach Ableitung täglicher Reihen des Gebietsinputs und des Abflusses des Zwischengebiets aus beobachteten Stations- und Pegelzeitreihen durch geeignete Verfahren (*Büchele et al., 2006*) hat im vorliegenden Beitrag v. a. die Simulation des Systems zwischen Eingangs- und Ausgangsgröße Bedeutung. Die oben im Zusammenhang mit der HW-Wirkungskette angesprochenen Modellanforderungen werden berücksichtigt. Dabei wird hier nicht von a priori definierten, meist anhand kleinräumigerer Situationen entwickelten Modellstrukturen ausgegangen, bei denen sich häufig Probleme der operationellen und zuverlässigen Anwendung in der Skale großer Flussgebiete ergeben, v. a. wenn auch eine Kopplung mit meteorologischen Vorhersagemodellen beabsichtigt ist. Stattdessen wurde die Modellstruktur anhand des beobachteten täglichen Abflussprozesses einer 34-jährigen Reihe (1963–1996) nach dem objektiven Prinzip der fortschreitenden Modifizierung entwickelt und kalibriert. Ausgehend von einem einfachen, linearen Blockansatz wird dabei in verschiedenen Entwicklungs- und Diagnosestufen eine differenzierte, nichtlineare Modellstruktur abgeleitet, die im wesentlichen aus konzeptionellen Speichern, Saisonfiguren, Indizes für die hydrologische Vorgeschichte und die räumliche Niederschlagsverteilung und (möglichst schwach) nichtlinearen Ausgleichsfunktionen aufgebaut ist (Abb. 1). Dabei können mit einem stochastischen Blockansatz (Grundmodell) bereits ca. 97% der Zeitschritte behandelt werden. Bei starkem Input-Überschuss im Mittelgebirge (MG) wird unter konkret benennbaren Bedingungen ein MG-Modell zugeschaltet. Die Kalibrierung lieferte bei angemessener Komplexität des Modells und daher relativ geringer Parameterunsicherheit für die o. g. 34-jährige Abflussreihe eine gute Anpassung, auch im HW-Bereich (Abb. 1). Das Grundmodell konnte mit einem split-sample-Test validiert werden. Dagegen konnte das MG-Modell bisher nur eingeschränkt unter verschiedenen Annahmen validiert werden, da die Teilstichproben der betreffenden (seltenen) Ereignisse klein und zudem vielfältig und extrem sind. Um das MG-Modell besser abzusichern, ist eine Stichprobenvergrößerung, auch mit historischen Ereignissen, anzustreben.

Die Simulation der extremen HW-Ereignisse im August 2002 und im Frühjahr 2006 ergab jedoch ohne Nachkalibrierung gute Anpassungen an die aus Pegelreihen abgeleiteten Abflussganglinien. Für das MG-Modell wurde dabei die letzte Vorstufe der Modellentwicklung verwandt, bei der Endstufe ergibt sich eine

gewisse Überschätzung (Abb. 1). Allerdings ist davon auszugehen, dass bei der aus den Reihen der Nebenflusspegel (Aug.-2002: Golzern/Mulde, Löben/S. Elster) abgeleiteten Abflussreihe eine Vielzahl ereignisspezifischer (nur z. T. dokumentierter) Retentions- und Rückstauwirkungen, sowie weitere Effekte (Extremabfluss der Weißeritz) nicht enthalten sind bzw. sein können. Dies wird durch das Modell (mit Endstufe des MG-Modells) in plausibler Größenordnung bestätigt (Abb. 1). Hiermit wird die Extrapolationsfähigkeit des Modells ohne Nachkalibrierung als wichtiger Teil der Modellvalidierung bestätigt.

Insgesamt werden mit dem entwickelten NA-Modell die wesentlichen gebiets- und skalenspezifischen Prozesse bereits weitgehend vollständig und zuverlässig erfasst. Zukünftige oder rekonstruierte historische Extremereignisse werden auch als Chance aufgefasst, die Validierung des Modells zu verbessern und ggf. notwendige Weiterentwicklungen zu identifizieren (z.B. Einbeziehung der o.g. Retentions- und Rückstauwirkungen durch geeignete hydrologische und hydraulische Module). Somit ist das Prinzip der fortschreitenden Modifizierung geeignet, um durch Zusammenwirken von stochastischer NA-Simulation und kritischer Diagnose simulierter Abflüsse schrittweise epistemische Unsicherheiten in der NA-Simulation großer Flussgebiete zu reduzieren und in die durch das NA-Modell erklärte Variabilität des untersuchten Prozesses zu überführen.

Das großskalig operationelle und zuverlässige NA-Modell kann auch zur Validierung oder zur Identifikation weiteren Entwicklungsbedarfs anderer Modelle sowie der Schnittstellen der HW-Wirkungskette beitragen. Dies gilt v. a. für meteorologische Modelle (z. B. Lokalmodell des Dt. Wetterdienstes) und deren skalenbezogen problematische Schnittstelle zur Hydrologie. Mit der erreichten und noch zu erweiternden durchgängigen Quantifizierung der HW-Wirkungskette für eine Vielzahl von extremen HW-Situationen werden die Voraussetzungen geschaffen, um historische HW-Ereignisse zu rekonstruieren (und damit zugleich die Absicherung des Modells zu verbessern) und Szenarien unter begründet modifizierten Bedingungen zu simulieren. Die Szenarien können dabei durch realistische Rekombination beobachteter Ereigniselemente (Input-Situationen, Gebietszustände, Maßnahmenwirkungen), durch graduelle Variation meteorologischer und hydrologischer Variablen oder durch räumliche Verschiebung von Wetterlagen im meteorologischen Modell konstruiert werden. Beide Ansätze, Szenarienrechnung und Rekonstruktion, sind geeignet, um ein erweitertes Spektrum extremer HW-Situationen für Risikoanalysen zu erzeugen.

Damit können gemeinsam mit der Meteorologie im Gesamt-EZG, sowie mit der Hydraulik und des Deich-Monitorings im Zielgebiet die HW-Risiken möglichst vollständig und repräsentativ sowie präventiv identifiziert, quantifiziert und dif-

ferenziert bewertet werden. Auf der Planungsebene des HW-Schutzes können somit ausgewogene und aufeinander abgestimmte Schutzmaßnahmen im Gesamt-EZG abgeleitet werden, die das HW-Risiko auf ein akzeptables Maß reduzieren und gleichzeitig das akzeptierte oder unbekanntes Restrisiko berücksichtigen. In bezug auf das Restrisiko können die entwickelten Modelle zur operationellen HW-Warnung und Vorbereitung der Katastrophenabwehr beitragen.

Die Modellierung der HW-Wirkungskette erlaubt im interdisziplinären und sozialen Kontext die differenzierte Darstellung vielfältiger HW-Risiken. Hiermit werden die Voraussetzungen zur transparenten Kommunikation und breiten Akzeptanz eines ausgewogenen HW-Schutzes im Gesamt-EZG geschaffen. Hierbei werden auch andere Aspekte des Abflussgeschehens, ggf. unter veränderlichen Randbedingungen (Klimavariabilität, anthropogene Einflüsse), berücksichtigt.

HW-Gefahrenkarten (Überflutungshöhe, Ausdehnung der Überschwemmung) dienen dem operationellen Einsatz im Katastrophenfall (Aktivierung von HW-Alarm- und Evakuierungsplänen) und zur Optimierung der Flächenvorsorge (Berücksichtigung von Überschwemmungsgebieten in der Bauleit- und Infrastrukturplanung). HW-Risikokarten (monetäre Werte für zu erwartende Schäden für ausgewählte HW-Szenarien) bieten Eingangsdaten für Kosten-Nutzen Analysen zur Bestimmung kosteneffizienter HW-Schutzoptionen. In der HW-Wirkungskette von der Niederschlagvorhersage bis zur Errechnung von Schadens erwartungswerten (*Kron et al., 2005*) sind Niederschlagsverteilung und -intensität der Vorhersage sowie verschiedene Skalenübergänge mit hoher Unsicherheit behaftet; Landnutzungsdaten und Anfälligkeitsfunktionen werden ebenfalls als Unsicherheitsfaktoren identifiziert (*Pech et al., 2007*).

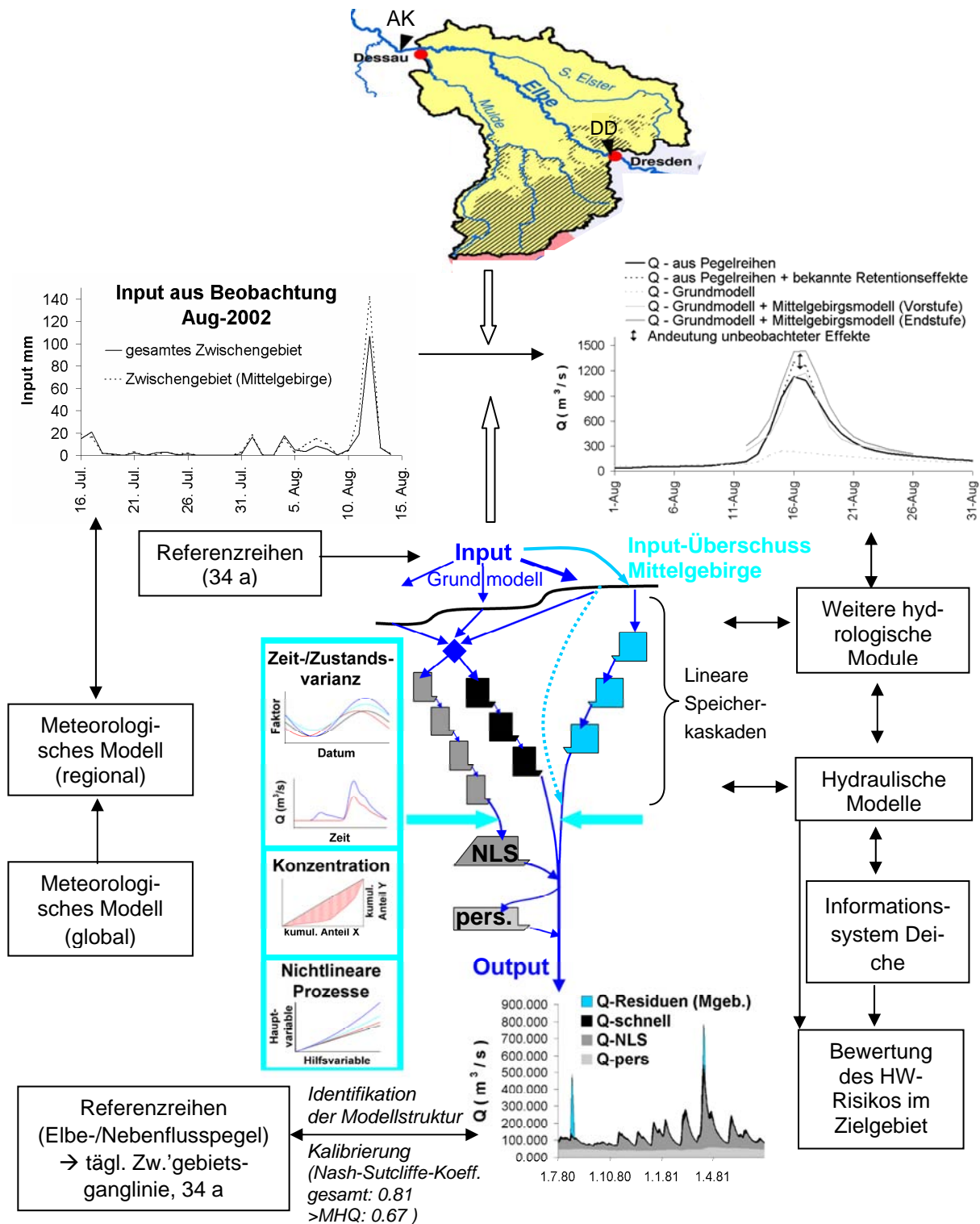


Abbildung 1: Simulation des HW-Ereignisses Aug-2002 im Zwischengebiet der Elbepegel Dresden (DD) und Aken (AK) mit Mittelgebirgsbereich (schraffiert) im Rahmen der HW-Wirkungskette. Das anhand 34-jähriger Referenzreihen entwickelte NA-Modell wird ohne Nachkalibrierung auf das Ereignis angewandt.

Damit die Bevölkerung HW-Risiken und deren Veränderungen in Abhängigkeit veränderter Randbedingungen bewerten kann (z. B. Änderung des Wellenablaufs bei kurzfristigem Deichversagen, nach einer Entlastungsmaßnahme, oder bei dauerhafter Deicherhöhung), ist zur Verdeutlichung der Vielfalt der Gefahrensituationen ein geeignetes Spektrum an Risikokarten zur Verfügung zu stellen. Um die Ergebnisse der Szenarienanalyse einer Interpretation zugänglich zu machen, müssen Unsicherheiten, die sich aus den Stufen der Modellkette zur Berechnung der Gefährdung und Vulnerabilität des Einzelnen ergeben, zusammenfassend bewertet und auf den Risikokarten ausgewiesen werden.

Die Gestaltung der HW-Gefahren- und Risikokarten sollte also zweck- und nutzerorientiert sein, wobei die Darstellung länderübergreifend einheitlich erfolgen sollte (z. B. Überschwemmungstiefen in fünf Blauabstufungen; *Oberle, 2004*); monetäre Schäden sind in Euro pro Quadratmeter und Jahr bzw. Ereignis darzustellen. Die öffentliche Auseinandersetzung über mögliche extreme HW-Situationen, die mit der Umsetzung der EU-Hochwasserrichtlinie an Aktualität gewinnt, werden im nächsten Abschnitt näher ausgeführt.

4 „Unsicherheit“ in der Öffentlichkeitsarbeit

Zur Unterstützung der Bereitschaft zur Eigenvorsorge, die durch den Gesetzgeber gefordert ist (WHG § 31a), müssen Daten, welche mit vielfältigen Unsicherheiten aus Modellketten behaftet sind, den Nutzern näher erläutert werden. Diese Informationen zum HW-Risiko sind unabdingbar für eine effiziente Eigenvorsorge (Verhaltensvorsorge und Informationsvorsorge), die im Fall eines Extremereignisses die Basis für einen effektiven Selbstschutz bietet.

Für die Vermittlung aktueller Entwicklungen im HW-Schutz sind online-Plattformen geeignet. Dies bezieht sich sowohl auf raumbezogene Daten (Pegelstände, Wetterbericht, Straßensperrungen) als auch auf sachbezogene Daten (Telefonlisten, Ansprechpartner, Informations- und Hilfsstellen, Checklisten mit Handlungsempfehlungen zur Vorsorge und für den Ereignisfall). Online-Plattformen, die auf ein content management system aufbauen, bieten den Vorteil, dass sie Informationen bereitstellen, die auf die Bedürfnisse verschiedener Handlungs- und Risikotypen zugeschnitten sind. Kurzglossare und bildliche Darstellungen können das Verständnis von Texten, die zur Vermittlung raum- und sachbezogener Daten dienen, erhöhen (*Kämpf et al., 2006a*). Auf Länderebene werden online-Plattformen von den zuständigen Behörden eingerichtet (*Kämpf et al., 2006b*). Beispiele für regionale online-Plattformen sind das HW-

Managementsystem für den Landkreis Stendal (*Jüpner und Tzschirner, 2004*) und das RIMAX Verbundprojekt „Integriertes HW-Risikomanagement in einer individualisierten Gesellschaft“ zum Hochwasser und Küstenschutz für Bremen (INNIG; www.innig.uni-bremen.de).

Für die Verbreitung HW-relevanter Daten sind neben Webseiten auch gedruckte Merkblätter und Broschüren relevant. Weiterhin dienen Ausstellungen und Informationsveranstaltungen sowie Hochwassermarken als Teil des Stadtbildes der öffentlichen Diskussion zum Thema extreme HW-Ereignisse. Die genannten Medien (online, print, face-to-face) unterstützen die Verankerung des Risikobewusstseins und erhöhen folglich die Wahrnehmung um die HW-Gefahr.

5 Ausblick

Das Paradigma der Risikokultur erfordert, dass bei der Umsetzung von Strategien eines effizienten HW-Schutzes Unsicherheiten berücksichtigt werden. Diese Unsicherheiten müssen zusammen mit anderen Informationen so vermittelt werden, dass betroffene Bürger das akzeptierte und unbekanntere Restrisiko für subjektive Entscheidungen, die sie auf der Grundlage individuell getesteter Heuristiken treffen (bounded rationality), nutzen können; das heißt, sie folgen nicht den Optimierungsalgorithmen der wissenschaftlichen Risikobewertung. Damit Nutzer ihre Handlungsoptionen vollständig begründet ausloten können, sollte das Spektrum an HW-Situationen für HW-Gefahren- und HW-Risikokarten umfassend und differenziert dargestellt sein. Es ist zu überprüfen, inwieweit das Verständnis abstrakter Daten zu den Folgen einer HW-Situation durch eine konkrete Veranschaulichung verbessert werden kann (z. B. Zuordnung eines Pegelstandes zu einem Überschwemmungsszenario).

6 Literatur

- Bücheler, B., M. Helms, R. Mikovec, J. Ihringer, und F. Nestmann (2006): Hydrologische Modellierung für das operationelle Hochwassermanagement in großen Flussgebieten (Beispiel Elbe). *Forum Hydrologie und Wasserbewirtschaftung* 15, 2, 99–110.
- Deutsches Komitee für Katastrophenvorsorge (DKKV) (2004): Hochwasservorsorge in Deutschland—Lernen aus der Katastrophe 2002 im Elbegebiet (Kurzfassung für die Versicherungswirtschaft). *Schriftenreihe des DKKV*, Bd. 29. Bonn: DKKV.
- Jüpner, R. und M. Tzschirner (2004). Risikomanagement—die zentrale Herausforderung im kommunalen Hochwasserschutz. *Wasserbauliche Mitteilungen* 27: 21–31. Dresden: Institut für Wasserbau und THM der TU Dresden

- Kämpf Ch., M. Müller, K. Baake, und J. Ihringer (2006a). "Online Glossaries in Support of Efficient Risk Communication for Inter- and Transdisciplinary Water Resources Management". In: K. Tochtermann & A. Scharl (eds.), *Managing Environmental Knowledge*, (Graz, Sept 6–8, 2006). Aachen, Germany: Shaker, 35–38.
- Kämpf, Ch., Th. Ulbrich, M. Müller, und J. Ihringer (2006b): Effective Early Warning System On Flooding For Stakeholder's Use. In: W. Ammann et al. (eds.), *IDRC Davos 2006 2*: 245–247. Davos: Eidg. Inst. Schnee und Lawinenforschung (SLF).
- Kron, A., O. Evdakov, und F. Nestmann (2005). From Hazard to Risk – A GIS-based Tool for Risk Analysis in Flood Management. In: Van Alphen, Van Beek & Taal (eds), *Proc. 3rd Int. Symp. Flood Defence* (Mai 2005, Nijmegen, NL), (7 p.).
- Oberle, P. (2004). Integrales Hochwassersimulationssystem Neckar—Verfahren, Werkzeuge, Anwendung und Übertragung. *Mitteilungen des Instituts für Wasser und Gewässerentwicklung*, 226. Karlsruhe: IWG—Wasserwirtschaft und Kulturtechnik.
- Pech, I., U. Herrmann, H. Apel, A.Thieken, und K.-E. Lindenschmidt. (2007): Unsicherheiten in der Hochwasserrisikoabschätzung. *Gaia* 16 (2): 150–52.

Autoren:

Dr.rer.nat. Charlotte Kämpf

Dipl.-Hyd. Martin Helms

Dr.-Ing. Jürgen Ihringer

Inst. Wasser u. Gewässerentwicklung
Abteilung IV Hydrologie
Universität Karlsruhe (TH)
76128 Karlsruhe

Inst. Wasser u. Gewässerentwicklung
Abteilung IV Hydrologie
Universität Karlsruhe (TH)
76128 Karlsruhe

Tel.: +49 721 608 3537
Fax: +49 721 661329
E-Mail: kaempf@iwg.uka.de

Tel.: +49 721 608 3692/3907
Fax: +49 721 661329
E-Mail: helms@iwg.uka.de
ihringer@iwg.uka.de

Prof. Dr.-Ing. Dr.h.c. mult. Franz Nestmann
Inst. Wasser und Gewässerentwicklung
Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik
Universität Karlsruhe (TH)
76128 Karlsruhe
Tel.: +49 721 608 6388
Fax: +49 721 606046
E-Mail: nestmann@iwg.uka.de

ALLE REDEN VOM KLIMAWANDEL ...

... WIR HABEN DAS FORUM.

29.-30.11.2007 | MESSEZENTRUM SALZBURG



Die acqua alta alpina in Salzburg thematisiert heute schon, womit in den kommenden Jahrzehnten als Folgen des Klimawandels gerechnet werden muss – und zwar spezialisiert auf die Auswirkungen in Gebirgsregionen.

Messe und Kongress greifen die Themenschwerpunkte

- Klimafolgen
- Risiko- und Katastrophenmanagement
- Notfallvorsorge bei Naturgefahren
- Chancen und Perspektiven für den Tourismus
- Schutzmaßnahmen in der kommunalen Praxis
- Hochwasservorsorge

**auf und bringen Praxis, Wissenschaft,
Wirtschaft und Politik zusammen.**

Messe- und Kongressorganisation

Messezentrum Salzburg GmbH |
T +43 (0) 662 24 04-53

ConTrac GmbH |
T +49 (0) 30 27 59-39 65



www.messezentrum-salzburg.at

messezentrum
salzburg

salzburgarena

Modell zur Berücksichtigung morphologischer Unsicherheiten bei der Bemessung einer seitlichen Notentlastung

Burkhard Rosier
Jean-Louis Boillat
Anton Schleiss

Die gezielte Überflutung von Hochwasserrückhalteräumen mittels Streichwehren oder überströmbarer Dämme stellt ein effektives und weit verbreitetes Konzept zur Gefahrenabwehr im Hochwasserfall dar. Der reduzierte Durchfluss im Hauptgewässer bewirkt eine Verringerung der Geschiebetransportkapazität, was zu lokalen Sedimentablagerungen im Bereich des Entlastungsbauwerkes führen kann. In Verbindung mit der Bildung von Transportkörpern resultiert diese Wechselwirkung zwischen Strömung und Geschiebetransport in einem unkontrollierten Anstieg der seitlichen Überfallintensität. Im Vergleich zu einer unbeweglichen ebenen Sohle kann die Überfallmenge um bis zu 50 % unterschätzt werden.

Die heute gängigen Bemessungskonzepte erfassen in der Regel nur hydrologische und hydraulische Aspekte, der Einfluss der Sohlenmorphologie bleibt weitgehend unberücksichtigt. Basierend auf systematischen physikalischen Modellversuchen ist ein zweidimensionales empirisches Modell zur Beschreibung der Längen- und Breitenentwicklung des Sedimentdepots entwickelt worden. Die Form des aufgelandeten Gerinneabschnitts kann in guter Näherung mit Hilfe einer angepassten Maxwell Verteilungsfunktion beschrieben werden. Die Eingangsparameter des Modells berücksichtigen hydraulische und sedimentologische Einflussgrößen sowie Gerinne- und Wehrgeometrie. Für allgemeingültige Anwendungen werden alle Eingangsparameter in dimensionsloser Form dargestellt.

1 Einleitung

Zum Schutz gegen Überlaufen von Gerinnen bei extremen Hochwässern, zur Abführung des Regenabflusses in Kanalisationen oder zur Begrenzung des Abflusses in einem Gerinne ganz allgemein gilt es häufig, ab einer definierten Abflussmenge einen Teil davon seitlich abzuführen. Diese Aufgabe kann u. a. durch Streichwehre erfüllt werden. Streichwehre sind parallel zur Fließrichtung in Gerinnen angeordnete seitliche Überfälle. Erreicht der Wasserspiegel im

Hauptgerinne die Wehroberkante, wird der Durchfluss seitlich über die Wehrkrone abgegeben.

Der seitliche Überfall ist eine typische Form des leicht ungleichförmigen Gerinneabflusses mit räumlich variierendem (hier abnehmendem) Abfluss. Das Hauptziel besteht primär darin, die seitliche Abflussmenge mittels der Bestimmung eines geeigneten Abflussbeiwertes zu ermitteln (*Hager, 1987*). Allen Untersuchungen zu diesem Thema ist gemein, dass ausschließlich von einer unbeweglichen Gerinnesohle ausgegangen wird. Vor dem Hintergrund des Hochwasserschutzes muss aber von natürlichen oder naturnahen Gewässern mit beweglichen Sohlen und der daraus resultierenden morphologischen Interaktion ausgegangen werden.

Die seitliche Wasserabgabe hat eine Abnahme der Geschiebetransportkapazität im Hauptgerinne zur Folge. Daher wird Geschiebematerial im Gerinneabschnitt unterstrom des Überfalls abgelagert. Die in diesem Bereich auflandende Sohle bewirkt einen Rückstauereffekt und folglich eine größere Druckhöhe über dem Wehr und somit eine Erhöhung der seitlichen Überfallmenge. Lokale Energieverluste durch Querschnittseinengung und –aufweitung sowie durch Transportkörper verursachte Formrauheit verstärken diese Tendenz. Der ursprünglich zugrunde gelegte Bemessungsabfluss über das Bauwerk erfolgt nun unkontrolliert und ist nicht mehr bekannt. Mit weit reichenden Folgen wie z. B. ein vor der Hochwasserspitze erreichter Füllstand eines auf den Bemessungsabfluss dimensionierten Retentionsvolumens im Rahmen eines Hochwasserschutzkonzeptes muss gerechnet werden.

Im vorliegenden Beitrag wird ein auf hydraulischen Modellversuchen basiertes empirisches Modell entwickelt, mit welchem die Wechselwirkung zwischen seitlichem Überfall und Sohlenmorphologie abgeschätzt werden kann. Die Form der Auflandung in Gerinnelängs- und -querrichtung kann mit einer Maxwell-Verteilung beschrieben werden. Die Eingangsvariablen der Maxwell-Verteilung werden mittels geeigneter dimensionsloser geometrischer Gerinne- und Wehrparameter sowie hydraulischer und sedimentologischer Faktoren parametrisiert.

2 Hydraulische Modellversuche

Die Experimente wurden in einem rechteckigen, 30 m langen und 2,0 m breiten Versuchskanal durchgeführt (Abb. 1). Die Rinne wurde in Längsrichtung durch eine vertikale glatte Wand in einen 1,50 m breiten und einen 0,47 m breiten Kanal unterteilt. Der erste stellt den eigentlichen Versuchsstand mit der beweglichen Sohle ($d_{50} = 0,72$ mm) und dem auf der rechten Seite angeordneten

Streichwehr dar. Der zweite Rinnenabschnitt bildet einen parallel verlaufenden Kanal, in dem das seitlich über das Wehr abgeschlagene Wasser abgeführt wird. Als maßgebliche Einflussgrößen sind der Abfluss im Hauptgerinne ($Q_1 = 98 \div 222 \text{ l/s}$), die Sohlenneigung ($S_0 = 0.1 \div 0.4 \%$), die Länge der überströmbaren Wehrkrone ($L_D = 3.0 \text{ m}$, $2 \times 2.50 \text{ m}$ und 6.0 m) sowie die Anzahl der Wehre ($n_D = 1$ oder 2) untersucht worden.

Die Wasserspiegellagen sind mittels Ultraschallsonden (US) gemessen worden. Zur Bestimmung des 2D-Geschwindigkeitsfeldes sind Ultrasonic Doppler Velocity Profiler (UVP) verwendet worden. Ein digitales Geländemodell (DGM) zur Erfassung der Sohlenmorphologie ist mit einem photogrammetrischen Ansatz erstellt worden (Rosier et al., 2004).

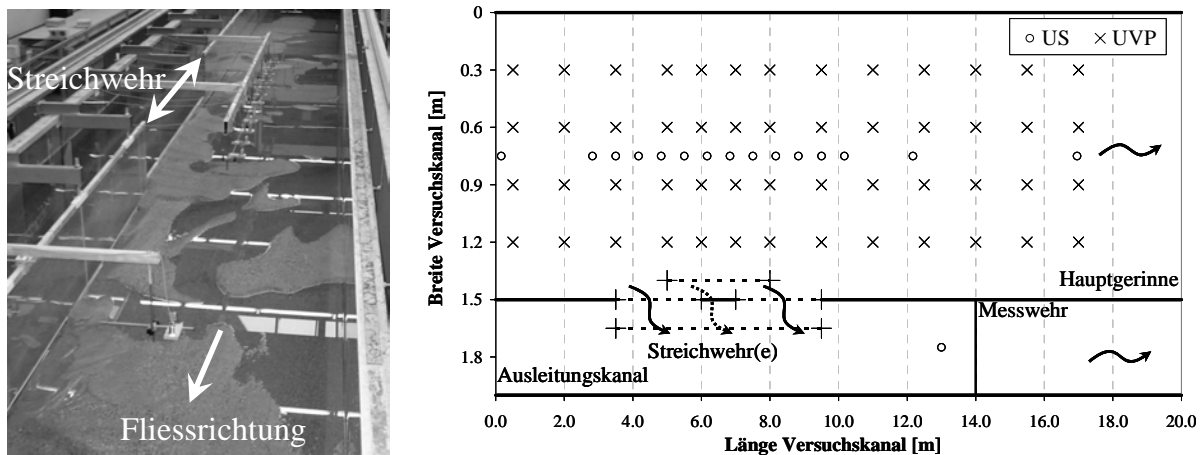


Abbildung 1: Links: Versuchsstand mit Hauptgerinne, seitlichem Überfall, mobiler Gerinnesohle und Evakuationsgerinne. Rechts: Schematische Draufsicht der Versuchseinrichtung und Anordnung der Wasserspiegellage- und Geschwindigkeitsmessstellen (US bzw. UVP)

3 Konzept

Zur Beschreibung der Auflandungsstrecke in Längs- und Querrichtung sind Längsprofile der Sohle am linken und rechten Rand des Kanals verwendet worden. Das Profil am rechten Rand (Lage des seitlichen Überfalls) beschreibt die mittlere Auflandung und die Bildung eines lokalen Sedimentsdepots am unteren Wehrende. Im Gegensatz hierzu berücksichtigt das Profil auf der linken Seite lediglich die generelle Auflandungstendenz im Bereich des Überfalls. Die beiden Profile sind durch einen Längsversatz (Δx^*) charakterisiert und können mittels einer geeigneten Funktion für den Versatz der maximalen Auflandungskoten verbunden werden (Abb. 2).

Zur dimensionslosen Parametrisierung der beiden Profile ist eine Maxwell-Verteilungsfunktion verwendet worden. Die Eingangsparameter der Verteilungsfunktion berücksichtigen hierbei folgende vier Einflussgruppen:

- Gerinnegeometrie,
- Wehrgeometrie,
- Strömungsparameter (Hydraulik) und
- Geschiebetransport.

Nach der Parametrisierung muss die auf diese Weise beschriebene Geometrie des Sedimentdepots in ein numerisches Berechnungsprogramm implementiert werden. Hierzu ist ein Bezugspunkt hinsichtlich der Position des Wehres erforderlich.

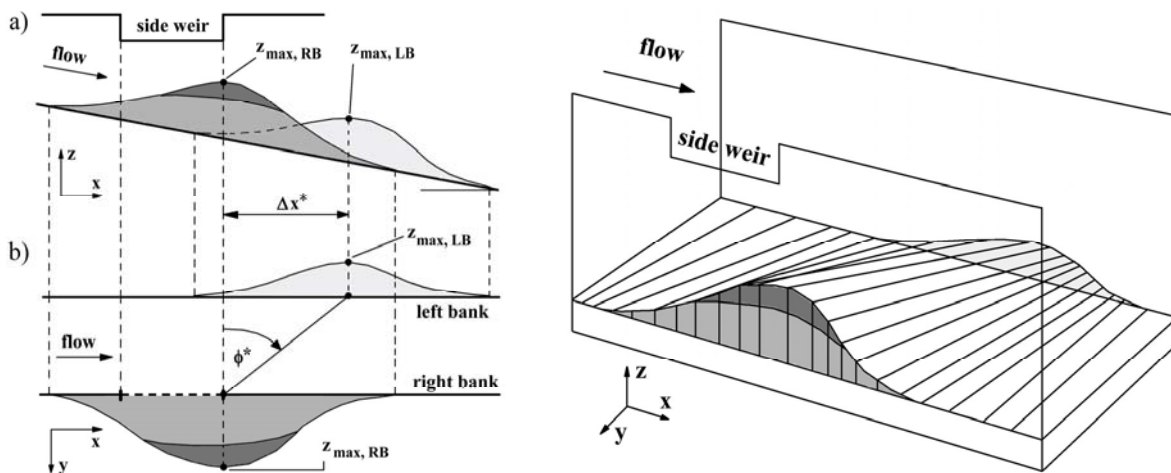


Abbildung 2: Links: Schematische Übersicht des Modellkonzeptes. a) Längsschnitt, b) Draufsicht. Rechts: Beispiel einer linearen Interpolation des linken und rechten Profils

4 Maxwell Verteilungsfunktion

Die Auflandungsstrecke ist primär durch die maximale Auflandungshöhe z'_{\max} , deren Lage x'_{\max} sowie durch dessen Form gekennzeichnet. Die Form kann mittels eines Formfaktors n beschrieben werden. Einen geeigneten Ansatz zur Parametrisierung der Auflandungsstrecke stellt die Maxwell-Verteilungsfunktion dar:

$$X = \frac{x'}{x'_{\max}}, \quad Z = \frac{z'}{z'_{\max}} \quad (1)$$

$$Z(X) = \left(X e^{1-X} \right)^n \quad (2)$$

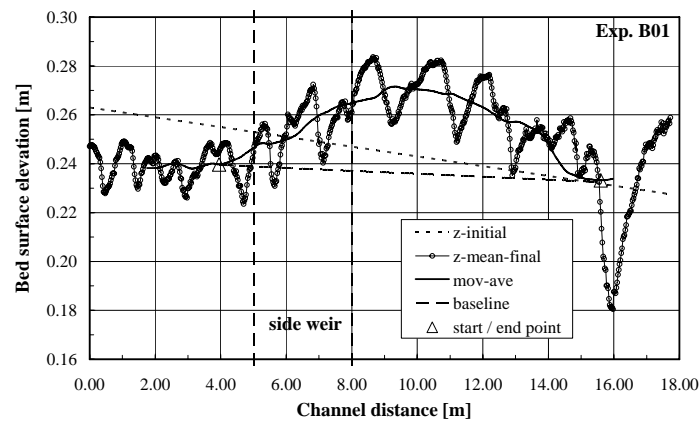


Abbildung 3: Ausgangssohlenlage, querschnittsgemittelte Sohle nach Versuchsende, dazugehöriges gleitendes Mittel, Anfangs- und Endpunkt der Auflandungsstrecke sowie Verbindungstangente als Referenzniveau

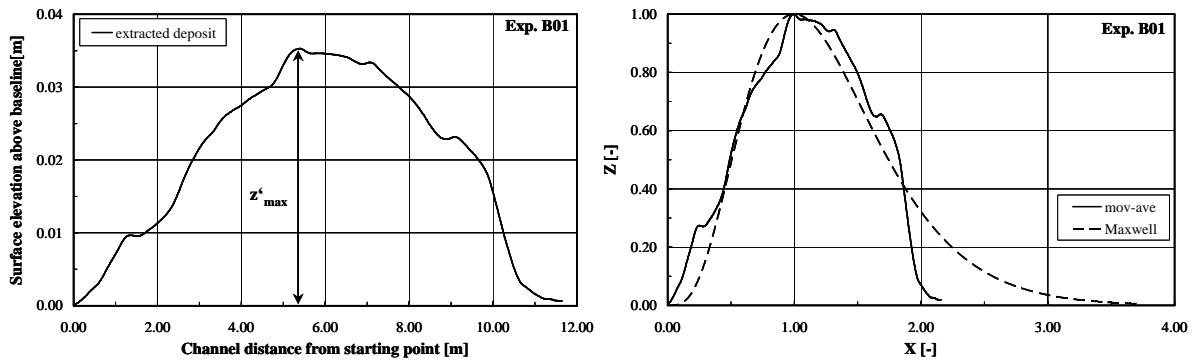


Abbildung 4: Links: Extrahierter Auflandungsbereich. Rechts: Mit den jeweiligen Maximalwerten normierte Auflandungsstrecke sowie dazugehörige angepasste Maxwell-Verteilungsfunktion

In einem ersten Schritt wird für das querschnittsgemittelte Sohlenlängsprofil das gleitende Mittel bestimmt, um den Einfluss der Transportkörper herauszufiltern und den Gesamttrend der aufgelandeten Sohle zu erhalten. Anschließend werden der Anfangs- und Endpunkt der Auflandungsstrecke bestimmt. Diese Punkte sind durch eine signifikante Änderung der Steigung im Vergleich zum vorausgehenden- bzw. nachfolgenden Profilabschnitt gekennzeichnet. Die Verbindungstangente an diese lokalen Minima dient als Referenzniveau, von welchem mittels Differenzenbildung die Nettoauflandungsstrecke extrahiert wird (Abb. 3, Abb. 4, links).

Anschließend werden die maximale Höhe und deren Lage von und für die extrahierte Auflandungsstrecke bestimmt (Abb. 4, links) und die Maxwell-Verteilungsfunktion auf diese Werte angewandt (Abb. 4, rechts). Der Formfaktor n wird hierbei mittels des trial-and-error Prinzips bestimmt, indem n so lange variiert wird, bis nach der Methode der Kleinsten Fehlerquadrate die vertikale Abweichung zu einem Minimum wird.

5 Analyse und Beschreibung der Form der Auflandungsstrecke

5.1 Maximale Höhe des Depots z'_{\max}

Zur Bestimmung der maximalen Höhe der Auflandungsstrecke auf der rechten Seite ($z'_{\max, RB}$) werden Parameter zur Beschreibung der Gerinne- und Wehrgeometrie sowie der Strömungsbedingungen kombiniert. Zu diesem Zweck wird das Verhältnis von Überfallabfluss Q_D , ausgedrückt mit der allgemeinen Wehrüberfallformel, zum Abfluss im Gerinne Q_1 , ausgedrückt mit der Stricklerformel, eingeführt:

$$\frac{Q_D}{Q_1} = \frac{2/3 C_D \sqrt{2g} (y_1 - w_D)^{3/2} L_D}{R_{h,1}^{2/3} k_{st} S^{1/2} B y_1} \quad (3)$$

mit Q_D seitlicher Ausfluss, Q_1 Zufluss oberhalb des Wehres, C_D Abflussbeiwert für ein scharfkantiges Streichwehr, g Erdbeschleunigung, $y_1 - w_D = h_{D,1}$ Überfallhöhe, y_1 Abflusstiefe oberhalb des Wehres, w_D Wehrhöhe, L_D Wehrlänge, k_{st} Stricklerbeiwert, $R_{h,1}$ hydraulischer Radius, S Neigung der Energielinie und B Kanalbreite. Der Index 1 bezieht sich auf den Wehranfang.

Die Sedimenttransportbedingungen unter- und oberhalb des Wehres können mittels der dimensionslosen Geschiebetransportkapazität (Einsteinfaktor) wie folgt ausgedrückt werden:

$$\Delta\Phi = \frac{\Phi_{\text{unterstrom}}}{\Phi_{\text{oberstrom}}} \quad (4)$$

Zur dimensionslosen Darstellung der maximalen Höhe des Depots wird die Depothöhe z'_{\max} mit der Überfallhöhe $h_{D,1}$ kombiniert.

Unter Verwendung Genetischer Algorithmen (*Keijzer und Babovic, 1999*) konnte folgende Beziehung für die maximale Höhe der Auflandung auf der rechten Seite ermittelt werden:

$$\frac{h_{D,1}}{z'_{\max, RB}} = 2/3 \left[\frac{\Delta\Phi}{Q_D / Q_1} \left(3\Delta\Phi - \frac{9}{5} \right) + \frac{9}{4} \right]^{4/5} \quad (5)$$

Da die seitliche Überfallmenge zunächst nicht bekannt ist, erfordert die Lösung von Gleichung 5 eine iterative Berechnung. Das gleiche gilt für das Verhältnis der Transportraten.

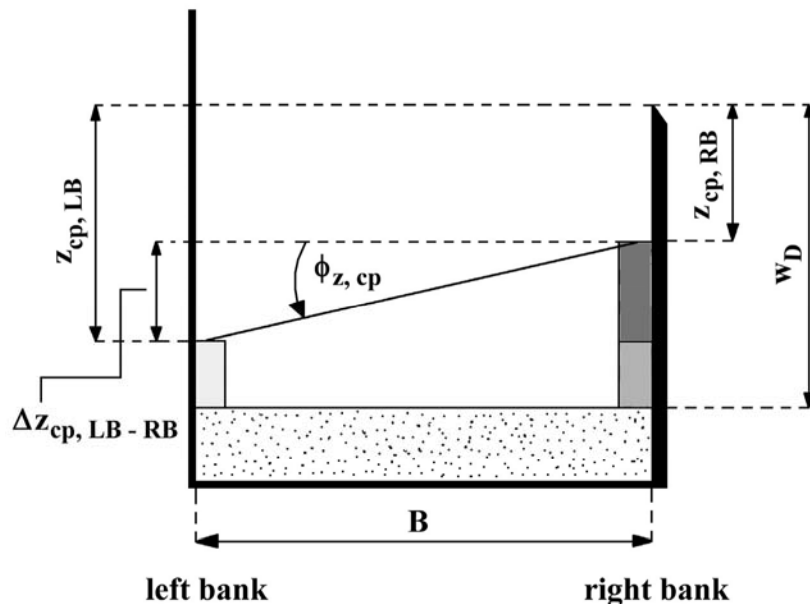


Abbildung 5: Definitionsskizze für die Querneigung des Sedimentdepots

Zur Bestimmung der maximalen Auflandungshöhe auf der linken Seite ($z'_{\max, LB}$) wird ein Winkel eingeführt, der die Querneigung des Depots berücksichtigt (Abb. 5):

$$\tan \phi_{z, cp} = 11,16 \left[\left(\frac{Q_D}{Q_1} \right)^{-2/3} \left(\frac{L_D}{B} \right)^{1/3} \left(\frac{h_{D,1}}{L_D} \right)^{8/5} \right] \quad (6)$$

5.2 Lage der maximalen Höhe des Depots x'_{\max}

Da gemäß Definition $X = x'/x'_{\max} = 1,0$ gilt (Gl. 1, Abb. 4, rechts), kann die x-Achse des Depots konstruiert werden. Zwischen $X = 0,0$ und $X = 1,0$ und für den Bereich $X > 1,0$ können beliebig wählbare Schrittweiten verwendet werden. Für die maximale Ausdehnung nach rechts sind in der vorliegenden Studie mit $X = 4,0$ bis $X = 6,0$ gute Ergebnisse erzielt worden (Abb. 4, rechts).

Ähnlich wie für die maximale Auflandung (z'_{\max}) erfordert die Implementierung des empirischen Modells des Sedimentdepots in ein numerisches Modell eine dimensionsbehaftete Größe x'_{\max} in [m]. Für das Profil auf der rechten Seite kann in guter Näherung ein Wert von $x'_{\max, RB} \approx 3,60$ m, für das Profil auf der linken Seite ein Wert von $x'_{\max, LB} \approx 2,50$ m verwendet werden. Hierbei ist je-

doch zwingend der geometrische Modellmaßstab von etwa 1:50 zu berücksichtigen.

5.3 Formfaktor n

Da das Sedimentdepot auf der rechten Seite in der Regel scharf abgegrenzt und klar definiert war, kann für den Formfaktor folgende Konstante verwendet werden:

$$n_{RB} \approx 5,52 \quad (7)$$

Die Untersuchungen haben weiterhin gezeigt, dass der Formfaktor für das linke Profil mit folgendem Polynom zweiten Grades abgeschätzt werden kann:

$$\frac{n_{LB}}{n_{RB}} = -0,033 \left(\frac{L_D}{B} \right)^2 + 0,33 \frac{L_D}{B} \quad (8)$$

6 Implementierung des empirischen Modells in ein numerisches Berechnungsprogramm

Zur Implementierung des empirischen Modells der aufgelandeten Gerinnestrecke im Bereich des Wehres in ein numerisches Simulationsprogramm ist ein Bezugs- oder Referenzpunkt notwendig.

Die maximale Auflandung auf der Seite des Wehres (rechtes Profil) befindet sich relativ nahe am unteren Wehrende, wo die Diskontinuität zwischen Strömung und Sedimenttransportkapazität am größten ist. Folglich kann das rechte Profil am unteren Wehrende positioniert werden (Abb. 2, links).

Der Versatz des linken Profils in Richtung Kanalachse kann mit folgender Beziehung ermittelt werden (Abb. 2, links):

$$\frac{\Delta x^*}{L_D} = f(x) = f \left(\left(1 - \frac{3 Fr_1^2}{2 + Fr_1^2} \right)^{1/2} \left(\frac{u_{*,1}}{\sqrt{g L_D}} \right)^{1/4} \right) \quad (9)$$

und:

$$\frac{\Delta x^*}{L_D} = 23,26 x^2 - 0,11 x \quad (10)$$

7 Gültigkeitsbereich und Anwendungsgrenzen

Das Anwendungsgebiet der vorgestellten Methodik sind Gewässer mit milder Sohlenneigung im Gefällebereich von $0,10 \% \leq S_0 \leq 0,40 \%$. Das Abflussregime bewegt sich ausschließlich im strömenden Bereich mit relativ hohen Froude-Zahlen ($Fr_1 \geq 0,45$), da seitliche Notentlastungen im Rahmen von Hochwasserschutzkonzepten in der Regel erst ab hundertjährigen Ereignissen in Betrieb sind. Die relative Rauheit des verwendeten sandig-kiesigen Sohlenmaterials lässt sich mit $40 \leq y / d_{90} \leq 70$ angeben. Hinsichtlich der Gerinne- und Wehrgeometrie bewegen sich die Modelluntersuchungen im Bereich von $2,00 \leq L_D / B \leq 4,00$. Die untersuchten Abflüsse liegen im Bereich von $0,06 \leq Q_D / Q_1 \leq 0,37$.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Ziel einer seitlichen Notentlastung ist es, im Falle des Überschreitens der Bemessungswassermenge das Wasser an Stellen mit geringem Schadenspotential kontrolliert ausufern zu lassen. Aufgrund des seitlichen Wasserverlustes nimmt jedoch die Feststofftransportkapazität auf einer vergleichsweise kurzen Fließstrecke erheblich ab. Als Folge kann sich Geschiebmaterial im Bereich des Wehres ablagern und somit zu einem unkontrollierten Anstieg der seitlichen Überfallmenge führen.

Morphologische Unsicherheiten müssen daher neben dem Bemessungswasserstand sowie hydrologischen und hydraulischen Faktoren zwingend in den Bemessungsprozess einbezogen werden. Nur so kann gewährleistet werden, dass ein vorgesehene Rückhaltegebiet mit einem definierten Retentionsvolumen allmählich vollläuft und nicht bereits vor Erreichen der Hochwasserabflussspitze gefüllt ist.

In der vorliegenden Studie ist diese Wechselwirkung zwischen einer seitlichen Notentlastung (Streichwehr) und dem Geschiebetransport experimentell untersucht worden. Die Gerinneauflandung durch Ablagerung von Geschiebe kann mittels einer Maxwell-Verteilungsfunktion parametrisiert und modelliert werden. Für die hierzu notwendigen Parameter werden funktionale Beziehungen entwickelt, die neben der Wehr- und Gerinnegeometrie auch die Strömung und den Sedimenttransport berücksichtigen. Die Verknüpfung der modellierten Auf-

landungsstrecke mit dem Gerinne erfolgt über einen Referenzpunkt, der sich am unteren Wehrende orientiert.

Mit dem vorgeschlagenen Bemessungsansatz können stationäre numerische Modelle zur Abschätzung der seitlichen Überfallmenge unter Berücksichtigung der Interaktion zwischen Strömung und Morphologie betrieben werden.

9 Literatur

- Keijzer, M., Babovic, V. (1999): Dimensionally aware genetic programming. Proc. Genetic and Evolutionary Computation Conference – GECCO, Orlando – USA
- Hager, W.H. (1987): Lateral outflow over side weirs. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE 113 (4), 491-504
- Rosier, B., Boillat, J.-L., Schleiss, A.J. (2004): Mapping of bed morphology for lateral overflow using digital photogrammetry. 2nd International Conference on Scour and Erosion - ICSE-2, Singapore - Singapore

Autoren:

Dipl.-Ing. Burkhard Rosier

Dr. Jean-Louis Boillat

Prof. Dr. Anton Schleiss

Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
GC A3 504, Bâtiment GC), Station 18
CH – 1015 Lausanne

Tel.: +41 21 693 6338

Tel.: +41 21 693 2376

Fax: +41 21 693 2264

Fax: +41 21 693 2382

E-Mail: burkhard.rosier@epfl.ch

E-Mail: jean-louis.boillat@epfl.ch

anton.schleiss@epfl.ch

Maßnahmen zum künftigen Schutz der Landeshauptstadt Dresden vor Hochwasser

Viola Mojssetschuk
Katja Schulz

In der Sächsischen Landeshauptstadt Dresden unternehmen die Landestalsperrenverwaltung und die Stadtverwaltung Dresden vielfältige Anstrengungen, um die Hochwasserrisiken im Stadtgebiet zu mindern. Neben der Umsetzung der Hochwasservorsorge durch die Landeshauptstadt werden seitens des Freistaates Sachsen umfangreiche Hochwasserschutzmaßnahmen an den Gewässersystemen der Stadt geplant und realisiert.

1 Einleitung

Die sächsische Landeshauptstadt Dresden (LH DD) ist durch ihre Lage an der Elbe und die im Stadtgebiet mündenden Gewässer I. und II. Ordnung einem hohen Hochwasserrisiko ausgesetzt. Wie das Augusthochwasser 2002 gezeigt hat, sind wertvolle Kulturgüter in der Innenstadt, Industrie, Wohnbebauung und Infrastruktur von Überschwemmungen bedroht. In Auswertung dieses extremen Ereignisses werden durch die Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV) gemeinsam mit der LH DD vielfältige Anstrengungen unternommen, um die Risiken im Stadtgebiet zu mindern.

2 Grundlagen für den Hochwasserschutz

Nach dem Augusthochwasser 2002 wurde seitens der LTV und der LH DD zunächst die Schadensbeseitigung an den Gewässern 1. und 2. Ordnung sowie an den Elbdeichen mit höchster Priorität vorangetrieben.

Parallel dazu ließ die LTV 47 Hochwasserschutzkonzepte (HWSK) für die Gewässer 1. Ordnung und die Elbe erstellen. Die HWSK sind behördenverbindliche wasserwirtschaftliche Rahmenplanungen mit dem Ziel der ganzheitlichen Betrachtung des Gewässers und der von ihm ausgehenden Hochwassergefahr

sowie der Integration erforderlicher Einzelmaßnahmen. Die rechtliche Grundlage bildete der HWSK-Erlass des Sächsischen Staatsministeriums für Umwelt und Landwirtschaft (SMUL) vom 17.03.2003.

Die HWSK wurden nach einer weitgehend einheitlichen Gliederung erarbeitet, die u. a. folgende Schwerpunkte enthält:

- Grundlagenermittlungen
- Festlegung von Schutzzielen
- Ausweisung von Hochwasserschutzmaßnahmen
- Ermittlung von Nutzen-Kosten-Verhältnissen.

Die Schutzziele (in Form von Bemessungshochwasserabflüssen BHQ) wurden entsprechend der bestehenden Schutzwürdigkeit auf Grundlage der zwischen SMUL, LfUG und LTV abgestimmten „Empfehlung für die Ermittlung des Gefährdungs- und Schadenspotenzials bei Hochwasserereignissen sowie für die Festlegung von Schutzzielen“ vom 18.02.2003 festgelegt. Beispielsweise ist der Richtwert für geschlossene Siedlungen HQ100 (mindestens HQ50 und höchstens HQ200), der Richtwert für landwirtschaftlich genutzte Flächen HQ5 (mindestens HQ1, höchstens HQ10).

Die Reihenfolge für die Umsetzung der landesweit ca. 1.600 empfohlenen Maßnahmen bzw. Maßnahmenkomplexe wurde im Rahmen einer Priorisierung Ende November 2005 festgelegt, die sich zunächst an fachlichen und wirtschaftlichen Kriterien wie Schadenspotenzial, Vulnerabilität (Verletzlichkeit von Leib und Leben, Verteidigbarkeit, Folgegefahren), Nutzen-Kosten-Verhältnis sowie wasserwirtschaftlichen Effekten (Retention, Hochwasserabfluss) und in einem zweiten Schritt an der technischen Durchführbarkeit, Finanzierbarkeit und Genehmigungsfähigkeit orientierte. Daraus abgeleitet wurden die Priorisierungsgruppen „hoch“, „mittel“ und „gering“. Im Ergebnis konnte so das Hochwasserinvestitionsprogramm der LTV für die Haushaltsjahre 2005 – 2008 erstellt werden, das gegenwärtig die Grundlage für die Umsetzung von Maßnahmen der Priorität „hoch“ bildet.

Die LH DD hat Überschwemmungsgebiete an zahlreichen Gewässern 2. Ordnung sowie der Elbe, der Vereinigten Weißeritz und am Lockwitzbach/Niedersedlitzer Flutgraben für ein hundertjährliches Hochwasser rechtlich festgesetzt. Insbesondere in den Mündungsbereichen der Vereinigten Weißeritz sowie des Lockwitzbaches/Niedersedlitzer Flutgrabens in die Elbe sind die angrenzenden Stadtgebiete von der Überschwemmung jeweils beider Gewässer bedroht.

Seitens der LH DD wird zudem ein „Plan zur Verbesserung des vorsorgenden Schutzes der LH DD vor Hochwasser der Elbe, der Vereinigten Weißeritz, des Lockwitzbaches, der Gewässer 2. Ordnung und des Grundwassers - (PHD)“ erarbeitet. Kommunalpolitische Grundlage hierfür sind Stadtratsbeschlüsse vom 27.5.2004 und 07.12.2006. Der PHD weist folgende Inhalte auf:

- Abgrenzung stadträumlicher Betrachtungsgebiete und der darin zu schützenden Bereiche
- Beschreibung von Handlungsfeldern der Hochwasservorsorge: Eigenvorsorge, planerische Vorsorge, Flächenvorsorge, technischer Hochwasserschutz, Gewässerüberwachung und Hochwasservorhersage, Hochwasserabwehr und Umgang mit Restrisiken
- Ermittlung von Schadenspotenzialen und Schadenserwartungen
- Maßnahmen der Hochwasservorsorge in den stadträumlichen Betrachtungsgebieten.

Die LH DD hat die betroffenen Stadtgebiete nach ihren Schadenspotenzialen und dem Grad ihrer Hochwassergefährdung in Prioritätengruppen von 1 bis 4 gegliedert. Dabei weisen insbesondere die Stadtteile Altstadt, Wilsdruffer Vorstadt und Friedrichstadt, die Gebiete beidseitig der Kaditzer Flutrinne und zwischen Stetzsch und Cossebaude sowie der Dresdner Osten hohe Schadenspotenziale auf und sind überwiegend sehr dicht besiedelt.

Ziel des PHD ist die schrittweise Herstellung eines angemessenen Hochwasserschutzes für Dresden mittels städtebaulich verträglicher und ökonomisch beherrschbarer Maßnahmen. Hierzu werden alle Gewässersysteme einschließlich des Entwässerungssystems in ihrer Komplexität und Interaktion betrachtet. Auch daraus resultiert die Notwendigkeit der Zusammenarbeit und frühzeitigen Abstimmung zwischen staatlichen und kommunalen Einrichtungen zur zügigen Realisierung von Hochwasserschutzmaßnahmen im Stadtgebiet (Abbildung 1).

3 Maßnahmenschwerpunkte an der Elbe

Die Maßnahmenschwerpunkte an der Elbe umfassen die Herstellung von geschlossenen Hochwasserschutzlinien

- für die Stadtteile Altstadt, Wilsdruffer Vorstadt und Friedrichstadt,
- von Stetzsch bis Cossebaude,
- von Pieschen bis Altkaditz (nördlich der Kaditzer Flutrinne),
- in Übigau (südlich der Kaditzer Flutrinne)

sowie die Errichtung örtlicher Wälle und Dämme im Bereich des Dresdner Ostens (Abbildung 1).

Diese Maßnahmenswerpunkte wurden durch die LTV mit überwiegend hoher Priorität bewertet. Vereinzelt wurden aufgrund des bereits bestehenden Schutzgrades, eines örtlich geringeren Schadenspotentials und der technischen Machbarkeit niedrigere Prioritäten zugeordnet, so z. B. für sämtliche Massnahmen im Dresdner Osten (linkselbische Stadtteile). Bei Planungen in jedem Maßnahmenswerpunkt sind selbstverständlich die Auswirkungen auf An- sowie Ober- und Unterlieger zu berücksichtigen. So wird gegenwärtig z. B. auch in Radebeul – auf der Cossebaude gegenüberliegenden Elbseite – der Neubau einer Hochwasserschutzlinie geplant.

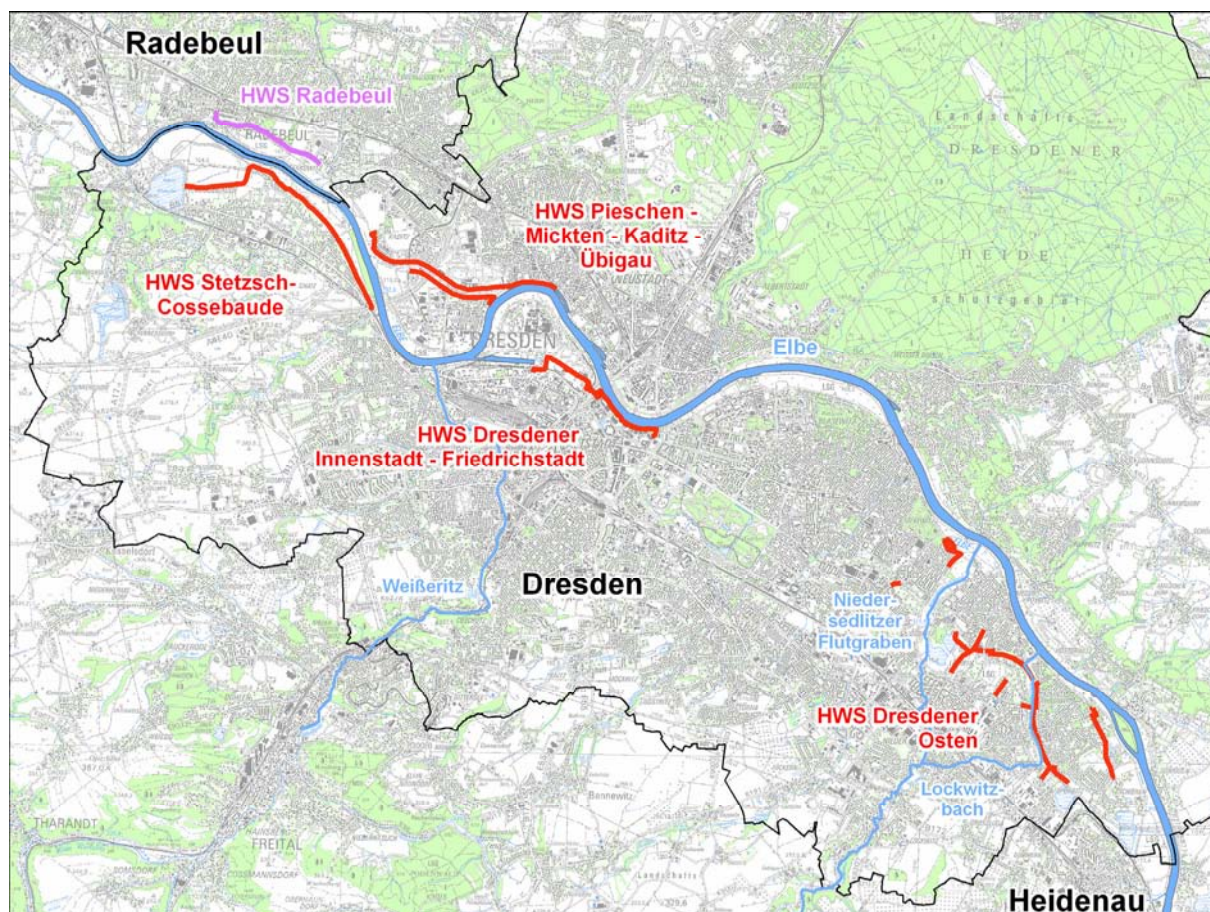


Abbildung 1: Verlauf der Gewässer I. Ordnung im Stadtgebiet und Maßnahmenswerpunkte Hochwasserschutz an der Elbe

Die geschätzten Gesamtkosten der genannten Maßnahmenswerpunkte an der Elbe im Dresdner Stadtgebiet belaufen sich auf ca. 58 Mio. €.

3.1 Hochwasserschutz Dresdner Altstadt, Wilsdruffer Vorstadt und Friedrichstadt

Grundlage der geplanten Maßnahmen ist die „Kooperationsvereinbarung zur Planung und Realisierung von Hochwasserschutzmaßnahmen zum Schutz der Wilsdruffer Vorstadt, der Altstadt und der Friedrichstadt Dresdens vor Hochwasser der Elbe und Weißeritz“ vom März 2005. Damit überträgt die LTV der LH DD die Planung, Errichtung und Anschaffung der erforderlichen Hochwasserschutzanlagen. Die LTV finanziert diese und übernimmt die fachliche Begleitung der Maßnahmen. Eine gesonderte Betriebsvereinbarung einschließlich Betriebsvorschrift zur Lagerung, Unterhaltung und Aktivierung des mobilen Anteils der Hochwasserschutzanlagen durch die LH DD ist derzeit in Vorbereitung.

Der Hochwasserschutz für die Stadtteile Altstadt, Wilsdruffer Vorstadt und Friedrichstadt gegen Hochwasser der Elbe (HQ100) besteht aus folgenden Abschnitten:

1. Abschnitt zwischen Hasenberg und Augustusbrücke

- mobile Verschlüsse der Brühlschen Gasse und Münzgasse
- Nutzung der vorhandenen Mauern der Brühlschen Terrasse als Hochwasserschutzanlage (Tauglichkeitsuntersuchung, Ermittlung von Durchströmungsmöglichkeiten, Verschluss Altkanal)

2. Abschnitt zwischen Augustusbrücke und Alberthafen

- Erhöhung vorhandener Ufermauern bzw. Errichtung von Mauern von ca. 90 cm Höhe mit teilweise mobilem Aufsatz bis ca. 40 cm (Basteischlösschen bis Kongreßzentrum)
- Verschluss von Durchlässen und Straßen mit einem mobilen Dammbalkensystem sowie Flutschutztoren mit einer Höhe bis ca. 3 m und einer Länge von ca. 20 m
- Integration bzw. Ertüchtigung vorhandener Mauern / Bauwerke für die Hochwasserschutzfunktion (Italienisches Dörfchen, Heinz-Steyer-Stadion, Kanalstützpunkt)
- Nutzung und Ertüchtigung vorhandener Böschungen und Geländeerhebungen (Sportspange, Trümmerberg)
- Abdichtungen bzw. Rückstausicherungen der kreuzenden Ver- und Entsorgungsleitungen
- Untergrundabdichtungen (Spundwände, Dichtwände).

Der Baubeginn erfolgte 2006. Im März 2007 wurde der erste Bauabschnitt durch den Bau von mobilen Verschlüssen an der Münzgasse und der Brühlschen Gasse

fertig gestellt. Für den zweiten Bauabschnitt liegt die Plangenehmigung vor. Bis Ende 2009 ist die Fertigstellung der 3 Baulose des 2. Abschnittes vorgesehen. Die geschätzten Kosten der gesamten Maßnahme belaufen sich auf ca. 9 Mio. €.

Anlagen zur Ableitung von im Flutfall ansteigendem Grundwasser für besonders gefährdete Bauwerke in der Innenstadt (z. B. Frauenkirche, Altmarkt-Galerie, Sächsischer Landtag) sind bereits in Zuständigkeit der jeweiligen Eigentümer errichtet worden.

Als Beitrag für den verbesserten Schutz der genannten Stadtteile wurden durch die LH DD im Rahmen der Schadensbeseitigung nach dem Hochwasser 2002 abflussverbessernde Maßnahmen durchgeführt. Beispiele sind der Abriss der alten Eisenbahnbrücke über die Flutrinne Großes Ostragehege sowie die Entfernung von Flutsedimenten im Elbvorland entlang des rechtselbischen Königsufers.

3.1 Hochwasserschutz Pieschen bis Kaditz und Übigau

Diese Maßnahmen werden durch die LTV geplant, finanziert und realisiert. Auch hier ist beabsichtigt, eine gemeinsame Betriebsvereinbarung einschließlich Betriebsvorschrift zur Lagerung, Unterhaltung und Aktivierung des mobilen Anteils der Hochwasserschutzanlagen durch die LH DD abzuschließen.

Die Planung beinhaltet folgende Maßnahmen:

- Ballhaus Watzke bis Böcklinstraße: Ufermauer (0,50 bis 1,10 m über OK Fußweg) mit mobilem Aufsatz (von 0,5 bis 1,0 m)
- Böcklinstraße bis Washingtonstraße: Deichaufhöhung um ca. 0,5 bis 0,8 m
- HORNBACH-Baumarkt : Spundwand
- HORNBACH-Baumarkt bis Borngasse: Deichaufhöhung um ca. 0,5 bis 0,8 m
- Borngasse bis Serkowitzter Straße: Deichneubau mit ca. 3,5 m Höhe.

Das Planfeststellungsverfahren läuft gegenwärtig beim Regierungspräsidium Dresden. Ein Abschluss des Verfahrens wird noch 2007 angestrebt. Die Baukosten werden mit ca. 6 Mio. € veranschlagt.

3.2 Hochwasserschutz Stetzsch – Cossebaude

Planung, Finanzierung und Realisierung der Hochwasserschutzmaßnahme erfolgen in Zuständigkeit der LTV.

Aufgrund der vergleichsweise ländlichen Flächennutzung besteht in diesem Stadtgebiet die Möglichkeit des Deichbaues. Nur vor dem dicht besiedelten Ortskern von Gohlis ist die Errichtung einer Hochwasserschutzmauer erforderlich. Der Sommerdeich Gohlis unterstrom der Ortslage bleibt analog des Sommerdeiches in Kötzschenbroda auf der gegenüberliegenden Elbseite zum Schutz der landwirtschaftlichen Nutzflächen bestehen.

Die Planung für die HWS-Linie Stetzsch – Cossebaude sieht folgende Maßnahmen vor:

- Deichneubau von Brücke BAB 4 bis zum vorhandenen Flügeldeich Stetzsch mit einer Höhe von ca. 3,80 m
- Erhöhung / Ertüchtigung der Deichlinie vor Stetzsch und Gohlis um ca. 1,80 bis 2,50 m
- Neubau Hochwasserschutzmauer vor dem Ortskern Gohlis mit einer Höhe von 2,00 m
- Deichneubau vor Cossebaude bis zum unteren Staubecken Niederwartha mit einer Höhe von ca. 4,60 m
- Ausgleichsmaßnahmen durch Flutmulden und / oder Vorlandabtrag.

Die Planung soll noch im Sommer 2007 zur Planfeststellung eingereicht werden. Der voraussichtliche Bauzeitraum wird von 2008 bis spätestens 2011 veranschlagt. Die geschätzten Baukosten belaufen sich auf 16 Mio. €.

3.3 Hochwasserschutz Dresdner Osten

Für die linkselbisch gelegenen Stadtteile im Dresdner Osten von Zschießen bis Tolkewitz (Elbe-km 40,0 bis 47,5) hat die LH DD im Vorgriff auf zukünftige Planungen der LTV die Erarbeitung vertiefender Machbarkeitsuntersuchungen beauftragt. Zielstellung ist, Möglichkeiten aufzuzeigen, stufenweise einen wasserwirtschaftlich sinnvollen und finanzierbaren Gebietsschutz, z. T. auch mit einem Schutzgrad kleiner HQ100 zu schaffen.

Die derzeit in Bearbeitung befindliche Studie für einen Hochwasserschutz von HQ5 bis HQ50 empfiehlt folgende Maßnahmen:

- Einzelmaßnahmen (Verwallungen, mobile Systeme) zum Schutz von Teilbereichen in den o. g. Stadtteilen
- Ertüchtigung des Entwässerungssystems und Beseitigung lokaler Auf- und Rückstaugefahren im Altelbarm
- Höherlegung von Straßenzügen zur Verbesserung der Evakuierungsmöglichkeiten

Die Kosten werden durch die LH DD auf ca. 27 Mio. € geschätzt.

4 Maßnahmenschwerpunkte an der Vereinigten Weißeritz

Der Stadtrat der LH DD hat am 24.11.2005 beschlossen, dass die Vereinigte Weißeritz in Dresden zwischen Bienertmühlwehr und Mündung in die Elbe so auszubauen ist, dass künftig ein Hochwasser in der Größenordnung des Augusthochwassers 2002 ohne großflächige Ausuferungen abgeführt werden kann. Das entspricht einer Leistungsfähigkeit von $400 \text{ m}^3/\text{s} \cong \text{HQ500}$. Dieses Schutzniveau ist gemeinsam mit der LTV in einem Zuge mit der Herstellung des vom Freistaates Sachsen festgelegten Schutzniveaus von $\text{HQ200} = 263 \text{ m}^3/\text{s}$ herzustellen.

Die LTV tritt als Bauherr und Maßnahmeträger auf und finanziert die mit einer hohen Priorität bewertete Maßnahme bis zu einem Schutzgrad von HQ200. Die LH DD finanziert den Mehraufwand für den weitergehenden Hochwasserschutz bis HQ500.

Voruntersuchungen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes ergaben folgende Empfehlungen:

- Vergrößerung des Hochwasserschutzraumes in den Talsperren Lehmühle, Klingenberg und Malter sowie Neubau des Hochwasserrückhaltebeckens Niederpöbel
- Aufweitung und Streckung des „Weißeritzknicks“ an der Löbtauer Straße
- Verbesserung der Abflussverhältnisse in der Vereinigten Weißeritz durch Sohleintiefungen, Gewässeraufweitungen und Erhöhungen der Ufermauern.

Der Hochwasserrückhalteraum in den TS Lehmühle, Klingenberg und Malter wurde in Summe von ca. 5,8 auf ca. 11,4 Mio. m^3 erhöht. Das HRB Niederpöbel befindet sich derzeit in der Genehmigungsplanung und soll voraussichtlich ab 2008 realisiert werden. In einem Modellversuch am IWD der TU Dresden wurden die Linienführung und der Querschnitt der Vereinigten Weißeritz im Bereich des Weißeritzknicks optimiert.

Die Realisierung der Abfluss verbessernden Maßnahmen ist ab 2008 geplant und wird derzeit auf ca. 25 Mio. € geschätzt (davon 19 Mio. € LTV und 6 Mio. € LH DD). Die Arbeiten sollen 2010 abgeschlossen sein.

Seitens der LH DD wurden umfangreiche Vorleistungen für den künftigen Ausbau der Weißeritz erbracht. So sind die Brücken Altplauen, Löbtauer Straße und

Wernerstraße bereits den Anforderungen des weitergehenden Hochwasserschutzes entsprechend neu errichtet worden, der Neubau der Brücke Bienertstraße hat begonnen. Im Umfeld des „Weißeritzknicks“ fanden umfangreiche Maßnahmen zur Baufeldfreimachung statt. Insgesamt hat die Stadt hier bereits einen finanziellen Aufwand von etwa 11 Mio. € getätigt.

5 Maßnahmenschwerpunkte am Lockwitzbach

In Umsetzung des HWSK Lockwitzbach, das neben örtlichen Gewässeraufweitung, Erhöhungen der Leistungsfähigkeit von Brücken und Nutzung potentieller Retentionsflächen einen wesentlichen Ausbau des Niedersedlitzer Flutgrabens empfahl, wurde durch die LTV eine Machbarkeitsstudie zur Erweiterung des Flutgrabens beauftragt. Aufgrund der nur beschränkt gegebenen Machbarkeit dieser Empfehlung wurden Untersuchungen zur Errichtung von Hochwasserrückhaltebecken oberstrom der Stadtgrenze veranlasst. Es zeigte sich, dass 4 der 6 untersuchten Standorte im Oberlauf unwirtschaftlich sind und die Errichtung von nur 2 Becken keinen ausreichenden Hochwasserrückhalt gewährleisten kann. Gegenwärtig werden daher weitere Standortvarianten zum Hochwasserrückhalt vertiefend untersucht. Einhergehend damit wird die Möglichkeit der Nutzung von zwischen der LH DD und Kreischa befindlichen bzw. zu schaffenden Retentionsflächen geprüft. Noch verbleibende Defizite und Restrisiken sollen durch lokale Schutzmaßnahmen im Stadtgebiet beseitigt bzw. minimiert werden. In die Untersuchungen einbezogen werden auch Varianten einer Schutzzielreduzierung.

Zielstellung ist in Abhängigkeit von den Ergebnissen der Untersuchungen eine stufenweise Umsetzung von örtlichen abflussverbessernden Maßnahmen mit zunächst geringerem Schutzziel und daran anschließend die Errichtung notwendiger Hochwasserschutzanlagen bis zu einem wasserwirtschaftlich sinnvollen und finanzierbaren Schutzgrad.

6 Maßnahmenschwerpunkte an Gewässern 2. Ordnung

Für Gewässer 2. Ordnung, die lokal eine maßgebliche Gefährdung im Hochwasserfall darstellen, werden durch die LH DD nach Freigabe durch das Regierungspräsidium Dresden ebenfalls Hochwasserschutzkonzepte erarbeitet. Zielstellung ist die Offenlegung von Gewässern, deren Renaturierung bzw. ein naturnaher Ausbau unter Berücksichtigung der Abflusskapazität sowie die Er-

schließung von Retentionsräumen. Maßgebliche Verbesserungen des Hochwasserschutzes konnten beispielsweise bereits am Kaitzbach, am Keppbach und am Schullwitzbach erreicht werden.

7 Zusammenfassung, Ausblick

Seitens der EU, des Bundes und des Freistaates Sachsen sowie der LH DD werden umfangreiche Mittel für die substantielle Verbesserung des Hochwasserschutzes der Stadt Dresden bereitgestellt. Der Schutz der Stadt ist eine Gratwanderung zwischen dem Anspruch auf Risikominimierung und dem Erhalt der wirtschaftlichen, kulturellen und landschaftlichen Werte. Es wird ein Restrisiko verbleiben, dass nur durch effektive Hochwasserwarnung und kontinuierliche, zielgruppenspezifische Öffentlichkeitsarbeit minimiert werden kann.

Autoren

Viola Mojssetschuk

Landestalsperrenverwaltung
des Freistaates Sachsen
Bahnhofstr. 14
01796 Pirna

Tel.: +49 3501 796 323

E-Mail:

viola.mojssetschuk@ltv.smul.sachsen.de

Katja Schulz

Landeshauptstadt Dresden
Umweltamt
Grunaer Str. 2
01069 Dresden

Tel.: +49 351 488 6236

E-Mail: KSschulz3@dresden.de

Wieviel Deich brauchen Dresden-Stetzsch und -Gohlis? Von der Planung bis zum Bau

Ehsanullah Amani
Uwe Müller
Rosemarie Scholz
Thomas Drechsler

Die am linken Elbufer der Landeshauptstadt Dresden liegenden Stadtteile Kemnitz, Stetzsch, Gohlis und Cossebaude werden derzeit durch die vorhandenen Deiche nur bis zu einem HQ(10) wirksam geschützt. Bereits bei einem HQ(20) kommt es zu ausgedehnten Überschwemmungen. Auf Grund des großen Anteils an Flächen mit einer hohen Schutzwürdigkeit wurde im HWSK Elbe die Erhöhung des Schutzniveaus auf HQ(100) empfohlen und im Ergebnis der landesweiten Priorisierung mit einer hohen Priorität eingestuft. Um das Schutzziel HQ(100) zu gewährleisten, ist eine durchgehende Erhöhung der bestehenden Deiche in Stetzsch und Gohlis sowie der Neubau einer 2. Deichlinie in Cossebaude vorgesehen. Der Betrag der notwendigen Erhöhung der vorhandenen Deiche ist auf Grund der variierenden, jedoch tendenziell in Fließrichtung abnehmenden Bauwerkshöhe unterschiedlich und beträgt im Mittel etwa 1,50 m. Im Zuge der Erhöhung der vorhandenen Deiche ist die Anbindung an ausreichend hohes Gelände im Brückenbereich der BAB A4 erforderlich, um eine Hinterströmung der Hochwasserschutzanlage in diesem Bereich zu verhindern. Stromab erfolgt nach etwa 5 km Trassenlänge die Anbindung der 2. Deichlinie an den Damm des unteren Staubeckens des Pumpspeicherwerkes (PSW) Niederwartha.

Den Schwerpunkt dieser Veröffentlichung bilden die Ergebnisse der Entwurfsplanung zum Erreichen des empfohlenen Schutzzieles. Die Zielstellung der Planung war es, eine Lösung zu erarbeiten, die sich in die historisch gewachsenen Strukturen des Planungsgebietes einpasst, den Hochwasserabfluss und Retentionsraum unter Berücksichtigung weiterer Planungen zum Hochwasserschutz an der Elbe so wenig wie möglich nachteilig beeinflusst und den landschaftlichen, ökologischen und städtebaulichen Belangen weitgehend Rechnung trägt.

1 Charakteristik des Untersuchungsgebietes

Das Planungsgebiet liegt stromab der Innenstadt von Dresden im linken Vorland der Elbe. Es umfasst die nach Dresden eingemeindeten Ortsteile Kemnitz,

Stetzsch, Gohlis und Cossebaude, die gegenwärtig durch einen zwischen Stetzsch und dem Unterbecken des PSW Niederwartha verlaufenden Deich vor kleineren Hochwassern geschützt sind.

Die Siedlungsgebiete gehören zu den ältesten Siedlungsräumen im Dresdener Elbtal. Die Dorfkerne Alt-Stetzsch und Niedergohlis sind als historische Dorfkerne per Satzung unter Schutz gestellt. Die heutige Flächennutzung ist durch eine vorwiegend offene vorstadtartige Bebauung mit Ein- und Mehrfamilienhäusern, Höfen mit Nebengebäuden, zahlreiche Gartenbaubetriebe, Gewerbenutzungen, kommunale Einrichtungen sowie landwirtschaftlich genutzte Flächen gekennzeichnet. Im wasserseitigen Vorland der bestehenden Deiche bestimmen ausgedehnte Grünlandbereiche, Streuobstwiesen sowie streckenweise Altwasser und Lachen das Bild.

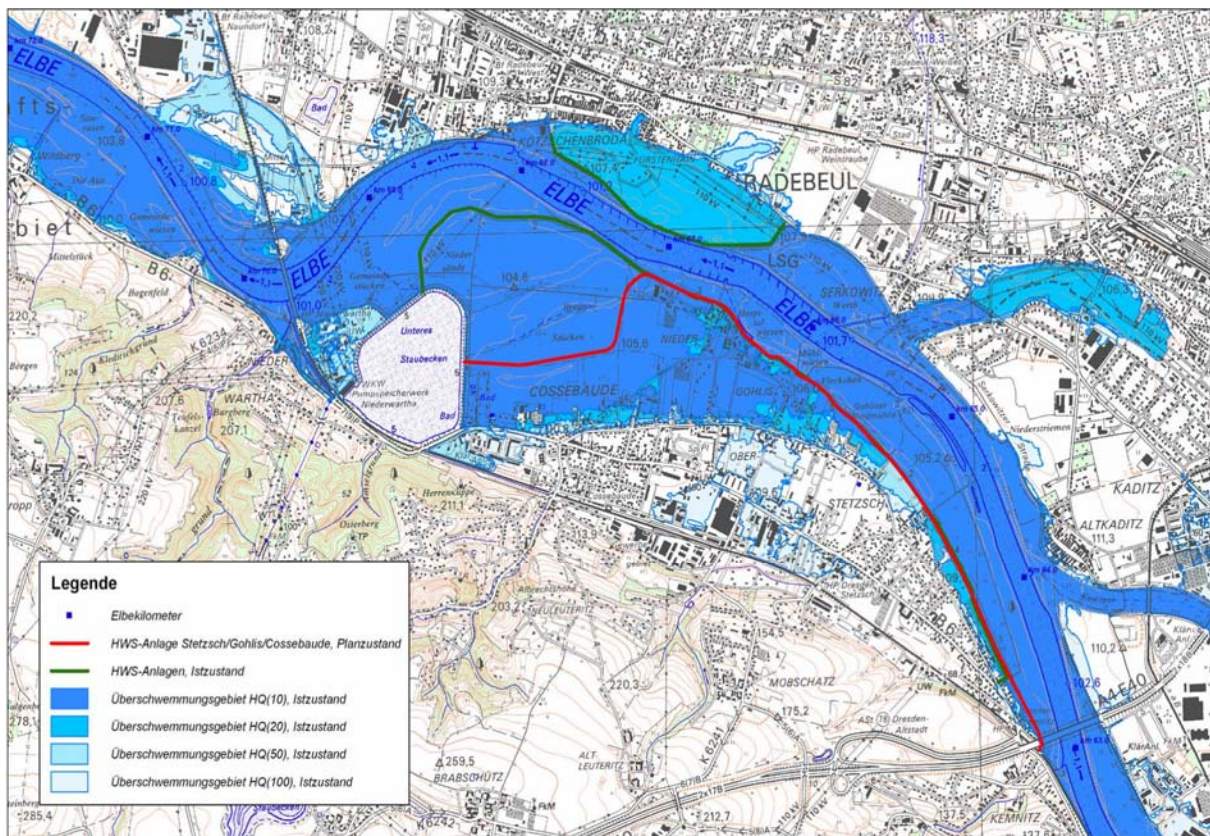


Abbildung 1: Übersichtslageplan mit Überschwemmungsgebiet für die Hochwasserereignisse HQ10, HQ20, HQ50 und HQ100 im Istzustand

Während des Augusthochwassers 2002 kam es zu einer vollständigen Überflutung des Deiches und nachfolgend zu weiträumigen und lang anhaltenden Überschwemmungen des Hinterlandes. Die Schäden im privaten und gewerblichen Bereich waren beträchtlich. Auf Grund der bereits bei Überschreiten des HQ10 eintretenden ausgedehnten Überflutungen ist das Schadens- und Gefährdungspo-

tenzials insgesamt als sehr hoch zu bewerten. Die Überflutungssituation ist aus der Abbildung 1 ersichtlich. Die Größe der Fläche und das ermittelte Schadenspotenzials für HQ₁₀₀ zeigt die folgende Übersicht.

Tabelle 1 Überschwemmungsfläche und Schadenspotenzial für HQ₁₀₀

Hochwasserereignis HQ(T)	Überschwemmte Fläche im Hinterland in [m ²]	Schadenspotenzial gemäß HWSK (HGN, 2004) in [€]
HQ5	0	0
HQ10	909.510 m ²	-
HQ20	1.147.716 m ²	-
HQ50	1.309.431 m ²	-
HQ100	1.771.969 m ²	22.245.000 €

2 Bestehende Hochwasserschutzanlagen und Maßnahmen zur Sofortsicherung

Die bestehende Hochwasserschutzlinie von Stetzsch bis zum PSW Niederwartha verläuft weitgehend gewässerbegleitend und teilt sich in die Deichabschnitte Stetzsch sowie Ober- und Niedergohlis (nachfolgend Gohliser Deich genannt). Das Höhenniveau der Deichoberkante nimmt in Fließrichtung ab, so dass es im Hochwasserfall zu einer Flutung des Hinterlandes kommt.

Der Elbedeich Stetzsch umfasst den ca. 1,45 km langen Deichabschnitt stromab der Autobahnbrücke der BAB 4 von dem Flügeldeich an der Flensburger Straße bis zur Gemarkungsgrenze Stetzsch (etwa auf Höhe der Gohliser Windmühle), wo er an den ca. 1,00 m niedrigeren Gohliser Deich anschließt. Der Stetzscher Deich weist im Wesentlichen einen guten Unterhaltungszustand auf und ist bis zum Vollstau standsicher. Die Kronenhöhe liegt geringfügig über dem HQ₂₀. Die Deichoberkante ist regelmäßig ausgebildet. Die Deichkronenbreite variiert zwischen 2,0 bis 3,0 m. Die Böschungen weisen Neigungen von 1:1,8 bis 1:3,3 auf. Die Verteidigung im Hochwasserfall ist auf Grund des fehlenden Deichverteidigungsweges nur eingeschränkt möglich.

Der Gohliser Deich bildet die Verlängerung des Stetzscher Deiches auf einer Länge von ca. 3,5 km stromab entlang des Ortsteils Dresden-Gohlis und endet am Unteren Staubecken des PSW Niederwartha. Das Höhenniveau dieser Anlage entspricht etwa HQ₁₀. Der Gohliser Deich wies bis 2006 im oberen Abschnitt auf einer Länge von ca. 1,80 km einen sehr schlechten baulichen Zustand auf. Aufgrund der stellenweise unmittelbar an den Deich angrenzenden Bebauung,

der den Deich überquerenden Grundstückseinfriedungen und des dichten Baum- und Strauchbewuchses war eine geordnete Deichverteidigung praktisch nicht möglich.

Infolge der während des Märzhochwassers 2006 erneut aufgetretenen akuten Gefährdung des Ortsteils Dresden-Gohlis durch teilweise massiven Austritt von Sickerwasser auf der Luftseite wurden auf der Grundlage des Deichsicherungs-erlasses des SMUL vom 12.04.2006 Maßnahmen zur Sofortsicherung im Zuge einer Gefahrenabwehranordnung nach § 94 Abs. 2 SächsWG angeordnet. Die Planung und Baudurchführung erfolgte im Zeitraum von Juli 2006 bis April 2007. Ausgehend von den örtlichen Verhältnissen wurden im Rahmen der Sofortmaßnahme im Deichabschnitt Gohlis, folgende Leistungen realisiert:

- km 1+911 bis 2+646: Ertüchtigung des vorhandenen Deiches
- km 2+646 bis 3+460: Einbringen einer Spundwand und Geländeaufhöhung zur Anpassung an das einheitliche Schutzniveau
- km 3+460 bis 3+681: Ertüchtigung des vorhandenen Deiches

Im gesamten Abschnitt wurde im Rahmen der Sofortmaßnahme ein durchgängiger Deichverteidigungsweg angelegt. Nach Abschluss der Bautätigkeit ist die Funktions- und Standsicherheit der Hochwasserschutzlinie für das derzeit bestehende Schutzniveau gewährleistet. Die Höhe der Deichkrone liegt im Instandsetzungsabschnitt bei $HQ(10) + 30$ cm Freibord und damit ca. 30 cm über der Höhe des sich stromab anschließenden Abschnittes im nicht bebauten Bereich.

Die konstruktiven Lösungen für die Sofortmaßnahme wurden so gewählt, dass die instand gesetzten Anlagenteile die Basis für die spätere Ertüchtigung / Erhöhung der Hochwasserschutzlinie auf $HQ(100)$ bilden. Somit wurde mit der Ausführung der Sofortmaßnahme die Grundlage für den endgültigen Ausbau geschaffen.

3 Geplante Maßnahmen zur Ertüchtigung / Erhöhung der Hochwasserschutzanlage

3.1 Bemessung

Maßgebend für die erforderliche Höhe der Hochwasserschutzanlage sind die Kriterien

1. Schutzziel, d. h. Ansatz BHQ,

2. Freibord sowie
3. bautechnisch erforderliche Überhöhungen zur Kompensation planmäßiger Setzungen.

Das Schutzziel wurde ausgehend vom Gefährdungs- und Schadenspotenzial mit $BHQ = HQ_{100}$ angesetzt. Der entsprechende Durchfluss wurde nach dem Augsthochwasser 2002 für den Pegel Dresden ermittelt und liegt der Bearbeitung des HWSK Elbe (HGN, 2004) sowie den weitergehenden Planungen zum Hochwasserschutz zugrunde. Das HQ_{100} liegt bei $4.370 \text{ m}^3/\text{s}$.

Die Berechnung der für die Bemessung der Hochwasserschutzanlage maßgebenden Wasserspiegelhöhen erfolgte am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD) der TU Dresden unter Nutzung des für den Bereich zwischen Elb-km 30,0 und 80,0 entwickelten, zweidimensionalen hydronumerischen Modells. Den Berechnungen liegt das 2006 erweiterte und neu kalibrierte Modell (Stand 10/2006) zugrunde.

Bei der Festlegung des Freibordes sind im Planungsabschnitt theoretisch unterschiedliche Bemessungsgrundlagen für die Abschnitte Deich und Hochwasserschutzmauer maßgebend. Auf Grund des zu sichernden Schutzniveaus für ein zusammenhängendes Gebiet wird der für die Deichabschnitte als maßgebend ermittelte Freibord von $f = 0,80 \text{ m}$ als einheitlich anzusetzender Freibord gewählt. Daraus resultiert eine Höhe der Hochwasserschutzanlage von: $OK \text{ HWS-Anlage} = HQ_{100} + 0,80 \text{ m}$.

Eine Abminderung des Freibordes auf $f = 0,50 \text{ m}$ ist im Bereich einer stromab im Abschnitt Cossebaude liegenden Überströmstrecke vorgesehen; die Höhe des konstruktiv an diese Funktion angepassten Deiches liegt bei $OK \text{ Deich (Überströmstrecke)} = HQ_{100} + 0,50 \text{ m}$. Durch die Anordnung der Überströmstrecke wird neben der beabsichtigten gezielten Flutung des Hinterlandes von Unterstrom sichergestellt, dass der maßgebende Freibord nicht über dem im stromauf liegenden innerstädtischen Gebiet gewählten Freibord liegt.

3.2 Trassenführung und Planungsabschnitte

Die gegenwärtige Trassierung des Deiches orientiert sich in Stetzsch und Gohlis im Wesentlichen an der Bebauungsgrenze. Eine grundlegende Neutrassierung ist hier nicht möglich. Eine Verbreiterung und Verschiebung des Deiches in Richtung Wasserseite sollte vermieden werden, um den Hochwasserabflussbereich nicht weiter einzuschränken.

Im Bereich Cossebaude verläuft der bestehende Deich gegenwärtig elbnah. Die unmittelbar hinter dem Deich liegenden Flächen sind landwirtschaftlich genutzt und der bestehende Schutzgrad ist für diese Flächen ausreichend. Zum Schutz der weiter im Hinterland liegenden Bebauung ist der Neubau eines Deiches in einer rückversetzten Trasse vorgesehen, um den Hochwasserabfluss- und Rückhalteraum weitgehend zu erhalten. Die im Ergebnis einer Variantenuntersuchung als Vorzugslösung ausgewählte Trasse verlässt am Ortsende von Niedergohlis den jetzigen Deichverlauf und schwenkt südlich auf eine rückverlegte Trasse aus. Im Bereich Cossebaude erfolgt die Trassierung entlang eines Wirtschaftsweges ca. 1 km von der Elbe entfernt. Der bestehende elbnahe Deichabschnitt westlich von Gohlis bleibt auf einer Länge von ca. 1,7 km bis zum Unteren Staubecken des PSW Niederwartha als Sommerdeich erhalten. Die zwischen den Deichlinien liegende landwirtschaftlich genutzte Fläche weist somit einen der Nutzung angemessenen Schutzgrad auf und steht als Überflutungsraum bei größeren Hochwassern zur Verfügung.

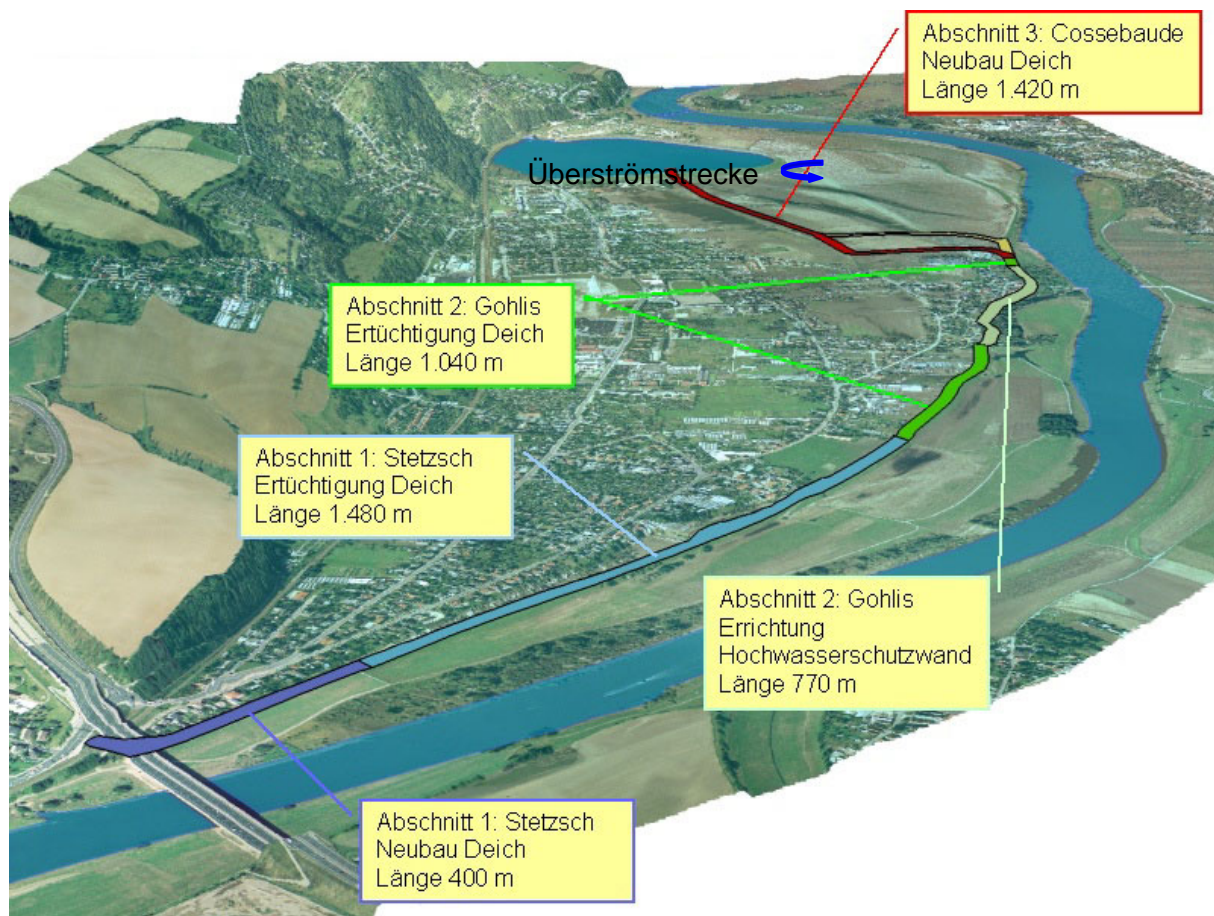


Abbildung 2: Übersicht Planungsabschnitte und Trassierung der geplanten Hochwasserschutzanlage

Ausgehend von den örtlichen Randbedingungen sind für die einzelnen Planungsabschnitte folgende Lösungen vorgesehen (vgl. Abbildung 2)

- Planungsabschnitt Stetzsch:
Erhöhung und Ertüchtigung des vorhandenen Deiches, Neubau eines Deiches bis zum Anschluss an das hoch liegende Gelände an der Autobahnbrücke, Länge ca. 1.880 m
- Planungsabschnitt Gohlis:
Erhöhung und Ertüchtigung des vorhandenen Deiches und streckenweise Errichtung einer Hochwasserschutzmauer, Länge ca. 1.810 m
- Planungsabschnitt Cossebaude:
Neubau eines rückverlegten Deiches als 2. Deichlinie, Länge 1.420 m

3.3 Konstruktive Ausbildung

Um ein Schutzziel HQ100 zu gewährleisten, ist eine durchgehende Erhöhung des Deiches erforderlich. Im Zuge der Aufhöhung ist nach stromauf die Verlängerung des Deiches und Anbindung an ausreichend hohes Gelände im Brückenbereich der BAB 14 vorgesehen, um eine Hinterströmung der Hochwasserschutzanlage zu verhindern.

Die Ertüchtigung des Deiches im Bereich Stetzsch und Gohlis erfolgt im Wesentlichen durch Überschüttung und Verbreiterung Richtung Landseite (Abbildung 3). Die Unterhaltung und Verteidigung wird durch das Anlegen eines durchgehenden Deichverteidigungsweges gewährleistet. Beidseitig des Deiches sind entsprechend den Festlegungen im SächsWG 5 m breite gehölzfreie Schutzstreifen anzulegen.

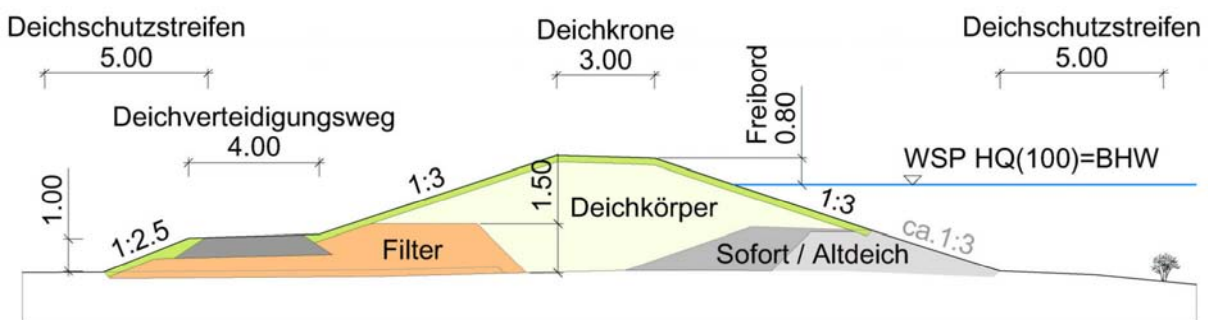


Abbildung 3: Regelprofil Ertüchtigung / Aufhöhung des Deiches in Stetzsch und Gohlis

Unter Beachtung der örtlichen Bedingungen und entsprechend der DIN 19712 und dem Merkblatt DWA-M 507 ist folgende Querschnittsgestaltung vorgesehen:

- Bemessungshöhe: HW(100) + 80 cm Freibord

- Deichaufbau: homogen-bindig mit luftseitigem Dränkörper
- Böschungsneigung: 1:3
- Kronenbreite: 3,00 m mit 3 % Querneigung in Richtung Wasserseite
- DVW: Anordnung auf einer Berme im Bereich des luftseitigen Schutzstreifens, befestigte Breite 3,00 m

Auf Grund der örtlichen Verhältnisse kann der Hochwasserschutz in Gohlis abschnittsweise nur durch eine Hochwasserschutzmauer gewährleistet werden. Die als Lösungsansatz konzipierte Stahlbetonwand wird auf der bereits eingebrachten Stahlspundwand und auf Stahlbetonbohrpfählen gegründet. Darauf ist ein Kopfbalken aus Stahlbeton angeordnet, dieser stellt eine torsionssteife Verbindung zwischen der darüber aufgehenden Stahlbetonwand und der Gründung her und bindet die vorhandene Spundwand in die herzustellende Hochwasserschutzanlage ein (Abbildung 4).

Die Bohrpfähle haben einen Durchmesser von 0,80 m und eine Länge von 10 m. Der Achsabstand zwischen den einzelnen Bohrpfählen beträgt 2,4 m (lichter Abstand 1,60 m). Nach Herstellung der Bohrpfähle wird der Kopfbalken in Abschnitten von 7,20 m Länge hergestellt. Danach wird die Stahlbetonwand über eine Arbeitsfuge auf den Kopfbalken aufgesetzt. Die Wand hat am Fuß eine Breite von 1,00 m und verjüngt sich zur Wandkrone hin auf 0,40 m. Nach Anordnung des luftseitigen Unterhaltungsweges ergibt sich eine freistehende Wandhöhe von ca. 2,00 m.

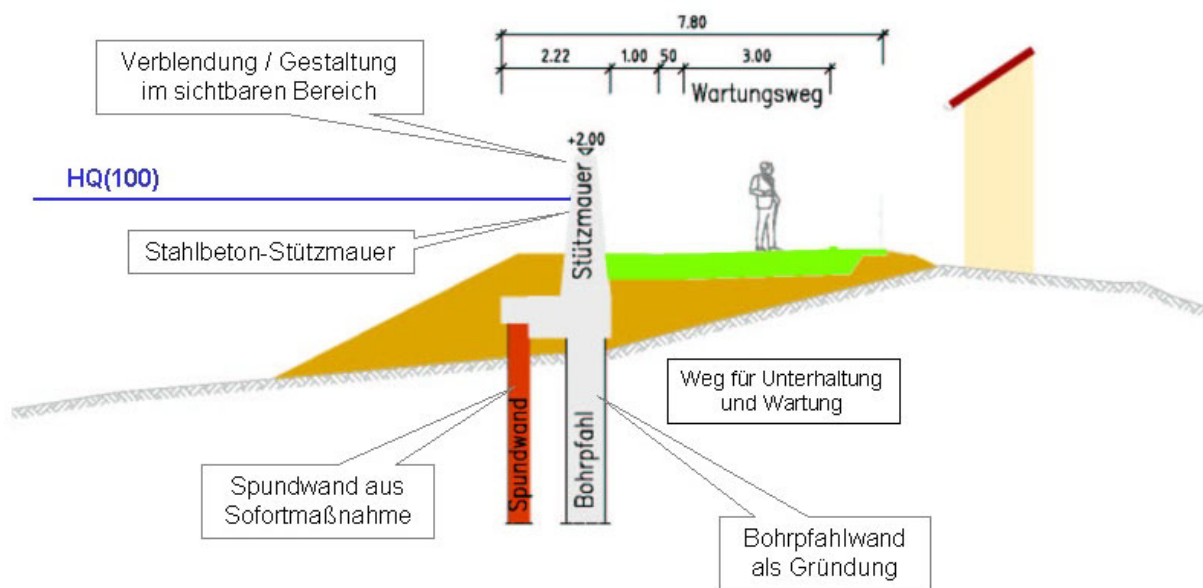


Abbildung 4: Regelprofil Hochwasserschutzmauer im Bereich Gohlis

Im Ergebnis einer Gestaltungsstudie durch ein Landschaftsarchitekturbüro wird die wasser- und luftseitige Ansicht der Hochwasserschutzmauer mit einer Struk-

turmatrize gestaltet, um eine Oberflächengliederung zu erhalten. Die Strukturierung des sehr linearen Landschaftselementes führt zu einer Verbesserung der visuellen Wahrnehmung durch Lichtbrechung und Kontrastwirkung. Um die Ansichtsfläche weiter zu verbessern, werden außerdem zusätzlich geeignete Sträucher auf den vorgelagerten Wiesenflächen locker verteilt. In der Fernwirkung wird durch die perspektivische Verzerrung eine großflächige Abdeckung der Wandansichtsfläche geschaffen. Die Wand kann somit besser in das bestehende Landschaftsbild eingebunden werden.

Die Querschnittsausbildung des neu zu errichtenden Deiches in Cossebaude entspricht im Wesentlichen der Gestaltung in Stetzsch und Gohlis. Im Bereich der 400 m langen Überströmstrecke erfolgt eine Abflachung der Böschungen auf 1:5 und Sicherung im landseitigen Böschungs- und Fußbereich.

Die Funktion der bestehenden Bauwerke im Deich wird wieder hergestellt. Rampen, Scharten und Wegeverbindungen werden im erforderlichen Umfang an die neuen örtlichen Verhältnissen angepasst und ausgebaut.

3.4 Binnenentwässerung

Mit der Realisierung des Hochwasserschutzvorhabens werden die bestehenden Verhältnisse der Entwässerung auf der Binnenseite der Hochwasserschutzanlage dauerhaft verändert. In Hochwasserzeiten wird der freie Abfluss von Oberflächen-, Qualm- und Grundwasser aus dem vor Hochwasser geschützten Gebiet durch die Hochwasserschutzanlage verhindert. Für die Hochwasserschutzanlage Stetzsch-Gohlis-Cossebaude ist deshalb die Anordnung einer Binnenentwässerungsanlage erforderlich. Diese Anlage hat die Aufgabe, hochwertige Wohn- und Gewerbeanlagen vor schädigendem Überstau zu schützen. Die Anlagen der Binnenentwässerung umfassen den Neubau von 5 Sielen, eines Ableitungsgrabens im Polderbereich Cossebaude sowie von zwei Pumpwerken im Bereich Gohlis.

3.5 Realisierungszeitraum und Kosten

Das Vorhaben unterliegt dem Wasserhaushaltsgesetz (WHG). Für das Vorhaben wird z. Z. im RP Dresden ein Planfeststellungsverfahren nach §31 Abs. 2 WHG durchgeführt. Der Planbeschluss wird voraussichtlich im Frühjahr 2008 vorliegen. Mit der Realisierung der Hochwasserschutzmaßnahmen soll im Herbst 2008 begonnen werden. Das Bauende wird voraussichtlich 2011 sein.

Die Gesamtkosten für die beschriebenen HWS-Maßnahmen werden etwa 15 Mio. Euro betragen.

4 Literatur

HGN (2004): Studie zur Hochwasserschutzkonzeption für die Elbe auf sächsischem Territorium, Amtsgebiet des statlichen Umweltfachamtes Radebeul, Strom-km 0,0 (Landesgrenze) bis Strom-km 123,8 (Elbe, HW-Schutzkonzept Los 1, 2), HGN Hydrologie GmbH, 12/2004 Auftraggeber: LTV Sachsen

Autoren:

Dipl.-Ing. Ehsanullah Amani
Dr.-Ing. Uwe Müller,

Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen
Referat Wasserbau
Bahnhofstraße 14
01796 Pirna

Tel.: +49 3501 796 471
Fax: +49 3501 796 105
E-Mail: ehsanullah.amani@ltv.smul.sachsen.de
uwe.mueller@ltv.smul.sachsen.de

Planungsgemeinschaft Hochwasserschutz Stetzsch-Gohlis-Cossebaude

Dr.-Ing. Rosmarie Scholz

c/o planungsgesellschaft
SCHOLZ +LEWIS mbH
An der Pikardie 8
01277 Dresden

Tel.: +49 351 21683 30
Fax: +49 351 21683 31
E-Mail: r.scholz@pgs-dresden.de

Dipl.-Ing. Thomas Drechsler

c/o iKD Ingenieur-Consult GmbH
Zur Wetterwarte 50, Haus 337/G
01109 Dresden

Tel.: +49 351 88441 0
Fax: +49 351 88441 33
E-Mail: thomas.drechsler@ikd-consult.de

Hochwasserschutz in der Stadt Penig

Henry Hille

Nach dem Auguthochwasser 2002 wurden sachsenweit Hochwasserschutzkonzepte (HWSK) erstellt, in denen neben einer detaillierten Ereignisanalyse Maßnahmen zur Ursachenbekämpfung und Schadensminderung unter dem Leitbild einer nachhaltigen integrierten Hochwasservorsorge ausgewiesen werden. In den HWSK wurden neben lokalen Maßnahmen zum Hochwasserschutz auch überregionale Möglichkeiten zur Verbesserung des Schutzniveaus durch Rückhalt in der Fläche untersucht. Im Auftrag der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen wurden die im HWSK beschriebenen Maßnahmen zur Herstellung des Hochwasserschutzes für die Stadt Penig durch die Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH mit vertiefenden Untersuchungen untersetzt und eine Vorzugsvariante in enger Zusammenarbeit mit der Stadt Penig bestimmt.

1 Einleitung

Im Auftrag der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV) wurden die im Hochwasserschutzkonzept beschriebenen Maßnahmen zur Herstellung des Hochwasserschutzes für die Stadt Penig durch die Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mit vertiefenden Untersuchungen untersetzt und eine Vorzugsvariante in enger Zusammenarbeit mit der Stadt Penig und der LTV bestimmt.

Hauptinhalt der Planung ist dabei die Herstellung von stationären Hochwasserschutzwänden. Mit Grundwasserströmungsberechnungen wurde der Einfluss des Hochwasserschutzsystems auf das Strömungsverhalten des Grundwassers untersucht. Die Einbeziehung eines Stadtplaners zur Berücksichtigung städtebaulicher Belange sowie eines Landschaftsarchitekten zur Bewertung der Auswirkungen des Vorhabens auf besondere Schutzgüter im Vorhabensgebiet sind ebenfalls Bestandteil der Planung.

Eine besondere Problematik stellt der Dittmannsdorfer Bach dar, welcher die Hochwasserschutzanlagen im Stadtgebiet von Penig kreuzt. In einer gesonderten Studie wurden Möglichkeiten zum Rückhalt in dessen Einzugsgebiet, deren Machbarkeit in Bezug auf die bautechnische Umsetzung und Genehmigungsfä-

higkeit sowie die Relevanz für die Planung zum Hochwasserschutz in der Stadt Penig untersucht.

2 Hochwasserschutzkonzept Zwickauer Mulde

Auf Erlass des Sächsischen Staatsministeriums für Umwelt und Landwirtschaft (SMUL) vom März 2003 wurden für die Fließgewässer I. Ordnung in Sachsen Hochwasserschutzkonzepte (HWSK) erarbeitet. Die Erstellung der HWSK erfolgte sachsenweit und mit dem Ziel, nachhaltige Maßnahmen zum Hochwasserschutz unter Berücksichtigung sozialer, ökologischer und wirtschaftlicher Aspekte auszuweisen.

Die Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft wurde mit der Bearbeitung des HWSK Zwickauer Mulde in den Landkreisen Chemnitz und Mittweida beauftragt. Die untersuchte Strecke des Fließgewässers umfasst ca. 65 km. Der Hauptinhalt der Studie besteht aus folgenden wesentlichen Punkten:

1. Ereignisanalyse des extremen Hochwassers im August 2002, Vergleich mit anderen historischen Ereignissen
2. Ermitteln des bestehenden Schutzgrades sowie des Gefährdungs- und Schadenspotentials
3. Ableiten eines verbesserten und differenzierten Schutzniveaus unter Beachtung der Wahrscheinlichkeit des Schadenseintritts und der Schadenshöhe
4. Erstellen eines Maßnahmeplanes zum Erreichen des definierten Schutzniveaus



Abbildung 1: HQ100 im Istzustand



Abbildung 2: HQ100 im Planzustand

Auf der Basis eines digitalen Geländemodells aus einer Laserscanbefliegung und einer terrestrischen Vermessung von Gewässerquerprofilen und Querbauwerken wurde ein zusammenhängendes eindimensionales hydraulisches Modell mit dem

Programmsystem HEC-RAS erstellt. Mit Hilfe dieses Modells wurden verschiedene Hochwassersituationen unterschiedlicher Wiederkehrintervalle im Ist- und einem Planzustand simuliert. Im Ergebnis der hydraulischen Modellrechnungen wurden die Grenzen der Überflutungsflächen in ein geografisches Informationssystem eingepflegt. Die Darstellung der Überflutungsflächen sowie der räumlichen Verteilung der Abflusstiefen erfolgte in Maßnahme- und Intensitätskarten unterschieden nach Ist- und Planzustand.

Die Untersuchung und Bewertung der Hochwasserschutzmaßnahmen erfolgte iterativ unter Berücksichtigung verschiedener Kriterien wie hydraulischer Wirksamkeit, Kosten-Nutzen-Verhältnis, Realisierbarkeit und ökologischer Verträglichkeit.

3 Historisches

Erste Anhaltspunkte für die Besiedlung im Gebiet der heutigen Stadt Penig gehen bis in die zweite Hälfte des 12. Jahrhunderts zurück. Penig, eine Ortschaft slawischen Ursprungs, wird erstmals 1313 urkundlich als Stadt erwähnt. Das Peniger Stadtwappen, eine rote Rose mit grünen Kelchblättern, entstammt dem Altenburger Wappen, so ist die Gründung der Stadt auf die Burggrafen von Altenburg zurückzuführen.

Später geht die Stadt Penig durch Erbfolge an die Burggrafen von Leisnig. Burggraf Georg bestätigt der Stadt Penig im Jahre 1455 alle Rechte und mit dem 1. Bürgermeister beginnt die städtische Selbstverwaltung.

Bekannt war die Stadt Penig im Mittelalter durch ihre Töpferinnung. Die Lage an der Mulde erlaubte die Nutzung der Wasserkraft. Mit Beginn der Industrialisierung siedelten sich zahlreiche Betriebe an, die Stadt Penig hat noch heute Bedeutung als Industriestandort. Allein die Papierproduktion blickt auf eine über 450-jährige Geschichte zurück. Frühzeitig erlangte die Stadt Bedeutung als Marktort. Ein Handelsweg, die alte Salzstraße, überquerte hier von Halle in Richtung Chemnitz und dann nach Böhmen verlaufend den Fluss.

Die Lage am Fluss birgt jedoch auch Gefahren. Hochwasserkatastrophen, vergleichbar mit dem Ereignis vom August 2002, bedrohen Menschen und Sachwerte. An den Pegeln der Zwickauer Mulde liegen über einen Zeitraum von 100 Jahren auswertbare Daten vor. Anhaltspunkte zu Unwettern und Hochwasserkatastrophen sind jedoch in historischen Quellen auch zu weiter zurückliegenden Ereignissen zu finden. Nachfolgend seien einige Ereignisse genannt:

„im Jahr 1008 – nach anderen Urkunden im Jahr 1009, veranlassten Elbe und Mulde, Unstrut und Saale eine Überschwemmung, welche 7 Tage anhielt. Darauf erfolgte ein so großes Sterben, dass nicht genug Menschen angestellt werden konnten die Toten zu begraben. – Quelle: Vulpius, c. 198, vergleiche Pötzsch S.10“

„1858 – ... In Penig ging die Hochflut über die Brücke und in Altpenig wurden mehr als 40 Häuser ganz ruiniert, 205 Familien dadurch obdachlos. [...]“

30./31. Juli 1897 – „[...] So hat man weiterhin die Wassermassen vorbeirauschen hören, vorbei an Waldenburg, Wolkenburg und Penig, aber verhältnismäßig geringe Verluste sind entstanden. [...]“

Der kurze Exkurs in die Geschichte zeigt, dass das Hochwasser vom August 2002 keinen Einzelfall darstellt. Belegbare Ereignisse lassen sich über einen Zeitraum von etwa 1000 Jahren zurückverfolgen. In den vergangenen 150 Jahren sind allein vier extreme Hochwasser in den Jahren 1858, 1897, 1954 und 2002 mit großen Schäden zu verzeichnen. Die Intensität der Ereignisse ist vergleichbar, die dichtere Besiedlung führt zu einem höheren Schadenspotential und einem Anstieg der Gesamtschäden.

4 Inhalt der Planung

In dem relativ engen Tal der Zwickauer Mulde ist die Schaffung von zusätzlichen Retentionsflächen aufgrund der Lage der Bebauung direkt am Gewässer und den damit einhergehenden beengten Platzverhältnissen nicht möglich. Eine Verbesserung des Hochwasserschutzes ist daher nur durch die Errichtung von stationären, teilstationären und mobilen Systemen zu erreichen. Der Planungsbe- reich erstreckt sich auf einer Länge von insgesamt 2,3 km.

Für die Gliederung der Planung und im Hinblick auf das Genehmigungsverfahren ist eine Unterteilung des Untersuchungsgebietes in vier Hochwasserschutzabschnitte (HWS-Abschnitte) sinnvoll. Durch das Regierungspräsidium Chemnitz als genehmigende Behörde wurde die Möglichkeit in Aussicht gestellt, einzelne HWS-Abschnitte für sich zu genehmigen und umzusetzen, soweit der Hochwasserschutz einzeln zu gewährleisten ist und andere Bereiche dadurch nicht schlechter gestellt werden.

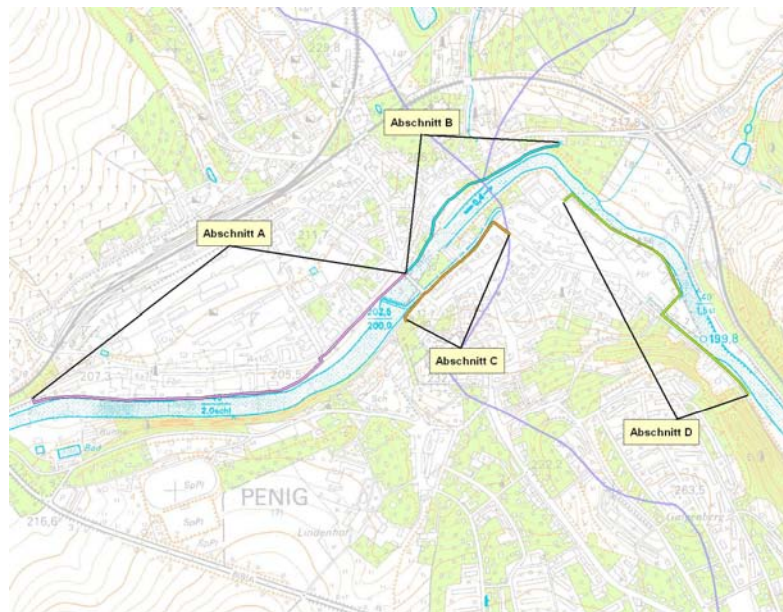


Abbildung 3: Übersicht HWS-Abschnitte in Penig

Im HWSK wurde das Ausbauziel und der Schutzgrad mit einem HQ100 und 50 cm Freibord festgesetzt. Dies führte jedoch dazu, dass aus städtebaulicher Sicht in wesentlichen Abschnitten der Hochwasserschutzlinie mobile Elemente auf den Hochwasserschutzwänden notwendig wären. Wie sich in der weiteren Planung herausstellte, wäre dies nur mit erheblichem personellen Aufwand zu realisieren. Ein weiterer nachteiliger Aspekt sind die extrem kurzen Vorwarnzeiten von ca. 8 h, selbst mit außerordentlich hohem personellen Einsatz ist ein rechtzeitiger Aufbau des mobilen Systems nahezu undenkbar.

Aus diesem Grunde wurde erwogen, die Hochwasserschutzanlage ohne Freibord, d. h. bis zur Höhenordinate des HQ100 auszubauen. Dieses neue Schutzziel wurde durch Beschluss des Rates der Stadt Penig bestätigt. Dadurch ist eine wesentliche Einsparung mobiler Elemente möglich. Lediglich im Abschnitt B, links unterhalb der Muldenbrücke, sind in Bereichen mit unmittelbarer Beeinträchtigung privater Wohnbebauung noch Aufsätze auf der Hochwasserschutzwand notwendig.

Für den Verschluss der Straßen- und Wegedurchführungen wurde auf teilstationäre Systeme (Tore, Klappen) orientiert. Der Vorteil dieser Systeme ist das Vorhandensein der Verschlusselemente vor Ort. Der logistische Aufwand und die Zeit für die Aktivierung werden so, verglichen mit mobilen Systemen, erheblich reduziert. In der Abbildung 5 und der Abbildung 6 ist der Verschluss mit einem Schiebetor für die Zufahrt zum Parkplatz in der Thierbacher Straße im Abschnitt A beispielhaft dargestellt.

ser in der Zwickauer Mulde ist er vom Rückstau betroffen. Von der Einmündung in die Zwickauer Mulde an ist der Dittmannsdorfer Bach im unteren Abschnitt auf einer Länge von ca. 100 m verrohrt. Oberhalb der Verrohrung fließt das Wasser in einem offenen Gerinne ab.

Zur Vermeidung einer rückwärtigen Überflutung im Hochwasserfall waren zunächst die Errichtung eines Pumpwerkes sowie alternativ eines Umleitungsgerinnes im Gespräch. Im HWSK wurde weiterhin die Empfehlung zur Errichtung von Hochwasserrückhaltebecken (HRB) im Einzugsgebiet des Dittmannsdorfer Baches gegeben. Diese wurden in einer gesonderten Studie untersucht. Im Rahmen dieser Studie wurde ein hydrologisches Gutachten angefertigt (*Schwarze, 2006*) sowie hydraulische Untersuchungen auf der Grundlage eines eindimensionalen hydraulischen Modells mit dem Programmsystem HEC-RAS durchgeführt. Weiterhin sollte die Möglichkeit des Zusammentreffens mit dem HQ100 der Zwickauer Mulde bewertet und gegebenenfalls eine andere Empfehlung gegeben werden.



Abbildung 6: Lage der Standorte im Einzugsgebiet

Im Einzugsgebiet wurden Standorte identifiziert, die aufgrund der topografischen Gegebenheiten für die Errichtung von HRB in Betracht kommen. Zwei der ausgewiesenen Standorte sind durch die Besonderheit gekennzeichnet, dass für die Anlage der Sperrbauwerke die Einbeziehung eines vorhandenen Bahndammes vorgesehen ist. Die verfügbaren Stauräume bewegen sich zwischen 5.900 und 21.400 m³. Der Abfluss des HQ100 wird im N-A-Modell mit 5,7 m³/s bestimmt. Mit Umsetzung von zwei der untersuchten Standorte ist eine Reduzierung des HQ100-Scheitels auf 3,8 m³/s möglich.

Bezüglich der Überlagerung des Hochwasserscheitels im Dittmannsdorfer Bach mit der Zwickauer Mulde ist das Zusammentreffen von HQ100 nicht generell

auszuschließen. Exemplarisch wurde dazu die Überlagerung der Ganglinien während des Auguthochwassers untersucht. Eine Verallgemeinerung ist jedoch aufgrund der Betrachtung von nur einem Ereignis nicht möglich. Um dazu fundierte Aussagen treffen zu können, sind aufwendige Datenerhebungen und umfangreiche statistische Auswertungen notwendig. Im Sinne einer wirtschaftlich sinnvollen Annahme wird daher ein HQ20 im Dittmannsdorfer Bach für den Fall des Zusammentreffens mit dem HQ100 in der Zwickauer Mulde angesetzt.

Die im Rahmen der Studie durchgeführten hydraulischen Untersuchungen führten zu einer weiteren Planungsvariante – dem rückstausicheren Ausbau des Dittmannsdorfer Baches. Das Gerinne ist so umzugestalten, dass einerseits der Rückstau aus HQ100 in der Zwickauer Mulde und ein gleichzeitig im Dittmannsdorfer Bach ablaufendes HQ20 nicht zu Ausuferungen führen und andererseits das HQ100 im Dittmannsdorfer Bach ohne Rückstaubeeinflussung aus der Zwickauer Mulde schadlos abfließen kann.

Die Betrachtungen der Studie beziehen sich vorwiegend auf die Planung zum Hochwasserschutz in der Stadt Penig. Die nachgewiesenen Reduzierungen des Hochwasserscheitels führen nicht zu einer Verringerung des Aufwandes für den rückstausicheren Ausbau, so dass die Untersuchungen zum Rückhalt nicht weiter verfolgt werden.

6 Grundwasserströmungsberechnung

Zur Vermeidung von Schäden im rückwärtigen Bereich der Hochwasserschutzanlage ist eine eingehende Analyse des Grundwasserströmungsverhaltens notwendig. An ausgewählten geologischen Querschnitten der Baugrunduntersuchung werden ebene Grundwasserströmungsmodelle erarbeitet, die eine detaillierte Bewertung der verschiedenen Varianten der Querschnittsgestaltung und deren Einfluss auf den Grundwasserhaushalt zulassen.

Für die Berechnungen werden Programme der Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH (GGU) verwendet. Wesentliche notwendige Eingangsdaten sind der Schichtenaufbau bis zum Grundwasserstauer (geologische Querschnitte), Grundwasserstände sowie die Ganglinie für den Bemessungshochwasserfall (HQ100). Es werden folgende Berechnungsfälle definiert:

- Ist-Zustand bei mittleren Abflüssen
Im Ist-Zustand wird eine stationäre Strömungsberechnung bei mittleren

Abflüssen durchgeführt und gleichzeitig zur Kalibrierung des Modells verwendet.

- Plan-Zustand bei mittleren Abflüssen
Zur Überprüfung des Einflusses auf das Grundwasser bei normalen Abflussbedingungen wird eine stationäre Durchströmungsberechnung mit den gleichen Randbedingungen wie im Ist-Zustand durchgeführt.
- Plan-Zustand bei HQ100
Dieser Berechnungsfall dient der Überprüfung der Verhältnisse im Hochwasserfall und erfolgt sinnvoller Weise instationär. Die Randbedingungen an den Modellrändern im Hinterland werden von den vorstehenden 2 Berechnungsfällen übernommen. Der Wasserstand in der Zwickauer Mulde wird als Hochwasserwelle aus der HQ100-Ganglinie ermittelt.

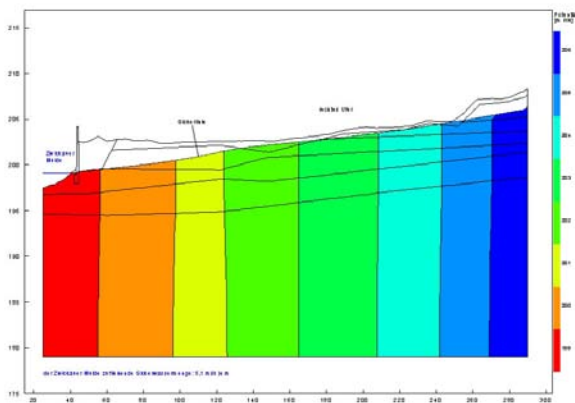


Abbildung 7: stationäre Berechnung

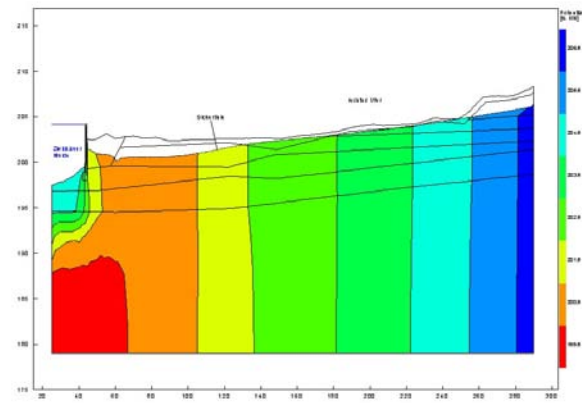


Abbildung 8: instationäre Berechnung

In den untersuchten Geländeschnitten kann mit Hilfe der stationären Durchströmungsberechnungen nachgewiesen werden, dass der Grundwasserhaushalt durch die geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen bei mittleren Abflüssen nicht verändert wird. Für die Hochwasserwelle eines HQ100 werden instationäre Durchströmungsberechnungen durchgeführt. Es kommt im betrachteten Zeitraum in keinem der untersuchten Geländeschnitte zu einer Vernässung des Hinterlandes.

7 Resümee

Die Umsetzung eines solch umfassenden Vorhabens bedarf einer gründlichen Planung und Vorbereitung. Die möglichst frühzeitige Einbeziehung der genehmigenden Behörde ist in jedem Fall von Vorteil. Eine gezielte Öffentlichkeitsarbeit ist erforderlich, um eine breite Akzeptanz in der Gesellschaft zu erreichen.

Wie die kurze Betrachtung zu den historischen Ereignissen gezeigt hat, ist die Hochwassergefahr nicht erst seit dem Ereignis von 2002 aktuell. Hochwasserkatastrophen bringen immer wieder großes Leid für die betroffenen Menschen. Auch in Zeiten niedriger Wasserstände muss das Bewusstsein der Bevölkerung für vorhandene Gefahrenbereiche sensibilisiert werden. Der technischen Hochwasservorsorge sind oberhalb der definierten Schutzziele Grenzen gesetzt. Hochwasserkatastrophen lassen sich zwar nicht verhindern, mit geeigneten Maßnahmen kann die Gefährdung für Menschen und Sachwerte jedoch reduziert werden.

8 Literatur

- Bollrich, G.: Technische Hydromechanik Band1, Grundlagen, 4. Auflage, Verlag für Bauwesen, Berlin, 1996
- Sächsischer Volksschriften Verlag: Die große Wassersnot in Sachsen, Nachdruck der Ausgabe von 1897, Husum Druck- und Verlagsgesellschaft, 2002
- Buß, J.: Berechnung von Grundwasserströmungen mit finiten Elementen in zweidimensionalen Systemen, GGU-SS-FLOW2D, Braunschweig, 2001
- Buß, J.: Berechnung von instationären Grundwasserströmungen, GGU-TRANSIENT, Braunschweig, 2002
- Schwarze, R.: Hydrologisches Gutachten für das Einzugsgebiet des Dittmannsdorfer Baches, TU Dresden, 2006 (unveröffentlicht)
- Ingenieurbüro Eckert GmbH: Ergebnisbericht Baugrunduntersuchung und Bauwerksuntersuchung an den Ufermauern, Chemnitz, 2006 (unveröffentlicht)
- Büro für Städtebau Chemnitz GmbH: Gestaltung der Hochwasserschutzmauern, Chemnitz, 2007 (unveröffentlicht)
- Büro Knoblich: Erste Abschätzung der Erheblichkeit des Vorhabens im Bezug auf das kohärente europäische Netz „Natura 2000“, Zschepplin, 2006 (unveröffentlicht)
- Büro Knoblich: Unterlage zur Allgemeinen Vorprüfung des Einzelfalls nach § 3c UVPG, Zschepplin, 2006 (unveröffentlicht)
- www.stadt-penig.de

Autor:

Dipl.-Ing. Henry Hille

Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH
Ludwig-Hartmann-Straße 40
01277 Dresden

Tel.: +49 351 21123 13
Fax: +49 351 21123 88
E-Mail: henry.hille@hydroprojekt.de

Umsetzung des Hochwasserschutzkonzeptes für die Natzschung

Christian Zschammer
Frank Hunger
Alexander Held
Petra Becker
Olaf Schwarz

1 Ausgangssituation und Hochwasserereignis

Der Gebirgsfluss Natzschung entspringt ca. 3 km östlich von Reitzenhain in den Kammlagen des Erzgebirges. Er befindet sich an der Grenze zur Tschechischen Republik am Südrand des Mittleren Erzgebirgskreises in Sachsen. Bis zur Mündung besitzt die Natzschung eine Gesamtlänge von 16,5 km. Dabei ist der Lauf des Gewässers geschwungen bis leicht mäandrierend. Die Talflanken sind äußerst steil und zumeist dicht mit Wald bewachsen. Das durchschnittliche Gefälle beträgt über 1 %. Dies führt zu einer im Vergleich mit anderen Erzgebirgsflüssen großen Geschiebefracht bei Hochwasser. Das Einzugsgebiet weist eine Größe von 75 km² (bis Pegel Rothenthal) auf.

Zwischen den Ortslagen Rübenau der Stadt Marienberg und Rothenthal der Stadt Olbernhau durchfließt sie auf einer Länge von 6 km einen engen Taleinschnitt, welcher sich erst am Übergang der Ortsteile Rothenthal zu Grünthal aufweitet. Sie tangiert dabei die Ortschaften Rübenau, Rothenthal und Grünthal sowie mehrere einzeln stehende Gebäude. Die Bebauung reicht in diesen Gebieten überwiegend bis dicht an das Gewässer heran. Im Ortsteil Grünthal der Stadt Olbernhau mündet sie schließlich in die Flöha. Hier befindet sich in unmittelbarer Nachbarschaft der denkmalgeschützte Bereich an der historischen Saigerhütte Grünthal.

Durch die hydrographischen Verhältnisse ist eine Vorwarnzeit der Ortschaften bei Hochwässern quasi nicht gegeben.

Im August 2002 kam es durch das Jahrhunderthochwasser zu großen Überflutungen und Zerstörungen in den Ortslagen Rothenthal und Grünthal.



Abbildung 1: Topokarte mit Darstellung Einzugsgebiet

Das Ereignis lief wie folgt ab:

Heftige Regenfälle am 12.08.2002 mit Niederschlagsmengen von 160 l/m^2 , die erst im Laufe des 13.08.2002 abklingen führten zum schnellen Wasserspiegelanstieg in der Natzschung. Die Niederschläge des von Italien nach Deutschland ziehenden Tiefs „Ilse“ setzten in der Nacht vom 11. auf den 12.08.2002 gegen 3:00 Uhr ein. Nach einer kurzen Regenpause setzte gegen 8:00 Uhr wieder starker, gewittriger Niederschlag ein, der zu erneutem starken Anstieg der Natzschung führte und die Natzschung gegen 9:00 Uhr flutwellenartig über die Ufer treten ließ. Ab diesem Zeitpunkt floss die Natzschung über die Talstraße in Rothenthal ab, die ab da nicht mehr befahrbar war. Die Ortslage von Rothenthal war zu diesem Zeitpunkt nur noch über einen kleinen Forstweg erreichbar. Eine Vorwarnzeit gab es laut den Augenzeugen nicht. Aus den umliegenden bewaldeten, steilen Hängen brachten viele stark wasserführende Bäche zusätzliches Wasser in die Ortslage. Damit einhergehende Hangrutschungen führten dazu, dass der für die Binnenentwässerung zuständige Werksgraben auf Teilstücken verschüttet wurde und für den Abfluss des Oberflächenwassers nicht mehr zur Verfügung stand. Als Folge der Überflutung wurden Gebäude stark beschädigt, stürzten teils ein, Flüssiggastanks kamen stark unter Auftrieb, wurden aus ihren Fundamenten gerissen und weggeschwemmt. Die Asphaltdecke der Talstraße brach durch Auswaschung des Straßenunterbaus stellenweise völlig zusammen.

Im Nachgang wurde das Hochwasserereignis mit einem Scheitelabfluss in Höhe von $66 \text{ m}^3/\text{s}$ als HQ 1.000 nach den bis dahin geltenden Statistiken eingestuft.

Neben den schweren Schäden an Gebäuden sowie an Anlagen und Einrichtungen der kommunalen Infrastruktur war das eigentliche Gewässerbett in seiner ursprünglichen Form einschließlich seiner Uferbefestigungen nicht mehr vorhanden. Dadurch war der Ort relativ schutzlos nachfolgenden Hochwassern ausgeliefert.

Die LTV stand mittelfristig vor der Aufgabe, die Sicherung der Uferbereiche vorzunehmen und eine nachhaltige Schadensbeseitigung durchzuführen sowie das Gewässer in seinem ursprünglichen Lauf an der Staatsgrenze zur Tschechischen Republik wieder herzustellen.

2 Die Natzschung als Grenzwasserlauf

Die Natzschung ist ein grenzbildendes Gewässer II. Ordnung, für das der Freistaat Sachsen mit seiner Landestalsperrenverwaltung gemäß Sächsischen Wassergesetz unterhaltungspflichtig ist.

Das „Gesetz zum Vertrag vom 03.11.1994 zwischen der Bundesrepublik Deutschland und der Tschechischen Republik über die gemeinsame Staatsgrenze“ vom 03.03.1997 sieht vor, dass in Grenzwasserläufen die Staatsgrenze durch die Mittellinie in den Grenzwasserläufen gebildet wird und beweglich ist. Die Mittellinie ist eine ausgeglichene fortlaufende Linie, die von beiden Uferlinien (Benetzungslinie bei mittlerem Wasserstand) des Wasserlaufes gleich weit entfernt ist. Verändert der Wasserlauf seine Lage, so verschiebt sich damit die Grenze zwischen beiden Staaten. Dies gilt es durch wasserbauliche Maßnahmen im Rahmen der Unterhaltung der Gewässer und durch Berücksichtigung in Planungen zur Instandsetzung und Herstellung von Anlagen an und in den Gewässern zu verhindern.

In allen Planungen zur Behebung von Schäden an Stützmauern und Anlagen sowie bei der Herstellung von Hochwasserschutzanlagen galt es, dass neben der Verbesserung der Hydraulik und der Leistungsfähigkeit des Gewässers das Grenzurkundenwerk eingehalten wird. Grenzverschiebungen wie in Abbildung 2 dargestellt, waren unzulässig. Daher bedurften die Planungen zusätzlich der Einbeziehung des Landesvermessungsamtes und der Genehmigung durch die tschechischen Behörden.

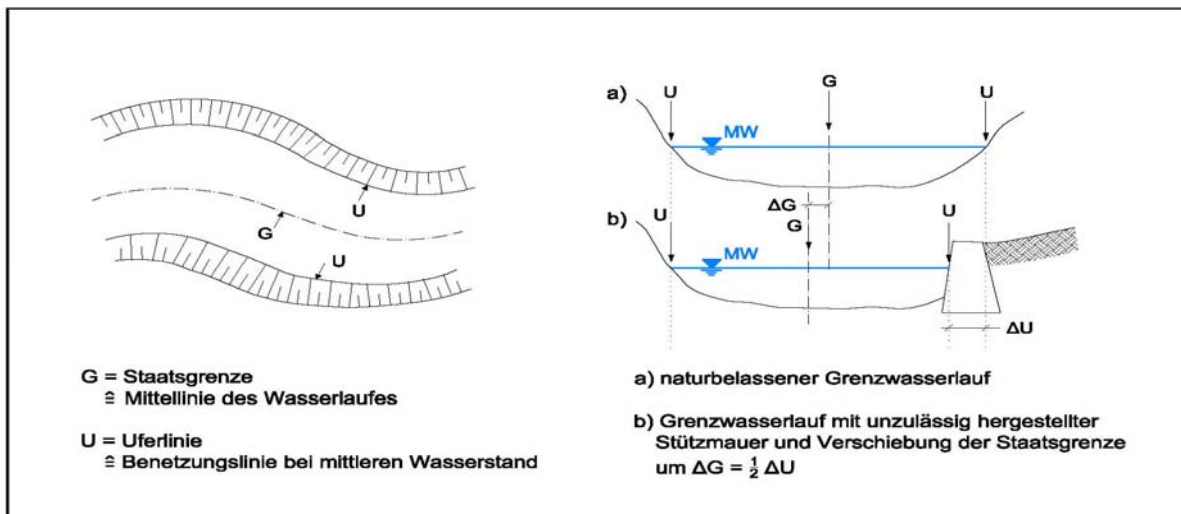


Abbildung 2: Die Staatsgrenze als bewegliche Grenze im Wasserlauf

3 Hochwasserschadensbeseitigung

Unmittelbar nach dem Hochwasserereignis im August 2002 wurden durch die Einsatzkräfte der Feuerwehr, der Bundeswehr, des Katastrophenschutzes und vieler weiteren Helfern die Maßnahmen der Sofortschadensbeseitigung durchgeführt.

Unter fachlicher Unterstützung der Flussmeisterei Annaberg erfolgte die Wiederherstellung des vollständig zerstörten Abflussprofils der Natzschung.



Abbildung 3: Schadensdarstellung



Abbildung 4: Sofortmaßnahmen

Parallel dazu erfolgte die Organisation einer strukturierten Bestandsaufnahme der Schadensbilder, mit dem Ziel die Vielzahl unterschiedlichster Schäden zu registrieren und deren materiellen Aufwand zur Instandsetzung zu beziffern. Im Bereich des Betriebes Freiberger Mulde / Zschopau (damals noch Talsperrenmeisterei Freiberger Mulde / Zschopau (TSM FM/Z)) wurden dazu 21 Ingenieurbüros zur Schadensaufnahme an den Gewässern 1. Ordnung in den Landkreisen Annaberg, Freiberg, Mittlerer Erzgebirgskreis, Stollberg, Mittweida und der Stadt Chemnitz beauftragt.

Die Dokumentation der Schäden ist dabei im Kontext mit den umfangreichen Auswirkungen im gesamten Schadensgebiet zu betrachten. Hierfür wurde in kürzester Zeit eine Schadensdatenbank erstellt.

In dieser Datenbank wurden insgesamt 18.480 Schäden an den Gewässern I. und auf Ersuchen der Kommunen auch II. Ordnung von der Schadenserfassung bis zur vollständigen Abarbeitung für weite Teile Sachsens verfolgt und dokumentiert.

In diesem Zusammenhang lag vor allem in den ersten zwei Monaten eine äußerst hohe Arbeitsbelastung auf den mit der Hochwasserschadensbeseitigung befassten Mitarbeitern.

Aus diesem Grunde wurde eine Projektgruppe gebildet und eine Organisationsstruktur aufgebaut, die die umfangreichen Aufgaben im gesamten Zuständigkeitsbereich des Betriebes Freiberger Mulde/Zschopau nach einheitlichen Maßstäben bearbeitete.

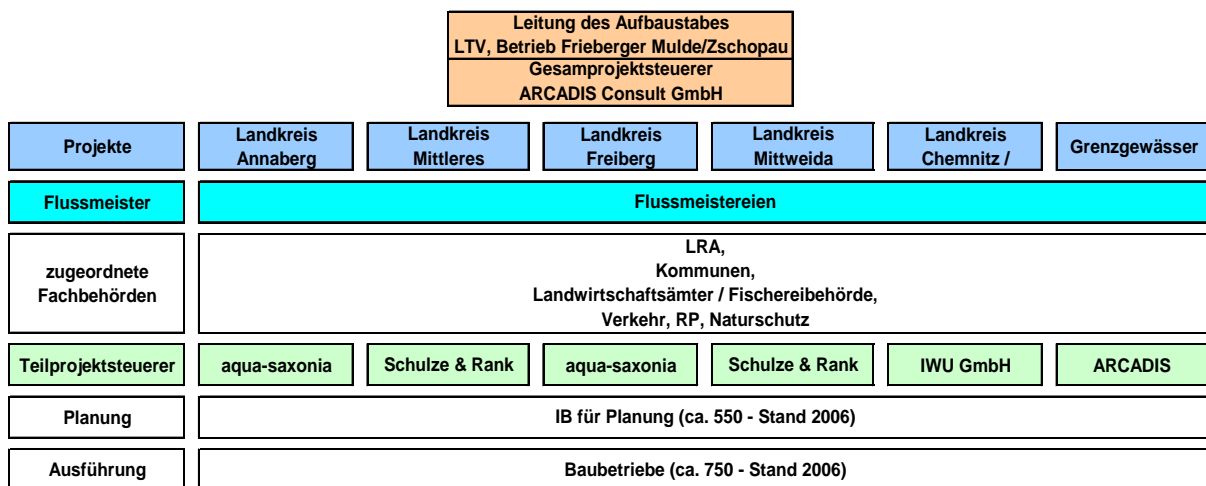


Abbildung 5: Projektgruppe

Unter Berücksichtigung der besonderen Randbedingungen wurden so genannte Teilprojektsteuerer eingesetzt, die i. d. R. landkreisweise die Hochwasserschadensbeseitigung organisierten und als Erfüllungsgehilfe der LTV gegenüber den Kommunen, Bürgern, Behörden, Ingenieurbüros und Baufirmen zu betrachten sind. Die Gewähr einer einheitlichen Abarbeitung erfolgte durch die Besetzung einer Gesamtprojektsteuerung, die wiederum die Aufgaben des Auftraggebers koordinierend an die Teilprojektsteuerer weiter gibt.

4 Zielstellung der Schadensbehebung am Gewässer Natzschung

Im Zuge der Schadensaufnahme und der Sofortschadensbeseitigungen wurde relativ schnell klar, dass die Natzschung auf Grund ihrer alpinen Eigenschaften (Gefälleverhältnisse, Geschiebetrieb etc.) eine Besonderheit darstellt.

Aus diesen Gründen entschied sich die LTV zur umfassenden Betrachtung des Gewässers Natzschung ein Hochwasserschutzkonzept (HWSK Nr.21) bereits im Jahr 2002 zu beauftragen. Der Auftrag umfasste die Planung von Maßnahmen der reinen Schadensbeseitigung unter Berücksichtigung von konstruktiven Lösungen des präventiven Hochwasserschutzes.

Das Ziel des Hochwasserschutzkonzeptes sollte sein, Lösungen zu finden, die den Schutz der Ortslagen Rothenthal und Grünthal vor einem Hochwasser mit einer Wiederkehrwahrscheinlichkeit von 100 Jahren (sog. HQ100) gewährleisten sollten. Dabei waren insbesondere die grenzrechtlichen Probleme zu beachten.

Es wurde ein Planungskonzept erarbeitet, welches im Wesentlichen einen technischen Hochwasserschutz bestehend aus ca. 1.714 m Stützmauern, ca. 1.756 m Deichen und 11 Sonderbauwerken beinhaltet. Zu berücksichtigen war dabei die Binnenentwässerung, die in den Ortslagen i. W. durch die Integration des vorhandenen historischen Werksgrabensystems realisiert werden konnte. Der einzuhaltende Freibord der Hochwasserschutzanlagen wurde mit 50 cm festgelegt.

5 Zeitliche Einordnung des HWSK

Nach der Erarbeitung des in sich schlüssigen Gesamtkonzeptes zur Gewährleistung des Schutzzieles erfolgten die Fortführung der Planung und die Umsetzung des HWSK in 5 wasserwirtschaftlich-technisch umsetzbaren Bauabschnitten.

Seit der Beauftragung des Konzeptes (Ende 2002) bis zur Realisierung des letzten Bauabschnittes (Mitte 2007) sind nur rund 4½ Jahre vergangen. Dieser Umsetzungszeitraum ist für ein HWSK vergleichsweise sehr kurz und konnte nur durch das hohe Engagement aller am Projekt Beteiligten erreicht werden.

In enger Zusammenarbeit mit der Stadt Olbernhau wurden die betroffenen Bürger über die laufenden Planungsaktivitäten ständig informiert. Das frühzeitige Abstimmen von Planungsdetails sowohl mit den Betroffenen als auch mit den Genehmigungsbehörden führte dazu, dass für dieses HWSK das Baurecht ohne ein aufwändiges Planfeststellungsverfahren herbeigeführt werden konnte.

6 Bauliche Ausbildung des Hochwasserschutzes

Die Planung sah die folgenden baulichen Elemente zur Schaffung des Hochwasserschutzes vor:

Im Bereich beengter Platzverhältnisse durch unmittelbar bis an die Natzschung heranreichende Bebauung und Verkehrswege wurden rückverankerte Ufermauern errichtet. Die statisch erforderliche Rückverankerung wurde durch den Einbau von Kleinverpresspfählen erreicht.

In Gewässerabschnitten mit ausreichenden Platzverhältnissen zur Bebauung wurden vorzugsweise Winkelstützmauern errichtet.

An zwei ca. 20 m langen Abschnitten bildet die Ufermauer gleichzeitig die Stützmauer der durch Rothenthal führenden Talstraße. Es wurde festgestellt, dass die bestehenden Stützmauern ausreichende Gründungsverhältnisse und Substanz aufweisen, um die Mauern erhöhen zu können. Eine Sperrung der Talstraße für den Durchgangsverkehr war damit nicht erforderlich.

Als sich harmonisch in die bestehende Bebauung integrierende Hochwasserschutzbauwerke wurden auf einer Länge von insgesamt 248 m luft- und wasserseitig mit Erdstoff angeschüttete Stützmauern hergestellt. Luft- und Wasserseite wurden nach Fertigstellung mit einer Rasenansaat versehen. Diese Schutzbauwerke befinden sich in einem größeren Abstand zur Natzschung und sind Strömungsangriffen nur indirekt ausgesetzt.

Wo es der Platz erlaubte, wurden Deiche errichtet. Wegen der hohen Fließgeschwindigkeit des Gewässers und der Eisganggefahr wurden die größtenteils schar liegenden Deiche mit einer Oberflächensicherung bestehend aus Gabionenmatrazen hergestellt.

Unter Berücksichtigung der gewonnenen Erfahrungen bei der Realisierung des Bauabschnitt 1 erfolgte für die weiteren Bauabschnitte die Erarbeitung einer Einbautechnologie um eine qualitative hochwertige Verlegung und Befüllung der zu verlegenden Gabionen sicherstellen zu können.



Abbildung 6: Deich mit Oberflächensicherung

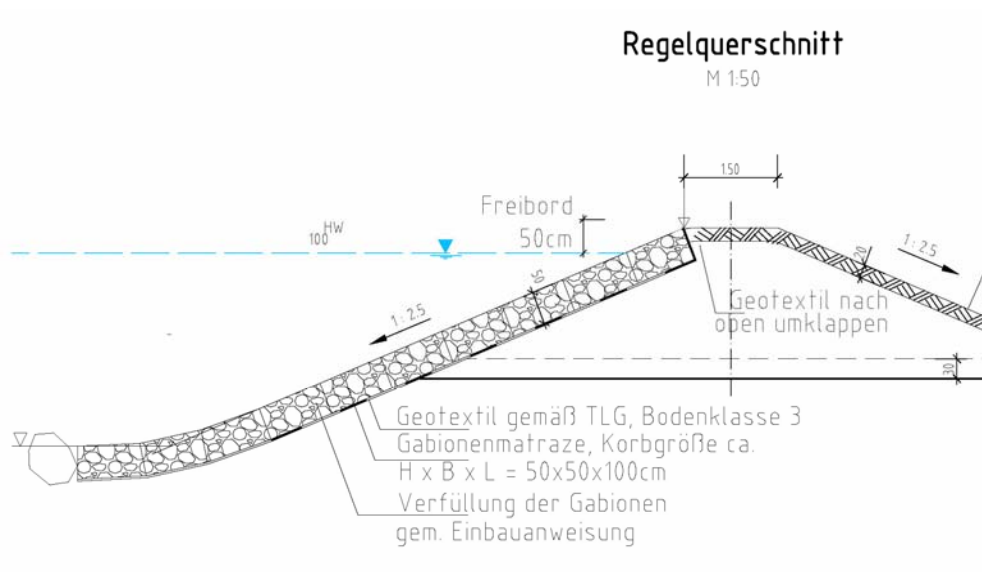


Abbildung 7: Regelprofil Gabionen

Als Folge der Erhöhung der Uferlinien zur Erreichung des Hochwasserschutzes kann landseitig anfallendes Oberflächenwasser nicht mehr ungehindert in die Vorflut gelangen und sammelt sich in Geländesenken hinter den Stützwandbauwerken und Deichen. Da Hochwasserereignisse in der Natzschung schnell ablaufen, wurde in der Ortslage von Rothenthal auf die Herstellung von Schöpfwerken verzichtet. Die kurzfristige Vernässung der landseitigen Ufergrundstücke wird dabei in Kauf genommen. Stattdessen wurden landseitig der Linienbauwerke zum Hochwasserschutz Entwässerungsmulden mit Generalgefälle hergestellt, die nach definierten Fließstrecken das dort gesammelte Oberflächenwasser über Mauerdurchführungen, die wasserseitig mit Rückstausicherungen versehen sind in die Natzschung abschlagen.

7 Kosten der Baumaßnahmen

Die Baumaßnahmen zur Beseitigung der Hochwasserschäden mit Schaffung eines nachhaltigen Hochwasserschutzes werden nach Abschluss 5,4 Mio Euro kosten. Für die Baumaßnahmen wurden Finanzmittel aus den Finanzierungsquellen FK1 (Sonderprogramm Hochwasser) und GA (Gemeinschaftsaufgabe „Verbesserung der Agrarstruktur und des Küstenschutzes“) verwendet.

8 Zusammenfassung

Im Ergebnis der kooperativen und konstruktiven Zusammenarbeit zwischen den deutschen und tschechischen Behörden und der zeitnahen Information und Beteiligung der Betroffenen konnte im Jahr 2004 mit den Bauarbeiten für den Bauabschnitt 1 zur Errichtung des Hochwasserschutzes der Ortslagen Rothenthal und Grünthal begonnen werden. Der 4. und zugleich letzte Bauabschnitt des HWSK- Natzschung wird im August 2007 abgeschlossen.

Somit wurde die nachhaltige Hochwasserschadensbeseitigung mit der Umsetzung eines Hochwasserschutzes vor Ereignissen in der Größe eines HQ 100 zeitnah umgesetzt.

Autoren:

Dipl.-Ing. Olaf Schwarz
Petra Becker

ARCADIS Consult GmbH
Glück-Auf-Straße 1

09599 Freiberg

Tel.: +49 3731 7886 0
Fax: +49 3731 7886 99
E-Mail: o.schwarz@arcadis.de
p.becker@arcadis.de

Dipl.-Ing. Christian Zschammer
Dipl.-Ing. Frank Hunger
Dipl.-Ing. Alexander Held

Landestalsperrenverwaltung Sachsen
Betrieb Freiburger Mulde/Zschopau
Rauenstein 6A
09514 Lengefeld

Tel.: +49 37367 310 0
Fax: +49 37367 310 30
E-Mail:
christian.zschammer@ltv.smul.sachsen.de
frank.hunger@ltv.smul.sachsen.de
alexander.held@ltv.smul.sachsen.de

Große Mittweida in Schwarzenberg – Verbesserung des Hochwasserschutzes und naturnaher Rückbau

Thomas Müller
Andreas Stowasser
Karl Schneider

Beim „Jahrhunderthochwasser“ vom August 2002 kam es auch an der Großen Mittweida in Schwarzenberg zu zahlreichen Schäden am Gewässerbett sowie an der angrenzenden Bebauung. Durch eine gezielte Neugestaltung und Aufweitung des Gewässers sollen die Bedingungen für den Hochwasserabfluss verbessert und mit einer Renaturierung in Einklang gebracht werden. Da sich der zu renaturierende Bereich inmitten von Wohn- und ehemaliger Industriestandorte befindet, stellt das geplante Vorhaben umso mehr eine große Herausforderung dar.

1 Anlass und Einordnung der Maßnahme



Abbildung 1: Große Mittweida zw. Wildenauer Weg (li. o.) und Schmiedegässel (r. u.)

Die Möglichkeit des naturnahen Rückbaus der Großen Mittweida in Schwarzenberg zwischen Schmiedegässel und der Brücke Wildenauer Weg offenbarte sich mehr zufällig als von je her gewollt und konnte erst „Dank“ des Hochwassers im August 2002 näher betrachtet werden.

Wie man in Abbildung 1 deutlich erkennen kann verläuft die Große Mittweida kanalisiert und eingezwängt durch die Bebauung. Hierbei handelte es sich unter anderem um ehemalige Industriebauung sowie um eine enge gewässerbegleitende Wohnbauung.

Da die beschriebene Industriebauung unter Leerstand litt, wurde diese im Rahmen einer Branchenrevitalisierung Ende der 90er Jahre durch die Stadt Schwarzenberg abgerissen. Die nunmehr freigewordenen Flächen sollten für neue Gewerbe zur Verfügung gestellt werden.

Nun kam es wie es kam. August 2002: Hochwasser – und jetzt...?



Abbildung 2: Auszug Hochwasserbuch Schwarzenberg, Foto: Harald Wunderlich

...kann oder muss das Geschehene hinsichtlich des Schutzes vor Hochwasser, Schaffung von Retentionsflächen, Schaffung von Freiraum und Struktur des Gewässers zum Umdenken animieren? – Ja!

Kann diese Situation ausgenutzt werden, um ein Beispiel zu setzen? – Ja!

Diese Katastrophe zeigte umso mehr, dass die wasserwirtschaftlichen Bedingungen des gesamten Gewässerabschnittes weder den Kriterien des Hochwasserschutzes noch denen der EU-Wasserrahmenrichtlinie entsprachen.

Aus dem eben Geschilderten wurde für diesen Bereich der Großen Mittweida in Schwarzenberg das Vorhaben „Renaturierung der Großen Mittweida und Verbesserung des Hochwasserschutzes für die Stadt Schwarzenberg“ durch die Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, Talsperrenmeisterei Zwickauer Mulde / Weiße Elster (nunmehr Betrieb Zwickauer Mulde / Obere Weiße Elster) geboren und in 2003 durch das Sächsische Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft (SMUL) in den Status „Pilotprojekt für den modernen Hochwasserschutz unter ökologischen Gesichtspunkten im Sinne des § 23 Abs. 2 SächsWG“ gehoben und bestätigt.

2 Wie ging es weiter?

Bei der nun recht euphorisch und optimistisch beginnenden Bepflanzung der Maßnahme zeigten sich doch bald erste Schwierigkeiten. Immerhin handelt es sich bei der naturnahen Umgestaltung der Großen Mittweida um den Ausbau eines Gewässers im Sinne von § 31 WHG bzw. § 78 Sächs.WG wonach „nicht naturnah ausgebaute Gewässer, ... in einem angemessenen Zeitraum wieder in einen naturnahen Zustand zurück zu führen sind (Renaturierung)“.

Was braucht man also außer dem angemessenen Zeitraum und den finanziellen Mitteln noch dazu ...

... Geduld, Spucke und viel Grund und Boden.

Wie in Abbildung 2 unschwer zu erkennen ist, standen solche Flächen zur Verfügung, aber erst einmal nicht zum Zwecke der Renaturierung eines Gewässers.

Also recherchieren, Akten wälzen und siehe da – einfacher wurde es nicht. Bei verschiedenen Teilflächen mussten Verhandlungen mit Insolvenzverwaltern, der Treuhandgesellschaft aber auch mit der Stadtverwaltung selbst geführt werden.

Die Kaufverhandlungen mit den Bürgerinnen und Bürgern der Stadt Schwarzenberg, welche dem Freistaat Sachsen nun auch Grundstücksflächen verkaufen sollten, stellte sich hingegen etwas leichter dar. Diese Menschen waren immerhin vor Ort als das Wasser kam und hofften auf einen schnellen Schutz vor weiteren Hochwassern.

Übrigens, dass dieser Schutz nur bis zu einem bestimmten Maße gehen kann, war ihnen bewusst.

Aber die Verhandlungen zu den entsprechenden Grundstückskäufen konnten immerhin parallel zur weiteren Beplanung laufen und im Sommer 2006 abgeschlossen werden.

Parallel zur Planung für diese Maßnahme wurden im Freistaat Sachsen Hochwasserschutzkonzepte für die Gewässer 1. Ordnung erstellt.

Die Maßnahme „Rückbau der Großen Mittweida in Schwarzenberg“ ist im Maßnahmenkatalog des Hochwasserschutzkonzeptes Schwarzwasser / Große Mittweida enthalten und erhält damit umso mehr eine Rechtfertigung zur Realisierung. Der technisch und wirtschaftlich sinnvoll erreichbare Hochwasserschutz soll für ein HQ25 ausgebaut werden, der vorhandene liegt bei einem HQ2-5.

Im Frühjahr 2006 konnte dann endlich die endgültige Fassung der Genehmigungsplanung eingereicht werden. Durch eine intensive und konstruktive Zusammenarbeit mit den entsprechenden Fachbehörden beim Regierungspräsidium Chemnitz sowie beim Landratsamt Aue-Schwarzenberg aber auch mit den Betroffenen Anliegern und den weiteren Trägern öffentlicher Belange konnte im Genehmigungsverfahren eine schnelle Entscheidung herbeigeführt werden und nach kurzer Zeit lag die Plangenehmigung vor.

3 Schwerpunkte und Ziele der naturnahen Umgestaltung

Weg von diesem Zustand:



Abbildung 3: Zustand vor Baubeginn,
Foto: A. Stowasser, Plan T



Abbildung 4: Zustand vor Baubeginn,
Foto: Th. Müller, LTV



Abbildung 5: Zustand vor Baubeginn, Reste von Hochwasserschäden,
Fotos: J. Ficker, Projekta

Dies wollen wir mit folgenden Zielsetzungen erreichen:

- Verbesserung der ökologischen Durchgängigkeit, fischereifachliche Aufwertung der Großen Mittweida im Stadtgebiet von Schwarzenberg entsprechend der gesetzlichen Anforderungen (EU-Wasserrahmenrichtlinie, Wasserhaushaltsgesetz, Sächsisches Wassergesetz) unter anderem durch naturnahe Sohl- und Uferstrukturen
- Verbesserung des Hochwasserschutzes, Erhöhung der hydraulischen Durchlassfähigkeit und Umsetzung der im Hochwasserschutzkonzept genannten Schutzziele
- Entwicklung eines gewässerbegleitenden, standortgerechten Gehölzbestandes, der mittelfristig den Aufwand für die Gewässerunterhaltung reduziert.
- Sanierung bzw. Beseitigung der im Baufeld befindlichen Bodenkontaminationen
- Verbesserung des Wohnumfeldes und des Stadtbildes durch Zugangs- und Verweilmöglichkeiten entlang der Großen Mittweida

4 Der Bau kann beginnen

Nachdem am 22.09.2006 endlich der 1. Spatenstich erfolgen konnte, mussten erst einmal sämtliche im Vorhinein bekannten und zwischenzeitlich weiterhin aufgetauchten Altlasten im Bereich des Baufeldes beseitigt werden.

Danach war es soweit, die ersten Profilierungen und Sohlgestaltungen konnten beginnen. Dank des milden Winters 2006/2007 war ein zügiger und reibungsloser Bauablauf möglich und wir waren am 03.04.2007 im ersten Teilabschnitt so

weit, dass das Wasser die ersten Meter der neuen Gewässersohle in Beschlag nehmen konnte.

Im Folgenden sind einige Abschnitte dieser Bauphase zu sehen.



Abbildung 6: Teile des Baufeldes vor Bau,
Foto: J. Ficker, Projekta



Abbildung 7: Sohl- u. Uferprofilierung
Foto: Th. Müller, LTV



Abbildung 8: Anlegen der HWS-Mauer
Foto: Th. Müller, LTV



Abbildung 9: Profilierung,
Foto: Th. Müller, LTV



Abbildung 10: Neue Sohlbefestigung
Foto: Th. Müller, LTV



Abbildung 11: Durchstich zur Inbetriebnahme
erstes Teilstück der neuen
Gewässersohle, Foto: Th.
Müller, LTV

5 Stand Juni / Juli 2007

Entsprechend der Aufgabenstellung bzw. unserer Zielsetzung sollte eine ausgewogene Verbindung von modernem Hochwasserschutz aus Verwallungen und Hochwasserschutzmauern mit möglichst naturnahen Bauweisen geschaffen werden.

Unter Beachtung der hydraulischen, hydrologischen und statischen Besonderheiten vor Ort wurden und werden im weiteren Verlauf der Baumaßnahme auf verschiedenste naturnahe und ingenieurbiologische Sicherungsbauweisen sowie einer Renaturierung gerecht werdenden Maßnahmen angewandt.

Zur Anwendung kamen und kommen Bauweisen wie:

- Profilaufweitung und Herstellen von Verwallungen
- Sohlstrukturierung mittels Riegelrampen, Störsteingruppen, Kolke
- Schaffung von Ruhigwasserzonen, Kiesbänken, Gegenströmungen sowie Raurampen
- Einbau von Fischunterständen in verschiedensten Formen in Verbindung mit Strömunglenkern wie lebende und tote Raubäume, Wurzelstöcke, Holzroste, Steinhaufen
- Ufersicherungen mittels dreidimensionalem Geogitter, System Krismer
- Ufersicherungen mittels begrünter Steinschüttung,
- Anlegen von Bürsten, Heckenbuschlagen, Bühnen in verschiedensten Bauweisen
- Gewässerbegleitende standortgerechte Bepflanzung
- Aber auch Schaffung von Flächen für die naturgewollte Besiedlung mit vorkommender oder selten gewordener Fauna und Flora
- Allerdings kann auf konventionelle Bauweisen wie Natursteinmauern nicht verzichtet werden

Hierzu einige Fotos:



Abbildung 12: Bürsten, begrünte Steinschüttung, Rauhbaum, Fotos: Th. Müller, LTV



Abbildung 13: Verwallung, gezielte Ufervegetation, Fotos: Th. Müller, LTV



Abbildung 14: Blick auf System Krismer,
Foto: Th. Müller, LTV



Abbildung 15: bereits erreichter Zustand Juni
2007, (vergleiche Abb. 6 vor
Bau), Foto: Th. Müller, LTV

6 Ausblick

Obwohl auch Meinungen des Einen oder Anderen Bewohners wie „hier wird Erde zur Sprungschance fürs Hochwasser aufgeschüttet“ oder „diese Maßnahme ist eine negative Beeinflussung des Wohnkomforts in erheblichem Maße“ existieren, sind wir der Überzeugung, dass bei diesem Pilotprojekt eine Kombination von modernem Hochwasserschutz und naturnaher Umgestaltung gelingen wird.

Dieses Projekt soll das Erleben eines Fließgewässers wieder ermöglichen. Es soll aber auch aufzeigen, dass es möglich sein kann der Natur auch innerhalb einer Stadt den entsprechenden Freiraum zu ermöglichen und zu gewähren – bei gleichzeitigem Schutz vor Naturkatastrophen wie Hochwassern.

Natürlich kann hierbei der Freiraum für die Natur und insbesondere der Hochwasserschutz nur im Rahmen des technisch, wirtschaftlich und ökologisch Machbaren realisiert werden.

Abschließend zwei Abbildungen wie sich dieser Bereich in ein paar Jahren entwickelt haben soll und zeigen wird.



Abbildung 16: A. Stowasser Plan T

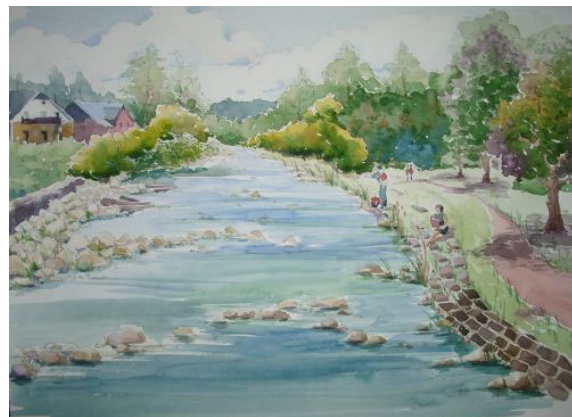


Abbildung 17: A. Stowasser Plan T

Autoren:

Dipl.-Ing. Thomas Müller

Landestalsperrenverwaltung des
Freistaates Sachsen, Betrieb Zwickauer Mulde
/ Obere Weiße Elster
Muldenstraße
08309 Eibenstock

Tel.: +49 37752 50240

Fax: +49 37752 6212

E-Mail: thomas.mueller@ltv.smul.sachsen.de

Dipl.-Ing. Andreas Stowasser

Plan T
Planungsgruppe Landschaft und Umwelt
Wichernstraße 1a
01445 Radebeul

Tel.: +49 351 89200 70

Fax: +49 351 89200 79

E-Mail: stowasser@plan-t.de

Dipl.-Ing. Karl Schneider

Projekta
Ingenieurgesellschaft für Tiefbautechnik
Bahnhofstraße 9
08209 Auerbach

Tel.: +49 3744 2672 23

Fax: +49 3744 2672 50

E-Mail: info@projekta-auerbach.de

Flächenhafte Flutwellenausbreitung und anschließende Flutung unterirdischer Bauwerke

Mario Oertel
Daniel Bung
Andreas Schlenkhoff

Der Hochwasserschutz gliedert sich in drei Bereiche Flächenmanagement, technischer Hochwasserschutz und Hochwasservorsorge. Der letztgenannte umfasst auch die Informationsvorsorge und die Offenlegung vorliegender Gefährdungen und Risiken. Die flächenhafte Flutwellenausbreitung nach Versagen einer Hochwasserschutzeinrichtung stellt die Randbedingung für die hier vorgestellte Untersuchung der Flutung unterirdischer Bauwerke – wie Parkhäuser oder U-Bahn-Stationen – dar. In einem physikalischen Modell werden drei unterschiedliche Flutungstypen klassifiziert. Numerische Berechnungen im Vergleich bestätigen deren Anwendbarkeit. Das geplante Ziel der vorliegenden Forschungsarbeit stellt ein Decision-Support-System dar, welches eine Risiko-Klassifizierung von flussnahen unterirdischen Bauwerken in Abhängigkeit variierender Randbedingungen ermöglicht.

1 Einleitung

Nach *LAWA (2004)* gliedert sich der Hochwasserschutz in die drei Bereiche (1) Hochwasser-Flächenmanagement, (2) Technischer Hochwasserschutz und (3) Hochwasservorsorge. Hier kam es nach den verheerenden Hochwasserereignissen der letzten Jahre vielfach zu der Forderung, unvorhersehbare Ereignisse in die Hochwasserbetrachtungen mit einzubeziehen. So existieren derzeit zahlreiche Szenarienuntersuchungen, welche die Folgen eines plötzlichen Versagens eines Flussdeiches oder einer mobilen Hochwasserschutzwand beschreiben. Zudem wird der Forderung der Informationsvorsorge in vielfacher Hinsicht in Prospekten und Wegweisern nachgegangen.

Nach unvorhersehbarem Versagen eines Hochwasserschutzsystems oder durch Sturzfluten sind insbesondere auch unterirdische Bauwerke (z. B. Tiefgaragen oder U-Bahn-Stationen) und Kellergeschosse von Flutungsvorgängen betroffen. Jedoch fehlt es hier an detaillierten Untersuchungen zeitlicher und räumlicher

Komponenten der Strömungsprozesse, welche eine Beschreibung von Gefährdung bzw. Risiko in Untergeschossen von Gebäuden ermöglichen. So wird in der einschlägigen Literatur lediglich der Hinweis auf eine besondere Beachtung unterirdischer Bauwerke gegeben – z. T. nur in Bezug auf Schadenspotentiale in Form von technischen Einrichtungen, ohne aber das Flutungsrisiko im Hochwasserfall zu konkretisieren. Dieses wird in dem hier diskutierten Forschungsvorhaben aufgegriffen und mit Hilfe physikalischer und numerischer Modelle untersucht.

2 Physikalisches Modell

2.1 Allgemeines

Das im Wasserbaulabor der Bergischen Universität Wuppertal errichtete physikalische Modell im Maßstab 1:20 besteht aus einer 4,0 m x 5,6 m großen Ausbreitungsfläche mit anschließendem Flussschlauch ($b_{\text{Gerinne}} = 0,66 \text{ m}$) und integrierter Bresche ($b_{\text{br}} = 0,5 \text{ m}$). Eine schematische Skizze zeigt Abbildung 1. An sechs unterschiedlichen Positionen befinden sich Öffnungen zu den unterirdischen Volumen, welche über zwei Öffnungsgrößen geflutet werden können (Abbildung 2). Abbildung 3 zeigt ein beispielhaftes Modellfoto.

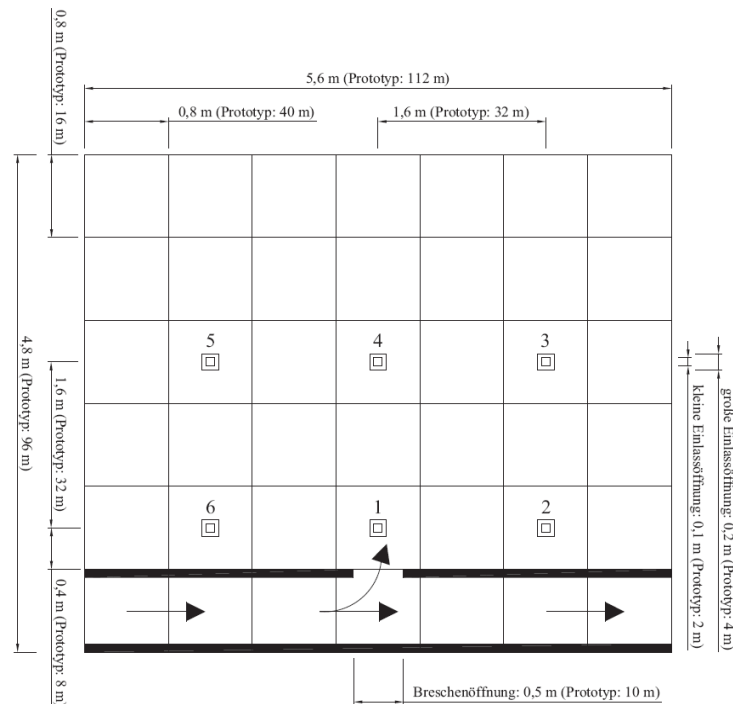


Abbildung 1: Schematische Skizze des physikalischen Modells, Draufsicht

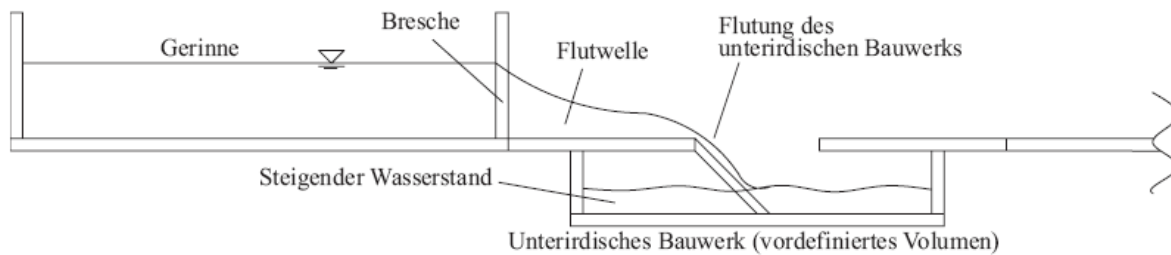


Abbildung 2: Schematische Skizze des physikalischen Modells, Schnittansicht

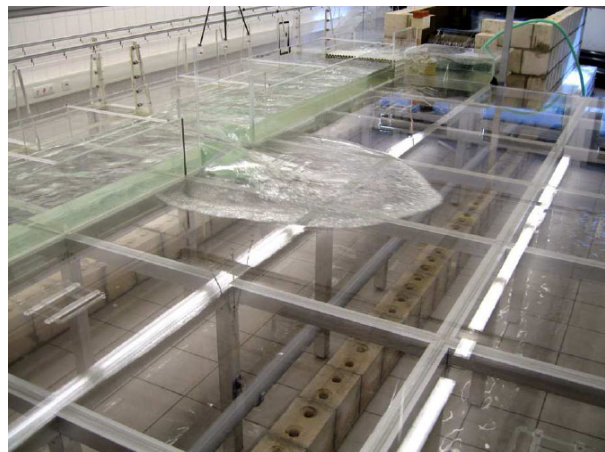


Abbildung 3: Foto des physikalischen Modells

2.2 Verwendete Messtechnik

Mit Hilfe von Ultraschallsensoren erfolgt eine berührungslose Aufzeichnung der Wasserstände der Flutwelle an zuvor festgelegten Messpunkten auf der Ausbreitungsfläche. Über die Ankunftszeiten der Welle an den unterschiedlichen Sensorstandpunkten lassen sich das Ausbreitungsverhalten sowie Fließgeschwindigkeiten der Welle ermitteln. Der Zufluss zum unterirdischen Kontrollvolumen wird mit Hilfe einer Plattform-Wägezelle bestimmt.

2.3 Modellläufe

Insgesamt werden 75 Modellläufe (ML) mit variierenden Randbedingungen durchgeführt. Neben zwei Initialwasserständen ($h_0 = 12,5$ cm und 19,0 cm), welche die hydraulischen Randbedingungen (RB) darstellen, werden Position, Öffnungsgröße (10 cm und 20 cm) und Öffnungsrichtungen (Blick zur Bresche, Blick zur Seite, Blick von der Bresche weg) des unterirdischen Bauwerks verändert. Diese werden im Folgenden als geometrische RB bezeichnet.

2.4 Messergebnisse der Flutwellenausbreitung

Es werden zwei Strömungsphasen bei den Messungen berücksichtigt:

1. Flutwellenausbreitung,
2. Quasi-stationärer Zustand.

Abbildung 4 zeigt die zeitliche Wellenausbreitung für einen Initialwasserstand $h_0 = 12,5$ cm unmittelbar nach herbeigeführtem Versagen. Erkennbar ist die schon in *Briechle (2006)* erwähnte asymmetrische Ausbreitungsform, welche durch die Strömung im Gerinne begünstigt wird. Mit zunehmend enger verlaufenden Isolinien zeigt sich eine deutliche Verringerung der Fließgeschwindigkeiten (siehe auch Abbildung 5). Diese führt zu einem Einfluss aus Maßstabseffekten auf das Ausbreitungsverhalten der Flutwelle. *Oertel (2007)* diskutiert diese Einflüsse im Detail und gibt Empfehlungen für die Übertragung der Messergebnisse auf Naturverhältnisse. Die Maßstabseffekte werden im Vergleich zum analytischen Modell nach *Briechle (2006)* untersucht. Es zeigt sich eine ausreichend genaue Übereinstimmung der Wasserstände. Die Ankunftszeiten und somit die Fließgeschwindigkeiten weichen jedoch deutlich von der analytischen Lösung ab. Abbildung 6 zeigt die quasi-stationäre Welle. Diese stellt sich nach einer kurzen Verweilzeit ein. Das System befindet sich in einem nahezu stationären Zustand, d. h. sowohl im Gerinne als auch in der Bresche und auf der Ausbreitungsfläche liegen über die Zeit betrachtet gleichbleibende Strömungsverhältnisse vor.

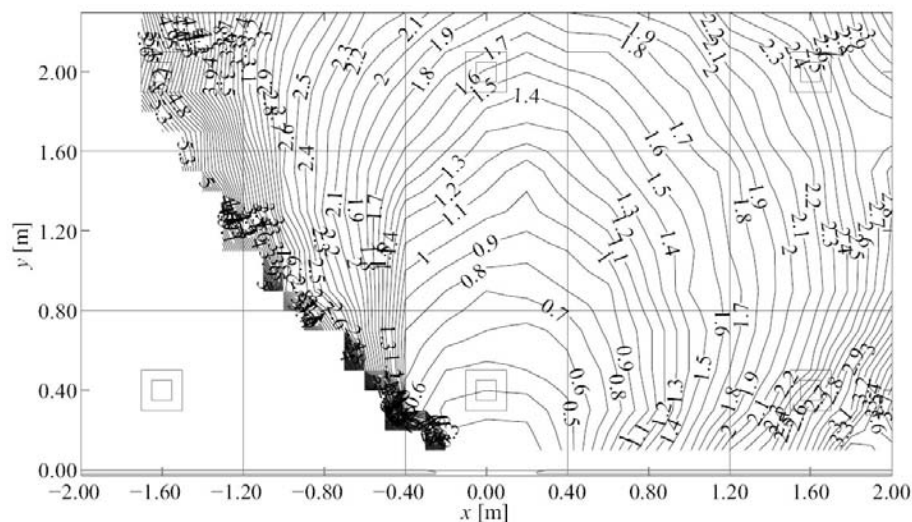


Abbildung 4: Zeitliche Flutwellenausbreitung auf der Ausbreitungsfläche

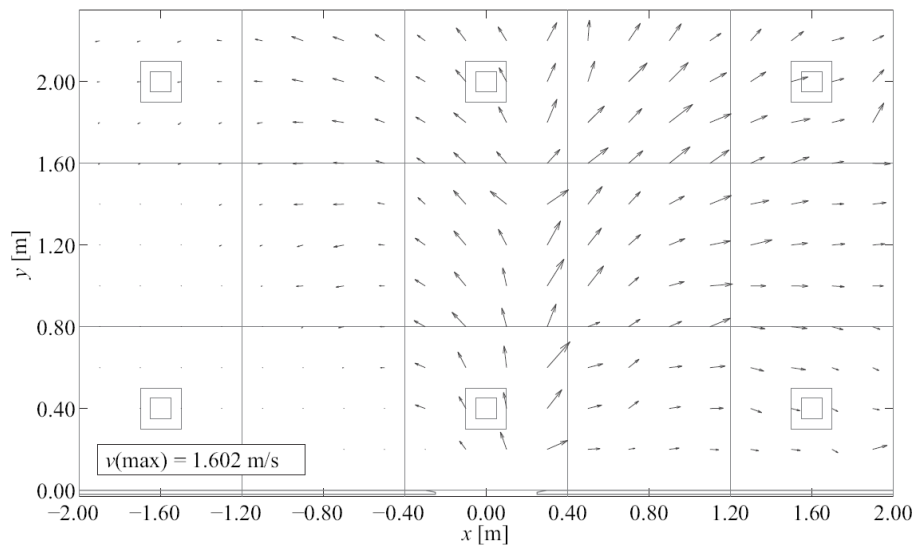


Abbildung 5: Frontgeschwindigkeiten der Flutwelle auf der Ausbreitungsfläche

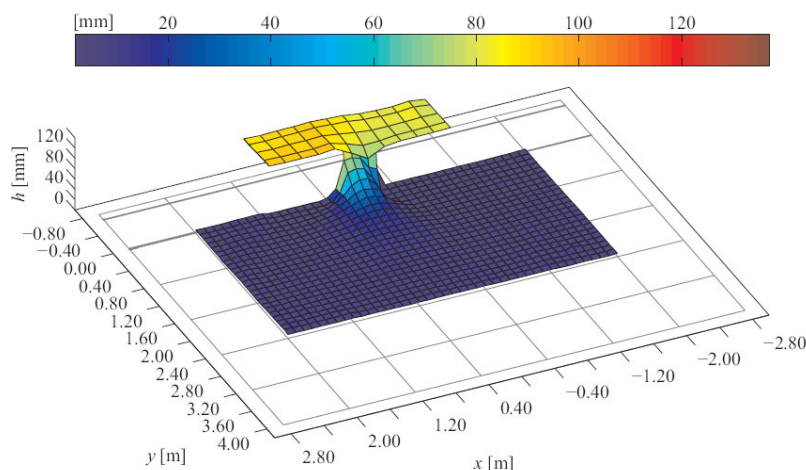


Abbildung 6: Wasserstände der Flutwelle im quasi-stationärem Zustand

2.5 Messergebnisse der Flutung des unterirdischen Kontrollvolumens

Bei der Flutung des unterirdischen Bauwerks können, abgeleitet aus den physikalischen Untersuchungen und theoretischen Überlegungen, je nach gewählter geometrischer Randbedingung, drei maßgebliche Flutungstypen unterschieden werden:

1. direkte, aktive Flutung (dynamische Überschwemmung),
2. seitliche, aktive Flutung (dynamische Überschwemmung),
3. indirekte, passive Flutung (statische Überschwemmung).

Zu 1.) Der erste Flutungstyp beschreibt einen direkten Zufluss in das unterirdische Bauwerk. Die Strömungskomponenten wirken dabei radial zur Öffnungsrichtung und bewirken den schnellsten Wasseranstieg bei hohen Einströmge-

schwindigkeiten. → Maßgebliche Faktoren: Wasserstand und radiale Fließgeschwindigkeit vor dem Einlass zum unterirdischen Bauwerk.

Zu 2.) Flutungstyp 2 steht im Vergleich zu Durchflussuntersuchungen durch eine seitliche Gerinneöffnung (bzw. Streichwehrüberströmung). Das Wasser strömt mit einer bestimmten Geschwindigkeit tangential an der Öffnung vorbei, wobei ein definierter Teil seitlich in das unterirdische Bauwerk eindringt. → Maßgebliche Faktoren: Wasserstand und tangentiale Fließgeschwindigkeit vor dem Einlass zum unterirdischen Bauwerk.

Zu 3.) Der dritte Flutungstyp beinhaltet den im Vergleich geringsten zufließenden Volumenstrom in das unterirdische Bauwerk des physikalischen Modells. Kleine Fließgeschwindigkeiten führen zu einem nahezu statischen Wasserstand vor der Öffnung. Die Wasserstandshöhe entscheidet über die Überfallmenge, welche nach unten abfließt. → Maßgeblicher Faktor: Wasserstand vor dem Einlass zum unterirdischen Bauwerk (Grenzwassertiefe, Grenzgeschwindigkeit).

Abbildung 7 zeigt eine beispielhafte Auswertung eines Flutungsvorgangs (vgl. Abbildung 8). Die lineare Gewichtszunahme, ermittelt durch die Plattform-Wägezelle, verdeutlicht den konstanten Zufluss, nachdem sich der quasi-stationäre Strömungszustand eingestellt hat. Das aufgeführte Beispiel stellt Flutungstyp 1 dar. Die kleinen von Maßstabeffekten beeinflussten Wasserstände h_m vor der Überfallkante werden in *Oertel (2007)* diskutiert.

Eine Übertragung der Messergebnisse auf Naturverhältnisse nach dem Froude-Modell kann unter Annahme vergleichbarer Randbedingungen wie folgt erfolgen (beispielhaft):

$$\text{Öffnungsbreite: } L_p / L_m = \lambda \quad \rightarrow \quad h_p = b_m \lambda = 0,1 \cdot 20 = 2,0 \text{ m}$$

$$\text{Wasserstand: } L_p / L_m = \lambda \quad \rightarrow \quad h_p = h_m \lambda = 0,0073 \cdot 20 = 0,146 \text{ m}$$

$$\text{Zufluss: } Q_p / Q_m = \sqrt{\lambda^5} \quad \rightarrow \quad Q_p = Q_m \sqrt{\lambda^5} = 6,6 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{20^5} = 1,18 \text{ m}^3/\text{s}$$

Somit ergäbe sich für die hier vorliegende Einlassbreite ($b_m = 10 \text{ cm} \rightarrow b_p = 2,0 \text{ m}$) eine Einlassgeschwindigkeit von:

$$v_p = \frac{Q_p}{A_p} = \frac{Q_p}{b_p h_p} = \frac{1,18}{2,0 \cdot 0,146} = 4,0 \text{ m/s}$$

Diese muss aufgrund des vorliegenden hydraulisch glatten, nahezu reibungsfreien Modells in der Natur als weiter vermindert angenommen werden. Beispiels-

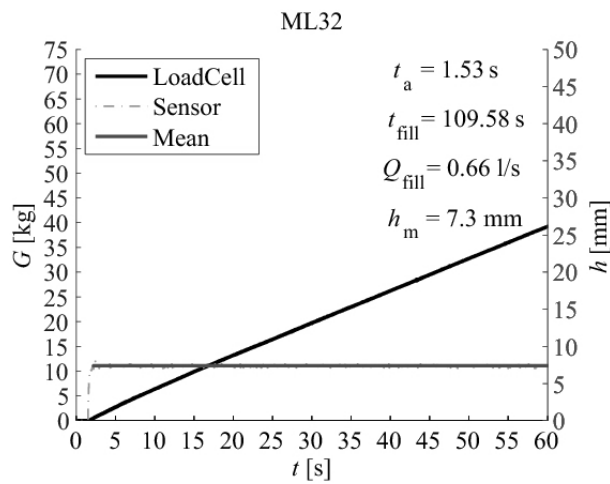
weise soll dennoch die Geschwindigkeit am Fußpunkt des unterirdischen Bauwerks über den Ansatz einer einfachen Schussrinne bestimmt werden:

$$\frac{v_{p,o}^2}{2g} + h_{p,o} = \frac{\left(\frac{Q_p}{b_p \cdot h_{p,u}}\right)^2}{2g} + h_{p,u} + z_{p,u} + h_{v(o,u)}$$

Unter Verwendung von $g = 9,81 \text{ m/s}^2$, $v_{p,o} = 4 \text{ m/s}$, $h_{p,o} = 0,146 \text{ m}$, $Q_p = 1,18 \text{ m}^3/\text{s}$, $b_p = 2 \text{ m}$, $z_{p,u} = -4,96 \text{ m}$ (Fallhöhe, übertragen auf den Prototyp) und $h_{v(o,u)} = 0$ erhält man:

$$h_{p,u} = 0,05 \text{ m} \quad \text{und somit} \quad v_{p,u} = 10,7 \text{ m/s}$$

Da z. B. bei den Zugängen zu U-Bahn-Stationen zumeist Treppenstufen angeordnet sind, würde diese Geschwindigkeit weiterhin über den Einfluss einer Kaskadenströmung abgemindert. Dennoch liegt auch bei den kleinen Wasserständen am Ende der Schussrinne eine hohe Impulskraft vor, welche noch detaillierter untersucht werden wird. Als maßgeblich für das Risiko dieses beispielhaften Modelllaufs werden die Strömungsverhältnisse im oberen Zulaufbereich angenommen. Nach Abbildung 9 ist erkennbar, dass mit dem vorliegenden Wasserstand $h_{p,o} = 14,6 \text{ cm}$ in Kombination mit der Fließgeschwindigkeit $v_{p,o} = 400 \text{ cm/s}$ etwa die Sturzgrenze eines erwachsenen Menschen erreicht ist. Somit würde das Risiko bei einer mittleren Eintrittswahrscheinlichkeit nach Abbildung 10 im Gebotsbereich (blau) liegend klassifiziert. Auf diese Art erfolgt eine Einordnung aller auswertbaren Modellläufe mit Flutungstyp 1 in Risikobereiche nach *BWW (1997)*. Modellläufe mit Flutungstyp 3 werden über einen Ansatz von Grenzwassertiefe und Grenzgeschwindigkeit für vorgewählte Einstau- bzw. Überflutungshöhen vor der Öffnung zum unterirdischen Bauwerk analysiert. Auswertungen von Modellläufen mit Flutungstyp 2 stehen im Zusammenhang mit einem seitlichen Durchfluss durch eine Gerinneöffnung und stehen noch aus. Alle Ergebnisse fließen letztendlich in ein Risiko-Tool, welches als Decision-Support-System zu verstehen ist, ein (siehe Kapitel 3).



mit:

t_a : Ankunftszeit der Flutwelle an Sensor

t_{fill} : mittlere Füllzeit des unterird. Kontrollvolumens

Q_{fill} : mittlerer Füllstrom in das Kontrollvolumen

h_m : mittlerer Wasserstand vor der Überfallkante

Abbildung 7: Beispielhafte Auswertung der Messergebnisse zur Flutung des unterirdischen Kontrollvolumens, Öffnung Nr. 4, Blick zur Bresche, ML32

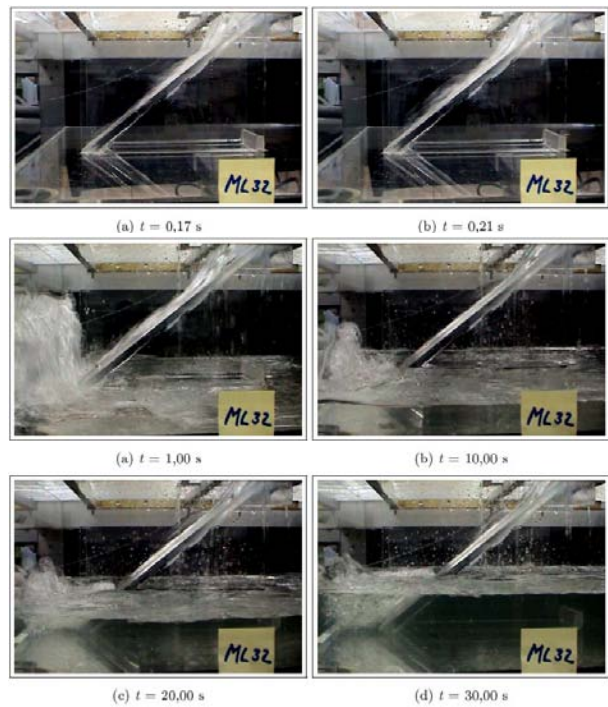


Abbildung 8: Beispiel eines Flutungsvorgangs im physikalischen Modell

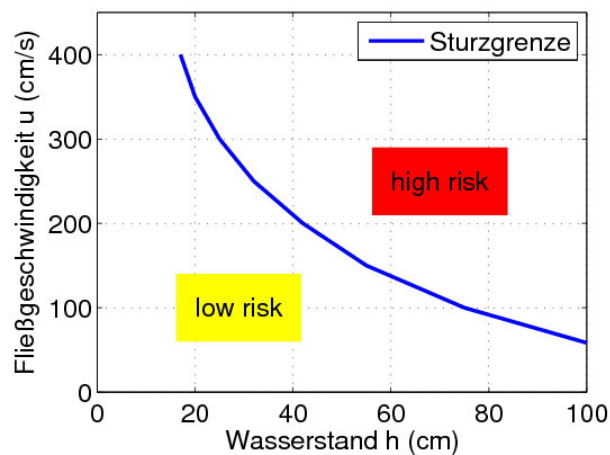


Abbildung 9: Sturzgrenze in Abhängigkeit von Wasserstand und Fließgeschwindigkeit nach Yasuda & Hiraishi (2003)

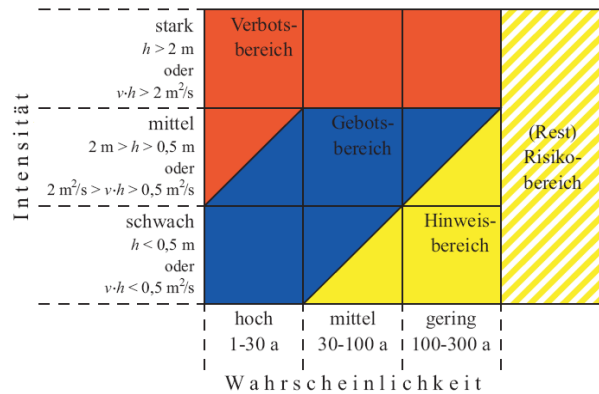


Abbildung 10: Intensitäts-Wahrscheinlichkeits-Matrix nach Schweizer Gefahrenbeurteilung, Quelle: BWW (1997)

3 Risiko-Tool als Decision-Support-System

Mit Hilfe der erzielten Ergebnisse wird ein Risiko-Tool entwickelt, welches als DSS bei der Frage nach einem Gefährdungsgrad von unterirdischen Bauwerken eingesetzt werden kann. Abbildung 11 zeigt das geplante GUI dieses Tools. Neben zwingenden Angaben wie „Wasserstand hinter der Hochwasserschutzanlage“, „Entfernung zur HWSE“, „Erwarteter Flutungstyp“ etc. können optionale Angaben gemacht werden (z. B. installierte Pumpenleistung oder mobile Schutzsysteme). Als Ergebnis wird ein Risikobereich nach Schweizer Vorbild in rot, blau oder gelb ausgegeben (vgl. Abbildung 9).

Das Risiko-Tool wird voraussichtlich Anfang 2008 zum Download auf den Internetseiten des LuFG Wasserwirtschaft und Wasserbau der Bergischen Universität Wuppertal zur Verfügung stehen.

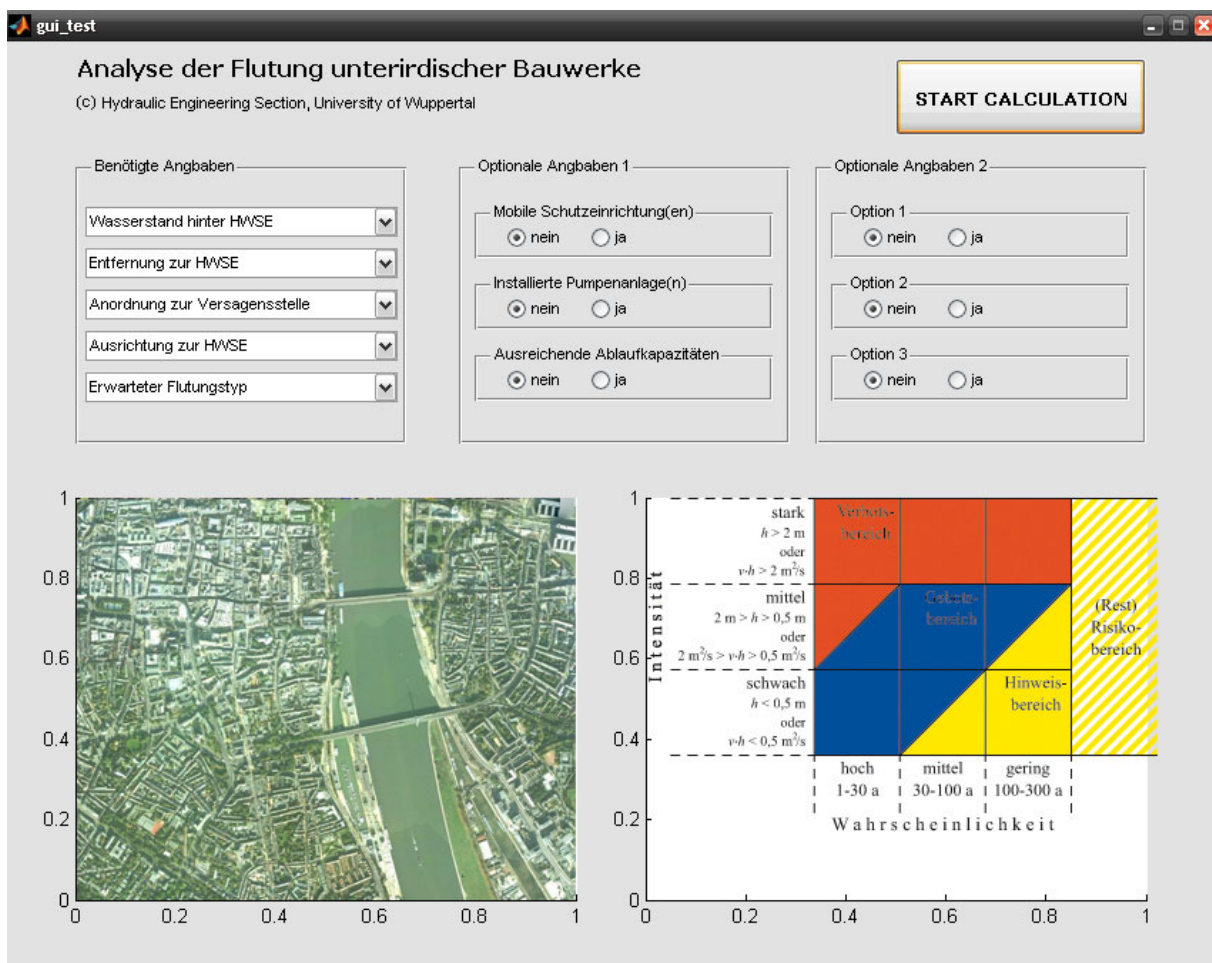


Abbildung 11: Graphical User Interface (GUI) des geplanten Risiko-Tools

4 Literatur

- Briechle, S. (2006) Die flächenhafte Ausbreitung der Flutwelle nach Versagen von Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern, Dissertation an der Fakultät Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen.
- BWW (1997) Berücksichtigung der Hochwassergefahren bei raumwirksamen Tätigkeiten, Bundesamt für Wasserwirtschaft (BWW), Bundesamt für Raumplanung (BRP), Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL), Bern, Schweiz.
- LAWA (2004) Instrumente und Handlungsempfehlungen zur Umsetzung der Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz, Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA), Düsseldorf.
- Oertel, M. (2007) Maßstabeffekte bei der physikalischen Modellierung flächenhafter Flutwellenausbreitungen, JuWi-Treffen 2007, Kassel, accepted paper.
- Yasuda, T. & Hiraishi, T. (2003) Risk Assessment of Tsunami Inundation in Coastal Urban Area, IGAW Workshop on Tsunami and Flood Risk Management, 10. September 2003, Bergische Universität Wuppertal.

Autoren:

Dipl.-Ing. Mario Oertel

Dipl.-Ing. Daniel Bung

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Andreas Schlenkhoff

Lehr- und Forschungsgebiet
Wasserwirtschaft und Wasserbau
Fachbereich D
Abteilung Bauingenieurwesen
Bergische Universität Wuppertal
Pauluskirchstraße 7
42285 Wuppertal

Lehr- und Forschungsgebiet
Wasserwirtschaft und Wasserbau
Fachbereich D
Abteilung Bauingenieurwesen
Bergische Universität Wuppertal
Pauluskirchstraße 7
42285 Wuppertal

Tel.: +49 202 439 4133
Fax: +49 202 439 4196
E-Mail: maoertel@uni-wuppertal.de

Tel.: +49 202 439 4194/4234
Fax: +49 202 439 4196
E-Mail: bung@uni-wuppertal.de
schlenkh@uni-wuppertal.de

Auswirkungen von geplanten Rückhaltemaßnahmen an der Elbe in Sachsen und Sachsen-Anhalt auf Hochwasser der Elbe

Norbert Busch
Matthias Hammer

Kurzfassung: In dem von der EU-kofinanzierten INTERREG III B Projekt ELLA „Vorsorgende Hochwasserschutzmaßnahmen durch transnationale Raumordnung für das Einzugsgebiet der Elbe“ wurden in der Bundesanstalt für Gewässerkunde modellgestützte Hochwasseruntersuchungen mit der Zielsetzung einer Verbesserung der interdisziplinären, transnationalen Zusammenarbeit zwischen Wasserwirtschaft und Raumordnung vorgenommen. Für einen grenzüberschreitend abgestimmten Hochwasserschutz kommt dabei dem von der Internationalen Kommission zum Schutz der Elbe (IKSE) im Jahre 2003 beschlossenen Aktionsplan Hochwasserschutz Elbe eine große Bedeutung zu. In ihm werden mehrere verschiedenartige Maßnahmen zum Wasserrückhalt im Einzugsgebiet und Rückhaltemaßnahmen an der Elbe selbst angestrebt.

Wenn die vorgesehenen 15 nicht steuerbaren Deichrückverlegungen (ca. 2700 ha) und 4 steuerbaren Flutpolder (ca. 106 Mio.m³) in Sachsen und Sachsen-Anhalt gemäß Aktionsplan der IKSE realisiert werden, lassen sich Szenarienrechnungen zu Folge die Scheitel extremer Elbehochwasser mit kurzen Wellenscheiteln, wie 2002, überall deutlich (ca. 30-40 cm) abmindern. Im Falle von Hochwassern mit langen Wellenscheiteln, wie 2006, sind die erzielbaren Scheitelreduzierungen fernab der Rückhaltungen (>100 km) besser als im Nahbereich der Maßnahmen.

1 Einleitung

In diesem Beitrag werden die im Rahmen des EU-Projekts ELLA (Elbe-Labe) vorgenommenen Untersuchungen der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) vorgestellt. Aufgabe war die Szenarienmodellierung für eine Einschätzung der Wirkung von im Aktionsplan Hochwasserschutz Elbe der Internationalen Kommission zum Schutz der Elbe (IKSE) enthaltenen Maßnahmen zur Schaffung zusätzlicher Retentionsräume auf den Wellenablauf der Elbe, siehe *IKSE (2003)*.

Für die mathematisch-hydraulische Modellierung wurde das in der BfG entwickelte 1-dim. hydrodynamisch numerische Wasserstandsvorhersagemodell (WAVOS) der Elbe für die Aufgabenstellung angepasst und als Simulationsmodell verwendet. Um die Wirkung der berücksichtigten Maßnahmen aussagekräftig darzustellen, wurden Modellhochwasser generiert, deren Genesen auf den abgelaufenen Hochwassern vom August 2002 und April 2006 beruhen. Für den Wirkungsnachweis gilt der Zustand 2001 als Bezugsgrundlage. Alle Untersuchungen wurden in enger Abstimmung mit den Wasserwirtschaftsverwaltungen Sachsens und Sachsen-Anhalts durchgeführt, die auch die Daten zu den modellierten Rückhaltemaßnahmen lieferten.

2 Werkzeuge zur Ermittlung der Auswirkungen

2.1 Das WAVOS-Modell der Elbe

WAVOS ist ein in der BfG entwickeltes hydrodynamisch-numerisches Wellenablaufmodell, das die eindimensionalen Saint-Venant-Gleichungen numerisch mittels der Linienmethode löst. Geometrische Grundlage stellen Querprofile dar, die im WAVOS-Modell als gegliederte Querschnitte berücksichtigt werden. Damit ist es möglich, die unterschiedlichen Fließbereiche wie Hauptgerinne und Vorländer jeweils mit differierenden Rauheiten zu belegen und getrennt zu berechnen. Das WAVOS-Modell der Elbe wurde ursprünglich zur Wasserstandsvorhersage entwickelt. Ausführliche Informationen zum Elbe-Modell der BfG werden in dem Beitrag von *Burek und Rademacher (2007)* gegeben. Bei den hier vorgenommenen Szenarienberechnungen zur Wirkungsabschätzung von Rückhaltemaßnahmen stehen Wasserstands- und Abflussdifferenzen im Vordergrund und nicht die erzielten Absolutwerte. Validierungsberechnungen zeigen, dass das vorliegende Modell als Simulationsmodell einsetzbar ist.

Polder werden im WAVOS-Modell mit den Parametern Fläche und Sohlhöhe verwendet. Der Zu- und Abfluss wird über sog. Bauwerke nach einer Wehrüberfallformel nach Poleni berechnet. Hierbei werden Angaben zu den Parametern Breite, Schwellenhöhe und ein Faktor für die Wehrform benötigt. Entsprechend der Abbildung 1 werden im Modell alle bedeutenden Zuflüsse der Elbe zwischen den Pegeln Usti nad Labem/CZ und Wittenberge berücksichtigt. Als obere Randbedingung wird in dem Wellenablaufmodell eine Abflussganglinie für den Pegel Usti nad Labem verwendet. Für die untere Randbedingung wird eine $W \sim Q$ Beziehung im Bereich Geesthacht vorgegeben.

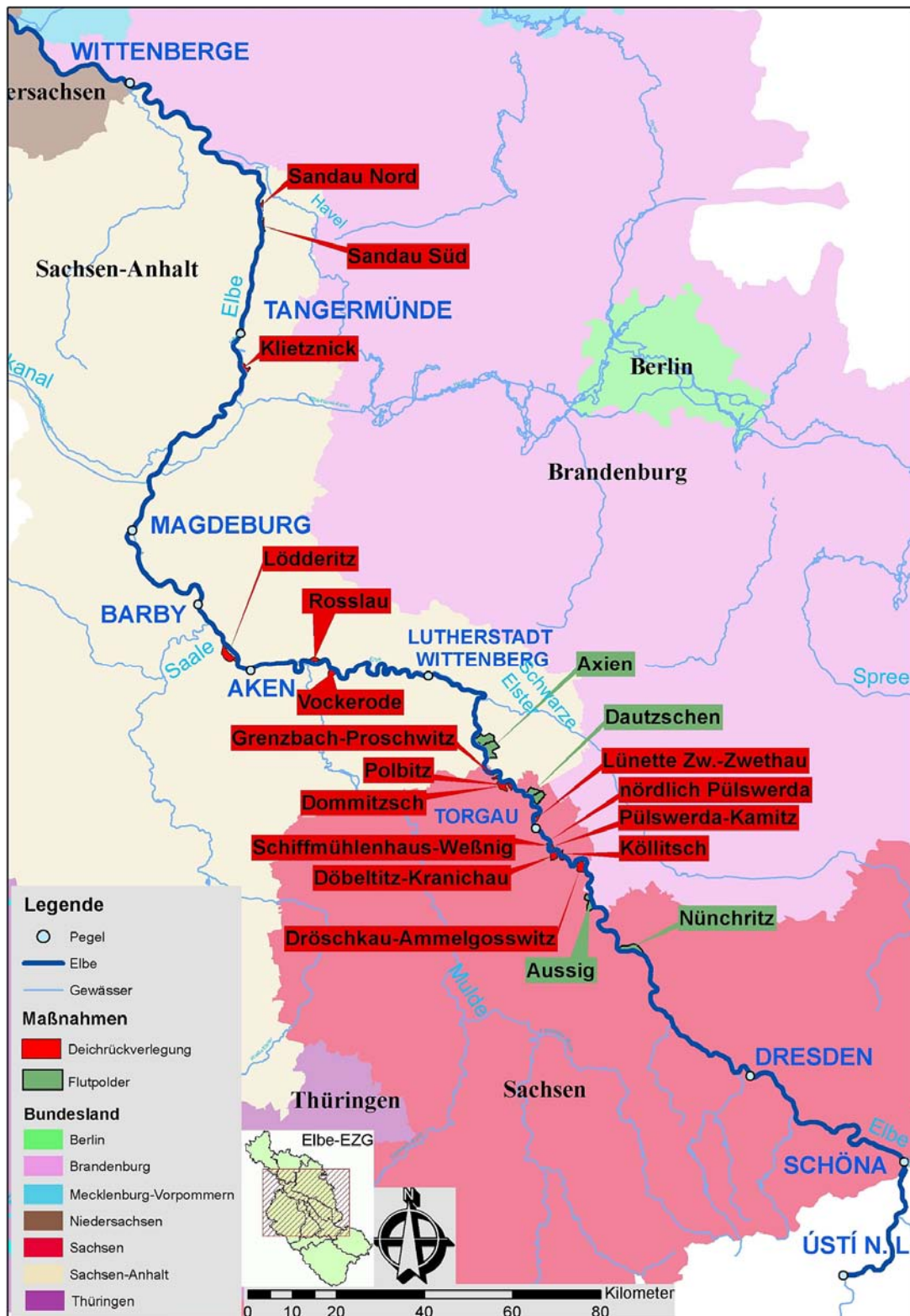


Abbildung 1: Übersichtskarte der Modellstrecke und berücksichtigte Rückhaltemaßnahmen an der Elbe in Sachsen und Sachsen-Anhalt

2.2 Modellhochwasser

Hochwasser an der Elbe können aufgrund ihrer Genese in Winter- und Frühjahrshochwasser sowie Sommerhochwasser unterschieden werden.

Winter- und Frühjahrshochwasser entstehen durch Schneeschmelze in Verbindung mit regenreichen Witterungsperioden. Als Repräsentant dieser Hochwassergenese kann das Elbhochwasser vom April 2006 angesehen werden *IKSE (2007)*. Bedeutsame Sommerhochwasser an der Elbe entstehen, wie das Augusthochwasser 2002, durch lang anhaltenden, großflächigen Regen, z. B. in Vb-Wetterlagen im Einzugsgebiet *IKSE (2004)*. Hochwasser mit großem Abflusssummen entstehen im südlichen Einzugsgebiet der Elbe, das größtenteils in die Moldau entwässert. Im nördlichen Teil des Einzugsgebiets, unterhalb der Saalemündung, haben die Hochwasserwellen der Zuflüsse geringere Abflusssummen. Elbehochwasser werden durch den Betrieb von Talsperren im Einzugsgebiet stark beeinflusst und das erhebliche Retentionsvermögen der mittleren Elbe führt im Längsverlauf zu einer Streckung der Hochwasserwelle mit einhergehender Wellenverflachung.

Die Untersuchungen der Wirkungen von Rückhaltemaßnahmen sollten bei großräumigen Untersuchungen immer auf typische Hochwassergenese im Elbe-Einzugsgebiet basieren, um daraus Modellhochwasser mit extremwert-statistisch erstellten Scheitelabflüssen (HQ_{100} , HQ_{200}) generieren zu können.

Im ELLA-Projekt wurden diverse Modellhochwasser auf Grundlage des Sommerereignisses von August 2002 und des Frühjahreignisses von April 2006 erzeugt (2 HW-Typen). Das verwendete Ereignis 2002 beruht auf einer Rekonstruktion der Hochwasserwelle für den Fall, dass kein Deichversagen aufgetreten wäre. Mit den Messdaten der beiden Ereignisse 2002 und 2006 wurden Hochwasserganglinien mit den beiden Zielabflüssen HQ_{100} und HQ_{200} für die drei Pegel Dresden (DD), Aken (AK) und Barby (BA) generiert. Somit wurden insgesamt 12 Hochwasser mit unterschiedlicher Entstehungsgeschichte und regionaler Bedeutung erstellt. Eine detaillierte Beschreibung zur Generierung der Modellhochwasser enthält der Bericht *BfG (2007)*.

Abbildung 2 zeigt vier Modellhochwasser am Pegel Lutherstadt Wittenberg, die auf Genesen der Hochwasser 2002 und 2006 beruhen. Man erkennt anhand der künstlich erzeugten Wellen die kurze Verweildauer der Scheitel (ca. 1 Tag) bei den Modellhochwassern, die aus der Genese des Hochwassers August 2002 hervorgehen. Langandauernde Scheitelwasserstände (ca. 3 Tage) ergeben sich, wenn die Genese auf das Hochwasser vom April 2006 zurückgeht.

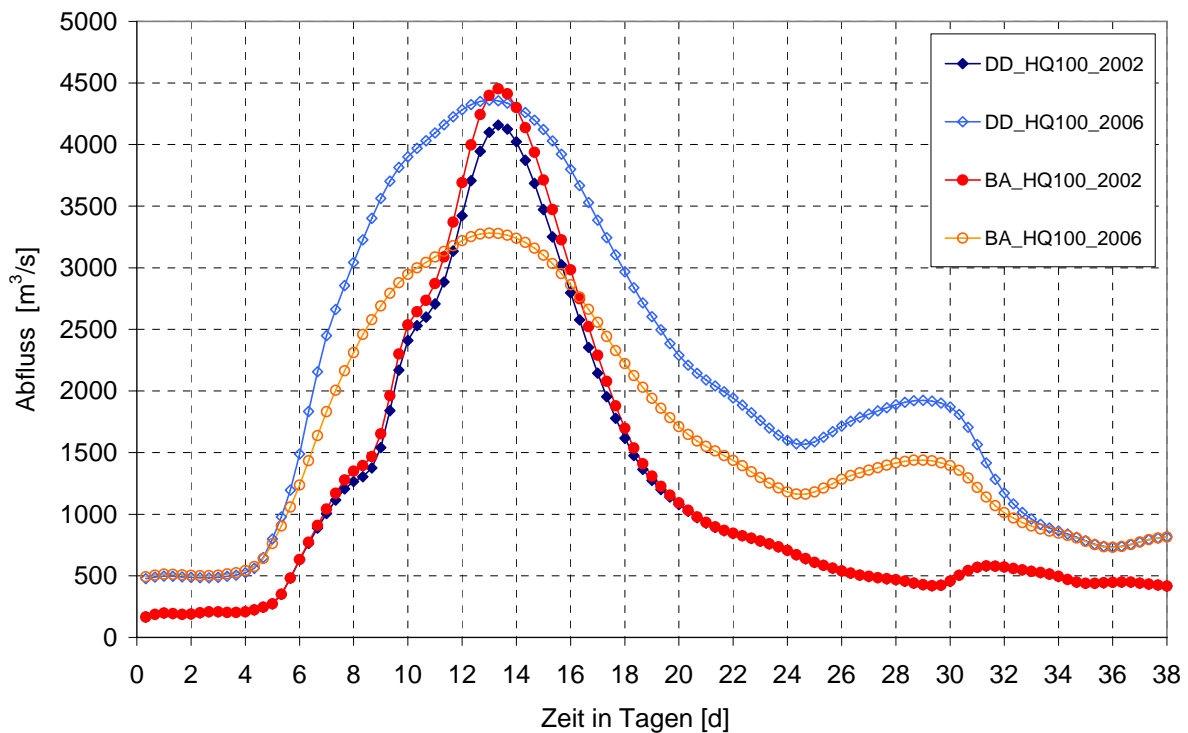


Abbildung 2: Modellhochwasserganglinien eines HQ 100, bezogen auf Dresden (DD) und Barby (BA), verwendete Genese jeweils HW2002 und HW 2006, Ausgabe: Pegel Lutherstadt Wittenberg

2.3 Berücksichtigte Rückhaltmaßnahmen

Auf der für die Szenarienmodellierung untersuchten Flussstrecke zwischen Pegel Usti nad Labem und Wittenberge wurden insgesamt 19 Maßnahmen berücksichtigt. Die verwendeten Rückhaltmaßnahmen unterteilen sich in 4 Flutpolder und 15 Deichrückverlegungen (siehe Tabelle 1 und Abbildung 1). Alle Maßnahmen sind im Aktionsplan Hochwasserschutz der Elbe der Internationalen Kommission zum Schutz der Elbe enthalten *IKSE (2003)*.

Insgesamt sollen der Elbe im untersuchten Bereich wieder ca. 6400 ha zusätzliche Fläche für Überschwemmungen zur Verfügung gestellt werden. Für die steuerbaren Maßnahmen (4 Flutpolder) entspricht die Fläche von 3700 ha etwa einem Rückhaltevolumen von 106 Mio. m³. Es wurde eine einheitliche Steuerung der Polderflutung für alle Modellhochwasser festgelegt. Als Flutungsbeginn wurde der Wasserstand gewählt, der sich bei dem auf den Pegel Dresden bezogenen hundertjährigen Modellhochwasser (Genese 2002) (DD_HQ₁₀₀_2002) 20 cm unter dem Scheitelwasserstand vor Ort einstellt.

Tabelle 1 Berücksichtigte Maßnahmen für Szenarienberechnungen im Simulationsmodell

Elbe-Km	Maßnahme/Standort	Fläche [ha]	Volumen [Mio. m ³]	Bundes- land
100.5 - 108.5	Polder Nünchritz	600	15	Sachsen
123 - 126	Polder Aussig	500	17	
131 - 138	Deichrückverlegung zwischen Dröschkau und Ammelgosswitz	420		
142 - 146,5	Deichrückverlegung zwischen Döbeltitz und Kranichau	380		
142 - 145	Deichrückverlegung Köllitsch	60		
145,5 - 148,5	Deichrückverlegung zwischen Pülswerda und Kamitz	60		
147,5 - 148,5	Deichrückverlegung zwischen Weßnig und Schiffmühlenhaus	30		
149.5	Deichrückverlegung nördlich Pülswerda	10		
156 - 158	Deichrückverlegung zwischen Lünette Zwethau und Zwethau	120		
160 - 165	Polder Dautzschen	900	32	
168 - 171	Deichrückverlegung Polbitz	100		
173 - 176,5	Deichrückverlegung zwischen Grenzbach und Proschwitz	90		
180,5 - 188,5	Polder Axien	1700	42	Sachsen- Anhalt
246,5 - 249	Deichrückverlegung Vockerode (Gatzer Bergdeich)	220		
253,5 - 256,7	Deichrückverlegung Oberluch bei Rosslau	140		
278,3 - 284	Deichrückverlegung Lödderitzer Forst	580		
378 - 381,2	Deichrückverlegung Klietznick	220		
412,6 - 416	Deichrückverlegung Sandau Süd	180		
417,2 - 420,2	Deichrückverlegung Sandau Nord	100		

3 Wirkungen der Rückhaltemaßnahmen auf den Hochwasserablauf

Am Beispiel der berechneten Abflussganglinien für die Pegel Lutherstadt Wittenberg (Elbe-km 214.4) und Wittenberge (Elbe-km 453.9) lassen sich die unterschiedlichen Wirkungen der eingesetzten Rückhaltemaßnahmen auf die Abflüsse/Wasserstände der Elbe im Nah- und im Fernbereich in Abhängigkeit von der Hochwasserentstehung sehr gut vermitteln. Als Referenzpegel für den Nahbereich der Wirkungen wurde der Pegel Lutherstadt Wittenberg gewählt. Der Pegel Wittenberge dient als Referenzpegel für den Fernbereich.

Die Abbildung 3 zeigt die Wirkungen der Maßnahmen bei einem gemäß der Hochwassergenese August 2002 generierten Modellhochwasser, das in Dresden einen 100-jährlichen Scheitelabfluss erreicht. Bei dieser steilen Hochwasserwel-

le mit kurzer Scheiteldauer bewirken die eingesetzten Rückhaltungen nahezu eine optimale Scheitelminderung an beiden Pegeln, d. h. auf der gesamten unterhalb der Maßnahmen gelegenen Elbestrecke.

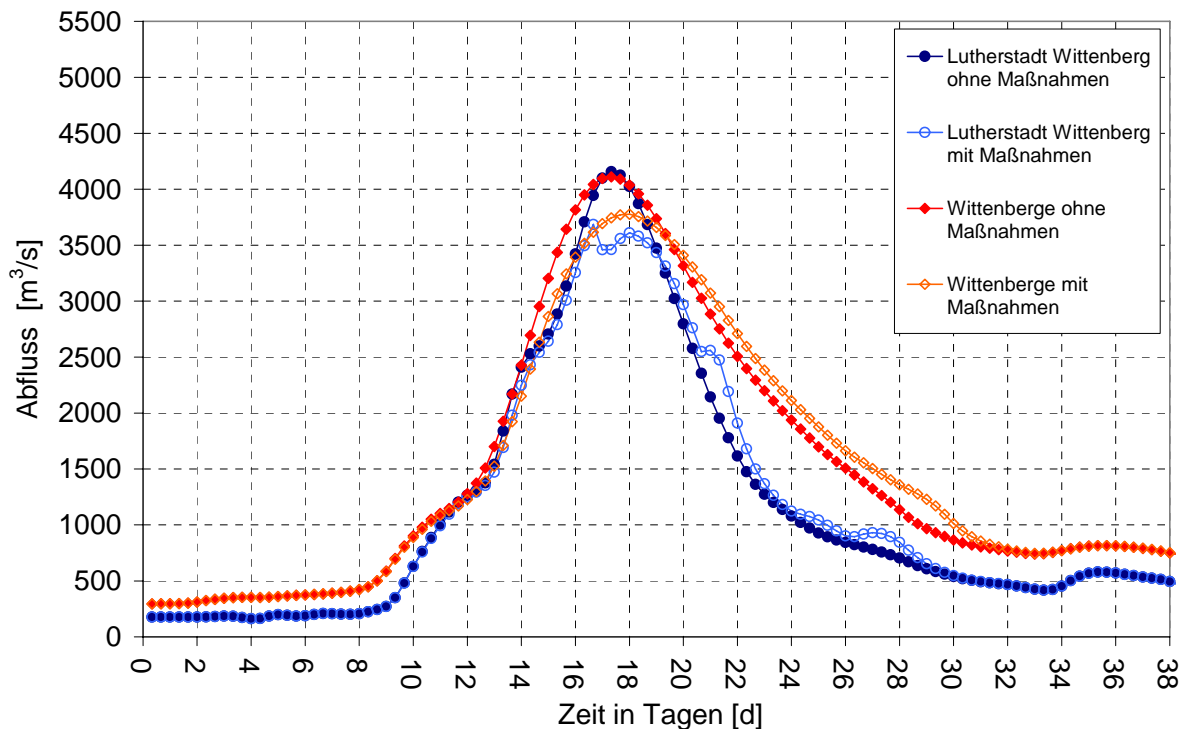


Abbildung 3: Wirkung der Rückhaltemaßnahmen auf Modellhochwasser DD_HQ100 der Genese 2002 an den Pegeln Lutherstadt Wittenberg und Wittenberge

Ein deutlich anderes Verhalten bzgl. der Auswirkungen von modellierten Rückhaltemaßnahmen auf extreme Elbehochwasser ist festzustellen, wenn die Modellhochwasser, wie im Fall des Hochwassers vom April 2006, eine mehrtägige Beharrung der Scheitelwasserstände aufweisen. Ergebnisse von Szenarienberechnungen bei Verwendung dieses Hochwassertyps sind wieder für die Pegel Lutherstadt Wittenberg und Wittenberge in der Abbildung 4 dargestellt.

Am Verlauf der berechneten Ganglinien am Pegel L. Wittenberg, ca.25 km unterhalb des Polders Axien gelegen, erkennt man, dass die Wirkung der Füllung aller zusätzlich geschaffenen Rückhaltemaßnahmen bereits vor dem Durchgang des langen Wellenscheitels endet. D. h., im Nahbereich der geplanten Maßnahmen verpufft die erzielte Wirkung auf große Elbehochwasser größtenteils schon im anlaufenden Ast vor dem lang gezogenen Wellenscheitel. Dieser ungünstige Effekt gilt jedoch nur für den Nahbereich und nicht für die gesamte unterhalb von L. Wittenberg gelegene Elbestrecke! Aufgrund der durch die natürliche Retention in den weiten Überschwemmungsgebieten an der Mittel- und Unterelbe resultierenden Wellenabflachung verteilt sich die im Nahbereich verpuffte Wirkung nahezu

auf den gesamten Scheitelbereich, so dass die eingesetzten Maßnahmen auch im Fernbereich die Scheitel reduzieren.

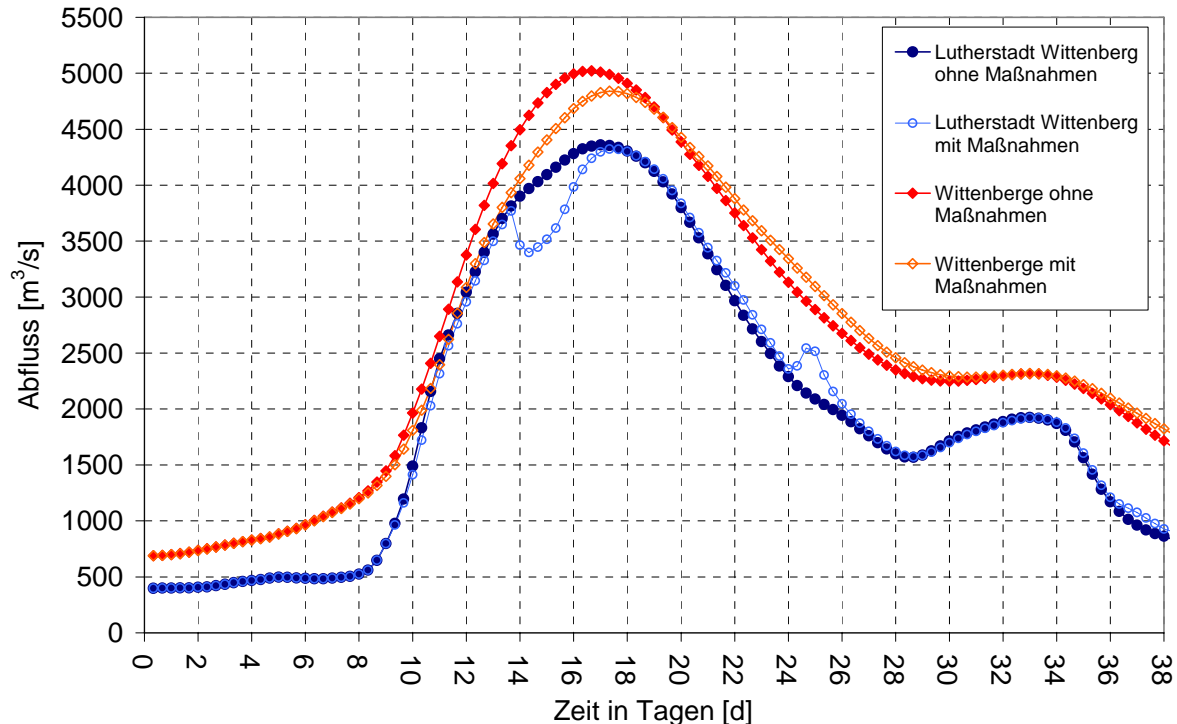


Abbildung 4: Wirkung der Rückhaltemaßnahmen auf Modellhochwasser DD_HQ100 der Genese 2006 an den Pegeln Lutherstadt Wittenberg und Wittenberge

An den dargestellten Ganglinien für die Pegel L. Wittenberg und Wittenberge sieht man, dass die resultierenden Wirkungen bei langen Wellenscheiteln wegen der berücksichtigten festen Steuerung der Polder nicht optimal die Scheitel treffen. Zu früh wird der Welle vor dem Scheitel das Wasser entnommen. Im Anschluss ist das Retentionsvolumen schon weitestgehend aufgebraucht und bei Erreichen des Wellenscheitels kann dieser nicht mehr oder nur noch gering abgemindert werden. Anhand der Tabelle 2 soll das durch die Maßnahmenkette erreichbare Potential an möglichen Wasserstandsänderungen verdeutlicht werden. Hierin sind die von allen 19 eingesetzten Rückhaltungen verursachten Wasserstandsabminderungen für die Pegel Torgau bis Wittenberge bzgl. des Wellenscheitels und des Zeitpunkts der maximalen Abminderung aufgeführt.

Scheitelwasserstände extremer Elbehochwasser (z. B. DD100_02), die wie das Ereignis August 2002 einen kurzen Wellenscheitel aufweisen, werden ausnahmslos stärker abgemindert als die Scheitelwasserstände von Hochwassern (z. B. DD100_06) mit langen Scheiteln (April 2006). Größte Abminderungen der Scheitelwasserstände (bis zu 47 cm) werden immer am Pegel L. Wittenberg registriert, der sich nur wenig unterhalb der 4 Polder befindet. Aber auch in der

Ferne wirken die eingesetzten Maßnahmen bei kurzen Wellenscheiteln nahezu noch optimal (z. B. Pegel Wittenberge 40 cm).

Tabelle 2 Berechnete Wasserstandsminderung ΔW [cm] für Modellhochwasser

Wasserstandsminderung in cm (Wirkung aller 19 Maßnahmen)												
Modell - Hochwasser	Torgau			Wittenberg			Magdeburg			Wittenberge		
	Scheitelw ert	Minderung		Scheitelw ert	Minderung		Scheitelw ert	Minderung		Scheitelw ert	Minderung	
	HW [cm+PNP]	Maximal ΔW [cm]	Scheitel ΔW_s [cm]	HW [cm+PNP]	Maximal ΔW [cm]	Scheitel ΔW_s [cm]	HW [cm+PNP]	Maximal ΔW [cm]	Scheitel ΔW_s [cm]	HW [cm+PNP]	Maximal ΔW [cm]	Scheitel ΔW_s [cm]
DD100_02	944	22	21	714	39	37	700	28	25	801	41	35
DD100_06	953	33	0	727	33	7	737	25	17	884	40	23
DD200_02	980	37	24	742	53	42	725	34	28	843	52	40
DD200_06	990	31	0	757	44	2	775	33	11	930	53	17
AK100_02	944	22	21	713	39	37	692	28	27	787	41	35
AK100_06	905	11	0	693	10	1	710	20	4	844	27	8
AK200_02	965	35	27	730	48	47	708	33	27	813	48	40
AK200_06	926	13	8	709	29	27	726	21	17	871	29	24
BA100_02	964	35	28	730	48	47	709	33	28	817	48	37
BA100_06	863	9	0	664	8	1	711	17	5	849	23	8
BA200_02	975	37	27	739	52	45	719	35	27	834	51	38
BA200_06	870	9	0	669	8	1	721	16	4	866	23	8

Für Elbehochwasser mit lang andauernden Wellenscheiteln, wie im April 2006, werden wesentlich kleinere Scheitelreduzierungen berechnet. Es ist bemerkenswert, dass fast immer die Auswirkungen der Rückhaltungen auf Scheitelwasserstände im Fernbereich größer als im unmittelbaren Nahbereich sind. Grund hierfür sind die retentionsbedingten Wellenverformungen in der sich unterhalb der Maßnahmenstandorte anschließenden Elbestrecke. Dabei wird die größte Effizienz (siehe AK200_06) mit Scheitelabminderungen von max. 27 cm am Pegel L. Wittenberg und 24 cm am Pegel Wittenberge erreicht.

4 Zusammenfassung

Im Rahmen des ELLA-Projekts wurden die Wirkungen von zusätzlichen Rückhaltmaßnahmen auf den Hochwasserablauf der Elbe untersucht. Hierbei handelt es sich um nicht steuerbare Deichrückverlegungen (ca. 2700 ha) und steuerbare Flutpolder (ca. 106 Mio. m³) in Sachsen und Sachsen-Anhalt, die im Aktionsplan Hochwasserschutz Elbe der IKSE für den nachhaltigen Hochwasserschutz vorgesehen sind. In den Simulationsberechnungen wurden Messdaten der Hochwasser von August 2002 und April 2006 verwendet, um Modellhochwasser mit Scheitelabflüssen der Wiederkehrzeiten von 100 Jahren und 200 Jahren zu generieren. Somit wurden für das Elbegebiet repräsentative Sommer- und Winterereignisse ausgewählt, die ihrer Genese gemäß entweder kurze Wellenscheitel (ca. 1 Tag) bzw. lange Wellenscheitel (ca. 3 Tage) aufweisen. Mit dem Simulationsmodell wurden in Abhängigkeit von der HW-Genese unterschiedliche Wirkungen auf Wasserstände der Elbe ermittelt.

Bei Elbehochwassern mit kurzen Scheitellandauern, wie 2002, können maximale Scheitelminderungen von 28 cm und 40 cm (Pegel Magdeburg) erzielt werden. Es stellen sich überall entlang der Elbe bedeutsame Wasserstandsminderungen ein. Im Fall von Elbehochwassern mit lang andauernden Wellenscheiteln, wie 2006, reichen die zu schaffenden Rückhaltemaßnahmen nicht aus, um die Wellenscheitel vollständig kappen zu können. Im Nahbereich lassen sich durch die eingesetzten Rückhalteräume keine oder nur geringe Scheitelabsenkungen erreichen. Durch die Wellenverformung und Abflachung aufgrund der natürlichen Retention im weiteren Wellenablauf der Mittelelbe, werden auch die zu kurz und zu früh greifenden Effekte zeitlich gestreckt. Als Folge verteilen sich die verfrühten Effekte auf den gesamten Scheitelbereich. Somit können im Fernbereich der Rückhaltungen Scheitelabminderungen bis ca. 20 cm bei extremen Elbehochwasser mit langen Wellenscheiteln festgestellt werden.

Die vorgesehenen Maßnahmen der IKSE zur Schaffung von zusätzlichen Rückhalteräumen sollten deshalb umgesetzt und bei dem Einsatz gesteuerter Maßnahmen eine länderübergreifende Abstimmung angestrebt werden.

5 Literatur

- Bundesanstalt für Gewässerkunde (2007): Modellgestützter Nachweis der Auswirkungen von geplanten Rückhaltemaßnahmen in Sachsen und Sachsen-Anhalt auf Hochwasser der Elbe, Bericht BfG-1542, Koblenz 2007
- Burek, P., Rademacher S.: Operationelle Hochwasservorhersage für die Elbe mit dem Wasserstandsvorhersagesystem WAVOS. In: Dresdener Wasserbauliche Mitteilungen, Dresden 2007
- Internationale Kommission zum Schutz der Elbe (2003): Aktionsplan Hochwasserschutz Elbe, Magdeburg 2003
- Internationale Kommission zum Schutz der Elbe (2004): Dokumentation des Hochwassers vom August 2002 im Einzugsgebiet der Elbe, Magdeburg 2004
- Internationale Kommission zum Schutz der Elbe (2007): Hydrologische Auswertung des Frühjahrshochwassers 2006 im Einzugsgebiet der Elbe, Magdeburg 2007

Autoren:

Norbert Busch

Matthias Hammer

Bundesanstalt für Gewässerkunde
Am Mainzer Tor 1
56068 Koblenz

Tel.: +49 261 13065 227
Fax: +49 261 13065 280
E-Mail: Busch@bafg.de

Tel.: +49 261 13065 384
Fax: +49 261 13065 280
E-Mail: Hammer@bafg.de

Beurteilung des Abflussgeschehens der Elbe im Bereich Magdeburg unter besonderer Beachtung des Einflusses der Alten Elbe im Hochwasserfall

Torsten Heyer
Hans-B. Horlacher

Motiviert durch die verstärkte Verlandungstendenz und den zunehmenden Bewuchs in der Alten Elbe im Stadtgebiet von Magdeburg beauftragte der Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft, Sachsen-Anhalt, das Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden damit, die derzeitigen Abflussbedingungen zu untersuchen und die Auswirkungen von Veränderungen in der Alten Elbe sowohl lokal als auch im Bezug auf das gesamte Gewässersystem zu bewerten. Die Untersuchungen erfolgten mit Hilfe von hydrodynamisch-numerischen Berechnungen unter Einbeziehung realer Messergebnisse und Beobachtungen während der extremen Hochwasserereignisse 2002 und 2006.

1 Einführung

Den Abflussverhältnissen der Elbe im Bereich Magdeburg wird von jeher eine besondere Beachtung zuteil. Dies ist zum einen durch die wirtschaftliche Bedeutung der heutigen Landeshauptstadt Sachsen-Anhalts begründet, zum anderen stellt das Magdeburger Fließgewässersystem mit seinen Hauptstrecken Stromelbe, Alte Elbe, Elbe-Umflutkanal, Zollelbe und Taube Elbe aufgrund seiner Komplexität schon immer eine besondere Herausforderung für hydraulische und hydrologische Analysen dar (Abbildung 1).

Mit Hinblick auf die Beurteilung der Abflusscharakteristik bei Hochwasserereignissen besteht bereits seit dem Jahr 2001 eine Zusammenarbeit zwischen dem Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft, Sachsen-Anhalt (LHW) und dem Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden (IWD). Im Frühjahr des Jahres 2006 wurde das IWD speziell damit beauftragt, die momentane Abflusskapazität der Alten Elbe einzuschätzen sowie eventuell eintretende Veränderungen in der Alten Elbe bezüglich ihrer Auswirkungen auf das gesamte Gewässersystem zu bewerten. Motiviert wurde das Pro-

jekt primär durch die augenscheinlich verstärkten Anlandungstendenzen in der Alten Elbe einhergehend mit einem drastisch zunehmenden Bewuchs innerhalb des Flussbettes (Abbildung 2).

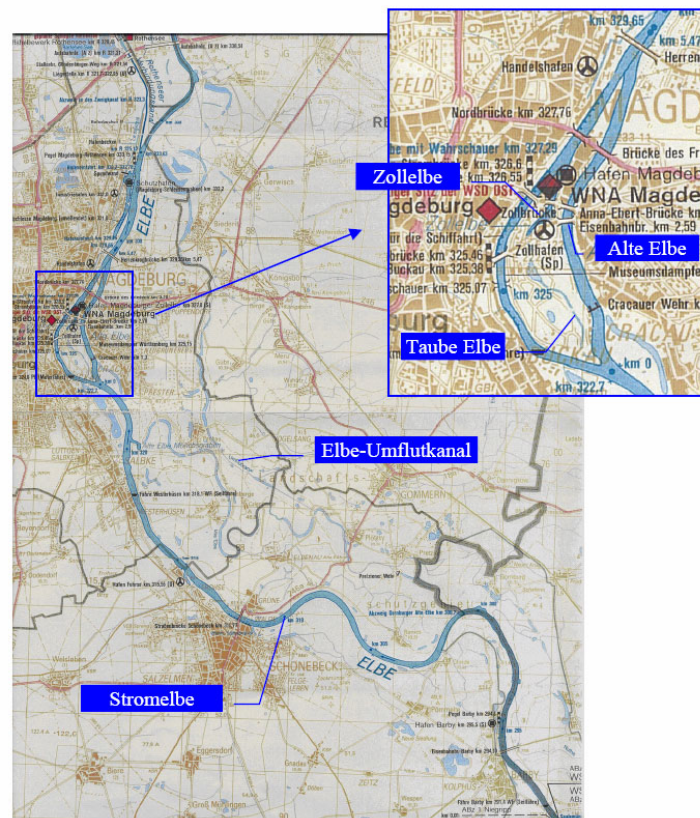


Abbildung 1: Übersichtskarte (Quelle: WSA Magdeburg, bearbeitet)



Abbildung 2: links) Luftbild des Ausmündungsbereichs der Alten Elbe
(Foto: Lack, WSA Magdeburg)
rechts) Anlandungen und Bewuchs in der Alten Elbe (Foto: IWD)

Laut Aussagen des lokalen hydrologischen Dienstes lassen Auswertungen von Messungen am Pegel Magdeburg-Strombrücke die Vermutung zu, dass sich die

Abflusskapazität der Flussprofile im Magdeburger Stadtgebiet innerhalb der letzten einhundert Jahre tendenziell verringert hat, so dass gleiche Wasserstände heute bereits bei geringeren Abflüssen erreicht werden. Des Weiteren deuten historische Aufzeichnungen darauf hin, dass auch das Abführvermögen des Elbe-Umflutkanals in den letzten Jahrzehnten geringer geworden ist.

2 Abflussverhältnisse bei Hochwasser

2.1 Elbe-Umflutkanal

Mit der Öffnung des Pretziener Wehres bei extremen Hochwasserereignissen wird ein Teil des Gesamtabflusses der Stromelbe über den im 19. Jahrhundert errichteten ca. 17 km langen Elbe-Umflutkanal geleitet. Dadurch wird die Flussstrecke entlang der Städte Schönebeck und Magdeburg spürbar entlastet. Im Ergebnis vorangegangener Untersuchungen (*Horlacher, Heyer, Möricke, 2002; Horlacher & Heyer, 2003*) kann im extremen Hochwasserfall davon ausgegangen werden, dass der Umflutkanal bis zu 25 % des Gesamtabflusses ableiten kann, wobei der bordvolle Abfluss bei einer Beaufschlagung mit ca. 1200 m³/s erreicht wird.

2.2 Stromelbe und Alte Elbe

Der in der Elbe verbleibende Anteil wird im Stadtgebiet von Magdeburg aufgeteilt auf die Stromelbe, die Alte Elbe und nach Überflutung des südlich gelegenen Rotehornparks auch über die Zollelbe. Bei normalen Abflussverhältnissen ist die Alte Elbe durch ein festes Wehr mit Niedrigwasserscharte, das als „Crauer Wasserfall“ bezeichnet wird, gegen die Stromelbe gesperrt, um die Schiffbarkeitsperiode in diesem Elbabschnitt zu verlängern. Erst ab einem Wasserstand von ca. 0,90 m über Pegelnull (Pegel Magdeburg-Strombrücke), der sich bei einem Abfluss von ca. 215 m³/s einstellt, findet eine nennenswerte Aufteilung des Gesamtabflusses über beide Gewässerstrecken statt. Zur Bestimmung der abflussabhängigen prozentualen Verteilung über Stromelbe und Alte Elbe sind seit dem Ende des 19. Jahrhunderts zahlreiche Abflussmessungen durchgeführt worden. Die Abbildung 3 zeigt eine Zusammenstellung der Messergebnisse zwischen 1995 und 2006.

Aus der Abbildung geht hervor, dass die Stromelbe stets höhere Abflüsse aufweist als die Alte Elbe, wobei sich das Verhältnis mit zunehmenden Abflüssen zugunsten der Alten Elbe verschiebt. Während der extremen Hochwasser 2002

und 2006 betrug der Abfluss in der Alten Elbe 82 % bzw. 75 % des Abflusses der Stromelbe.

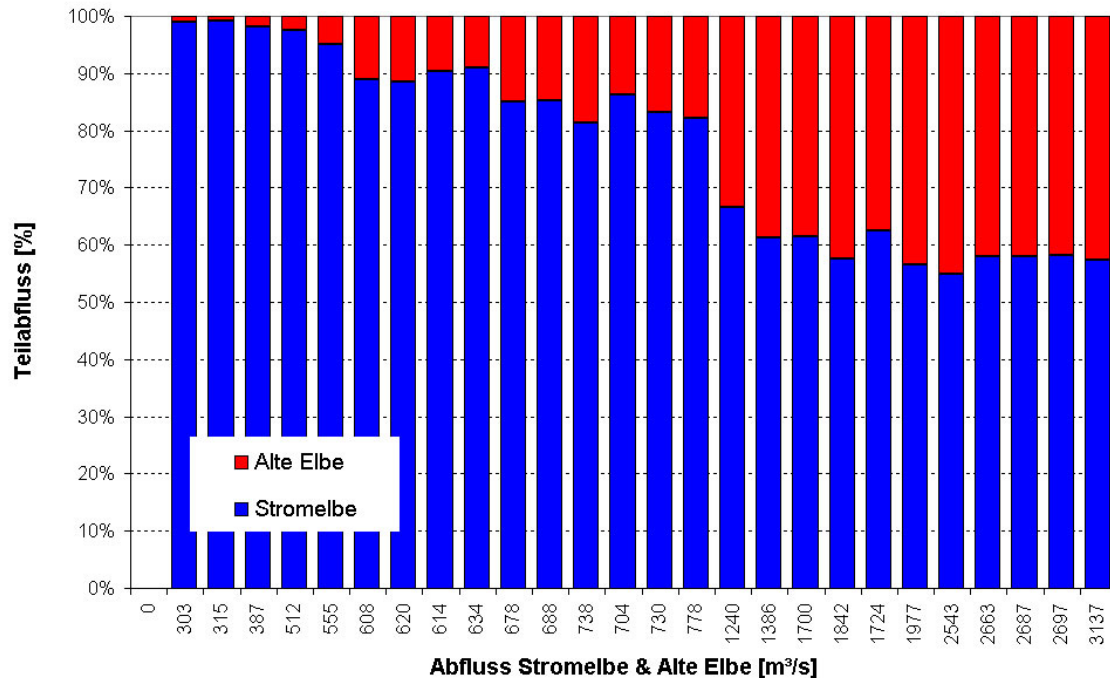


Abbildung 3: Abflussaufteilung Stadtstrecke Magdeburg, prozentual Messungen 1995 - 2006

2.3 Zollelbe

Neben der Stromelbe, der Alten Elbe und dem Elbe-Umflutkanal muss die Zollelbe bei der Bilanzierung von Hochwasserabflüssen berücksichtigt werden, auch wenn sie einen vergleichsweise geringen Beitrag leistet. Während die Zollelbe unter normalen Bedingungen die Verbindung des Zollhafens mit der Stromelbe mit dem Charakter eines Stichkanals herstellt, entwässert sie im Hochwasserfall zusätzlich den überfluteten Rotehornpark im Süden Magdeburgs in die Stromelbe. Die durch den Rotehornpark fließende Taube Elbe kann aufgrund ihrer geringen Größe und ihrer Lage im Überflutungsgebiet in Hochwasseranalysen vernachlässigt werden.

3 Modellvarianten und Szenarien

Aufgrund der geforderten gesamtheitlichen Betrachtung wurde die Untersuchung unter Verwendung eines GIS-basierenden, zweidimensionalen, hydrodynamisch-numerischen Modells (SMS, HYDRO_AS-2D) durchgeführt, dessen Erstellung und Anwendung bereits im Rahmen vorangegangener Projekte er-

folgte (Horlacher, Heyer, Möricke, 2002; Horlacher & Heyer, 2003). Aufgrund des zeitlichen Versatzes der Untersuchung zur Modellerstellung war zunächst eine Aktualisierung des Modells erforderlich. Das Modellgebiet erstreckt sich über eine Elbstrecke von ca. 46 Flusskilometern beginnend am Elbe-km 292,0 nördlich der Saale-Mündung auf Höhe des Pegels Barby bis zum Elbe-km 338,5 im Bereich der Autobahnbrücke der A2 bei Lostau-Hohenwarthe. Durch die Berücksichtigung der potenziellen Überflutungsgebiete im extremen Hochwasserfall sowie durch die Integration des Elbe-Umflutkanals wird eine Fläche von ca. 90 km² durch ca. 98.000 Elemente mit ca. 88.000 Knoten modellhaft abgebildet (Abbildung 4).

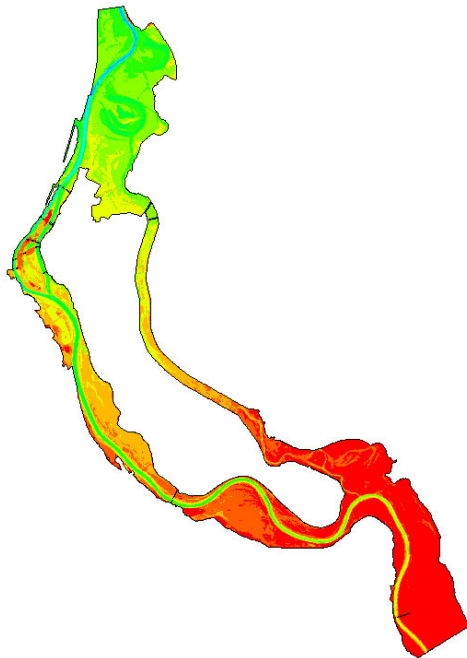


Abbildung 4: HN-Modell, Höhendarstellung

Ausgehend vom kalibrierten und validierten Referenzzustand des Modells (Variante 1) wurden insgesamt sieben weitere Modellvarianten definiert und für die vorgegebenen vier stationären Abflussszenarien (Tabelle 1) berechnet:

- Variante 1: Referenzzustand
- Variante 2: ohne Brücken in Alter Elbe
- Variante 3: reduzierte Bewuchsdichte in Vegetationsbereichen der Alten Elbe
- Variante 4: vollständige Entfernung der Vegetationsbereiche in Alter Elbe
- Variante 5: 30 cm Sohlaufhöhung in Vegetationsbereichen der Alten Elbe
- Variante 6: 50 cm Sohlaufhöhung in Vegetationsbereichen der Alten Elbe
- Variante 7: 100 cm Sohlaufhöhung in Vegetationsbereichen der Alten Elbe
- Variante 8: Maximalvariante

Tabelle 1 Simulationsabflüsse und statistische Einordnung

	HQ5 _{MD}	HQ10 _{MD}	HQ100 _{MD}	HQ100 _{Barby}
Q _{Gesamt} in [m ³ /s]	2350	2780	4010	4500

Während die Simulationen mit der Modellvariante 2 der Quantifizierung der Abflussbeeinflussung durch die Brücken über die Alte Elbe dienten, verfolgten die Varianten 3 und 4 das Ziel, Aussagen zur Wirkung der Bereiche, die einen erhöhten Bestand an Groß- und Mittelbewuchs aufweisen, auf die hydraulischen Verhältnisse zu erhalten. Die dafür relevanten Bewuchsbereiche wurden durch die Auswertung von Orthofotos lokalisiert (Abbildung 5).



Abbildung 5: Bewuchsbereich in der Alten Elbe
links) Abgrenzung im GIS
rechts) Blick von Friedensbrücke stromauf

Um die Auswirkungen zunehmender Anlandungen in der Alten Elbe bewerten zu können, wurden in den Varianten 5-8 die Sohlhöhen der Alten Elbe modifiziert. Ausgehend von der Annahme, dass in den Vegetationsgebieten aufgrund des erhöhten Fließwiderstandes und den daraus resultierenden geringeren Fließgeschwindigkeiten mit verstärkten Anlandungen gerechnet werden muss, wurden die geodätischen Höhen all jener Punkte, die sich innerhalb dieser Zonen befinden, um einen konstanten Betrag (+30 cm – Variante 5; +50 cm - Variante 6; +100 cm - Variante 7) erhöht. In einer achten Modellvariante wurde die Sohltopografie der Alten Elbe derart modifiziert, dass die Gewässerstrecke von sämtlichen Anlandungen und zusätzlich auch von Groß- und Mittelbewuchs befreit worden ist.

4 Ergebnisse

Entsprechend der Zielstellung des Projekts bezog sich die Auswertung der Simulationsergebnisse in erster Linie auf die Auswertung der variantenspezifischen Wasserspiegellagen und der Aufteilung des Gesamtabflusses auf die relevanten Gewässerstrecken. Die Quantifizierung der Fließtiefenänderungen erfolgte durch variantenweise Differenzenbildung der Wasserspiegellagen mit Referenz zum kalibrierten Modell (Variante 1). Weiterhin wurde die geänderte Abflussaufteilung mit Bezug auf vorhandene Messwerte und die Ergebnisse des kalibrierten Modells bewertet. In Tabelle 2 sind beispielhaft die variantenbezogenen mittleren Wasserspiegeldifferenzen (negativ - Fließtiefenerhöhung, positiv – Fließtiefenreduzierung) zusammengestellt, wobei eine differenzierte Betrachtung für drei Gewässerabschnitte (Abbildung 6) erfolgte.

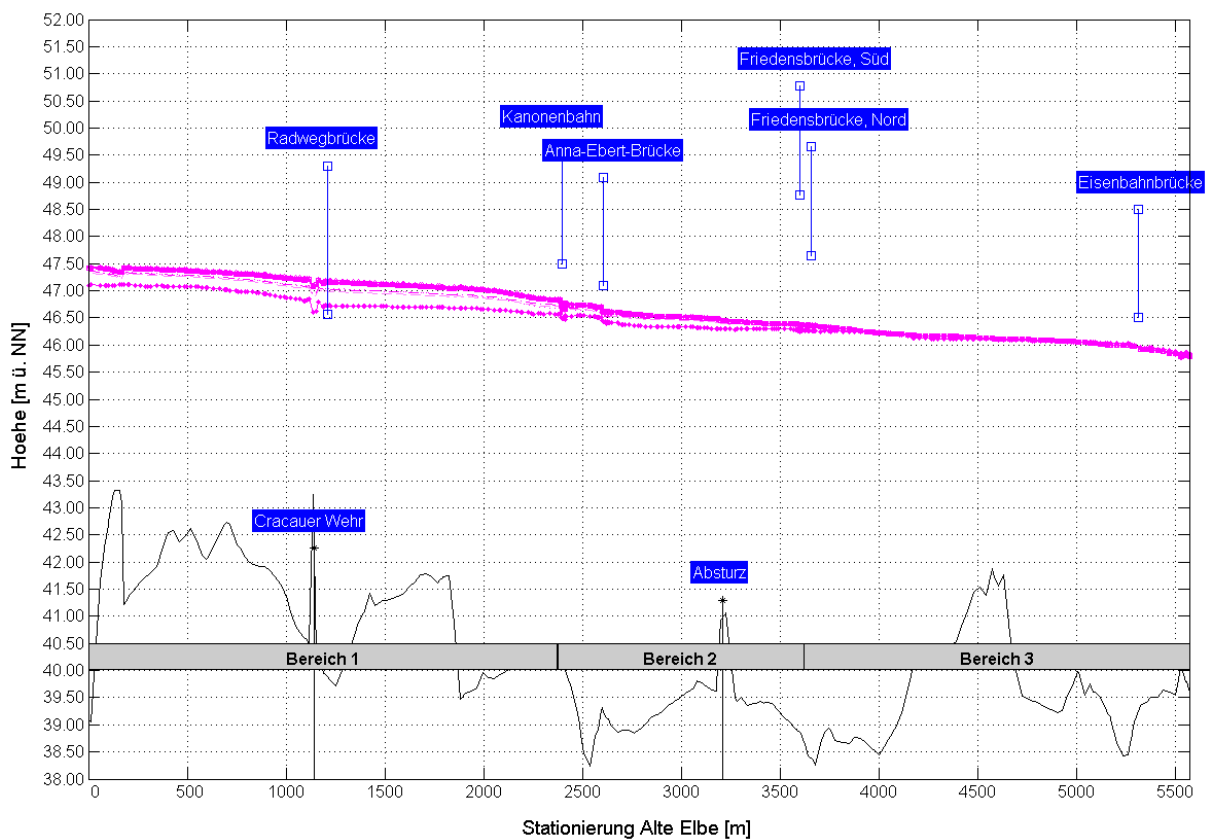
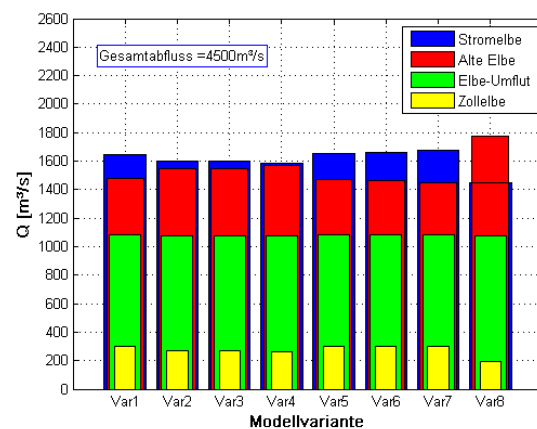
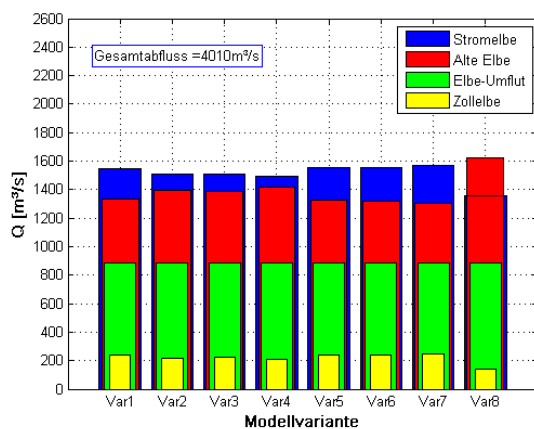
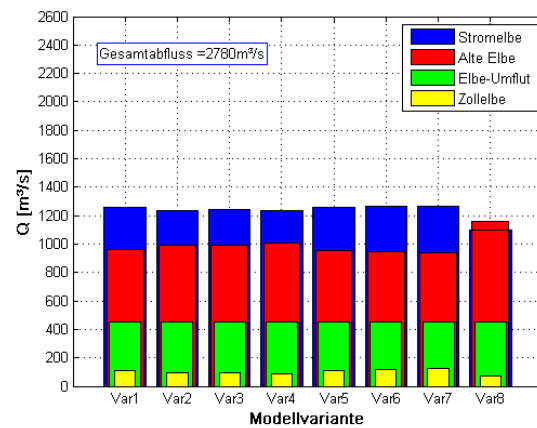
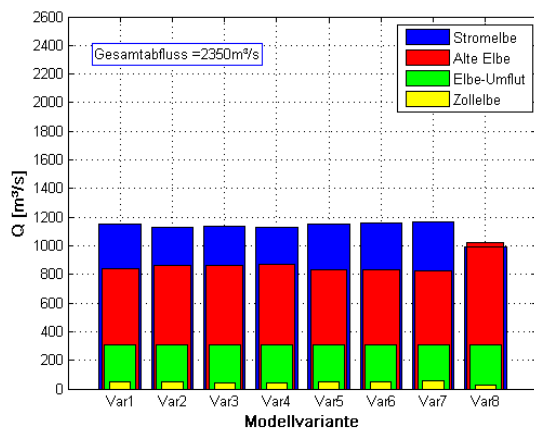


Abbildung 6: WSP-Längsprofile für Varianten 1-8 bei HQ100_{MD}

Tabelle 2 Ergebnisse, Bereich 1

mittlere WSP-Differenzen [cm]		HQ5 _{MD}	HQ10 _{MD}	HQ100 _{MD}	HQ100 _{Barb} y	
Gesamtabfluss [m ³ /s]		2350	2780	4010	4500	
Variante	1	mit Brücken	-	-	-	-
	2	ohne Brücken	-6,2	-6,2	-8,4	-8,8
	3	Teilbewuchs	-5,9	-5,8	-8,1	-8,6
	4	Bewuchs entfernt	-8,6	-8,5	-11,5	-12,2
	5	Anlandung +30cm	+1,2	+1,0	+1,4	+1,3
	6	Anlandung +50cm	+2,0	+1,7	+2,3	+2,3
	7	Anlandung +100cm	+4,1	+3,5	+4,5	+4,6
	8	Maximalvariante	-28,5	-28,9	-31,9	-32,9

**Abbildung 7:** Abflussaufteilung für verschieden Varianten und Abflüsse

Aus Tabelle 2 geht hervor, dass die Varianten 5-7, welche die Zustände einer zunehmenden Verlandung der Alten Elbe darstellen, zu einer, wenn auch geringfügigen, Fließtiefenerhöhung in dieser Gewässerstrecke führen, während sämtliche weitere Zustände eine Verringerung der Fließtiefen bewirken. Den hydraulisch größten Effekt würde man durch die Maximalvariante (Variante 8) erreichen. Sie stellt allerdings ein rein fiktives Szenario dar (Aushub von von ca. 330.000 m³ Sediment sowie vollständige Bewuchsentfernung) um die maximal mögliche Wasserstandsreduzierung zu quantifizieren. Im Gegensatz dazu sind die Ergebnisse der Varianten 3 und 4 (Bewuchsreduzierung) durchaus als realitätsnah und durchführbar zu bewerten. Die möglichen Fließtiefenreduzierungen bewegen sich dort im Dezimeterbereich (Bereich 1). Variantenbedingte Fließtiefenänderungen ergaben sich nicht nur für den Bereich der Alten Elbe sondern auch für die Stromelbe. Da die hydraulischen Randbedingungen in dieser Gewässerstrecke ansonsten unverändert blieben, sind die Veränderungen ausschließlich auf eine veränderte Abflussaufteilung zurückzuführen. Abbildung 7 stellt die Beaufschlagung der beteiligten Gewässerstrecken als absolute Teilabflüsse dar. Es ist zu erkennen, dass die in den Varianten 2, 3, 4 und 8 verbesserten hydraulischen Randbedingungen in der Alten Elbe zu einer erhöhten Beaufschlagung dieser Gewässerstrecke führen, wobei die Erhöhung notwendigerweise eine äquivalente Verminderung in den Teilstrecken Stromelbe und Zollelbe bewirkt. Demgegenüber bleiben die Teilabflüsse über den Elbe-Umflutkanal von den Veränderungen in der Alten Elbe unbeeinflusst. Somit wird deutlich, dass eine Verbesserung der Abflussverhältnisse in der Alten Elbe nicht nur lokal wirkt sondern gleichzeitig die Bedingungen in der Stromelbe verbessert. Festzustellen bleibt allerdings auch, dass die Erhöhung der Abflusskapazität im Bereich der Gewässerverzweigung Stromelbe/Alte Elbe zu einer geringfügigen Anhebung des Wasserspiegels (bezogen auf den Referenzzustand) am Zusammenfluss führt, da die Verhältnisse ab diesem Bereich unverändert angenommen wurden.

5 Zusammenfassung

Unter Verwendung eines zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Modells wurden die durch Brücken-, Bewuchs- und Verlandungseinfluss bedingten Veränderungen im Fließgewässersystem Magdeburg für den Hochwasserfall nachgewiesen. Die Ergebnisse zeigten, dass einerseits Fließtiefenreduzierungen sowohl in der Alten Elbe, als auch in der Stromelbe erreichbar sind, so dass die Abflusskapazität gesteigert werden kann, jedoch nur räumlich begrenzt auf den Bereich der Verzweigung bzw. Bereiche stromaufwärts bis auf Höhe der

Ortslage Schönebeck. Die Veränderungen in der Alten Elbe beeinflussen die Abflussaufteilung am Abzweig des Elbe-Umflutkanals nicht. Es wurde deshalb vom IWD empfohlen, den Groß- und Mittelbewuchs im Bereich der Alten Elbe zu reduzieren, wobei eine Auswahl des zu entfernenden Bewuchses auch aus landschaftspflegerischer Sicht getroffen werden soll. Mit Hinblick auf die zunehmenden Anlandungen in der Alten Elbe wurde angeregt, die Bewuchsentfernung in Form von Rodungen (Entfernung des Bewuchses mit Wurzel) durchzuführen, um somit eine Eigenmobilisierung von Kiesegern und Sandbänken bei zukünftigen Hochwasserereignissen zu begünstigen. Die Empfehlungen wurden bereits durch das LHW und die Stadt Magdeburg aufgegriffen, so dass im Oktober 2006 entsprechende Unterhaltungsarbeiten im Flussbett der Alten Elbe zur Verbesserung des Hochwasserschutzes stattfanden.

6 Literatur

- Brandt, J. (2001): Untersuchungen zu Abflussverhältnissen und Geschiebebewegungen in der Alten Elbe Magdeburg, Hochschule Magdeburg-Stendal (FH), Diplomarbeit, 2001
- Faist (1967): Die jährlichen Hochwasserabflüsse der Elbe bei Magdeburg im Zeitraum von 1870 bis 1960 / Magdeburg. 1967. – Forschungsbericht
- Horlacher, H.-B.; Heyer, T. (2003): Vertiefende Untersuchung des Bewuchseinflusses auf die hydraulische Leistungsfähigkeit des Elbe-Umflutkanals nach dem Hochwasser 2002 / Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Technische Universität Dresden. 2003. – Forschungsbericht
- Horlacher, H.-B.; Heyer, T.; Möricke, U. (2002): Untersuchungen zur Sicherung des Hochwasserschutzes im Raum Magdeburg / Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Technische Universität Dresden. 2002. – Forschungsbericht

Autoren:

Dipl.-Ing. T. Heyer

Prof. Dr.-Ing. H.-B. Horlacher

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
Technische Universität Dresden
01062 Dresden

Tel.: +49 351 463 33874

Tel.: +49 351 463 34397

Fax: +49 351 463 37120

Fax: +49 351 463 37120

E-Mail: torsten.heyer@tu-dresden.de

E-Mail: hans-b.horlacher@tu-dresden.de

Abschätzung der morphodynamischen Auswirkungen von Hochwasserabflüssen am Beispiel des Oberrheins

Annette Schulte-Rentrop
Andreas Dittrich

Im vorliegenden Beitrag wird ein Konzept zur Abschätzung der morphodynamischen Entwicklung naturnaher Fließgewässer vorgestellt. Es besteht aus der Anwendung eines 3D numerischen Modells inkl. eines physikalisch basierten Ansatzes für den Fließwiderstand von Vegetation, verschiedenen Ansätzen aus der Literatur sowie hoch aufgelösten Geländemodellen und Felddaten. Das Konzept wird anhand einer Fallstudie am Oberrhein erläutert.

1 Einleitung

Für einen langfristigen Hochwasserschutz sind neben ereignisbezogenen Maßnahmen neue nachhaltige Strategien erforderlich. Naturnahe „Raum für den Fluss“-Maßnahmen (engl. Room for the river) wie Deichrückverlegungen, Hochwasserrückhalteflächen und Auenreaktivierung kommen auch im Zuge der europäischen Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) immer häufiger zum Einsatz. Allerdings sind naturnahe Fließgewässer komplexe Systeme mit ausgeprägter Sedimentdynamik auf unterschiedlichen zeitlichen und räumlichen Skalen. Darüber hinaus spielt der Fließwiderstand der Vegetation eine große Rolle. Vegetation kann je nach Art und Dichte die Strömungsdynamik nachhaltig beeinflussen und eine deutliche Reduzierung der Abflusskapazität bewirken sowie auch morphodynamische Prozesse bestimmen. Das Ausmaß der morphodynamischen Wechselwirkungen ist hierbei von System zu System unterschiedlich und abhängig von den herrschenden Randbedingungen und Freiheitsgraden.

Im Zuge dieser Problematik sind Werkzeuge notwendig, mit deren Hilfe morphodynamische Auswirkungen von Hochwasserabflüssen auf das Gewässersystem und umliegende Regionen abgeschätzt und Gewässerunterhaltung und Umgestaltungspläne nachhaltig optimiert werden können. Gängige ein- und zweidimensionale Modelle liefern für größere Flussabschnitte, einfache Fließ-

gewässersysteme und für erste hydraulische Abschätzungen gute Ergebnisse. Bei lokalen Fragestellungen in naturnahen Fließgewässern mit Vegetation sind die bestehenden Methoden allerdings nur bedingt geeignet, da sie die dreidimensionalen Fließvorgänge nicht abbilden können. Weiterhin treten große Unsicherheiten hinsichtlich der Schubspannungsberechnung und der Berücksichtigung von Rauheitselementen auf. Beide Aspekte spielen für eine verlässliche morphodynamische Abschätzung eine grundlegende Rolle.

Im vorliegenden Beitrag wird ein neues Konzept zur hydraulischen Berechnung von Hochwasserereignissen und zur Abschätzung der morphodynamischen Entwicklung in naturnahen Fließgewässern und Überflutungsflächen vorgestellt. Das Konzept basiert neben verschiedenen Berechnungsansätzen auf einem dreidimensionalen Strömungsmodell, welches die Rauheitswirkung von Vegetation über den physikalisch basierten Ansatz der von der Vegetation hervorgerufenen Widerstandskraft berücksichtigt. Im vorliegenden Beitrag wird das Konzept erläutert und auf eine Fallstudie am Oberrhein angewendet.

2 Projektgebiet

Das Projektgebiet liegt am Oberrhein nördlich von Basel im sog. Restrhein zwischen Märkt (Rhein-km 176) und Breisach (Rhein-km 220). Dieser Rheinabschnitt wurde in den letzten 200 Jahren von einem ehemals stark verzweigten Flussbett hin zu einem gestreckten Längsverlauf korrigiert. Der Lauf wurde mit Buhnen fixiert und das Querprofil zu einer einheitlichen Trapezform ausgebaut. Als Folge des Ausbaus hat sich der Rhein um mehrere Meter eingetieft. Zur Aufrechterhaltung der Schifffahrt und Wasserkraftnutzung wurde später der Canal d'Alsace gebaut, in den ein Großteil des Rheinwassers abgeleitet wird. Heute weist die Rheinsohle eine stabile Deckschicht auf, die nur bei Extremereignissen bewegt wird. Durch die zahlreichen Staustufen oberstrom von Basel und die ausgeprägte Deckschicht ist der Geschiebe-transport im Restrhein fast vollständig unterbunden. Die Abkopplung der ehemaligen Überflutungsflächen und weitere Laufkorrekturen unterstrom von Breisach verschärften die Hochwassersituation am Rhein deutlich. Im Rahmen des Integrierten Rheinprogramms (IRP) soll daher zwischen Märkt und Breisach zur Wiederherstellung des Hochwasserschutzes durch Tieferlegung von Vorlandflächen ein Rückhaltevolumen von 25 Mio. m³ geschaffen werden. Auf den Tieferlegungsflächen soll sich in den kommenden Jahrzehnten ein Auewald entwickeln. Durch die Rauheitswirkung der Vegetation soll die Fließgeschwindigkeit so reduziert werden, dass ein gleichzeitiges Aufeinandertreffen der Hochwasserwellen verschiedener Zuflüsse

stromabwärts verhindert werden kann. Für eine erfolgreiche Umsetzung dieser Maßnahme und Optimierung der Umgestaltungspläne sind Abschätzungen der lokalen morphodynamischen Entwicklung erforderlich. Gegenstand dieser Studie ist die Tieferlegungsfläche Hartheim (Rhein-km 210 – 216), (s. Abb. 1). Hier soll das anstehende Gelände auf einer Breite bis ca. 500 m bis kurz über Grundwasserniveau abgegraben werden. Darüber hinaus soll zur Abführung von Feinmaterial und zur Initialisierung von naturnahen morphodynamischen Strukturen ein Seitengerinne angelegt werden. Im Zuge dieser Planungen sind folgende Fragestellungen zu beantworten: Wie verhält sich die Stabilität der Rheinsohle und der Tieferlegungsfläche mit Auewald bei verschiedenen Abflüssen? Ist auf der Tieferlegungsfläche mit weitreichenden Ablagerungserscheinungen zu rechnen, welche das Retentionsvermögen herabsetzen können? Wie wird sich das Seitengerinne entwickeln? Zur Beantwortung dieser Fragen wurde ein Arbeitskonzept entwickelt und auf das Untersuchungsgebiet angewendet.

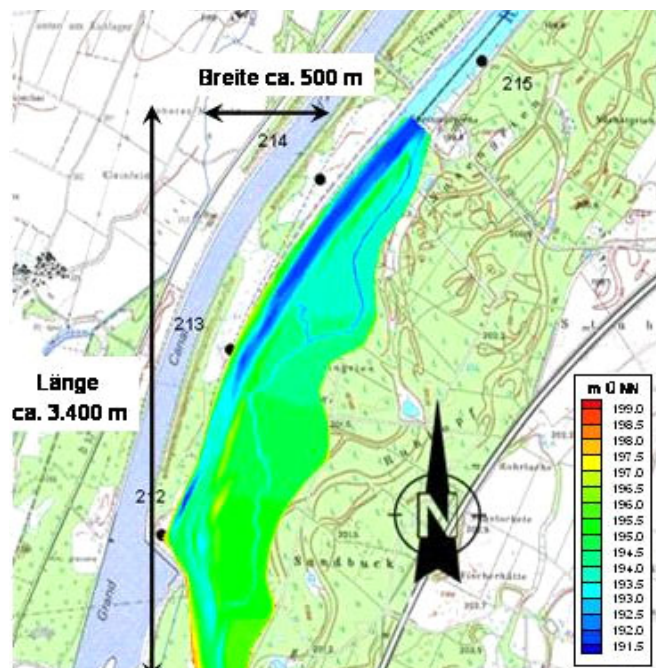


Abbildung 1: Tieferlegungsfläche Hartheim (Rhein-km 210 – 216), Planungszustand mit Seitengerinne.

3 Arbeitskonzept und Datengrundlage

Die Methodik zur Abschätzung der morphodynamischen Entwicklung basiert auf einer kombinierten Anwendung eines dreidimensionalen Strömungsmodells sowie verschiedenen Berechnungsansätzen zur Sohlstabilität und zum Transportverhalten von Sedimenten.

Das dreidimensionale Strömungsmodell (*Stoesser, 2002*) wird zur Ermittlung der Fließgeschwindigkeiten, Wassertiefen und Sohlschubspannungen herangezogen. Das Modell verwendet zur Lösung der Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen die Methode der Finiten Volumen. Die Kopplung des Druck- und Geschwindigkeitsfeldes erfolgt mithilfe der SIMPLEC-Methode. Zur Berechnung der turbulenten Reynolds-Spannungen dient ein Standard-k- ϵ -Modell. Eine besondere Eigenschaft des hier verwendeten numerischen Verfahrens ist die Möglichkeit, den Fließwiderstand von vegetativen Rauheitselementen in Form einer Randbedingung mathematisch zu erfassen. Da die Vegetation meist über die gesamte Fließtiefe als Widerstand wirkt, kann ihre Widerstandskraft nicht als zusätzlicher Sohlenwiderstand angesetzt werden, sondern muss als Formwiderstand durch eine Volumenkraft charakterisiert werden, die der Strömung entgegen wirkt. Diese Volumenkraft geht als zusätzlicher Senkenterm in die Strömungsberechnungen ein. D. h. das verwendete 3D Modell berücksichtigt die Tatsache, dass im durchströmten Bewuchs das logarithmische Geschwindigkeitsgesetz, welches bei vielen 1D und 2D Modellen auch im bewachsenen Bereich vorausgesetzt wird, nicht mehr zutrifft. Die 3D Modellierung ermöglicht zusätzlich eine Differenzierung der Vegetation über die Wassertiefe. Das bedeutet, dass beispielsweise den Finiten Volumen in Sohlhöhe andere Bewuchsparameter zugewiesen werden können als in der restlichen Wassersäule. Die Berechnung der Volumenkraft basiert auf der Formel zur Berechnung der Widerstandskraft eines umströmten Zylinders (s. Gl. 1a, 1b). Die charakteristischen Pflanzenparameter nach Gl. 1b wurden *Dittrich et al. (2005)* entnommen und stammen aus Kartierungen und Kalibrierungsprozessen (s. Tab. 1).

$$S_w = \rho \frac{v^2}{2} \lambda_p \quad (1a)$$

mit S_w = Volumenkraft; ρ = Dichte von Wasser; v = Fließgeschwindigkeit; λ_p = Widerstandsbeiwert.

$$\lambda_p = \frac{A_p}{a_x a_y} c_{WR} = \frac{d_p h_{Zelle}}{a_x a_y} c_{WR} \quad (1b)$$

mit c_{WR} = Formwiderstandsbeiwert; a_x, a_y = Pflanzenabstand in und quer zur Strömungsrichtung; A_p = angeströmte Fläche; d_p = Stammdurchmesser; h_{Zelle} = Wassertiefe pro Zelle/Volumenelement.

Tabelle 1 Vegetationsparameter auf den Bühnenfeldern im Hauptgerinne sowie auf den Vorländern (*Dittrich et al., 2005*)

Bereich	a_x [m] / a_y [m] / d_p [m] / c_{WR} [-]
sohlnah	3,0 / 3,0 / 1,0 / 1,5
sonst	6,0 / 10,0 / 1,0 / 1,0

Als topographische Eingangsdaten für die 3D Simulationen dienten hochaufgelöste digitale Geländemodelle (ca. 383.000 Gitterzellen, horizontale Auflösung 5 x 5 m, s. auch Abb.1). Um die Bandbreite der morphodynamischen Größenordnungen abschätzen zu können, wurden ein Spektrum von morphodynamisch relevanten Abflüssen berücksichtigt. Hierbei galt es zu beachten, dass die Morphodynamik im Rhein durch die Abflussableitung in den Canal d'Alsace bestimmt wird: Im Restrhein herrschen bei Normalabfluss an 300 Tagen im Jahr 30 – 45 m³/s. Morphodynamisch relevante Abflüsse treten erst auf, wenn im Rhein am Wehr Märkt die Abflusskapazität des Canal d'Alsace von 1400 m³/s überschritten wird. Aus diesem Grund wurden zwei Abflussereignisse unterschiedlicher Häufigkeit ausgewählt: $Q_1 = 680$ m³/s (Überschreitungswahrscheinlichkeit 9 Tage/Jahr) und $Q_2 = 1430$ m³/s (1 Tag/Jahr).

Tabelle 2 Charakteristische Korndurchmesser des Materials im Untersuchungsgebiet

	Lockermaterial			Deckschicht
d_{ch}	Grissheim (min) [mm]	Mittelwert [mm]	Hartheim (max) [mm]	Rhein-km 210,5 [mm]
d_m	30	37	49	98
d_{max}	130	131	153	132

Aufbauend auf den Ergebnissen der Strömungsberechnungen bzgl. der Sohl Schubspannungen wurde die Sohlstabilität bzw. das Transportverhalten des anstehenden Materials bestimmt. Die Auswahl der Berechnungsansätze für die Sohlstabilität erfolgte gemäß der Kornzusammensetzung und des Lagerungszustandes der Sohle im Projektgebiet und aufbauend auf den Arbeiten von *Dittrich (1998)* sowie *Dittrich et al. (2005)*. Für das Lockermaterial im Seitengerinne wurde der Berechnungsansatz von *Wilcock et al. (1996)* verwendet. Für die Abschätzung der Sohlstabilität der Deckschicht dient der Ansatz von *Günter (1971)*. Die Kornparameter wurden aus Felddaten ermittelt (s. Tab. 2). Die Proben des Lockermaterials stammen aus den Kiesgruben Grissheim (Rhein-km 207) bzw. Hartheim (Rhein-km 217), die Deckschichtproben für die Stabilitätsbetrachtungen des Hauptgerinnes aus dem Rheinbett (Rhein-km 210,5). Weiterhin wurde das Transportverhalten des Fein- und Grobmaterials untersucht. Da die berechneten Sohl Schubspannungen (3D Modell, s. Kap. 4) großräumig unterhalb der kritischen Schubspannungen für das Sohlmaterial lagen, konnte auf Geschiebetransportberechnungen verzichtet werden. Das Transportverhalten des

Feinmaterials, von dem generell angenommen werden kann, dass es in Schwebetransport wird, wurde anhand von Felddaten, Ansätzen aus der Literatur und den Ergebnissen der Strömungssimulationen bestimmt. Hierzu wurde das Rouse-Kriterium nach *Wang und Dittrich (1992)* (s. Tab. 3, Gl. 2a – 2c) sowie der Ansatz von *Zanke (1977)* für die Sinkgeschwindigkeit (s. Gl. 3) verwendet. Informationen zur Kornverteilung des Feinmaterials stammen aus Probeentnahmen auf den Bühnenfeldern ($d_{50} = 0,14$ mm).

Tabelle 3 Rouse-Kriterium zur Bestimmung des Transportverhaltens von Partikeln (*Wang und Dittrich, 1992*)

Geschiebetransport	$z > 5$	(2a)
Schwebstofftransport	$0,1 < z < 3$	(2b)
Wash load	$z < 0,06$	(2c)

mit $z = v_s / (\kappa \cdot v^*)$, $\kappa = 0,4$ = von Karman-Konstante und v^* = Schubspannungsgeschwindigkeit (mit $v^* = \sqrt{\tau / \rho}$, τ = Sohlschubspannung aus 3D Modell).

Der Ansatz von *Zanke (1977)* zur Bestimmung der Sinkgeschwindigkeit lautet:

$$v_s = 10 \frac{v}{d} \left\{ \left[1 + \frac{0,01(\rho_s / \rho - 1)gd^3}{v^2} \right]^{1/2} - 1 \right\} \quad (3)$$

mit v_s = Sinkgeschwindigkeit nach *Zanke (1977)*, d = Korndurchmesser, v = kinematische Viskosität, ρ_s = Dichte des Sediments, g = Erdbeschleunigung.

4 Ergebnisse

Im Folgenden werden die Ergebnisse der morphodynamischen Abschätzungen am Rhein vorgestellt. Die Simulationsergebnisse der Sohlschubspannung für den Abfluss $Q_1 = 680$ m³/s (3D Modell) sind in Abb. 2 dargestellt. Im Gegensatz zum Abfluss $Q_2 = 1430$ m³/s ist beim niedrigeren Abfluss Q_1 der Leinpfad noch nicht vollständig überflutet. Die Sohlschubspannungen sinken durch die Querschnittsaufweitung der Tieferlegungsfläche weiträumig deutlich unter die kritischen Werte, die zum Transportbeginn notwendig wären: Die kritischen Schubspannungen belaufen sich für das Seitengerinne mit Tab. 2 und dem Ansatz von *Wilcock et al. (1996)* auf 10 – 20 N/m², für die Deckschicht nach Tab. 2 und der Formel von *Günter (1971)* auf 62 N/m². Lokal erhöhte Sohlschubspannungen treten im Seitengerinne im Einlass- und Auslassbereich auf. Auf eine Darstellung der Sohlschubspannungsverteilung beim höheren Abfluss Q_2 wird verzich-

tet, da die Sohlschubspannungen kleiner ausfallen. Der Leinpfad wird beim Abfluss Q_2 vollständig überflutet, die Neigung der Wasserspiegellage ist etwas geringer.

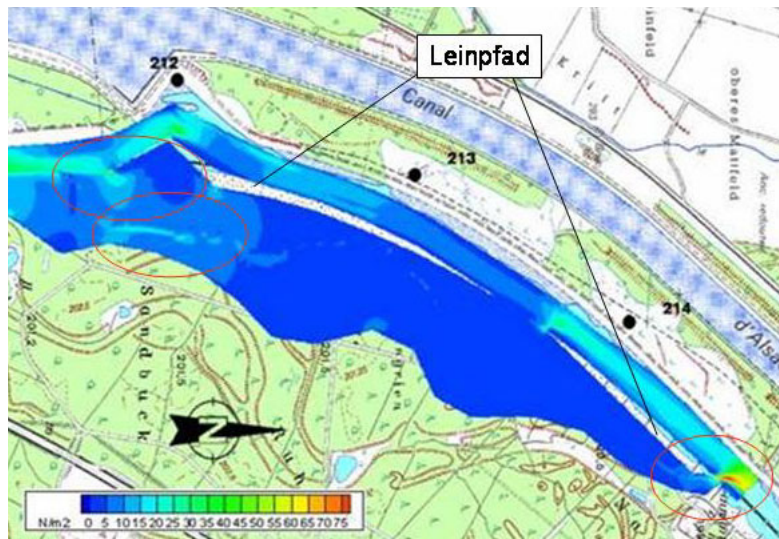


Abbildung 2: Sohlschubspannungen (3D Modell) beim Abflussereignis $Q_1 = 680 \text{ m}^3/\text{s}$.

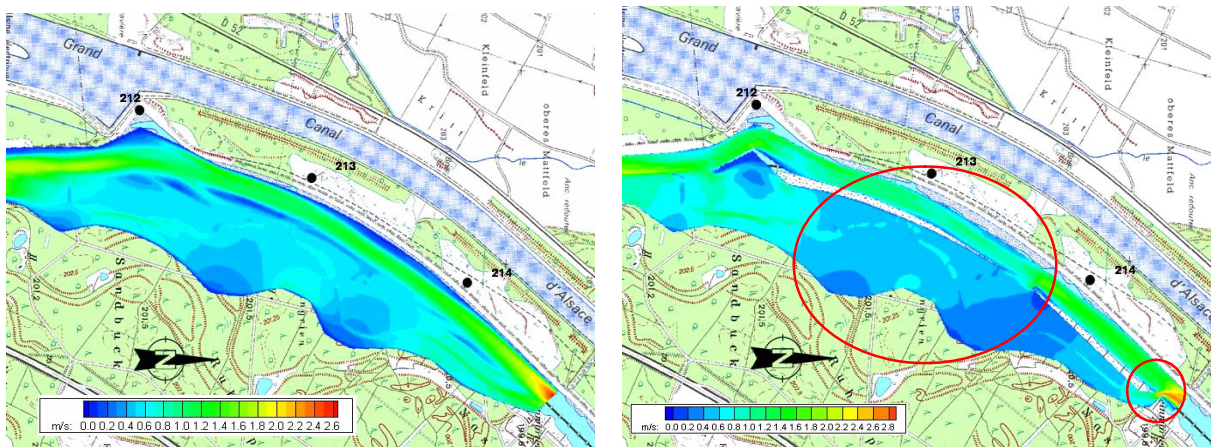


Abbildung 3: Mittlere Fließgeschwindigkeiten bei den Abflüssen $Q_1 = 680 \text{ m}^3/\text{s}$ (links) und $Q_2 = 1430 \text{ m}^3/\text{s}$ (rechts).

Die berechneten mittleren Fließgeschwindigkeiten (3D Modell) sind für beide Abflussereignisse Q_1 und Q_2 in Abb. 3 und 4 dargestellt. Es zeigen sich nur kleine Unterschiede hinsichtlich der beiden Abflüsse. Die Fließgeschwindigkeiten sind in weiten Bereichen so gering, dass mit einer großräumigen Sedimentation von Feinsedimenten gerechnet werden muss. Im Seitengerinne sind die Fließgeschwindigkeiten etwas erhöht (s. Markierung in Abb. 3 / links). Sie liegen für beide Abflussereignisse in der Größenordnung des bordvollen Abflusses von $v_b \approx 1,0 \text{ m/s}$. Hier ist ein Durchtransport des Feinmaterials als Schwebstoff wahrscheinlich: Die Berechnungen des Rouse-Kriteriums ergeben bei

$v_b \approx 1,0$ m/s und einer Sinkgeschwindigkeit von $v_s = 0,014$ m/s nach Gl. 3 Werte von $z = 0,30 - 0,43$ (s. Tab. 3), demnach liegt Schwebstofftransport vor.

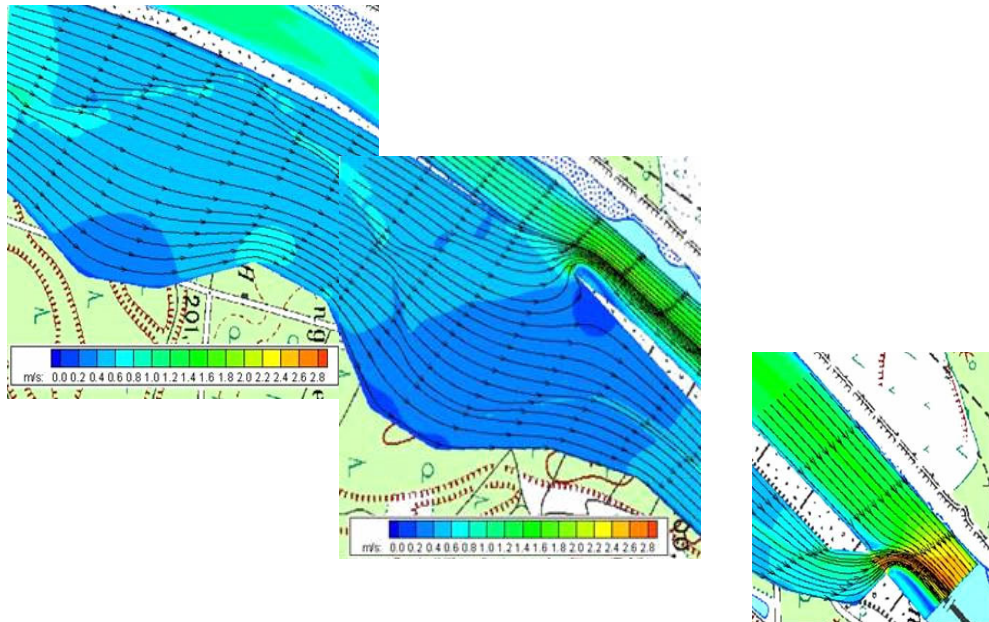


Abbildung 4: Strömungsvektoren und mittlere Fließgeschwindigkeiten der rot markierten Bereiche in Abb. 3 / links.

5 Diskussion und Ausblick

Der vorliegende Beitrag beinhaltet ein neues Konzept zur Abschätzung der morphodynamischen Entwicklung naturnaher Fließgewässer. Das Konzept besteht aus der Anwendung eines 3D numerischen Modells (inkl. eines Ansatzes für den Fließwiderstand der Vegetation), verschiedenen Ansätzen aus der Literatur zur Sohlstabilität und zum Transportverhalten von Sedimenten sowie hoch aufgelösten Geländemodellen und Felddaten. Die Anwendung dieses Verfahrens für das Projektgebiet am Oberrhein ergab hinsichtlich der Sohlbeanspruchung, dass für das Rhein-Hauptgerinne bei beiden Abflussereignissen die Sohlschubspannungen weiträumig kleiner ausfallen als die kritischen Schubspannungen, welche zum Transportbeginn notwendig wären. Es ist somit davon auszugehen, dass ohne Geschiebezufuhr von oberstrom im Hauptgerinne evt. nur kleinräumige morphodynamische Veränderungen auftreten. Auf der Tieferlegungsfläche hingegen sind die mit dem 3D Modell berechneten Sohlschubspannungen in einigen Bereichen höher als die kritischen Werte des anstehenden Materials (Abb. 2 / Markierung). Da die Ein- und Auslassbereiche aber mit Steinschüttungen gesondert gesichert werden sollen, ist hier nicht mit morphodynamischen Veränderungen zu rechnen. Erosion und Transportprozesse sind jedoch unterstrom des Einlasses wahrscheinlich. Da die kritischen Schubspannungen aller-

dings nur leicht überschritten werden, ist mit einem selektiven Transport von Partikeln und weniger mit einer vollständigen Sohldestabilisierung zu rechnen. Im weiteren Verlauf der Tieferlegungsfläche geht der Sohlangriff weiter zurück. Weiträumige Sedimentation ist somit sehr wahrscheinlich. Darüber hinaus kann die veränderte Topographie Einfluss auf die Entwicklung des Seitengerinnes nehmen. Seitenerosion bzw. Laufveränderungen können die Folge sein. Außerdem ist damit zu rechnen, dass mitgeführtes Feinmaterial zusätzlich durch die Vegetation ausgekämmt wird und es v. a. am Übergang Hauptgerinne – Überflutungsfläche zur Rehnenbildung kommt. Im Seitengerinne ist allerdings ein Durchtransport des Feinmaterials als Schwebstoff wahrscheinlich. Bei Aufrechterhaltung der geplanten Dimensionierung und einem bewuchsfreiem Fließquerschnitt ist eine dauerhafte Sedimentation im Seitengerinne somit nicht zu erwarten. Das Seitengerinne spielt demnach eine wichtige Rolle für den Abtransport von Schwebstoffen aus der Tieferlegungsfläche und somit zur Aufrechterhaltung des Retentionsvolumens.

Die Ergebnisse aus dem hier vorgestellten Verfahren können nun für eine Optimierung der Umgestaltungspläne bzw. zum Aufbau eines Monitoringprogramms herangezogen werden. Da unter den vorgegebenen Randbedingungen keine größeren Erosionsereignisse zu erwarten sind, ist eine Änderung des Designs (z. B. über hydraulisch vorteilhaftere Strukturen) zunächst nicht notwendig. Es wird deutlich, dass es auf der Tieferlegungsfläche durch flächendeckende feine Ablagerungen zunächst zu den für die natürliche Sukzession wichtigen Bodeneigenschaften kommt. Wie groß die Ablagerungsmächtigkeiten werden, kann anhand der vorhandenen Kenntnisse und Methoden jedoch nicht zuverlässig beurteilt werden. Ein umfangreiches Monitoringprogramm zur Kontrolle der Ablagerungsraten ist daher dringend zu empfehlen. Außerdem sind ggf. Unterhaltungsmaßnahmen für die Funktionstüchtigkeit des Seitengerinnes notwendig. Abschließend bleibt festzuhalten, dass die Ergebnisse nur erste Abschätzungen der morphodynamischen Entwicklungen darstellen und für klar definierte Randbedingungen gelten. Für verlässliche Aussagen ist das Verständnis des morphodynamischen Systems nach der Umsetzung der Maßnahme ausschlaggebend und sollte durch begleitende hydraulische Berechnungen sowie Erhebung von Felddaten kontinuierlich vertieft und ggf. korrigiert werden.

6 Literatur

- Dittrich, A. (1998): Wechselwirkung Morphologie/Strömung naturnaher Fließgewässer. Habilitationsschrift. Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik. Heft 198. Universität Karlsruhe, 1998.

- Dittrich, A.; Marek, M.; Specht, F.-J.; Dippe, D. (2005): Hydraulische Berechnungen und morphodynamische Entwicklung für den Rhein zwischen Märkt und Breisach. Erläuterungsbericht. Leichtweiß-Institut für Wasserbau. Technische Universität Braunschweig, Mai 2005.
- Günter, A. (1971): Die kritische mittlere Sohlenschubspannung bei Geschiebemischungen unter Berücksichtigung der Deckschichtbildung und der turbulenzbedingten Sohlenschubspannungsschwankungen. Dissertation Nr. 4649. Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft, ETH Zürich, Zürich, 1971.
- Stoesser, T. (2002): Development and validation of a CFD-Code for turbulent open-channel flows. Dissertation. University of Bristol. Department of Civil Engineering, Oktober 2001.
- Wang, Z.; Dittrich, A. (1992): A study on problems in suspended sediment transportation. 2nd International Conference on Hydraulic and Environmental Modelling of Coastal, Estuarine and River Waters. England. Vol. 2. pp. 467-478, 1992.
- Wilcock, P.R.; Barta, A.F.; Shea, C.C.; Kondolf, G.M.; Matthews, W.V.G.; Pitlick, J. (1996): Observations of flow and sediment entrainment on a large gravel-bed river. Water Resources Research. Vol. 32. Nr. 9. pp. 2897-2909, 1996.
- Zanke, U. (1977): Berechnung der Sinkgeschwindigkeiten von Sedimenten. Mitteilung des Franzius-Instituts für Wasserbau. Heft 46. S. 243. Technische Universität Hannover, Deutschland, 1977.

Autor:

Dipl.-Geoökol. Annette Schulte-Rentrop Prof. Dr.-Ing. habil. Andreas Dittrich

Leichtweiß-Institut für Wasserbau
Technische Universität Braunschweig
Beethovenstrasse 51 a
38106 Braunschweig

Tel.: +49 531 391 3945
Fax: +49 531 391 8184
E-Mail: annette.schulte@tu-bs.de

Einfluss der Landnutzung auf den Oberflächendirektabfluss – Simulationsrechnungen mit EROSION 3D

Nicole Seidel
Jürgen Schmidt

Im Rahmen des vom Sächsischen Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft geförderten Forschungsprojektes „Landnutzung und Hochwasserschutz“ Teilprojekt II: „Untersuchung der Wirkung verschiedener Landnutzungen auf den Oberflächenabfluss mit einem Simulationsmodell“ wurde anhand von zwei Teileinzugsgebieten der Striegis die Abflussbereitschaft bei Unterstellung verschiedener Landnutzungsszenarien quantifiziert und bewertet. Die Ergebnisse des Forschungsprojektes zeigen, dass die Landnutzung auf die Abflussbereitschaft eines Einzugsgebietes Einfluss nimmt. Der Landnutzungseinfluss sinkt jedoch mit zunehmender Bodenfeuchte, Niederschlagsdauer- und Intensität deutlich. Die höchsten Abflussbeiwerte wurden stets für die Sattbettszenarien (verschlämmt) berechnet. Die geringste Abflussbereitschaft zeichnet sich unter Wald (PNV) ab. Die Unterschiede zwischen konventioneller und konservierender Bewirtschaftung sind vernachlässigbar, allerdings fehlen bisher die für eine gesicherte Bewertung der Bewirtschaftungseinflüsse notwendigen Bodendaten. Eine Aufstockung des Waldanteils auf 30 % der Untersuchungsgebietsfläche bewirkt Abflussreduzierungen um 8 % - 30 %, in ähnlicher Größenordnung bewegt sich die Abflussminderung bei Umstellung der Landwirtschaft auf Grünlandnutzung.

1 Einleitung

Für zwei kleine Teileinzugsgebiete (Oberreichenbacher Bach 9 km² (Vorerzgebirge) und Klatschbach 6 km² (Mulde-Lösshügelland) der Striegis wurden die Oberflächendirektabflüsse aus Kombinationen von 6 verschiedenen Landnutzungsszenarien drei verschiedenen Bodenwassergehalten (Anfangsbodenfeuchte) und vier Niederschlagsszenarien quantifiziert und unter dem Gesichtspunkt des Hochwasserschutzes bewertet. Die Wirkung der jeweiligen Kombination auf den ereignisbezogenen Gebietsabfluss wurde unter Anwendung des physikalisch-begründeten Computermodells EROSION-3D (von Werner, 1995; Schmidt, 1996) berechnet. Spezielles Ziel des Forschungsvorhabens war, neben

der o. g. Quantifizierung der nutzungsabhängigen Direktabflüsse, die Erarbeitung von Handlungsvorschlägen für flächenbezogene Maßnahmen zur Erhöhung der dezentralen hydrologischen Retentionskapazität.

2 Methodik

Modell

Methodisch stützt sich das Vorhaben auf die Prognose der Abflussbildung unter verschiedenen Landnutzungsszenarien mit Hilfe des Computermodells EROSION-3D. Dieses Modell wurde ursprünglich zur Quantifizierung von Bodenabträgen konzipiert. Da dies die Berechnung des Oberflächendirektabflusses voraussetzt, kann das Modell darüber hinaus auch für Abflussprognoseberechnungen verwendet werden. EROSION-3D berechnet ausschließlich die Direktabflusskomponente, der wegen ihrer geringen Verzögerungszeit für die Entstehung von Hochwassern besondere Bedeutung zukommt. Eine Abbildung der Zwischen- und Basisabflüsse erfolgt nicht, weshalb das Modell keine Aussagen zu Gesamtabflüssen liefert. EROSION-3D ist insbesondere in der Lage, den Einfluss unterschiedlicher Landnutzungen auf die Hochwasserentstehung abzubilden.

Datengrundlagen und Parametrisierung

Die für die Modellierung verwendeten Basisdaten zeigt Tabelle 1.

Tabelle 1 Übersicht der verwendeten Basisdaten

Daten	Datenquelle
Relief	DGM aus Laserscanneraufnahmen (Fa. Milan 2004) 5 m Rasterweite
Landnutzung	CIR-BTK, InVeKos Feldblöcke (2004) Orthophotos (2002), Atkis DLM
Fruchtarten	InVeKos Daten (2004), Orthophotos (2002)
Bodenarten	Reichsbodenschätzung, Bodenkonzeptkarte
Niederschlagsereignis	Deutscher Wetterdienst

CIR: Coloured Infrared Biotoptypenkartierung (1996),

InVeKos: Integriertes Verwaltungs- und Kontrollsystem,

DLM: Digitales Landnutzungsmodell,

DGM: Digitales Geländemodell

Zur Ableitung der modellspezifischen Parameter (Tabelle 2) aus den verfügbaren Basisdaten wurde auf den im Rahmen des Bodenmessprogramms Sachsen (*Schmidt et al., 1996*) entwickelten Parameterkatalog Sachsen zurückgegriffen.

Tabelle 2 Übersicht der modellspezifischen Parameter (Parameterkatalog Sachsen)

Modellspezifische Parameter	abgeleitet aus:
Körnung	Bodenart
Corg Gehalt [M%]	Landnutzung und Bodenart
Lagerungsdichte [kg/m^3]	Nutzung, Bewirtschaftung, Fruchtart, Bodenart (zeitl. Bezug)
Anfangswassergehalt [Vol-%]	Bodenart und Bewirtschaftung
Bedeckungsgrad [%]	Fruchtart und Bewirtschaftung (zeitl. Bezug)
Rauhigkeit [$\text{s/m}^{1/3}$]	Bewirtschaftung und Fruchtart (zeitl. Bezug)
Erosionswiderstand	Bodenart, Bewirtschaftung, Fruchtart (zeitl. Bezug)
Skinfaktor [-]	Bodenart, Bewirtschaftung, Fruchtart (zeitl. Bezug) basierend auf Beregnungsversuchen

Für die Parametrisierung von Grünland- und Waldstandorten waren allerdings zusätzliche Geländeuntersuchungen zur Bestimmung der modellspezifischen Parameter notwendig. Pro Untersuchungsgebiet wurden hierfür auf jeweils drei Grünland-, drei Nadelwald- und drei Laubwaldstandorten Beregnungsversuche durchgeführt und Bodenproben entnommen.

Nutzungsszenarien

Im Folgenden werden die im Rahmen des Projektes zu bewertenden Landnutzungsszenarien und die dabei unterstellten Annahmen erläutert.

Saatbett: Bei diesem Szenario wird angenommen, dass abgesehen von Siedlungen und Verkehrswegen eine vegetationslose Bodenoberfläche (Saatbettszustand) vorliegt. Aufgrund der fehlenden Bodenbedeckung sowie der geringen Strukturstabilität der Böden wird ein verschlammter Bodenzustand unterstellt.

Potentiell natürliche Vegetation (PNV): Bei diesem Szenario erfolgt eine virtuelle Umstellung sämtlicher Flächen (außer Siedlung und Verkehrswege) auf naturnahen Wald. Der Einfluss von Makroporen wird bis in eine Tiefe von 1 m berücksichtigt.

Realnutzung konventionell: Alle Ackerflächen werden regelmäßig gepflügt. Der Bodenzustand wird aufgrund der geringen Bodenbedeckung sowie der geringen

Strukturstabilität als verschlämmt parametrisiert. Die Feldfrüchte entsprechen denen des Jahres 2004.

Realnutzung konservierend: Im Gegensatz zum Szenario Realnutzung konventionell wird hier eine konservierende Bewirtschaftung aller Ackerflächen unterstellt. Für die Mulchauflage wird ein (zusätzlicher) Bedeckungsgrad von 5 % angesetzt. Der Bodenzustand wird als unverschlämmt parametrisiert. Die Feldfrüchte entsprechen denen des Szenarios Realnutzung konventionell.

Waldmehrung: Vor dem Hintergrund der Waldmehrungsplanung orientiert sich dieses Szenario an einer Zunahme der Waldfläche auf 30 % bezüglich des jeweiligen Einzugsgebietes. Hierfür wurden bevorzugt diejenigen Flächen in Wald umgewidmet, welche besonders hohe Beiträge zum Oberflächendirektabfluss liefern. Für die verbleibenden Ackerflächen wurde eine konservierende Bewirtschaftung unterstellt.

Grünland: Die Landnutzungsverteilung beruht auf der Realnutzung, wobei alle Ackerflächen in Grünland umgewidmet wurden.

Niederschlagsszenarien

Zur Bewertung der Wirkung verschiedener Niederschlagsereignistypen auf die Abflussbildung wurden vier verschiedene Starkregenereignisse (NS1-NS4) verwendet, deren Charakteristiken in Tabelle 3 zusammengefasst sind.

Tabelle 3 Niederschlagscharakteristiken

Ereignis	max. Intensität. [mm/min]	P-Summe [mm]	Dauerstufe [min]	Jährlichkeit [a]
NS1	1.29	19.9	40	2
NS2	1.87	34.7	50	10
NS3	2.45	56.6	90	50
NS4	0.54	56.6	200	*

* Bei NS4 handelt es sich aufgrund seiner maximalen Intensität von 0.5 mm/min nicht um einen Kostra-Starkregen sondern um einen intensiven Dauerregen

2.1 Bodenfeuchteszenarien

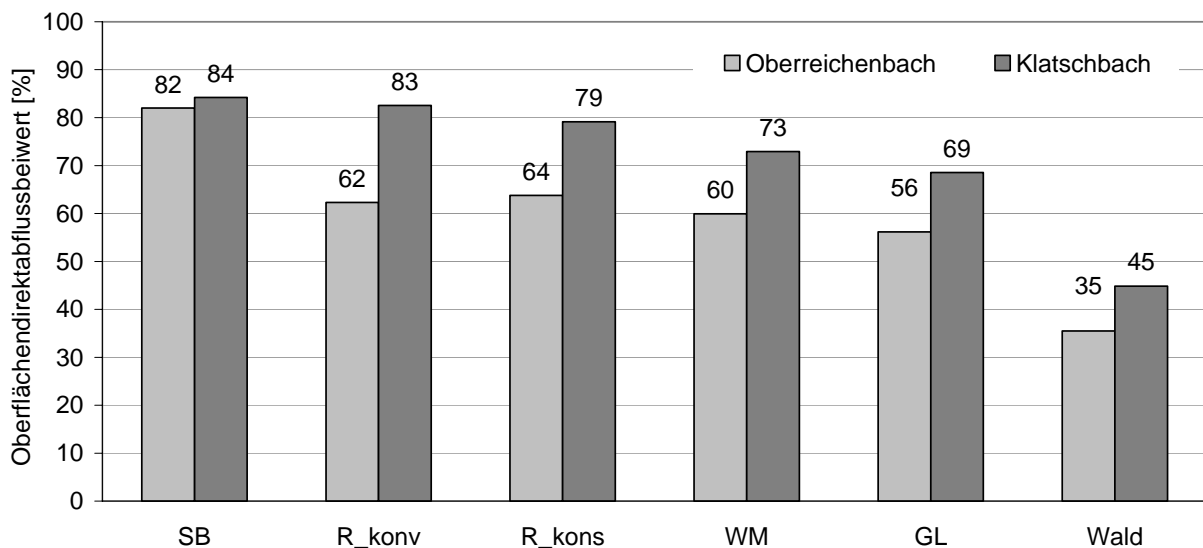
Die Simulationsrechnungen erfolgen für geringe (permanenter Welkepunkt), mittlere (nutzbare Feldkapazität) sowie hohe Anfangsbodenfeuchte (Feldkapazität). Datenquelle *Ad-hoc-AG Boden (2005, S. 344, Tabelle 70)*.

2.2 Simulationszeitpunkt

Die Prognosen der Abflussbildung erfolgen für sämtliche Szenarien bezogen auf den Vegetationszustand im Monat Mai.

3 Ergebnisse

Die verschiedenen Landnutzungsszenarien sind in Abb. 1 unter Bezug auf die für das 50 jährige Extremereignis berechneten Abflussbeiwerte bei initialer Sättigung der Böden gegenübergestellt. Man erkennt, dass der Saatbettzustand die höchsten Abflussbeiwerte liefert. Etwas geringere Werte zeigen die Realnutzungen konventionell und konservierend, daran schließen sich die Nutzungsszenarien Waldmehrung und Grünland in abnehmender Reihenfolge an. Die geringsten Abflussbeiwerte ergaben sich für PNV (vollständige Waldbedeckung) Szenarien. Der Vergleich der Untersuchungsgebiete zeigt für das UG Klatschbach um etwa 20 % höhere Abflussbeiwerte (abgesehen vom Saatbettszenario).



SB - Saatbett, R_konv - Realnutzung konventionell, R_kons - Realnutzung konservierend, WM - Waldmehrung, GL - Grünland, PNV - Potentiell natürliche Vegetation

Abbildung 1: Abflussbeiwerte der Landnutzungsszenarien für das 50 jährige Extremereignis bei hoher Bodenfeuchte

Beispielhaft sollen weitere Ergebnisse anhand des UG Oberreichenbacher Bach veranschaulicht werden. In Abb. 2 werden Simulationsergebnisse für die Extremszenarien Saatbett verschlämmt und PNV in Abhängigkeit von der Bodenfeuchte verglichen.

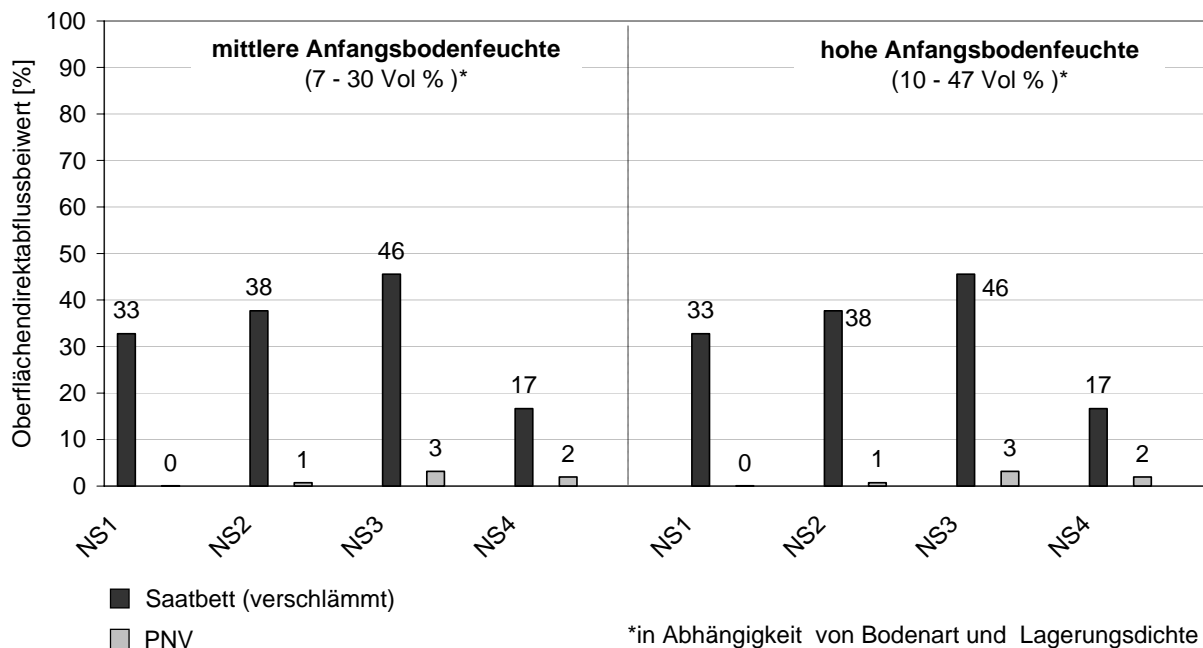


Abbildung 2: Abflussbeiwerte der Extremszenarien Saatbett (verschlämmt) und PNV in Abhängigkeit der Bodenfeuchte, UG Oberreichenbach

Bei mittlerer Bodenfeuchte zeigt sich, dass unter Wald (PNV), im Gegensatz zu Saatbett, kein nennenswerter Oberflächendirektabfluss entsteht, erst bei hoher Anfangsbodenfeuchte kommt es auch unter Wald zur Abflussbildung (NS3 und NS4). Während also bei geringer Anfangsbodenfeuchte die Landnutzung einen erheblichen Einfluss auf die Bildung von Oberflächendirektabfluss besitzt, nimmt dieser Einfluss bei hoher Bodenfeuchte mit zunehmender Niederschlagsintensität und –menge deutlich ab.

Um den Einfluss der Bewirtschaftung zu bewerten, sind in Abb. 3 die Oberflächendirektabflussbeiwerte der Szenarien Realnutzung konventionell, Realnutzung konservierend und Dauergrünland gegenübergestellt. Man erkennt, dass sich weder bei mittlerer noch bei hoher Anfangsbodenfeuchte signifikante Unterschiede zwischen konventioneller und konservierender Bewirtschaftung ergeben. Der Vergleich mit Dauergrünland zeigt hingegen eine deutliche Minderung der Abflussbeiwerte.

Anhand der Szenarien Realnutzung konservierend (Waldanteil 16 %), Waldmehrung (Waldanteil 30 %) und PNV (Waldanteil 100 %) lässt sich die Wirkung unterschiedlicher Waldanteile innerhalb eines Untersuchungsgebietes vergleichen (Abb. 4). Sowohl bei mittlerer als auch bei hoher Anfangsbodenfeuchte zeigen sich signifikante Unterschiede mit zunehmendem Waldanteil, wobei die Wirkung einer Aufforstung des Untersuchungsgebietes auf 30 % Waldanteil im Vergleich zur vollständigen Aufforstung als gering einzuschätzen ist.

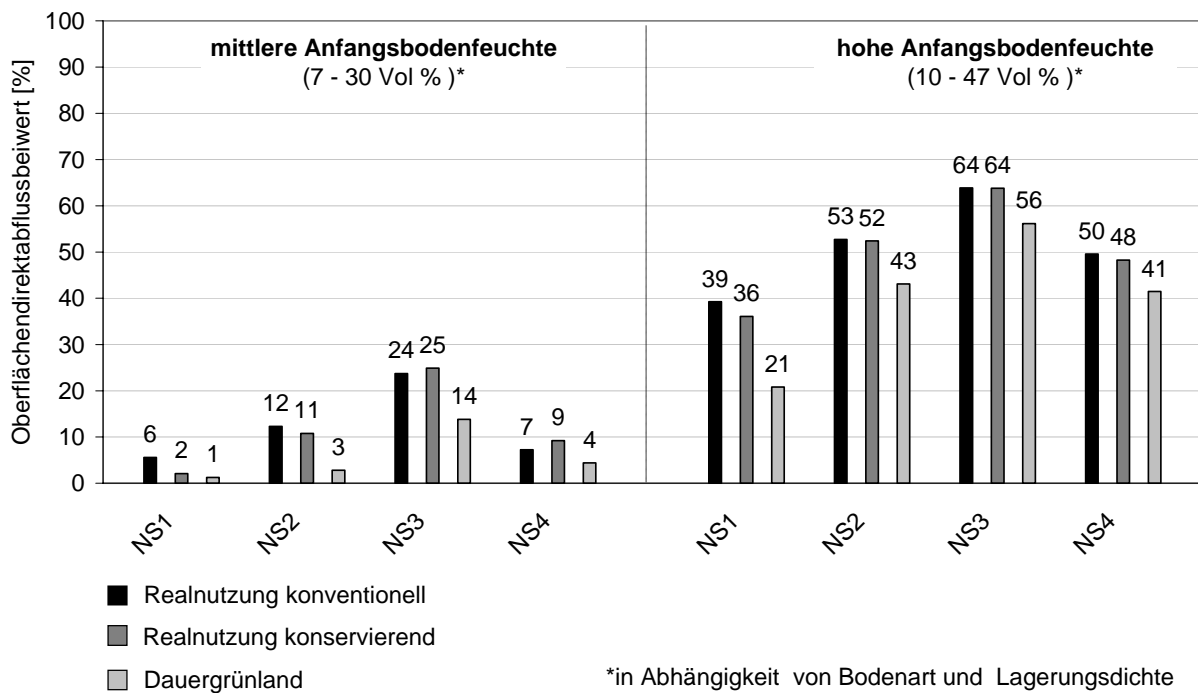


Abbildung 3: Vergleich der Oberflächendirektabflussbeiwerte der Bewirtschaftungs-szenarien Realnutzung konventionell, konservierend und Dauergrünland in Abhängigkeit der Bodenfeuchte, UG Oberreichenbach

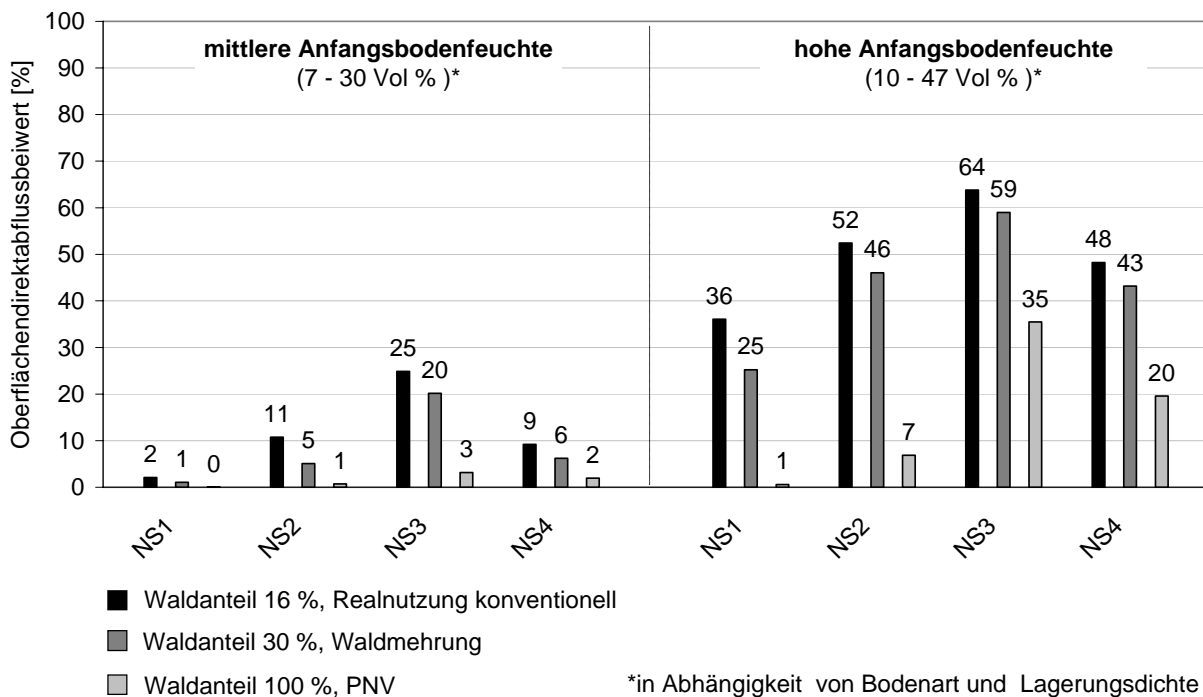


Abbildung 4: Vergleich der Oberflächendirektabflussbeiwerte bei Unterstellung verschiedener Waldanteile in Abhängigkeit der Bodenfeuchte, UG Oberreichenbach

Die Trockenszenarien ergaben unrealistisch geringe Abflussbeiwerte, so dass diese bei der Ergebnisdarstellung nicht mit berücksichtigt worden sind.

4 Diskussion

Das hohe Wasserretentionspotential der Waldflächen ist darauf zurückzuführen, dass sich in Waldböden aufgrund der hohen biologischen Aktivität, sowie geringer Beeinflussung durch den Menschen, ein infiltrationswirksames und stabiles Makroporensystem ausbildet. Gleichzeitig besitzen Waldböden eine deutlich geringere Lagerungsdichte im Oberboden als Ackerböden und damit eine entsprechend hohe Wasserspeicherkapazität. Schließlich verschlämmen Waldböden aufgrund der ganzjährig geschlossenen Streuauflage im Unterschied zu Ackerböden nicht.

Die geringen Unterschiede zwischen den Abflussbeiwerten der konservierenden und konventionellen Bearbeitungsvarianten liegen zum einen darin begründet, dass sich im Falle der konservierenden Bewirtschaftung zwar die Durchlässigkeit aufgrund zunehmender biologischer Aktivität und Strukturstabilität gegenüber der konventionellen Bewirtschaftungsweise verbessert, die Lagerungsdichte der Bodenmatrix jedoch kurzfristig zunimmt da eine Lockerung durch den Pflug nicht mehr stattfindet. Somit kann das Wasser zwar über zahlreiche Sekundärporen schneller in den Boden infiltrieren, jedoch wegen des herabgesetzten Porenvolumens der Bodenmatrix nur in geringem Maße gespeichert werden. Die positiven Effekte der konservierenden Bewirtschaftung hinsichtlich einer Zunahme von Makroporen werden demnach durch die angestiegene Lagerungsdichte weitgehend aufgehoben. Ein weiterer Grund für die geringen Unterschiede ist, dass die zugrunde gelegten Werte des Parameterkataloges Sachsen (1996) auf Standorten erhoben wurden, die erst kurze Zeit (2-3 Jahre) einer konservierenden Bewirtschaftung unterlagen. So spiegeln sich die positiven Effekte einer langjährig konservierenden Bewirtschaftung, wie die Ausbildung eines ausgeprägten Sekundärporensystems und eine langfristige Erhöhung des Porenvolumens, welche die Infiltrationsleistung wieder erhöhen, in diesen Parametern kaum wider. Es fehlen also bisher gesicherte Bodendaten, welche die Verhältnisse einer dauerhaft konservierenden Bodenbewirtschaftung ausreichend beschreiben.

Die als deutlich zu gering eingeschätzten Abflussbeiwerte der Trockenszenarien liegen in den vom Modell nicht berücksichtigten Luftpolster- und Hydrophobizitätseffekten begründet, wodurch eine Überschätzung der hydraulischen Leitfähigkeit erfolgt.

5 Schlussfolgerungen und Ausblick

Die Simulationsergebnisse verdeutlichen den Einfluss der Landnutzung im Kontext zu Niederschlagsereignis und Anfangsbodenfeuchte. Es konnte gezeigt werden, dass die Landnutzung bei mittlerer Anfangsbodenfeuchte einen erheblichen Einfluss auf die Abflussbildung besitzt. Bei hoher Anfangsbodenfeuchte ist der Landnutzungseinfluss vor allem von der Niederschlagsdauer und Intensität abhängig. Dieser nimmt mit zunehmender Niederschlagsintensität- und Dauer deutlich ab. Im Vergleich zu allen anderen untersuchten Nutzungen besitzt Wald (PNV) das höchste Wasserretentionsvermögen. Abgesehen von einer vollständigen Bewaldung der Einzugsgebiete sind jedoch die Wirkungen von vereinzelt Flächenumnutzungen bei extremen Starkregenereignissen eher als gering zu bewerten. Um den Wasserrückhalt in der Fläche zu optimieren, erscheint es vor dem Hintergrund der angestrebten Waldmehrung sinnvoll, solche Standorte in Wald umzuwidmen, auf denen unter der derzeitigen Nutzung die höchsten Anteile des Niederschlages oberflächlich abfließen.

6 Literatur

- Ad-hoc-AG Boden. (2005): Bodenkundliche Kartieranleitung. 5. Aufl., Hannover
- Schmidt, J., v. Werner, M., Michael, A. (1996): EROSION 2D/3D - Ein Computermodell zur Simulation der Bodenerosion durch Wasser. Sächsische Landesanstalt für Landwirtschaft(Hrsg.). Freiberg.
- von Werner, M. (1995): GIS-orientierte Methoden der digitalen Reliefanalyse zur Modellierung von Bodenerosion in kleinen Einzugsgebieten. Berlin, Institut für Geographische Wissenschaften der Freien Universität, 123 S.

Autoren:

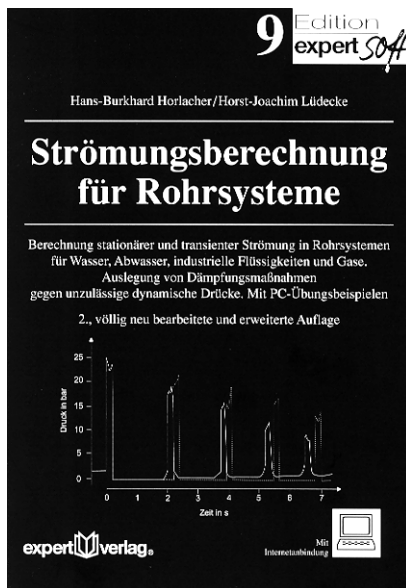
Dipl. Geoökol. Nicole Seidel

Prof. Dr. Jürgen Schmidt

Institut für Bohrtechnik und Fluidbergbau
Fachbereich Boden- und Gewässerschutz
TU Bergakademie Freiberg
Agricola Straße 22
09599 Freiberg

Tel.: +49 3731 392 679
Fax: +49 3731 392 502
E-Mail: seidel.nicole@web.de

Tel.: +49 3731 392 681
Fax: +49 3731 392 502
E-Mail: jhschmidt@web.de



Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-Burkhard Horlacher,
Prof. Dr. Horst-Joachim Lüdecke

Strömungsberechnung für Rohrsysteme

Berechnung von stationären und transientser Strömung in Rohrsystemen für Wasser, Abwasser, industrielle Flüssigkeiten und Gase, Auslegung von Dämpfungsmaßnahmen gegen unzulässige dynamische Drücke. Mit PC-Übungsbeispielen

2., völlig neu bearb. u. erw. Aufl. 2006, 339 S.,
mit Internetanbindung, 84,00 €, 139,00 CHF
(Edition expertsoft, 9)
ISBN 978-3-8169-2448-7

Zum Buch:

Der Transport von Flüssigkeiten und Gasen – wie Wasser, Mineralöl, Ergas und chemischen Produkten – ist nur mit Rohrleitungssystemen sicher, wirtschaftlich und umweltschonend. Diese Systeme werden heute mit Hilfe von Computer-Simulationsrechnungen ausgelegt, damit sie die ihnen zugewiesenen Aufgaben verlässlich erfüllen.

Im vorliegenden Buch werden die erforderlichen Grundgleichungen der Rohrströmung abgeleitet, Simulationsmodelle vorgestellt, die wichtigsten Randbedingungen für praktisch einsetzbare Programme hergeleitet und zugehörige Beispiele aus der betrieblichen Praxis vorgestellt. Daneben wird auf weiterführende Probleme, z.B. die Berechnung dynamischer Auflagerkräfte infolge von Druckstößen in Flüssigkeitsleitungen und Kavitation, eingegangen. Das Buch enthält, auf verschiedene Kapitel verteilt, kleinere Computercodes zu Übungszwecken. In einem abschließenden Kapitel werden eine Reihe von realen Fallbeispielen vollständig, unter Angabe aller erforderlichen Eingabeparameter mit dem Computerprogrammen der beiden Autoren sowie weiteren verfügbaren Druckstoßprogrammen durchgerechnet und die Resultate miteinander verglichen. Die vorgestellten Beispiele sind somit zur Überprüfung eigener Druckstoßprogramme geeignet.

Die beschriebene Theorie sowie die Praxisanwendungen sind generell auf einphasige Flüssigkeiten als Strömungsmedien – d.h. vorwiegend Wasser – bezogen. Es wird jedoch auch kurz auf transiente Vorgänge bei Zweiphasen- und Gasströmungen eingegangen.

Inhalt:

Grundlagen zur Berechnung stationärer Rohrströmungen – Grundlagen zur Berechnung transientser Rohrströmungen – Randbedingungen in Rohrleitungssystemen – Gasausscheidung und Kavitation – Zweiphasenströmung – Transiente Gasrohrströmung – Dynamische Auflagerkräfte infolge von Druckstößen – Optimierte Stellgesetze von Steuerorganen – Entwurf eines Simulationsprogramms – Die praktische Durchführung von Druckstoßberechnungen – Praxisbeispiele

Die Interessenten:

- Planungsingenieure im Wasser-, Abwasser- und Produktpipelinebereich
- FH und TH-Studenten des Fachs Bauingenieurwesen

Die Autoren:

Prof. Dr. Hans-Burkhard Horlacher, Technische Universität Dresden

Prof. Dr. Horst-Joachim Lüdecke, Hochschule für Technik und Wirtschaft, Saarbrücken

Möglichkeiten und Grenzen im Einsatz von numerischen hydraulischen Simulationsmodellen als Werkzeug und Unterstützung zu gebräuchlichen Berechnungsmethoden bzw. Verfahren für die Abgrenzung und Darstellung von Gefahrenzonen am Beispiel des Zederhausbaches

Markus Moser
Thomas Eckerstorfer
Gerald Jäger

Numerische hydraulische Simulationsmodelle werden schon seit einigen Jahren erfolgreich im Bereich der Hochwasserdokumentation und –analyse eingesetzt. Mithilfe dieser Dokumentationen, bei denen je nach Ereignis Datengrundlagen vorliegen, wie z. B. Niederschlags- und Abflussdaten, Anschlaglinien ist es möglich, die Modelle an diese Ereignisse zu kalibrieren und somit wertvolle Erkenntnisse über die Vor- und Nachteile bzw. deren Einsatzmöglichkeit zu gewinnen. Durch die Möglichkeit der Laserbefliegung ist es nun auch möglich, großflächige Geländemodelle mit der geforderten Genauigkeit verwenden zu können und als Grundlage für Simulationen einzusetzen.

Im vorliegenden Projekt der Revision des Gefahrenzonenplans Zederhaus erfolgte der Einsatz einer numerischen hydraulischen Simulation als Ergänzung zu den gebräuchlichen Methoden (Historische Methode, Literatur-Recherche, Auswertung bisheriger Planungen und Gutachten), wobei gezielte Gewässerabschnitte und Überflutungsflächen betrachtet wurden. Diese von Experten ausgewählten Gerinneabschnitte liegen im Talboden des Zederhausbaches, mit Sohlneigungen zwischen 2 und 5%. Aufgrund der Geländeerhebungen und nach Auswertung der vorhandenen Datengrundlagen mit Berücksichtigung von historischen Ereignissen ergaben sich grundsätzlich zwei Fragestellungen:

1. Die Auswirkungen von Verklausungen der Brücken
2. Die Wirkungsweise von Überflutungsflächen infolge Fließretention auf die Gesamtabflussganglinie des Hauptbaches

Durch die zweidimensionale Berechnung konnten die Wechselwirkungen der unterstellten Prozesse und verschiedene Abflussszenarien berücksichtigt und analysiert werden. Die Ergebnisse dienen einerseits unterstützend für die Abgrenzung und Darstellung von Gefahrenzonen und Vorbehaltsflächen für Fließretention und

andererseits als Dokumentationsmaterial für die Öffentlichkeitsarbeit durch transparente Darstellungsmöglichkeit der Ergebnisse.

Numeric hydraulic simulation models are used successfully in the range of flood documentation and event analysis. By these documentations, with the help of event data sets (precipitation, discharge data, water marks,...) it is possible to calibrate the provided models and to win useful knowledge over the pro and cons and their application. In addition to that, with laser scan data sets, wide land models with high resolution can be built and used as a basis for numerical hydraulic simulations.

For the project “Delimitation of hazard zones at the torrent Zederhausbach/Salzburg” two-dimensional hydraulic simulation models took place in addition of the common planning methods (historical method, literature search, evaluation of past planning and appraisals).

Different scenarios and torrent sections were calculated, varying the input hydrograph, flooding process and blockage of bridges. The selected sections lie in the vally bottom of the community Zederhaus with a slope angle between two and five percent.

After evaluation of existing data sets with the help of historical event data in principle, two questions for the simulation resulted:

1. The effect of blockage of existing bridges for the overland flow
2. Retardation of flow due to the storage effect of overland flow for the main stream Zederhausbach

By the two-dimensional numerical simulation the reciprocal effects of the subordinated processes and different discharge scenarios could be considered and analyzed. The results were used one the one hand as a support instrument for the delineation of hazard zones and on the other hand as documentation material for the public work.

1 Einleitung

Kritische Naturereignisse, wie z. B. Hochwasser, werden durch die Öffentlichkeit heute eher als Katastrophen empfunden, weil sie immer häufiger große Schäden verursachen, da hohe finanzielle und materielle Werte betroffen sind und der steigende Wohlstand und eine hohe Lebensqualität auch ein höheres Schutzbedürfnis in der Bevölkerung hervorruft.

Zur Verbesserung des Schutzes werden in Österreich die Naturgefahren (Wildbach, Lawine, Rutschung, Steinschlag) in der Raumplanung berücksichtigt. Dies

geschieht durch die Gefahrenzonenpläne, welche von den Dienststellen der Wildbach- und Lawinenverbauung erstellt werden. Der Gefahrenzonenplan ist nach der rechtlichen Wirkung nur ein flächenhaftes Gutachten (meist für ein Gemeindegebiet) erlangt jedoch durch die Verankerung in der örtlichen Raumplanung verbindliche Wirkung. Die Raumordnungs- und Baugesetze der Länder enthalten Bestimmungen, die die Baunutzung von Flächen, die von Naturgefahren bedroht sind, einschränken. Die Darstellung der Gefahrenzonen in den Flächenwidmungs- und Bebauungsplänen ermöglicht den Behörden eine parzellenscharfe Beurteilung der Gefährdung und gegebenenfalls die Festlegung von Vorkehrungen zur Erreichung einer Bauplatzweisung.

Da die Konzepte und Modelle zur Naturgefahrenanalyse ständigen Änderungen und Weiterentwicklungen unterworfen sind – seit dem Beginn der Gefahrenzonenplanung hat sich Vieles weiterentwickelt – ist es nötig, diese Entwicklungen in der Praxis zu testen und gegebenenfalls nach Adaptionen den Stand der Technik in der Wildbach- und Lawinenverbauung definieren zu können (*Schmid, 2007*).

Im Projekt der Revision des Gefahrenzonenplans Zederhaus wurde versucht, numerische hydraulische 2D Simulationen als Ergänzung zu den gebräuchlichen Methoden (Historische Methode, Literatur-Recherche, Auswertung bisheriger Planungen und Gutachten) mit in die Beurteilung und Abgrenzung einfließen zu lassen.

2 Ausgangslage und Problemstellung

Der Gefahrenzonenplan der Gemeinde Zederhaus sollte einer Revision unterzogen werden, da dessen Erstellung schon einige Jahre zurückliegt. In der vorliegenden Arbeit wird speziell auf die Abgrenzung der Gefahrenzonen des Wildbaches Zederhausbach eingegangen. Der Zederhausbach hat ein Einzugsgebiet von ca. 120 km² und ein errechnetes HQ₁₅₀ von ca. 180 m³/s. Der Bach verläuft im Zederhauser-Talboden und hat ein mittleres Gefälle von ca. 4 %. Aus wildbachtechnischer Sicht handelt es sich um keinen murfähigen Wildbach, im Hochwasserfall muss jedoch mit starker Geschiebeführung aus Seitenerosion und Wildholzführung gerechnet werden. Das Gerinne selbst durchströmt den Hauptort Zederhaus und zahlreiche kleinere Ortsteile, wodurch aufgrund der vorhandenen Infrastruktur, zahlreiche Brückenquerungen vorhanden sind.

Im Zuge der Revision des Gefahrenzonenplans wurden Geländebegehungen und die Auswertung vorhandenen Datengrundlagen mit Berücksichtigung von histo-

rischen Ereignissen durchgeführt, um die möglichen Prozesse und Szenarien im Hochwasserfall zu ermitteln. Dabei ergaben sich grundsätzlich zwei Fragestellungen:

1. Die Auswirkungen von Verklausungen der Brücken durch mittransportiertes Wildholz auf die bachnahen landwirtschaftlichen Grundparzellen und Siedlungsgebiete bzw. Infrastruktureinrichtungen?
2. Die Wirkungsweise von Überflutungsflächen infolge Fließretention auf die Gesamtabflussganglinie des Hauptbaches?

3 Zielsetzung

Da mit der historischen Methode, der Analyse der vorhandenen Datengrundlagen und Expertenwissen die obigen Fragestellungen nicht restlos geklärt werden konnten, bediente sich der Projektant in der vorliegende Arbeit neuester Technologien und Simulationstechniken. Mithilfe eines 2D numerischen Simulationsmodells sollten die Auswirkungen der definierten Szenarien berechnet und die Ergebnisse als Ergänzung und unterstützendes Hilfsmittel für die Abgrenzung der Gefahrenzonen dienen.

4 Methode

Mit Hilfe einer detaillierten Geländebegehung, einer Auswertung der historischen Daten (Ereignisfotos, Stumme Zeugen, Chronikaufzeichnungen ...) und einer hydrologischen Berechnung mit der Ermittlung des HQ_{150} , sowie der Ermittlung von Geschiebefrachten und Wildholzanfall wurden die Grundlagen für die Definition der Simulationsabschnitte und mögliche Szenarien bestimmt. Zur Erstellung der Geländemodelle bediente man sich einer Laserbefliegung, wodurch große Flächen mit der geforderten Genauigkeit abgebildet werden konnten. Im Bereich besiedelter bachnaher Flächen mit voraussichtlichem Hochwasserabfluss erfolgte eine Integration der Gebäude in das Geländemodell.

Die Definition möglicher Szenarien (Verklausung von Brücken ...) erfolgte aufgrund von Expertenmeinungen und historischer Ereignisse. Als Simulationsmodell kam das 2-dimensionale numerische Abflussmodell FLO-2D zum Einsatz.

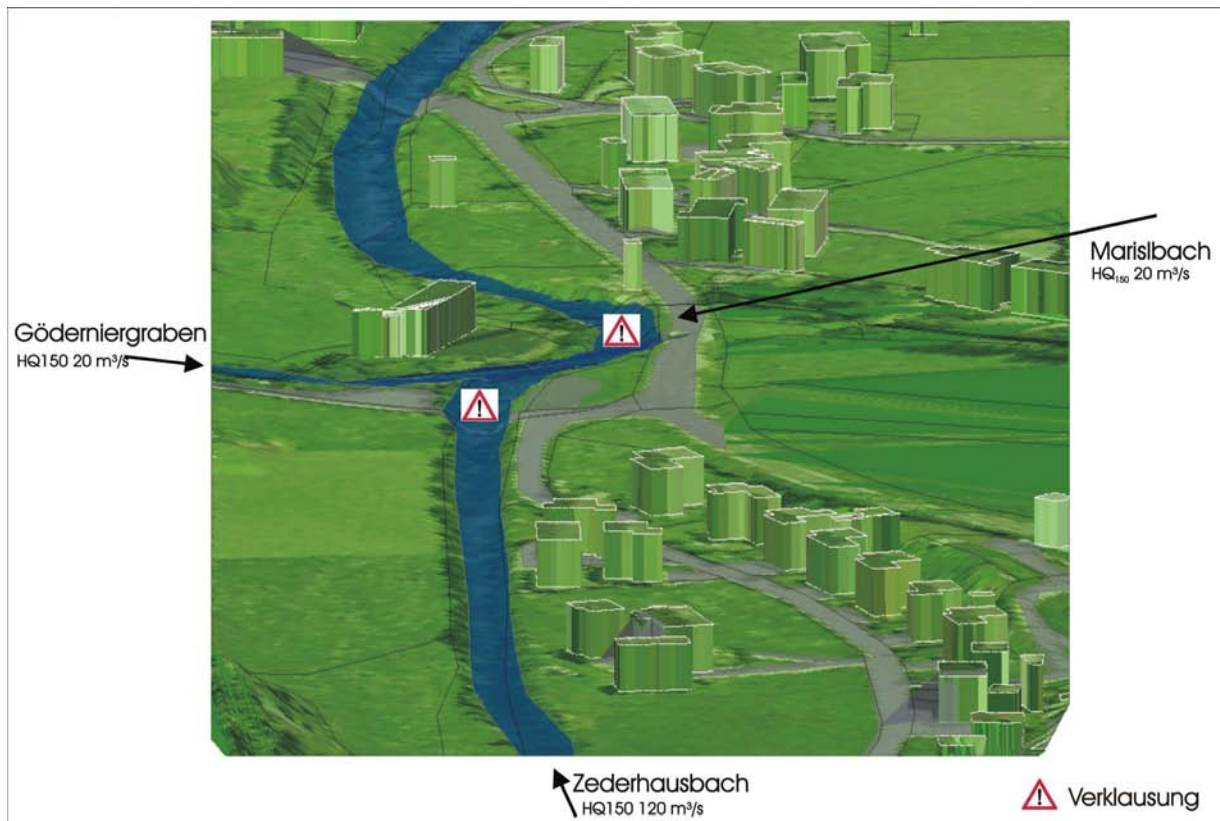


Abbildung 1: Übersicht mit dem Zederhausbach sowie die maßgeblichen Zubringer (Göderniergraben, Marislbach), Verkläusungsstellen an den Brücken und erstelltes Geländemodell mit Gebäude in 3D Ansicht

5 Hydraulische Simulation und Szenarien

5.1 Geländemodell und Eingangsdaten für die Simulation

Die Erstellung des Geländemodells erfolgte auf Basis der 1x1 m Laserdaten. Aus diesen Grunddaten wurde im ARC-GIS ein TIN erstellt und in einem weiteren Schritt der Einbau der im Simulationsabschnitt situierten Häuser.

Die Kartierung der Gerinne- und Vorlandrauhigkeiten erfolgte im Zuge der Begehung im Gelände.

Als hydraulische Eingangsdaten diente das Hochwasserbemessungsereignis mit einer Wiederkehrwahrscheinlichkeit von 150 Jahren (HQ_{150}), mit einer Abflussspitze im betrachteten Gerinneabschnitt von $120 \text{ m}^3/\text{s}$. Die im betrachteten Simulationsabschnitt vorhandenen Hochwasserabflüsse der Zubringer Gödernierbach und Marislbach wurden mit einem HQ_{150} von $20 \text{ m}^3/\text{s}$ ermittelt.

5.2 Szenario 1 – Brückenverklausung und Einstau effekt der bachnahen Siedlung

Dieses Szenario beinhaltet eine Totalverklausung einer Brücke, welche aufgrund von Wildholzföhrung und Geschiebetransport in diesem Bachabschnitt als „sehr wahrscheinlich“ eingestuft wird.

Zur Simulation der Verklausung wurden die Gridzellen im Brückenbereich auf die Brückenoberkante hochgezogen.

5.3 Szenario 2 – Wirkungsweise der Fließretention

Der betrachtete Simulationsabschnitt ist auf der orographisch linksufrigen Bachseite durch größere Wiesenflächen geprägt, wodurch eine Fließretention im Hochwasserfall gegeben sein sollte. Die Auswirkungen dieser sind jedoch schwer abschätzbar und im Zuge der Revision des Gefahrenzonenplans ist eine Ausweisung von Retentionsflächen dadurch nur bedingt möglich. Deshalb erfolgte auch der Versuch, mit Hilfe einer 2D Simulation die Auswirkungen zu berechnen und dadurch eine Hilfestellung für eine mögliche Abgrenzung zu bekommen.

6 Ergebnisse

6.1 Szenario 1 – Brückenverklausung

Das Ergebnis der simulierten Verklausung zeigte einen deutlichen Einstau der Siedlung an der orographisch rechtsufrigen Gerinneseite. Im Vergleich mit dem Ergebnis der Geländebegehung und der Auswertung einer terrestrischen Ermittlung der Rückstaulinie (Anschlaglinie) konnte im Wesentlichen eine sehr gute Übereinstimmung mit dem Simulationsergebnis erzielt werden.

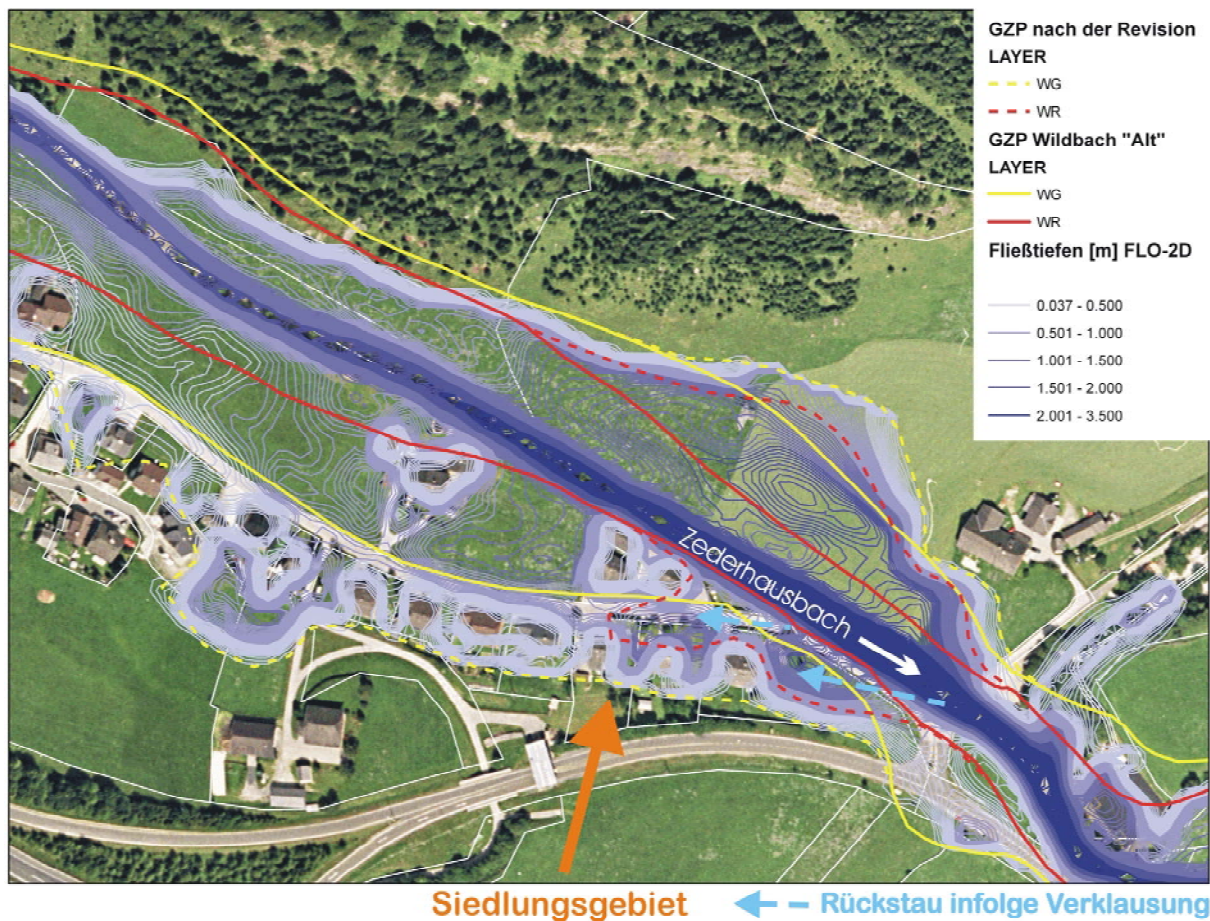


Abbildung 2: Ergebnis Szenario Brückenverklausung mit dem Rückstau in die Siedlung und dem „alten“ bzw. „neuen Gefahrenzonenplan“

6.2 Szenario 2 – Wirkungsweise der Fließretention

Der Vergleich der Eingangsganglinie [INFLOW] mit der Abflussganglinie [OUTFLOW] am Ende des Simulationsabschnittes zeigte eine geringfügige Reduktion des Spitzenabflusses (ca. 2 % vom HQ_{150}) und eine geringe zeitliche Verzögerung der Abflussspitze (ca. 15 min).

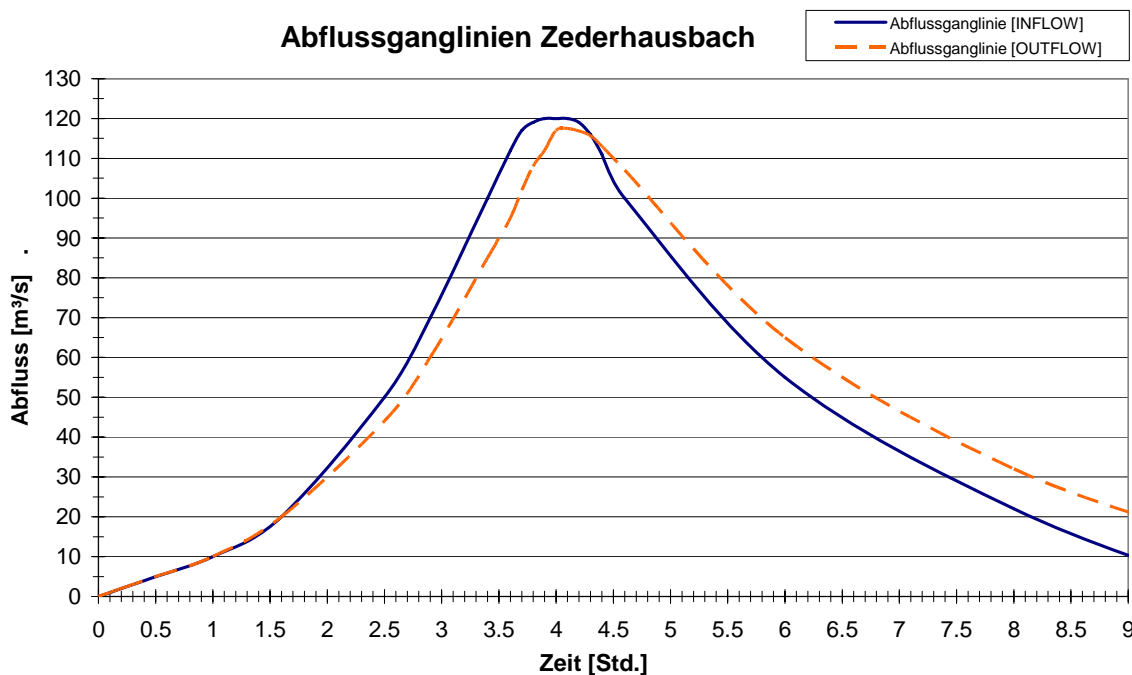


Abbildung 3: Ergebnis der untersuchten Fließretention im betrachteten Simulationsabschnitt

7 Schlussfolgerungen

Durch die Zuhilfenahme von numerischen 2D Modellen hat der Planer eine Entscheidungshilfe mehr – um den Stand der Technik entsprechend – die Gefahrenzonen abgrenzen zu können.

Im vorliegenden Projekt konnte mit Hilfe der Simulation an ausgewählten Gerinneabschnitten und unter Definition von möglichen Szenarien (Verklauung ...) eine wertvolle Ergänzung und Genauigkeitssteigerung erzielt werden.

Grundsätzlich ist jedoch im Zuge der Anwendung von Simulationsmodellen besondere Sorgfalt und ein hoher Grad an Expertenwissen nötig, um einerseits die verwendeten Modelle richtig einzusetzen und andererseits – vielleicht noch wichtiger – die nötigen Eingangsdaten und Szenarien (Prozessdefinition, Wahl der Eingangsdaten, Plausibilitätskontrollen) definieren zu können (Moser, 2007).

8 Ausblick

Der Einsatz von Simulationsmodellen zur Berechnung von Hochwasserabflüssen hat sich in den letzten Jahren sehr gut weiterentwickelt. Weiterentwickelt hat

sich auch die Benutzerfreundlichkeit der Modelle, wodurch es einem größeren Anwenderkreis möglich ist, diese auch – nach kurzer Einschulung – einzusetzen.

Eine Simulation sollte als Ergänzung und Genauigkeitssteigerung entsprechend eingesetzt werden. Nur nachvollziehbare Szenarien, transparente Eingangsdaten (DHM, Fließrauhigkeiten ...) und eine Interpretation und kritische Analyse der Ergebnisse machen dieses Werkzeug zu einem wichtigen und wertvollen Hilfsmittel.

Im vorliegenden Projekt der Revision des Gefahrenzonenplans hat sich gezeigt, dass ein hoher Grad an „Expertenwissen“, eine Begehung und Analyse im Gelände, die Einbeziehung sämtlicher historischen Daten (Chronikereignisse), die Definition von Szenarien und darauf aufbauend der gezielte Einsatz von Simulationsmodellen eine umfassende Beurteilung ermöglichen.

9 Literatur

- Moser, M. (2007): Qualitätssteigerung in der Planung durch den Einsatz von Simulationsmodellen: Zwischen Götterblick und Modellgläubigkeit – Fallbeispiele, Vortrag im Rahmen der INSCHAU 2007 – Workshop Planungsqualität, Juni 2007 (unveröffentlicht)
- Schmid, F. (2007): Die Berücksichtigung der Wirkung von Schutzbauwerken in der Gefahrenzonenplanung – einige Grundsatzüberlegungen. In: Zustandserfassung, Instandhaltung und Sanierung von Schutzbauwerken der Wildbach- u. Lawinenverbauung, Heft. Nr. 155, Juni 2007

Autoren:

Dipl.-Ing. Markus Moser

Dipl.-Ing. Thomas Eckerstorfer

Dipl.-Ing. Gerald Jäger

Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung, Sektion Salzburg, Gebietsbauleitung Lungau
Johann Löcker Str. 3
A - 5580 Tamsweg

Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung, Sektion Vorarlberg, Gebietsbauleitung Bregenz
Rheinstraße 32/5
A - 6900 Bregenz

Tel.: +43 6474 2256 16

Fax: +43 6474 2256 17

E-Mail: markus.moser@die-wildbach.at

thomas.eckerstorfer@die-wildbach.at

Tel.: +43 5574 74995 414

Fax: +43 5574 74995 5

E-Mail: gerald.jaeger@die-wildbach.at



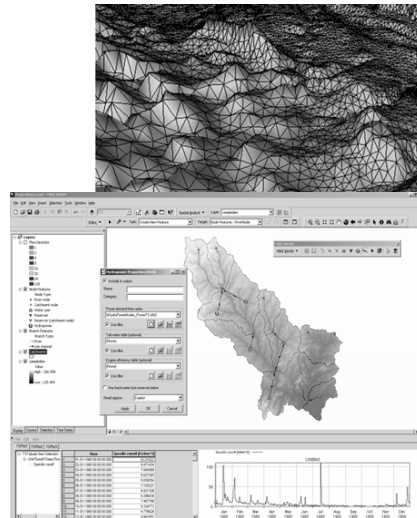
WATER • ENVIRONMENT • HEALTH

Software und Beratung für die Welt des Wassers

DHI bietet Softwarelösungen zur Modellierung sämtlicher Teile des Wasserkreislaufes an. Die Software der MIKE-Familie wird seit vielen Jahren kontinuierlich weiterentwickelt und setzt immer wieder Standards in Bezug auf Fortschrittlichkeit und Nutzerfreundlichkeit. Modularer Aufbau und Integration der Modelle suchen ihresgleichen. Modelle wie **MIKE 11** und **MIKE Flood** (Hochwassersimulation), **MIKE SHE** (Integriert Grund- und Oberflächenwasser), **MIKE Basin** (Wasserressourcenmanagement) oder **MIKE Urban** (Städtisches Wasser) sowie die anderen DHI Programme haben sich weltweit in hunderten von Anwendungen bewährt.

DHI Wasser & Umwelt bietet neben Software auch Beratungsdienstleistungen an, die auf der Anwendung der DHI Software basiert. Leistungen in folgenden Gebieten werden u.a. angeboten:

- Hochwasservorhersage und Hochwassermanagement
- Wasserressourcen und Grundwasser
- Hydraulik und Hydrologie
- Auswirkungen des Klimawandels
- Ökologische Modellierung
- Kanalnetze und Städtisches Wasser
- EU Wasserrahmenrichtlinie (EU-WRRL)
- Küsteningenieurwesen
- Bemessung von Offshore Bauwerken
- Umweltchemie und REACH



WASY ist jetzt Teil der DHI-Gruppe

DHI hat alle Anteile an der bekannten WASY GmbH übernommen. WASY gehört zu den weltweit führenden Entwicklern von Grundwassermodellen und Informationssystemen. Das bekannteste Produkt von WASY ist das Finite Elemente Grundwassermodell FEFLOW. FEFLOW und weitere WASY Produkte wie z.B. WGEO und WISYS stellen ein sehr wichtige Ergänzungen zum bestehenden Softwareangebot von DHI dar.

DHI Wasser & Umwelt GmbH

Wiesenstr. 10a
D-28857 Syke, Germany
Tel.: +49 (0) 4242 1638-0
dhi@dhi-umwelt.de
www.dhi-umwelt.de
Dazu Projektbüros in Stuttgart,
Darmstadt und Braunschweig

Einbindung von Fernerkundungsdaten zur Schneedecke in die operationelle Hochwasser- Vorhersage

Werner Schulz
Florian Appel
Heike Bach
Norbert Demuth
Alexander Löw

In Flusseinzugsgebieten mit Mittelgebirgscharakter kann die Schneeschmelze deutlichen Einfluss auf den Hochwasserablauf haben. Unter den extremen Hochwasserereignissen finden sich hier überproportional häufig Hochwasser mit Schneeschmelze, so dass ein sichtbarer Bedarf an zuverlässigen Hochwasservorhersagen bei Schneeschmelze besteht, welche jedoch erfahrungsgemäß besonders schwierig zu modellieren sind.

Im Rahmen des Projektes InFerno (Integration von Fernerkundungsdaten in operationelle Hochwasser-Modelle; gefördert vom DLR unter 50EE0053) wurden die Möglichkeiten, optische und Radar-Satellitendaten (ausgerichtet auf den Einsatz von ENVISAT) zur Verbesserung der Schneedeckensimulation operationell zu nutzen, geprüft und entsprechende Verfahren für das Testeinzugsgebiet Neckar entwickelt. Genutzt wurden die operationellen LARSIM Wasserhaushalts-Modelle (*Ludwig, 2006*) der Hochwasser-Vorhersage-Zentrale Karlsruhe.

Die Einbindung der Daten erfolgt über eine Parameteroptimierung des Modells, wobei die aus den Satellitenbildern abgeleiteten Daten zur Schneegrenze genutzt werden. Das Verfahren eignet sich prinzipiell auch zur Einbindung von gemessenen Wasseräquivalenten der Schneedecke der Bodenstationen.

Einige stark von der Schneeschmelze beeinflussten Hochwasser in den Wintern 2004/05 und 2005/06 in Baden Württemberg boten die Möglichkeit, das Verfahren zu testen und sowohl die operationelle Bereitstellung der Satellitendaten als auch deren Qualität und Zuverlässigkeit zu prüfen.

Die Verfügbarkeit verwendbarer Satellitendaten entsprach dabei nicht in vollem Umfang den operationell erwünschten Anforderungen. Der gewählte Ansatz führte nicht in allen Situationen zu Verbesserungen, weist aber nach bisherigen Erfahrungen den im operationellen Falle deutlichen Vorteil auf, nur in Einzelfällen zu einer geringeren Qualität der Berechnungen zu führen.

1 Bedarf an verbesserten Hochwasser-Vorhersagen bei Schneeschmelze

Modelle zur Nachbildung der Schneedecke arbeiten intern mit verschiedenen Parametern, deren Eichung wegen der räumlich hoch variablen Schneedeckeneigenschaften, der im Vergleich dazu geringen Messnetzdichte und geringen Repräsentativität der einzelnen Stationen, über Messwerte der Schneedecke nur eingeschränkt möglich ist. Auch eine Eichung über die gemessenen Abflüsse am Pegel führt wegen der neben der Schneeschmelze wirksamen Einflüsse, wie z. B. die Akkumulation in der Schneedecke, nicht immer zum Erfolg.

2 Fernerkundungsdaten zur Ermittlung der Schneedecke

Im Rahmen des Projektes InFerno (Integration von Fernerkundungsdaten in operationelle Hochwasser-Modelle; gefördert vom DLR unter 50EE0053) wurden die Möglichkeiten geprüft, optische und Radar-Satellitendaten (ausgerichtet auf den Einsatz von ENVISAT) zur Verbesserung der Schneedeckensimulation zu nutzen sowie Verfahren für den operationellen Einsatz im Wasserhaushaltsmodell LARSIM für das Testeinzugsgebiet Neckar entwickelt.

NOAA – Satelliten bieten eine tägliche, großräumige Abdeckung des Gebietes, weisen aber den Nachteil starker Wetterabhängigkeit auf. Gerade in den Wintermonaten stehen wegen hoher Wolkenbedeckung u. U. über längere Zeiträume keine verwertbaren Bilder zur Verfügung.

Das von *Derrien (1994)* entwickelte Verfahren zur Bestimmung der Schneeflächen wurde den Anforderungen angepasst und operationalisiert. Es erreicht bei der Detektion von Schneeflächen eine hohe Zuverlässigkeit (*Appel und Bach, 2003*).

Täglich und zuverlässig werden die NOAA- Daten prozessiert und bei ausreichender Wolkenfreiheit, die Voraussetzung für eine Georeferenzierung der Daten ist, werden aus den Rohdaten des Satelliten aktuelle Schneekarten, so genannte Schnee-Wolken-Klassifikationen (SWK) abgeleitet, welche für jeden Pixel die Aussage ‚Schneedecke‘, ‚schneefrei‘ oder ‚Schneegrenze‘ liefern. Für bewaldete Gebiete lassen sich keine Aussagen treffen.

Der Ablauf der Prozesse gliedert sich dabei zunächst in eine geometrische Korrektur und eine radiometrische Korrektur der Daten und der Durchführung der automatischen Schnee-Wolken-Klassifikation.

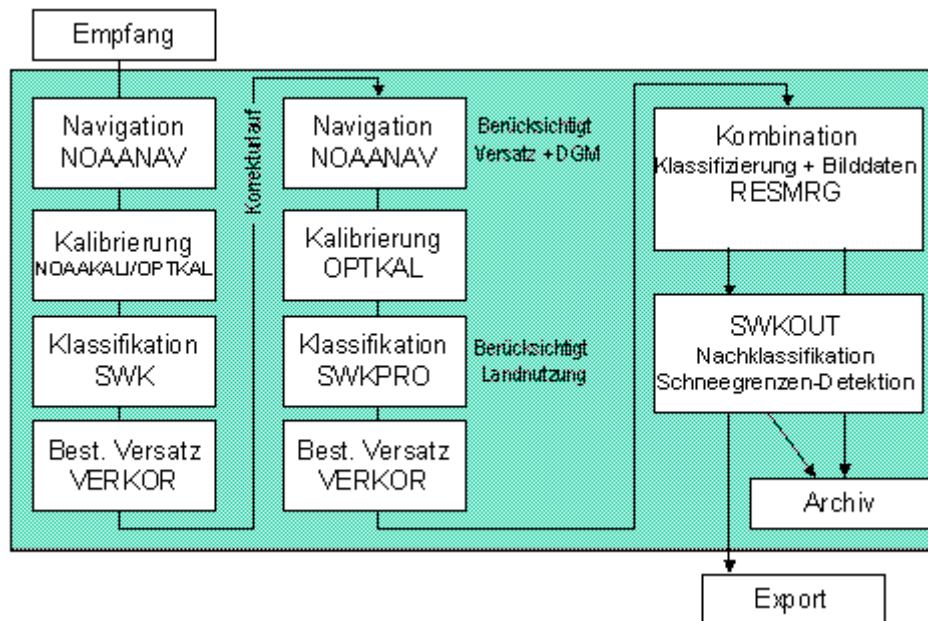


Abbildung 1: Prozessierung der NOAA-Daten

Damit stehen dann Daten zur Schneedecke in einem, den Wasserhaushaltsmodellen angepassten, Raster von 1 km zur Verfügung.

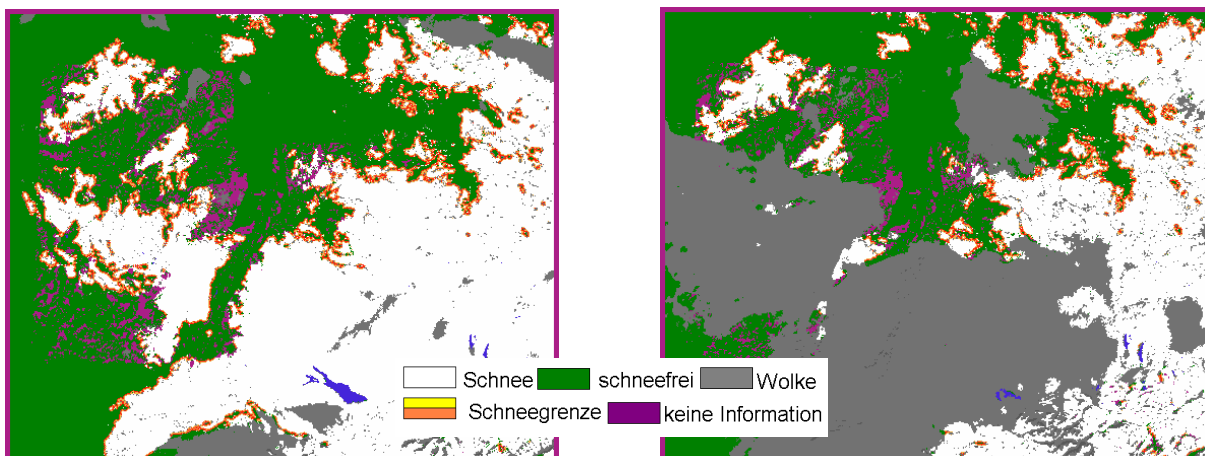


Abbildung 2: Schnee-Wolken-Klassifikation (SWK) für den 20.12. (links) und 21.12.2004, gleicher Ausschnitt. Im linken Bild ist der Bodensee zu erkennen.

Deutlich aufwändiger ist die Ableitung der Schneedecke aus Daten von Radarsatelliten (Envisat-ASAR). Vom Satelliten gemessen wird die Rückstreuung der Radarstrahlen (C-Band, 5,6 cm Wellenlänge), welche vom Gehalt an flüssigem Wasser im Schnee oder Boden deutlich beeinflusst wird.

Nach dem Verfahren von *Nagler und Rott (2000)* wird angenommen, dass sich schneefreie und mit trockenem Schnee bedeckte SAR-Szenen im Winter annähernd identisch verhalten. Nasser Schnee hingegen zu einer signifikanten Abnahme der Rückstreuung führt. Zur Erkennung nasser Schneeflächen wird die aktuelle Aufnahme mit einer (synthetischen) Referenzszene abgeglichen, welche die Rückstreueigenschaften der schneefreien Landoberfläche im Winter repräsentiert. Ist für einen Pixel die Differenz zwischen aktueller Aufnahme und Referenzszene kleiner als $-2,5$ dB, so wird dieser als ‚Nassschnee‘ deklariert (*Löw 2003*).

Zwischen den schneefreien Bereichen und der detektierten geschlossenen Nassschneedecke liegt eine, durch Mischpixel gekennzeichnete, ausapernde Schneedecke. Die nassen Schneeflächen im ausapernden Bereich führen zu einer verminderten Rückstrahlung. Der, hier ebenfalls vorhandene, feuchte Boden kann hingegen die Rückstrahlung erhöhen. Zur Abgrenzung dieses Übergangsbereiches wurde das Intervall zwischen -2.5 und -0.5 dB herangezogen.

Zur Ableitung der Schneedecke werden die erkannten Schneeflächen sukzessive in die Bereiche der Mischpixel erweitert, wobei Bereiche mit erhöhter Rückstreuung als schneefrei klassifiziert werden. Dann wird die Schneefläche auf die Gebiete oberhalb der erkannten Nass-Schneegrenze ausgeweitet. (*Appel 2004, 2006*). Als Ergebnis steht eine Klassifikation ähnlich der SWK, mit ‚schneefrei‘, ‚schneebedeckt‘ und ‚Schneegrenze‘, zur Verfügung. Eine Klassifizierung innerhalb von Waldgebieten und Siedlungen ist nicht möglich. Die so abgeleitete Schneegrenze liegt bei ca. 10 cm Schneehöhe, sie lässt sich hier nicht mit gleicher Sicherheit wie bei den optischen Satelliten bestimmen.

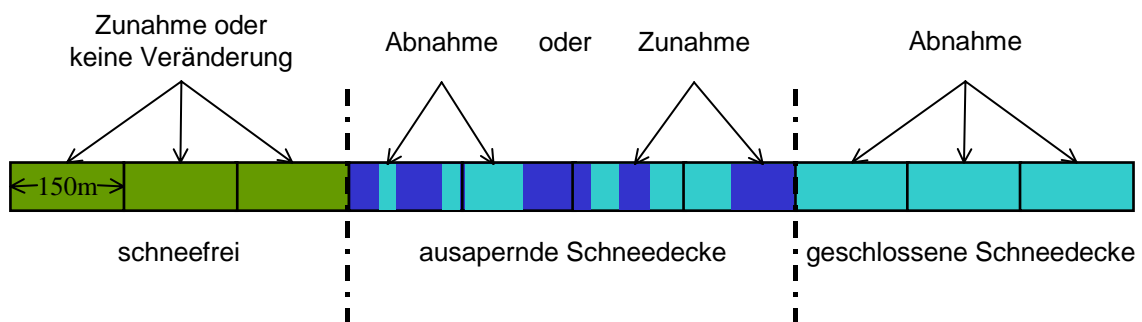


Abbildung 3: Verminderung der Rückstreuung innerhalb eines Schneeprofiles

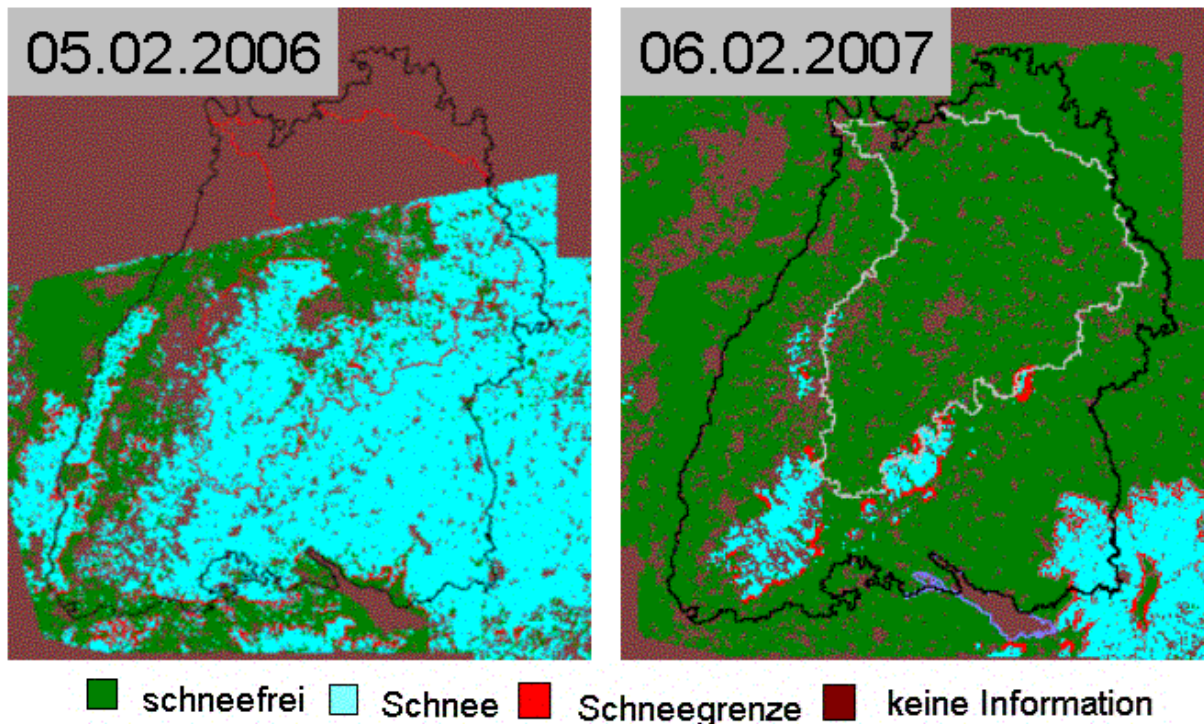


Abbildung 4: Beispiele für Schneeklassifikationen aus ASAR

Um gefrorenen Boden von Nassschnee trennen zu können, ist bei diesem Verfahren die Berücksichtigung der aktuellen Lufttemperatur erforderlich, womit seine Anwendbarkeit von den meteorologischen Bedingungen abhängt. Deswegen und wegen Nutzerkonflikten stehen verwertbare Bilder nur unregelmäßig, mit z. T. größeren zeitlichen Abständen zur Verfügung. Die ASAR WSM Daten werden geometrisch und radiometrisch analog zu den NOAA-Daten verarbeitet, zusätzlich erfolgt die unerlässliche Kompensation der Winkelabhängigkeit des Rückstreusignals. Das entwickelte Verfahren ist automatisiert und ermöglicht eine Vergleichbarkeit der Pixel innerhalb eines Bildes und zwischen geometrisch unterschiedlichen Bildern.

Tabelle 1 Güte der Zuordnung der Klassifikationen zur Meldung der Bodenstationen. Die Pixel ‚Schneegrenze‘ fallen je zur Hälfte in ‚schneefrei‘ und ‚schneebedeckt‘.

	NOAA SWK	ASAR SWK
Güte Schnee	89 %	93 %
Güte schneefrei	98 %	84 %
Güte Schneegrenze	50 %	50 %
Mittlere Schneehöhe der Schneegrenze	5 cm	9 cm
Güte alle Klassen	95 %	85 %

Beide Datenquellen, ASAR und NOAA, liefern keine Angaben zur Schneehöhe oder zum Wasseräquivalent der Schneedecke. Es ist jedoch möglich, an den als Schneegrenze detektierten Pixeln begründete Schätzwerte der Schneehöhe oder des Wasseräquivalents vorzugeben.

3 Einbindung der Daten in die hydrologischen Modelle

Da in natura innerhalb eines Schwankungsbereiches um 0°C sowohl Schnee als auch Regen fallen kann, beeinflusst die Vorgabe einer Grenztemperatur T_{gr} , unterhalb derer nur Regen fällt, direkt die berechnete Menge des in der Schneedecke gespeicherten Wassers. Durch Vorgabe eines Wertes des Wasseräquivalents der Schneedecke an den Schneegrenz-Pixeln des Satellitenbildes, entsprechend der Schneehöhe von 5 cm (NOAA) bzw. 10 cm (ASAR) (oder der Messwerte der Bodenstationen) werden in einem Optimierungslauf die vorgegebenen und gerechneten Schneewasseräquivalente verglichen. Durch schrittweise Änderung der Grenztemperatur in Intervallen von 0.2°C innerhalb physikalisch sinnvoller Schranken wird die Differenz der gemessenen und gerechneten Wasseräquivalente im entsprechenden Modellpixel minimiert. Die ermittelten T_{gr} -Werte werden räumlich mit einer Medianoperation gefiltert, um Ausreißer auszuschließen. Anschließend werden die optimierten Grenztemperaturen auf die Fläche umgerechnet und mit den herkömmlich kalibrierten (statischen) Werten verschnitten. Der Einfluss der optimierten T_{gr} ist umgekehrt proportional zum Abstand von der Schneegrenze und auf einem Radius von 60 km beschränkt. Ein zweiter Rechenlauf nutzt die so gewonnenen flächenhaften Grenztemperaturen für die Simulation über den Zeitraum des Schneedeckenaufbaus bis zum Optimierungszeitpunkt.

Das an der Hochwasser-Vorhersage-Zentrale Karlsruhe entwickelte und implementierte Verfahren zur Einbindung der Fernerkundungsdaten in die Wasserhaushaltsmodelle berücksichtigt die sowohl räumlich als auch zeitlich nur bedingte Verfügbarkeit der Daten und trägt somit den operationellen Anforderungen Rechnung.

4 Ergebnisse zur Einbindung von Fernerkundungsdaten in das operationelle Wasserhaushaltsmodell LARSIM

Für vier der fünf stark von der Schneeschmelze beeinflussten Hochwasser in den Wintern 2004/05 und 2005/06 in Baden Württemberg (nach mehreren Jahren ohne Schmelzhochwasser) standen NOAA-Daten zur Verfügung.

Die Simulation der Schneedecke wurde über die berechnete Abflussfülle verifiziert. Anders als der Abflussscheitel ist diese bei einer vollständigen Schneeschmelze vom Speicherinhalt der Schneedecke, aber nicht vom berechneten Verlauf der Schmelze abhängig, welcher neben dem Ausgangs Wasseräquivalent der Schneedecke noch von verschiedenen Modell-Parametern beeinflusst wird und somit keine direkte Aussage über die Güte der berechneten Schneedecke erlaubt. Eine bessere Modellierung der Schneedecke und damit ihres Speicherinhalts schafft die Voraussetzungen für bessere Hochwasser-Vorhersagen, führt jedoch nicht zwangsläufig zu besseren Abflussvorhersagen (*Udnæs, 2002*).

Beispielhaft wird insbesondere das Hochwasser März 2005 betrachtet, welches als reines Schneeschmelzhochwasser ohne Regen den Einfluss der Schneedeckensimulation auf die Berechnungen besonders klar aufzeigt.

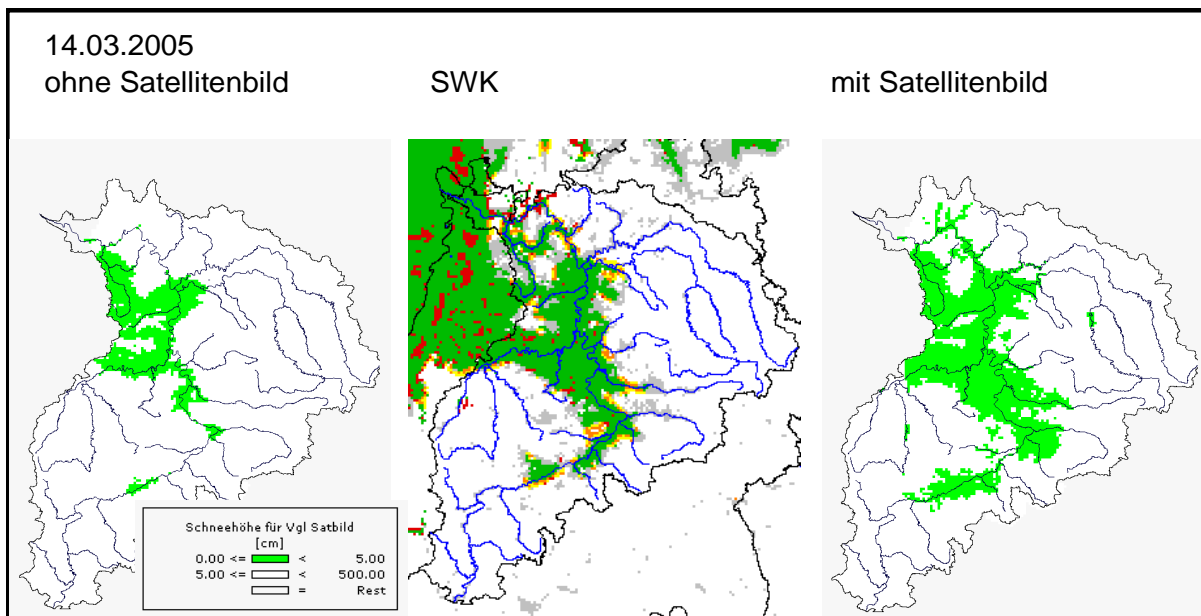


Abbildung 5: Eine Auswertung der vier Hochwasser Berechnete Schneehöhe > 5cm ohne und mit Einbindung von Satellitendaten für den 14.03.2005 am Testgebiet Neckar.

Erkennbar ist die geringere Ausdehnung der Schneedecke, welche durch Einbindung der Satellitendaten erreicht wurde. Die Auswirkungen auf die Simulation zeigen die folgenden Abbildungen:

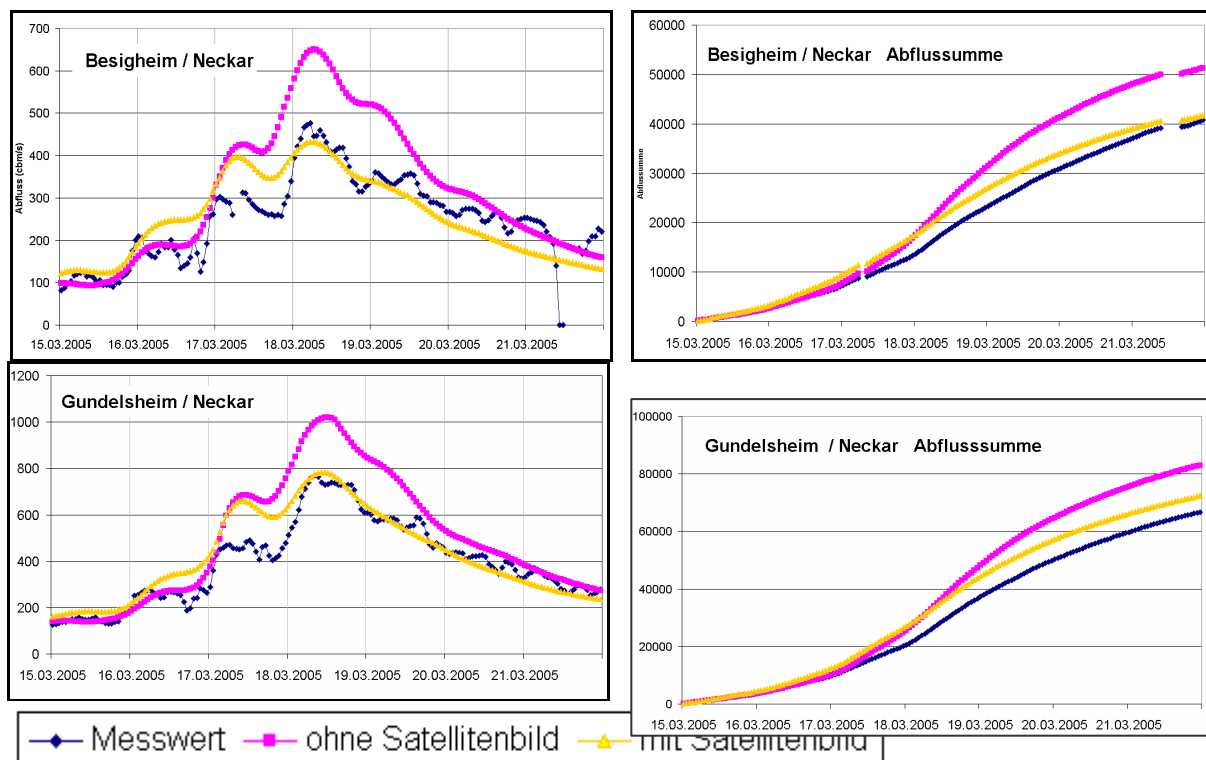


Abbildung 6: Simulierter Abfluss ohne und mit Einbeziehung von Satellitendaten für den März 2005 für die Neckarpegel Besigheim (oben; 7.842 km²) und Gundelsheim.

Links: Ganglinie, rechts: Summenlinie des Abflusses. Gundelsheim umfasst mit 12.322 km² einen Großteil des Einzugsgebiets (13.759 km²). Keine Aufsummierung bei Datenlücken.

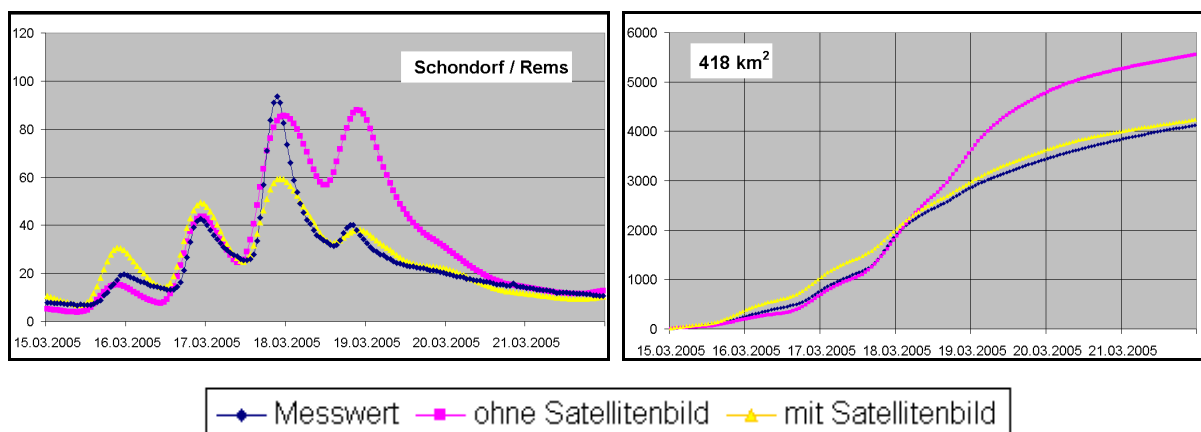


Abbildung 7: Beispiel eines Neckar-Nebenflusses: Ganglinie und Summenlinie für den Pegel Schorndorf / Rems (418km²)

Eine Auswertung der vier Hochwasser für neun Pegel im Neckargebiet ergab nur in einem Fall eine geringe Verschlechterung (< 10%) in der Nachbildung der Abflusssumme, in zwölf Fällen jedoch eine deutliche Verbesserung (> 10%) in der Wiedergabe der Schneedecke durch die Einbeziehung der SWK. In zwei weiteren Fällen kam es zu einer geringen (<10%) Verbesserung, in 21 Fällen

blieb der Abfluss nahezu unverändert. Dies ist insbesondere auf den minimalen Einfluss bei den Hochwassern Feb. 2005 und Feb. 2006 zurück zu führen.

Tabelle 2 Abweichung der berechneten Abflusssumme von der gemessenen Abflusssumme in % für den Pegel Gundelsheim / Neckar. Die letzte Spalte gibt die erzielte Verbesserung an.

Ereignis	Abflussscheitel am Pegel Gundelsheim / Neckar	Abweichung [%] Ohne Einbeziehung SWK	Abweichung [%] Mit Einbeziehung SWK	Verbesserung durch SWK in % der Abflusssumme
Feb. 2005	908 m ³ /s	- 8	- 7	1
März 2005	770 m ³ /s	26	10	16
Feb. 2006	650 m ³ /s	11	13	- 2
März 2006	360 m ³ /s	39	25	14

Tabelle 3 Wesentliche Kennwerte für die Berechnungen ohne und mit Satellitenbild. Der markierte Pegel Gundelsheim umfasst ca. 90% des gesamten Einzugsgebiets

15.03. – 21.03.2005	Best. heitsmaß		Güte		Bilanz (ber. : gem.)	
	Ohne	Mit	Ohne	Mit	Ohne	Mit
Rottweil / Neckar	0,41	0,17	-0,36	-0,58	1,37	1,29
Hopfau / Glatt	0,49	0,03	-0,48	-1,03	1,29	0,92
Horb / Neckar	0,53	0,06	-0,41	-0,56	1,35	1,12
Wendlingen_KL / Neckar	0,87	0,54	0,33	0,47	1,17	0,97
Plochingen / Neckar	0,91	0,61	0,23	0,58	1,22	1,00
Schorndorf / Rems	0,73	0,82	0,01	0,81	1,37	1,04
Murr / Murr	0,86	0,59	-3,45	-0,57	1,45	1,13
Kocherstetten_4 / Kocher	0,97	0,96	0,89	0,87	0,84	0,84
Untergriesheim / Jagst	0,78	0,78	0,66	0,75	1,09	1,05
Gundelsheim / Neckar	0,94	0,83	0,39	0,78	1,26	1,10

Die Berechnungsergebnisse mit optischen Satellitendaten zeigten bei zwei Hochwassern eine Verbesserung der berechneten Abflussfülle, was gleichbedeutend mit einer verbesserten Nachbildung der Schneedecke ist. Bei den beiden anderen Hochwassern (Feb. 2005 und Feb. 2006) zeigte die Nachführung praktisch keine Auswirkungen. ASAR-Daten standen für die beiden Ereignisse zur Verfügung, an denen die Assimilation der Satellitendaten kaum Auswirkungen zeigte. Eine Kontrollrechnung für den Feb. 2005 zeigte auch nur geringfügige Auswirkungen der ASAR-Daten.

Der gewählte Ansatz kann nach den bisherigen Erfahrungen zu deutlichen Verbesserungen führen, diese sind aber, insbesondere im Hinblick auf die Vorhersage, nicht gesichert. Die Verfügbarkeit der Daten ist auch wetterabhängig und damit schwankend. So standen z. B. im Winter 2005/06 insgesamt 66 NOAA-Bilder für Baden-Württemberg zur Verfügung, von denen 49 aufgrund zu hoher Wolkenbedeckung nicht verwendbar waren. 17 Bilder waren für die Einbindung in die Berechnungen geeignet. Außerdem wurden in diesem Zeitraum von 151 Tagen 13 ASAR Bilder bereitgestellt, von denen 4 als nicht verwendbar eingestuft wurden. Die Verfügbarkeit der Bilder vor einem Hochwasser-Ereignis ist somit nicht gesichert.

5 Operationalisierung der Methode

Es wurde eine Prozesskette aufgebaut, welche die Fernerkundungs-Daten automatisch verarbeitet und sofort danach den Modellen in verwertbarer Form bereitstellt. Prozessierung und Bereitstellung der SWK erfolgen täglich, um auf diese Weise den operationellen Ablauf zu überprüfen. Ist der Wolkenanteil für eine SWK-Erstellung zu groß, erfolgt eine entsprechende Meldung. Diese Erstellung der SWK in den Wintermonaten, erfolgt derzeit im Rahmen des von der Esa finanzierten Projekts PolarView. Bei günstigem Ablauf können die ASAR-Daten jedoch Near Real Time 2-4 Stunden nach der Aufnahme als SWK vorliegen, real kommt es u .a. aufgrund von Nutzerkonflikten auch zu deutlichen Verzögerungen. Die Bereitstellung der NOAA-Daten erfolgt zu einem festgelegten Zeitpunkt ca. 2 Stunden nach Aufnahmetermin. Die klassifizierten Schneedaten werden visuell geprüft, um die Verwendung von Bildern zu geringer Informationsdichte oder mit fehlklassifizierten Pixeln zu vermeiden. Dies scheint hauptsächlich bei ASAR-Bildern erforderlich.

Die Entscheidung zur Verwendung des Verfahrens muss in jedem Einzelfall bei den Experten liegen. Die Verfahren mit Einbindung der Satellitenbilder und bodengebundener Schneemessungen werden daher parallel zur herkömmlichen Hochwasservorhersage gerechnet. Routinemäßig wird entschieden, welche Berechnungen für die Einbeziehung in die veröffentlichten Wasserstands-Vorhersagen genutzt wird. Das Umschalten von einem Verfahren auf das andere erfolgt rasch und unkompliziert. Somit ist ein operationelles Verfahren zur Einbindung von Satellitenbildern für die Wasserhaushaltsmodelle der HVZ Karlsruhe implementiert.

Die Bereitstellung der Fernerkundungsprodukte erfolgt derzeit für die Einzugsgebiete in Baden-Württemberg und das Einzugsgebiet der Mosel. Hier laufen momentan die Vorbereitungen für eine Einbindung der Daten in die operationelle Vorhersage.

6 Danksagung

Die Autoren danken dem Forschungszentrum für Luft- und Raumfahrt DLR für die Förderung des Projekts InFerno (Fkz: 50EE0053). Die ESA derzeit die Bereitstellung der SWK-Produkte über das GMES Service Element PolarView.

7 Literatur

- Appel F und Bach H (2003): Near-real-time derivation of snow cover maps for hydrological modelling using operational remote sensing data IGARRS, Toulouse, France 2003.
- Appel, F., H. Bach, A. Löw, R. Ludwig, W. Mauser & B. Waske, 2004. Operational derivation of snow properties from ENVISAT ASAR Wide swath data for assimilation in a hydrological model for improved flood forecast. Proc. 4th International Symposium on Retrieval of Bio- and Geophysical parameters from SAR data for land Applications, Innsbruck, CD-Publication
- Appel, F.; Bach, H.; Löw, A.; Mauser, W. (2006): Snow cover mapping for Central Europe –enhancement of optical and microwave remote sensing methods towards an operational service. European Geoscience Union (EGU), General Assembly, 02.-09. April 2006, Vienna, Austria
- Derrien, M., Farki B., Harang L., LeGleau H., Noyalet A., Pochic D., Sairouni A.: (1993) Automatic Cloud Detection Applied to NOAA-11/AVHRR Imagery In: Remote Sens. Environ. Vol. 46; pp. 246-267
- Löw A, Ludwig R und Mauser W (2003): Mesoscale soil moisture estimation from SAR data using subscale landuse information. Proc. IEEE Int. Geos. RS Symposium, 21-25 July 2003, Toulouse., Vol. 2, pp. 1396-1398.
- Nagler, T., Rott, H. (2000): Retrieval of wet snow by means of multitemporal SAR data. IEEE Trans. Geosci. Remote Sensing. Vol. 38 (2). pp. 754-765.
- Ludwig, K, Bremicker, M.(eds) (2006): The water balance model LARSIM – Design, Content and applications.Freiburger Schriften zur Hydrologie, Band 22.
- Udnæs, Hans-Christian, Rune V. Engeset, Liss M. Andreassen (2002): Use of Satellite-derived Snow-Data in a HBV-Type Model, Proceedings of EARSeL-LISSIG-Workshop Observing our Cryosphere from Space, Bern, March 11 – 13, 2002

Autoren:

Werner Schulz

Landesanstalt für Umwelt, Messungen
und Naturschutz Baden-Württemberg
Benzstr. 5
76185 Karlsruhe

Tel. +49 721 5600 1498
E-Mail: werner.schulz@lubw.bwl.de

Florian Appel
Dr. Heike Bach

Vista Geowissenschaftliche
Fernerkundung GmbH
Gabelsbergerstr. 51
80333 München

Tel.: +49 89 5238 9803
E-Mail: appel@vista-geo.de
bach@vista-geo.de

Norbert Demuth

Landesamt für Umwelt, Wasser-
Wirtschaft und Gewerbeaufsicht
Kaiser Friedrichstr. 7
55116 Mainz

Tel. +49 6131 6033 1710
E-Mail: Norbert.demuth@luwg.rlp.de

Dr. Alexander Löw

Departement für Geographie der
Ludwigs-Maximilians Universität München
Luisenstr. 37
80333 München

Tel. +49 89 2180 6673
E-Mail: a.loew@lmu.de

The Tuxpan River: a proposal to alleviate the flooding problems at the river basin scale

Oscar Herrera Granados

The National Commission of Water (CONAGUA) registers the Tuxpan River as one of the 17 main rivers that flow into the Gulf of Mexico within the Mexican territory. People living in this basin had experienced many flood events along the history; the last two ones took place in October 1999 and seven years later in October 2006 affecting mainly the two major cities located within this basin: The City of Tuxpan and El Alamo. Eight years after the 1999 flood, the mitigation measures to protect the Tuxpan basin seem to be not sufficient. This paper presents a model based on HEC-RAS, which depicts the inundation areas of the city of Tuxpan and proposes new retention areas to mitigate the damage of future floods. In addition, some recommendations are stated to enhance the situation of the protection measures implemented in El Alamo.

1 Introduction

Adequate flood protection measures and appropriate river basin management are key issues which contribute to an improved quality of life for people living along creeks, channel, rivers and other water bodies. In order to reach these purposes, the decision-makers have to be supported not only by experts in the field of hydro-engineering but also by well-done laws, directives or guidelines to facilitate the implementation of flood prevention measures, to improve the quality of the water resources and to involve the participation of the majority of water-stakeholders. The actual situation of the water management regulation in Mexico is ambiguous for preventing the damage that big flood events can provoke. The National Waters Law or *Ley de aguas Nacionales (2004)*, which is the major legislation for water management in Mexico, only allocated 2 articles for flooding protection. These two articles neglect the importance of monitoring rainfall events and do not encourage the implementation of flood forecasting systems. This legislation just transfers the responsibility to the local basin administrative districts, namely the Basin Councils, whose functions are neither clearly defined. These two articles order the Basin councils to build the necessary infrastructure to prevent flooding in the zones that are prone to be inundated and to control

these structures. Nevertheless, it is not specified how to do that. Hence, this paper presents a case study in order to review the actual infrastructure against flooding that exists in one of the several river basins located in the state of Veracruz: The Tuxpan River Basin.

The Tuxpan River as one of the 17 main rivers that flow into the Gulf of Mexico in the Mexican territory; two main cities are located within the territory of this basin: The city of Tuxpan and El Alamo. A flood forecasting system was carried out to show the potential inundation area of the city of Tuxpan. New retention areas and polders are proposed to upgrade the actual infrastructure against flooding. The objective of these mitigation measures is to protect the two major cities and the main road infrastructure that connects the city of Tuxpan with other important cities and with the harbour of Tuxpan, which is important in terms of trading activities.

2 Flooding problems within the Tuxpan basin and Veracruz

2.1 General overview of the flooding problems in the state of Veracruz

The state of Veracruz is one of the states of Mexico that registers one of the highest yearly rainfalls with more than 1490 mm/year, based on the data of the *CONAGUA (2004)*. Nevertheless, the infrastructure that exists in this state seems to be not adequate to prevent or diminish the negative consequences that a flood event can bring with. One example of this fact is that most of the roads are in bad conditions. In case of flooding emergency, the road infrastructure plays a crucial role in order to help the people to evacuate the risky or to bring help from abroad once the flooding occurred.



Figure 1: Bad conditions of the bridges close to the mouth of the River Actopan

The Figure 1 is an example of this fact; this bridge that connects the city of Cardel with the tourist zone of Chachalacas, does not count with free space between the water level and its superstructure. In addition, the conditions of the bridge can not guarantee the safety of the people driving or walking through it. This bridge is located close to the Mouth of the river Actopan, not far away from the city of Veracruz. Unfortunately it is not an isolated case.

On the other hand, the climatologic conditions of the state, makes it prone to experience meteorological phenomena such as hurricanes, cyclones and tropical storms. The consequences of these phenomena are intense rainfalls in short periods of time, strong wind and big surge in the coastal zones. These rainfalls affect directly the flow rate of the streams within the river basins of the region; thus, the probability of the occurrence of flooding is larger. That is why the Tuxpan river basin is used to experience large floods.

2.2 The flood events of October 1999 and 2006

The flood event that occurred on October 1999 can be considered one of the largest registered in the history of the Tuxpan basin. Many causes provoked the heavy rainfall at the end of September and at the beginning of October 1999. Several meteorological disturbances affected the region during these days, such as the tropical wave 35 and the cold advection number 4. In addition, the tropical depression 11 affected the coastal regions of the Gulf of Mexico the first days of October, which was the main reason of the heavy rainfalls that provoked the floods in the whole state of Veracruz. The Figure 2 shows the location of the Tuxpan Basin and the path of the Tropical depression 11 along the Gulf of Mexico.

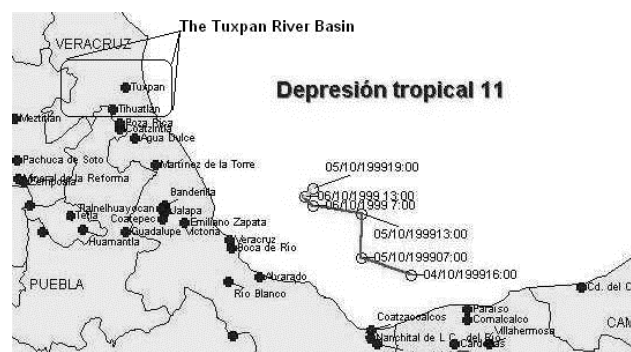


Figure 2: The tropical depression 11 along the gulf of Mexico in October 1999

The consequences of this phenomenon were disastrous: 111 people died and more than 92 thousand people were affected only in the state of Veracruz; 14

ivers overflowed, including the Tuxpan River. The cities of El Alamo and Tuxpan were completely flooded and the material losses were uncountable.

Seven years after the disaster of 1999, in October 2006, the national system of civil protection of the state of Veracruz, reported floods in the municipalities of Temapache, where El Alamo is located and the city of Tuxpan. The registered rainfall reached more than 158 mm the 20th of October and provokes the overflowing of the tributaries Cañas and el Idolo. In both cities, the water level reached in some parts more than 30-50 cm. This phenomenon affected around 1170 families as it was written in the *Report of the state of Veracruz (2005)*.

3 Hydrological information of the Tuxpan basin

The hydrological studies for the river basin were carried out by *Navarrete (2002)*, the output of his work was the acquisition of the unitary hydrograph of the Tuxpan River at the city of Tuxpan which is shown in the Figure 4. *Navarrete* included information of 9 tributaries and the Tuxpan River from El Alamo to the city of Tuxpan and the information of the flow rate that was previously defined of the Tuxpan River at El Alamo. This flow rate was given by the CONAGUA for a $T = 50$ years, with a value of $3173 \text{ m}^3/\text{s}$ and it was the base of the first flood forecasting simulation carried out by *Herrera (2001)*.

Table 1 Tributaries that were analyzed.

Stream ID and name	q_p ($\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}$)	Q_d (m^3/s)
a River Potrero	4.030	634.73
b River Cañas	3.073	483.99
1 Stream Tenachaco	1.361	214.36
2 River Chichihual	1.493	235.15
3 River 3	1.488	234.36
4 River 4	1.085	170.89
5 River Tecoxtempa	1.155	181.91
6 Stream El Idolo	2.214	348.71
7 River Tuxpan	0.791	124.58

The information of the tributaries that were used to obtain the unitary hydrograph is shown in the table 1, where q_p represents the flow rate that the tributary discharges per mm of precipitation and Q_d is the estimated maximum discharge that occurred on the 5th of October of 1999. The Figure 3 depicts the location of many of the tributaries used by *Navarrete* and the location of the city of Tuxpan. In addition, the main road infrastructure, such as the highway 130 that connects the city of Tuxpan with major cities of the country, is shown.

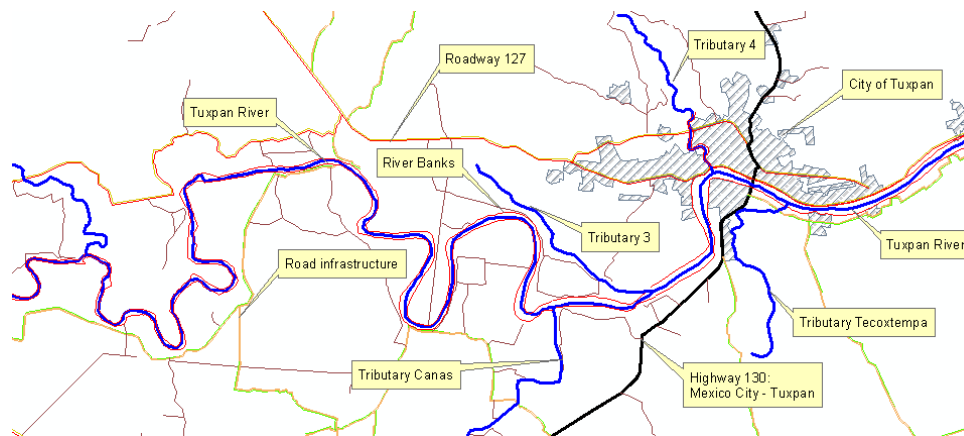


Figure 3: River system and road infrastructure in the vicinity of the city of Tuxpan

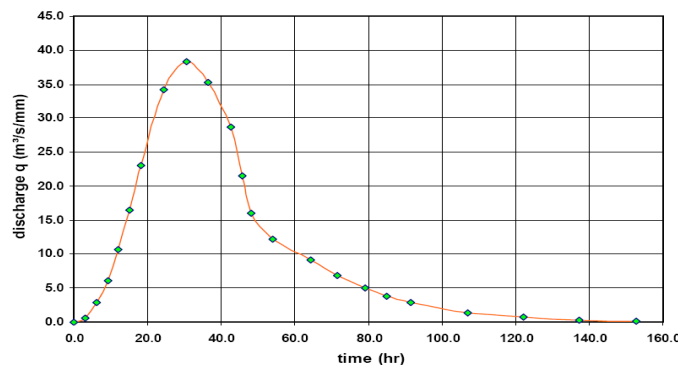


Figure 4: Unitary hydrograph of the river Tuxpan – Modified from *Navarrete (2002)*

4 Modelling the inundation area and mitigation measures for the city of Tuxpan and El Alamo

4.1 The previous modelling and mitigation measures for El Alamo

After the flooding of 1999, The CONAGUA ordered the implementation of mitigation measures for the rivers that overflowed during October 1999. DIELEM, a firma that belongs to the CONAGUA, was in charge of carrying out this project and some flood forecasting studies. The river Tuxpan and the city of El Alamo were included in the project. DIELEM gave the available information to the Institute of Engineering of the National Autonomous University of Mexico. The hydraulic department of the Institute evaluated the condition of the infrastructure against flooding to protect El Alamo city which is depicted in the figure 6. Nevertheless, after the evaluation, the mitigation measures seemed to be not enough to alleviate the flooding problems that El Alamo has and it was demonstrated with the simulation of the overflowing done by *Herrera (2001)*.

In addition, a 1D flood forecasting was carried out to check the magnitude of the overflowing; nevertheless the limitations of this simulation are visible. The

CONAGUA supplied the data of the flow rate with a return period of 50 years for the Tuxpan River and the Streams La Tortuga, Oro Verde and El Idolo with the information provided by the hydrometric station of El Alamo. These three streams discharge into the river Tuxpan and are located within the area of the city of El Alamo. In 1999, these three tributaries overflowed and contributed to the big inundation of the city. In 2006, el Idolo overflowed again.

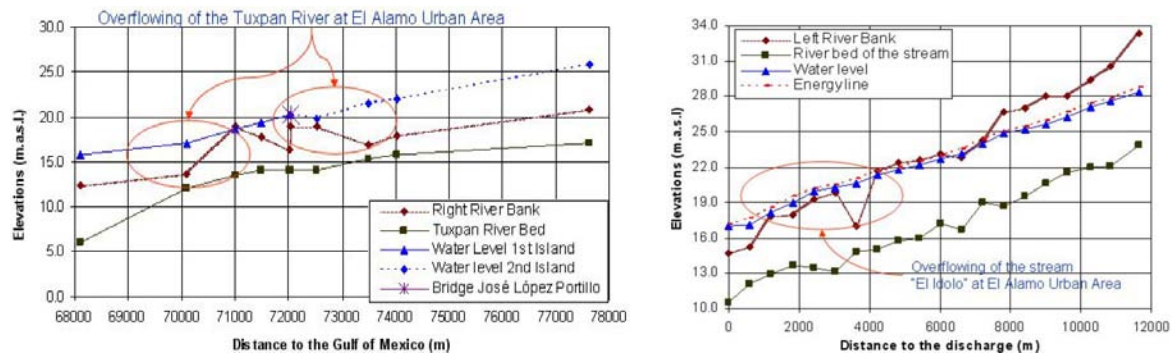


Figure 5: Modelled overflowing of the Tuxpan river at El Alamo – *Herrera (2001)*

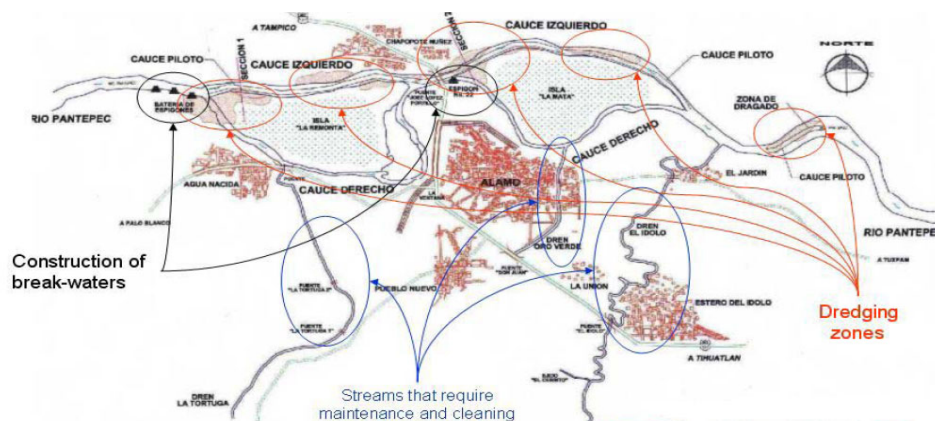


Figure 6: The proposed mitigation measures for El Alamo – *Herrera (2001)*

The simulation was done using the energy and the continuity equations. Those equations were programmed using the program Mathcad. The Figure 5 depicts some of the results of this simulation that defined the potential overflowing of the river over its banks. The first graph shows the overflow of the Tuxpan River at El Alamo and the second graph the overflow of the stream El Idolo.

4.2 The inundation map and mitigation measure for the city of Tuxpan

Several steps have been done in order to build a flood forecasting system for the Tuxpan River. Two programs were used to develop this forecast: ArcView 3.2 and the Hydrologic Engineering Center's River Analysis System HEC-RAS. In addition, the extension GEO-RAS was installed to ArcView to link the geographical information with the river engineering program, this extension serves

as the GIS interface of HEC-RAS. The figure 7 depicts the flowchart of the proposed flood forecasting system.

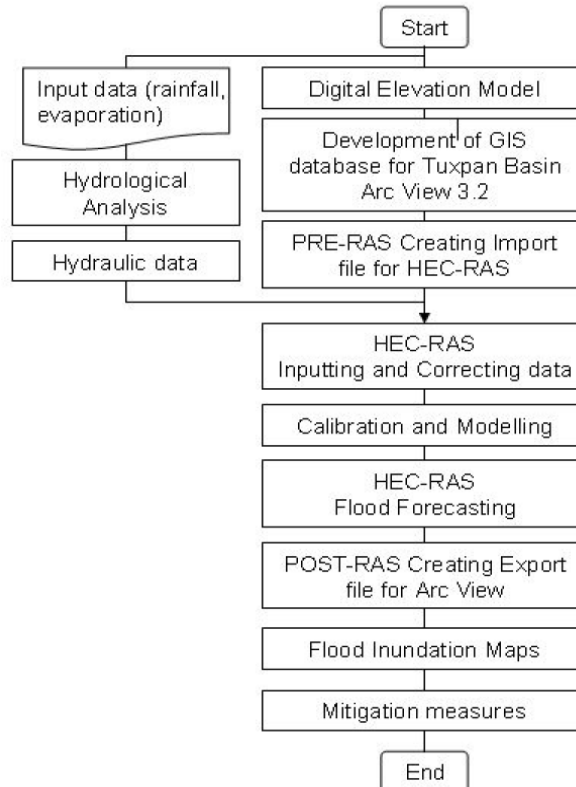


Figure 7: Flow chart of the flood forecasting system – *Herrera (2005)*

Two digital elevation models were used to obtain the GIS Database and the unitary hydrograph to perform the hydrological analysis depicted in the flowchart. Using the GEO-RAS extension for HEC-RAS, the cross sections that are shown in the figure 8 were obtained.

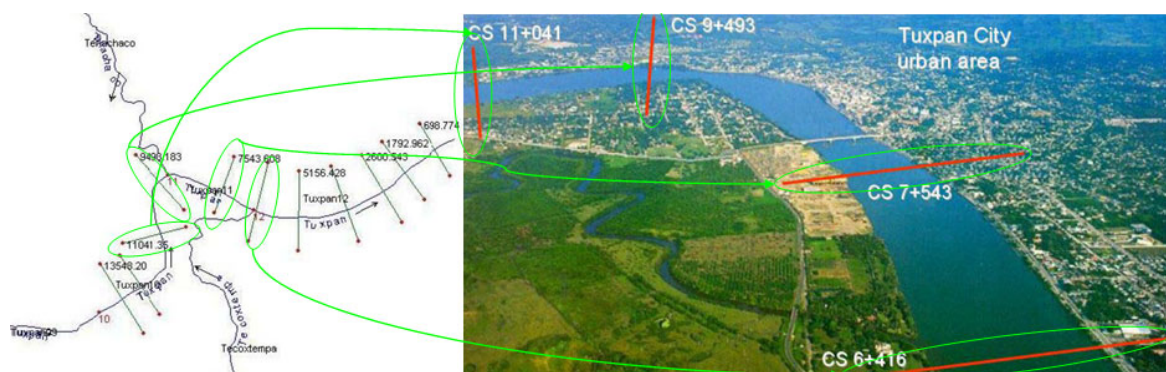


Figure 8: Cross sections for modelling the inundation area of the city of Tuxpan

A first run with HEC-RAS was performed (see figure 9) before the calibration of the model. The model was calibrated on the base of the testimony of the people who experience the flood of 1999 and the final trial was runned.

A small dam has to be built to create the two retention areas. The retention area 1 is located in the Pantepec River, upstream of the city of el Alamo. This retention area has the purpose of alleviate the problems in both cities. The second area has the purpose to retaining the flood wave coming from the tributary Cañas to alleviate the flooding problems of the city of Tuxpan.

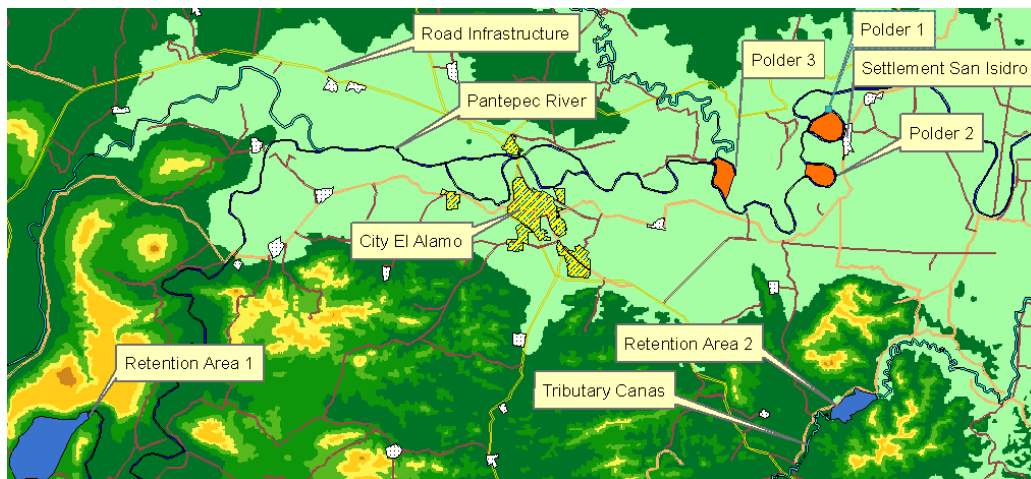


Figure 11: Proposed mitigation measures for the Tuxpan river basin

Due to the lack of reliable hydrological information in the whole river basin, a deeper hydrological study has to be carried out to verify the reliability of the mitigation measures. This is a task that has to be done by the Tuxpan Basin Council and that it is recommendable to be carried out for all the river basins in the country. The low density concentration of population in mountainous areas brings the advantage of planning big enough retention areas in many of the basins that has problems of flooding. Nevertheless, the lack of hydrological information represents a barrier to do this helpful task.

5 Conclusions

The majority of the rivers that flow into the Gulf of Mexico and that belong to the Mexican territory, present a common problem: Lack of infrastructure in order to mitigate the negative effects that the heavy rains can provoke. Thus, a flood forecasting system for the Tuxpan River Basin was presented as a case study in order to obtain the potential inundation map for the city of Tuxpan based on the hydrological data presented by *Navarrete (2002)*. In addition, and using the available DEM of the lower part of the basin, the location of new retention areas and polders were proposed in order to alleviate the problems, that very often appear when heavy rainfall events occur. This proposal has to be review by the CONAGUA and the Tuxpan Basin Council in order to check the liability of its implementation.

The legislation for protecting the national waters and the functions of the basin councils to administrate the water resources and protect the major settlements against flooding are to be reviewed. The lack of good decision making practices in the past, derived in a constant risk for the people living not only within the settlements along the river Tuxpan, but also along the rivers that flow into the Gulf of Mexico. This situation is presented as well along the rivers that flow into the Pacific Ocean and Caribbean Sea. It is necessary to highlight that the geographical location of Mexico, makes this country prone to be hit by hurricanes, tropical waves and tropical storms. If the infrastructure against flooding would not be improved, year by year the problems derived by the occurrence of meteorological phenomena would not decrease and the people living in risky zones will be the most affected.

6 References

- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA – 2004): Statistics on Water in Mexico. Second English edition. Mexico City. May, 2004.
- Gobierno del Estado de Veracruz (2006): Inundaciones en Álamo y Tuxpan por lluvias. Report of the Subsecretaría de Protección Civil. Veracruz, Mexico 2006.
- Herrera Granados, O. (2005): Flood risk and sustainable Planing: Comparison between the flood risk analysis and management of the Odra and Tuxpan river basins. Master Thesis, Universität Stuttgart, 2005.
- Herrera Granados, O. (2001): Simulación del comportamiento hidráulico del río Pantepec (Tuxpan) frente a la población El Álamo, Ver. Diploma thesis. UNAM Mexico 2001.
- Navarrete, S. (2002): Estudio hidrológico de la cuenca del río Tuxpan. Universidad Nacional Autónoma de México. Diploma thesis. UNAM Mexico 2002.
- SEMARNAT (2004): Ley de Aguas Nacionales. Diario oficial de la Federación. Mexico City 2004.

Author:

PhD Student, Oscar Herrera Granados

Institute of Geotechnics and Hydro-engineering
Wrocław University of Technology
Wybrzeże Wyspiańskiego 27
50-370 Wrocław
Poland

Phone: +48 32 02487

Fax: +48 32 84814

Email: Oscar.Herrera-Granados@pwr.wroc.pl

An attempt of causes determination of small reservoirs earth embankment failure

Jerzy Machajski
Dorota Olearczyk

In the paper the course description and an attempt of causes determination of small storage reservoir's earth embankment failure is presented. This attempt was carried out regarding both the natural factors favouring failure occurrence and the essential designing, constructions and exploitations errors occurrence. Different possible embankment failure causes were considered, such as: crest overflow, hydraulic puncture of both soil base and embankment body and also reduction of outlet works installation capacity ability. For confirmation or elimination of any cause the appropriate calculations and analyses were carried out. The hydrological conditions generating the increase of inflow to the reservoir were considered. On the basis of geological–engineering recognition of embankment body and foundation soil, the simulation of embankment washout process and the embankment slope stability in connection with filtration phenomena analysis were carried out. On the basis of determined freshet waters inflow to the reservoir the calculations were made of the outlet works installation capacity ability. A summary pointing out the direct cause of embankment failure is given. At the end also some recommendations related to requirements that should be fulfilled by embankments which create an small retention reservoir, with emphasis on fact that the failure of small reservoir can lead to very dangerous in consequences threat of located downstream area, are given.

1 Introduction

On 18 March 2005 small reservoir's earth embankment failure in Tomaszow Mazowiecki town took place. Within several hours the situation became very dangerous. In the reservoir, called Staw Starzycki, sudden water level growth was observed the day before the failure but only a few people have noticed a danger of a threat. In spite of significant increase of water levels in the Czarna-Bielina riverbed, on which the Staw Starzycki reservoir is located, all the gates of outlet works installation were still closed. It was only on the night of 17/18 March the manager of reservoir decided to open the gates. Only one of the four existing gates has been opened because of their bad technical state, mainly due

to lack of motive efficiency. On 18 March, around 10 a.m., the water level increased onto the crest of embankment and the overtopping process has started. The embankment broke two hours later.

It is obvious that several factors had to favour such failure occurrence. The most significant influence had:

- high precipitation that caused water level increase in rivers in Tomaszow Mazowiecki region,
- substantial air temperature growth causing sudden snow melt from river basin,
- ice cover on reservoir (thickness 15 – 20 cm) causing difficulties in water outflow,
- bad technical state of outlet works installation,
- difficult outflow as a consequence of mechanical impurities deposited on grating of each conduit of outlet works installation,
- bad technical state of embankment.

As a consequence, the embankment breach has been formed with the crest width of 25 m and the concentrated water outflow has occurred on downstream industrial area, including the transformer station. Area downstream was flooded with water depth from 0,50 to 1,20 m.

2 Characteristics of Staw Starzycki reservoir

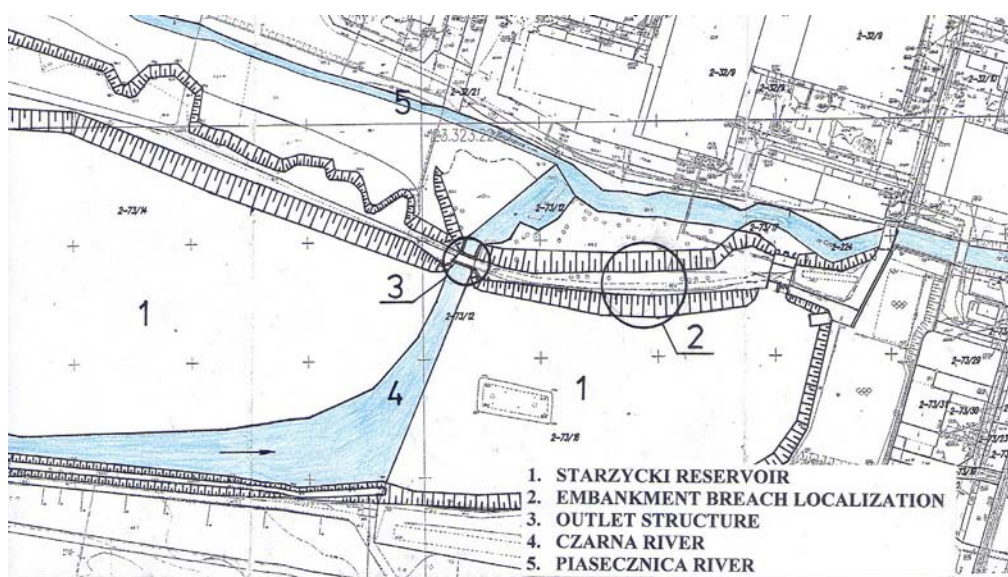


Figure 1: Map of main objects of Staw Starzycki reservoir

Two water areas create the Staw Starzycki reservoir – storage reservoir and fish pond. Total area of Staw Starzycki is equal to 9,20 ha and the total capacity to the embankment crest is about 270000 m³. Reservoir was created partly by embankments and partly using natural highly elevated adjacent area. Both water areas are divided by partition embankment (Fig. 1). The main function of Staw Starzycki reservoir is the fire protection of an industrial plant situated downstream and Staw Starzycki pond was built for fish culture.

The embankment was formed mainly with mineral soil taken from the reservoir area. Main parameters of embankment are as follow: the maximum height of embankment is about 3,40 m, the crest width varies from 2,50 to 12,0 m and the slope inclination ranges from 1 : 2 to 1 : 2,5. Water in reservoir is dammed up by four inlets reinforced concrete weir, built in body embankment with wooden hand operated gates. Each of four weir inlets is 1,45 m wide and 1,89 m high. Under reservoir normal exploitation conditions the upstream water height is 1,51 m, whereas under flood freshet conditions it is 1,91 m.

The weir was built in 1958 in 3+850 km of river Czarna-Bielina. It has to be pointed out that it was designed, built and exploited with essential violation of requirements specified in the appropriate *Regulations (1997)*. The object has never been classified to hydro-engineering structures with a given class of importance. Besides, the object does not have any standard embankment elements of equipments, such as: downstream base slope drainage, upstream slope lining, drainage ditch, built-in elements of embankment body proofing and measuring-control instruments – *Machajski (2006)*.

3 Analysis of embankment failure causes

The analysis of embankment failure causes was carried out mainly regarding the natural factors favouring its occurrence. Because the failure was generated by inflow to the reservoir of melted water of river Czarna-Bielina drainage area, firstly the hydrological conditions connected with such a situation were analysed. Simultaneously, the geological conditions in the region of broken embankment were evaluated. Different possible embankment failure causes were considered, such as:

- crest overflow,
- hydraulic soil base puncture,
- reduction of outlet works installation capacity ability.

After elimination of particular possible failure causes, the simulation of embankment washout process with final breach parameters and resulting outflow hydrograph determination were carried out. The obtained results were compared with the real state.

Rivers hydrographical system in the region of Tomaszow Mazowiecki town consists of four rivers: Pilica, Wolborka, Czarna-Bielina and Piasecznica. Because the Staw Starzycki reservoir is located on Czarna-Bielina river a short description of that river is given. Czarna-Bielina river is the left sided tributary of Wolborka river. Drainage area to weir cross-section equals to 82,5 km², river length is equal to 20,85 km, basin length about 22,24 km, longitudinal river slope is equal to 2,2 ‰ and average basin slope is about 5,3 ‰. Strictly downstream the reservoir there is a mouth of Piasecznica river, left sided tributary of Czarna-Bielina river. River Czarna-Bielina is uncontrolled from the hydrological point of view basin, what means that there are no hydrological observations and measurements of water level and discharge.

Meteorological and hydrological conditions before the day of failure were very complicated what created a problem in discharge estimation of the reservoir inflow. Because a considerable area of river Czarna-Bielina drainage area was covered with snow, and few days before the failure the air temperature increased causing a sudden snow melt, additionally rain has appeared that acted as a mechanical factor enhancing the snow melting and runoff, so the authors were looking for the proper method of the maximum discharge determination that occurred in Starzycki reservoir section on the day of failure. There are few available in the literature methods of discharge estimation from melted snow from the drainage area but most of them require a detailed data of snow thickness, snow pattern in the basin, snow density, air temperature or rain drop temperature. During investigations the following methods of determination of the maximum discharge with a given probability of exceeding were considered:

- resources of snow retention,
- height of melted snow layer under the influence of rain drops heat and rainfall,
- water layer thickness raised from snow melting under the rain influence,
- melted genetic formula,
- regional relationships of maximum runoff (determined on the basis of gauging stations observations).

The most reliable results were obtained with melted genetic formula elaborated by *Fal and Skorupska (1987)* for Polish conditions. Proposed formula is in the following form:

$$Q_p = \frac{\alpha \cdot K_{o1} \cdot h_1 \cdot A}{(A+1)^{0,2}} \cdot \delta_J \cdot \delta_B \cdot \lambda_p$$

where:

- α correction coefficient for the value of K_{o1} ,
- K_{o1} coefficient equal to q_1/h_1 (determined from map),
- q_1 maximum specific runoff with a probability of exceeding $p = 1\%$,
- h_1 height of melted snow layer with a probability equal to 1% (determined from map),
- A drainage area,
- δ_J coefficient of lakes reduction,
- δ_B coefficient of swamps reduction,
- λ_p quantile of variable distribution, $\lambda_p = Q_p/Q_1$, determined from tables, which allow to calculate the maximum discharges with a given probability of exceeding,
- 0,2 index of maximum discharges reductions, constant on the specified region.

The maximum discharges for the Czarna-Bielina river at the reservoir cross-section are presented in Table 1.

Table 1 Maximum discharges with a given probability of exceeding for the Czarna-Bielina river at the reservoir cross-section

River	Drainage area [km ²]	Maximum discharges with given probability p % [m ³ /s]				
		1 %	0,5 %	0,3 %	0,2 %	0,1 %
Czarna-Bielina	82,5	23,8	26,9	29,2	31,0	34,1

In the next phase of investigations the valuation of geological conditions in region of broken embankment was carried out with the main aims:

- geological – engineering recognition of embankment body and foundation soil,
- analysis of downstream slope stability,
- analysis of possible filtration threats.

For the needs of geological – engineering expert’s report of the embankment failure region, four drill-holes were made to depths 5,50 ÷ 7,0 m: two holes on the embankment crest and two on the embankment slope foundation; laboratory tests of soil samples were also made by *Machajski (2006)*. Results of geological – engineering studies proved that soil foundation is built of mineral subsoil in the form of medium sand with interbedding of aggregate muds. Sand in soil base is in state from loose to medium dense which allowed to separate four geologi-

cal – engineering layers. The parameters determined for them made it possible to elaborate the soil base model used for analysing the slope stability and filtration phenomena analysis in the embankment body and its foundation.

The analysis of the embankment slope stability in the place of washout was carried out for different computation variants:

- normal water level in the reservoir before flood event,
- maximum water level in the reservoir during flood,
- for downstream slope to fulfil the requirements of suitable regulations,
- for unprotected upstream slope.

For calculations the following embankment parameters were taken: downstream slope inclination 1 : 2,6, upstream slope inclination 1 : 2, crest embankment width of about 9 m, on the embankment crest an exploitation road of 2,50 m width at about 2 m distance from the upstream slope edge. Moreover, the following assumptions were made: the equivalent load $q = 15$ kPa, uniformly distributed on the whole width, exerted by truck with load, upstream slope not proofed, lack of downstream slope drainage and drainage ditch. In the embankment downstream slope calculations, the two cases of subsoil were considered:

case I – the coherent soil layer of low load in the form of aggregate muds is present at the downstream slope base of plasticity rate of 0,45,

case II – at downstream slope base there is only non-coherent soil in the form of medium sands with average consolidation.

The method of slope stability calculation was chosen on the basis of the analysis of computational cross-section, with the lack of determined slide surfaces. Numerical calculations for circular-cylindrical slide surfaces were carried out with the help of computer programme using classical Fellenius block method that allows to obtain the safest (the lowest) estimation of stability. The results of calculations were estimated on the basis of criterions given in valid regulations. For that purpose, the coefficient of damage consequence was determined on the basis of stability index as well as real, critical, and permissible hydraulic gradients.

The stability analysis proved that for normal water level in the reservoir the downstream slope global stability fulfils the required criterions. Slightly lower stability was stated in the case of upstream slope and for local stability. For the case of flood event, the stability calculations were carried out for the maximum water level reaching the embankment crest. It was stated that both downstream and upstream slopes have sufficient global stability, so even for a water level as high as that during flood in March 2005, the reservoir embankment was stable. Due to the lack of downstream slope base drainage and drainage ditch, as a re-

sult of which the filtration curve came out on slope at the height of 0.40 m above ground level, the downstream slope in local stability conditions showed small and insufficient stability, that could create a small landslide of limited extent, but could not create the failure in the form of embankment break. After the downstream water level grew up to a height of 1.0 m above the ground level, the embankment stability state has further deteriorated. Globally, the embankment slope was stable but locally, at the downstream slope base (below the water level), the stability was not preserved.

Because the analyses described above showed that the embankment failure was caused by the water overtopping, calculations were made of the outlet works installation capacity ability. As a consequence of their unsuitable functioning, the water level in the reservoir reached the embankment crest. The following computational schemes were assumed following *Vischer (1998)*:

- conditions of outlet works installation normal exploitation – submerged inlet resulting from normal or maximum water level in reservoir, open outlet,
- conditions of classical free surface flow of outlet works installation – both inlet and outlet are not submerged,
- conditions of classical pressured flow of outlet works installation – both inlet and outlet are submerged; for the analysed elevation scheme of the adjacent area located downstream the structure, this situation is purely theoretical.

The results of calculations made by *Machajski (2006)* showed that independently of both the inflow and outflow conditions, and independently of computational scheme, the outlet works installation built in the embankment body will allow to pass through the calculated discharges. This is especially well seen when the reservoir water level is equal to the embankment crest elevation. However, the essential requirement is that all the four gates of outlet works installation are completely open.

4 Modelling of the embankment breach

Because the calculations did not show any threat of both embankment slope stability loss and filtration, when looking for the reasons of embankment failure, only the possibility of overtopping was assumed. Such a situation could be caused by: inappropriately chosen computational discharges on the basis of which the outlet works installation was designed and the conditions of free water

flow during flood were estimated; inappropriately chosen parameters of outlet works installation; the possibility of gates blocking of outlet works installation resulting in the limitation of the capacity ability. Gates blocking could be a result of mechanical impurities carried by water, neglecting of the maintenance works by servicing personnel, or damaged operation installation so there was no possibility to open the gates. Each of the above-mentioned situations causes a crest embankment overflow, resulting in its washout, which begins in the form of progressing erosion from the side of downstream slope, and relatively quickly extends to the entire embankment body cross-section – *Kubrak (2004)*.

For the needs of determination of damming water in Staw Starzycki reservoir outflow, the embankment breach modeling was carried out, on the basis of which the resulting parameters and time of final breach shape were determined. Breach parameters, the resulting outflow hydrograph, as well as the total time duration of the failure were calculated on the basis of computer simulation of washout process progression, applying computer program BOSS DAMBREACH, of the American firm BOSS International (6300 University Avenue, Madison, Wisconsin, 53562-3486 USA), that is in possession of the Institute of Geotechnics and Hydrotechnics, Wrocław University of Technology. Simulation was carried out on the basis of the adopted embankment parameters, both embankment and base soil characteristics, reservoir parameters (capacity curve) as well as on assumed catastrophic inflow to the reservoir $Q_{0,5\%} = 26,90 \text{ m}^3/\text{s}$, causing the embankment and reservoir failure by overtopping.

The embankment at the failure cross-section had the following parameters: height of about 3,0 m, upstream face slope 1 : 2, downstream face slope 1 : 2,5, unprotected dam crest width of 8,0 m, lack of elements of embankment body proofing as well as both upstream and downstream slope lining. On the basis of analysis of embankment body soil, the following parameters were taken for numerical simulation: grain size of embankment material $D_{50} = 0,50 \text{ mm}$, porosity ratio 0,35, soil unit weight 15000 N/m^3 , soil internal friction angle 18° , and (because of loose soil) the cohesive strength equal to zero. For computations the reservoir volume description to the top of dam elevation was taken. Also, it was taken into account that there was a significant lowering of embankment crest at 25,0 m length in the region of existing water intake for fire protection. Calculations were carried out under the assumption of the totally blocked outlet structure.

Numerical simulation allowed to determine two significant computational values, i.e., the failure time duration and maximum outflow discharge from breach; also the resulting breach outflow hydrograph was determined (Fig. 2).

Washout time duration from the beginning of overtopping process to the time of reservoir emptying is equal to 4,40 hour, the maximum outflow discharge through the created breach, calculated at 0,490 hour, is equal to 144,7 m³/s. Additionally, the following breach parameters were determined: width in the bottom – 17,70 m, width in the crest – 25 m, the depth – 3,10 m, and slope inclination 1 : 1. The water outflow from the breach together with the water from left sided tributary of the Czarna-Bielina river has inundated an adjacent industrial area with the maximum depth of 1,0 m. The results from calculations obtained from the numerical model were compared with the embankment breach parameters measured in site, and confirmed their very good consistence. This consolidated the authors' opinion that the only reason of Staw Starzycki embankment failure in Tomaszow Mazowiecki was the overtopping process.

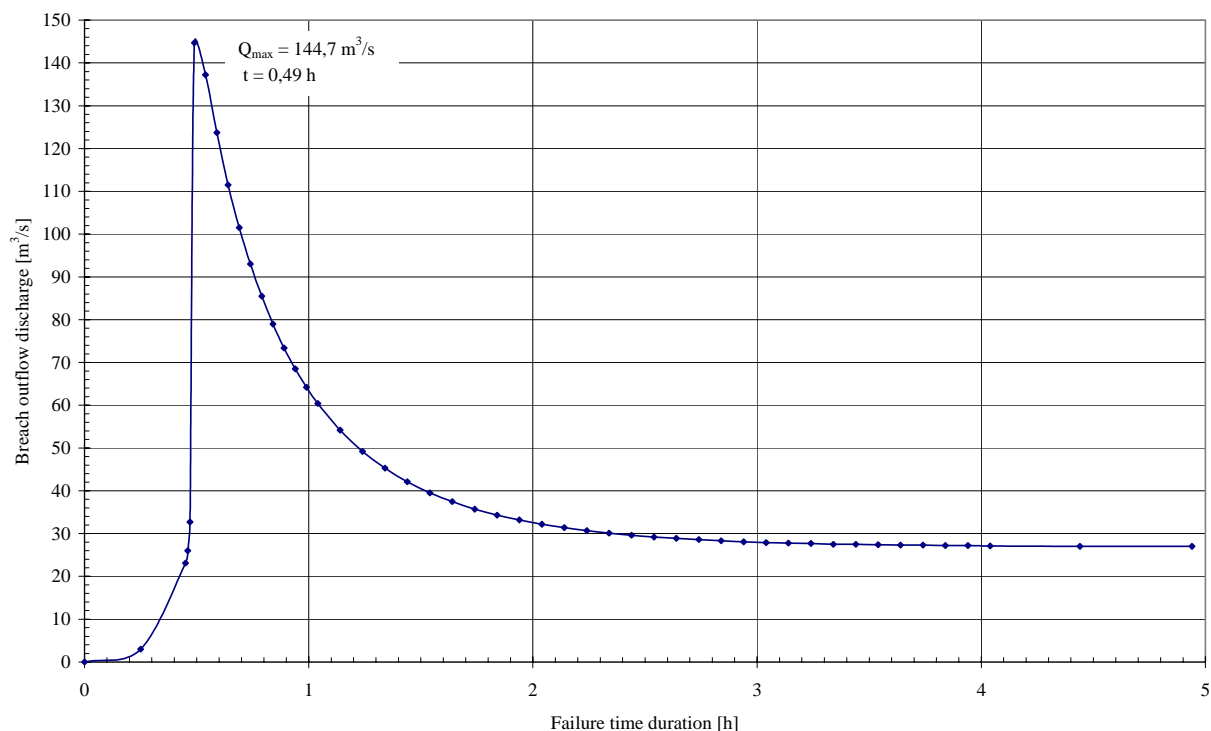


Figure 2: Breach outflow hydrograph of Starzycki reservoir embankment

5 Conclusions

It is difficult to determine a direct reason of failure of embankment-creating reservoir. The most probable reason may be found by eliminating, through technical analyses, the different possible causes of such a failure. Trying to determine

the failure causes of Staw Starzycki embankment in Tomaszow Mazowiecki on the basis of real situation, the authors faced some difficulties. In fact, several overlapping factors favoured the occurrence of failure. For the needs of expert's report, it is important to find the main reason. The analyses proved that one of the most often occurring causes of dam or embankment failures is the overtopping, which is also pointed out in all statistical information.

6 References

- Regulations of Minister of Environment Natural Resources and Forestry from 20.12.1996 regarding technical conditions of hydroengineering structures and their location (1997), Dz.U. No 17/1997, art. 111, (in Polish).
- Vischer D.L., Hager W.H.(1998): Dam Hydraulics, John Wiley & Sons Ltd. Chichester,1998, 360 pp.
- Mathematical modeling of hydraulic consequences of dam failures (2003): Complete work edited by Szydłowski Michał, Monographs of Water Management Committee of the Polish Academy of Sciences, No 22/2003, Warsaw 2003, 173 pp., (in Polish).
- Machajski J., Batog A., Olearczyk D., Puła O. (2006): The causes analysis of Staw Starzycki embankment failure and flood threat in the form of Czarna and Wolbórka rivers inundation in Tomaszów Mazowiecki, Wrocław University of Technology, Institute of Geotechnics and Hydrotechnics, Research report SPR No 1/2006, Wrocław, 2006, 80 pp., (in Polish).
- Fal B., Skorupska B. (1987): Principles of calculation of maximum discharge with a given probability of exceeding. Melted genetic formula, Gospodarka Wodna, No 5, Warsaw, pp. 124-130, (in Polish).
- Kubrak J., Szydłowski M. (2004): Determination of outflow of water through breaches in dams, Gospodarka Wodna, No 9, Warsaw, pp. 384-387, (in Polish).

Author:

Dr. Ing. Jerzy Machajski

Dr. Ing. Dorota Olearczyk

Institute of Geotechnics and Hydrotechnics
Wrocław University of Technology
Wybrzeże Wyspiańskiego Street 27
50-370 Wrocław, Poland

Environmental Engineering Institute
Wrocław University of Environmental
and Life Sciences
pl. Grunwaldzki 24,
50-363 Wrocław, Poland

Tel.: +48 71 320 3940

Tel.: +48 71 320 5547

Fax: +48 71 328 4814

Fax: +48 71 320 5579

Email: Jerzy.Machajski@pwr.wroc.pl

Email:olearczyk@iis.ar.wroc.pl

Historische Hochwasser aus dem Erzgebirge

Reinhard Pohl

Mit Hilfe von historischen Hochwasserinformationen ist es möglich, die der Hochwasserstatistik zugrunde liegenden Reihen zu ergänzen. Dabei ist es erforderlich, die historischen Wasserstandsangaben kritisch zu überprüfen und unter Berücksichtigung der historischen Abflussverhältnisse in Durchflussscheitelwerte umzurechnen. Im vorliegenden Beitrag wird ein Überblick über in der Vergangenheit abgelaufene Hochwasser vorwiegend im Westerbirge gegeben. Dabei wird das Ziel verfolgt, vor allem bei den älteren Ereignissen quantitative Angaben aus der Vielzahl der qualitativ-beschreibenden Berichte herauszufiltern, um einen Beitrag zur quantitativen Hochwasserforschung zu leisten.

1 Einführung

In diesem Jahr jährte sich das Auguthochwasser von 2002 zum 5. Mal. Aber auch ein Fünzigster, ein Achtzigster und ein Hundertzehnter Jahrestag von Hochwasserereignissen der Erzgebirgsflüsse Gottleuba, Müglitz und Weißeritz und zahlreicher anderer sind dazu angetan, das Andenken an diese Ereignisse wach zu halten und bei der Weiterentwicklung des Hochwasserschutzes nicht nachzulassen.

Es ist eine der Hauptaufgaben des Wasserbaus, einen Ausgleich zwischen dem Überfluss und dem Mangel an Wasser zu schaffen. Beide Extreme können räumlich und zeitlich variieren und haben in der Geschichte immer wieder Einschnitte in das Leben der Menschen oder gar eine Bedrohung ihrer Existenz bedeutet. Dennoch zog es die Menschen immer wieder an die Flüsse, vor allem dann, wenn die Wiederholungszeitspannen der Ereignisse länger als eine Generation waren und die Erinnerung oder Überlieferung des letzten Extremereignisses verblasst waren. Am Fluss fanden und finden die Menschen fruchtbares Ackerland, die Flächen sind leicht zu besiedeln, Flüsse dienen selbst als Verkehrswege und in den Tälern bieten sich gute Trassierungsmöglichkeiten für Straßen und Bahnen. Nicht zuletzt sind Flüsse auch Energielieferanten, die schon sehr früh für Wassermühlen und später für Wasserkraftwerke genutzt wurden.

Trotz umfangreicher Hochwasserschutzmaßnahmen in der Vergangenheit müssen wir erkennen, dass es extreme Ereignisse gibt, für die ein zuverlässiger Schutz nicht oder nicht mit vertretbaren Mitteln möglich ist. Beispiele hierfür sind die Hochwasser im Osterzgebirge in den Jahre 1897, 1927, 1957, 1958, 1981 und 2002. Ihnen allen gemeinsam war die auslösende Großwetterlage Vb, bei der feuchte Luftmassen vom Nordatlantik über den Mittelmeerraum von Süden her das Erzgebirge erreichen, wo sie abregnen, was den Erzgebirgskamm zu einem besonders häufigen Hochwasserentstehungsgebiet macht.

2 Quellen zum Hochwassergeschehen

Vielfach sind die Hochwasserereignisse in alten Chroniken nur verbal oder an Hand ihrer Schäden beschrieben worden. Wenn Wasserstandsangaben in den alten Berichten enthalten sind, ist es zuweilen schwer, diese in das heutige Höhenbezugssystem einzuordnen.

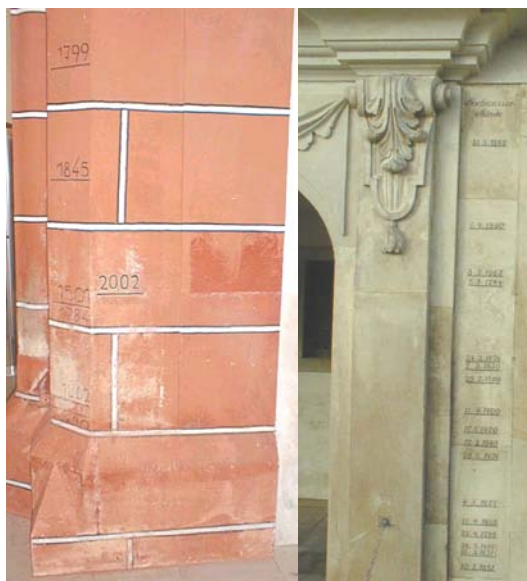


Abbildung 1: Elbwasserstände in der ehemaligen Franziskanerkirche Meissen (links) und am Wasserpalais des Schlosses Pillnitz (Mitte) Fotos: Pohl



Abbildung 2: Hochwassermarken der Mulde an der Großmühle in Grimma (vgl. Tabelle 1), Foto: Pohl 15.6.2003

Wesentlich genauere Angaben sind seit der Markierung der Höchstwasserstände an Pegeln oder erhalten gebliebenen Gebäuden möglich. Eine der ältesten in Sachsen bekannten Markierungen befand sich in Meissen, gegenüber dem alten Franziskanerkloster an einem Eckhaus in der Elbgasse und bezog sich auf das Hochwasser vom 6. bis 15. 8. 1501. Die Wasserstandsangaben befinden sich

jetzt an einer Säule in der ehemaligen Franziskanerkirche (jetzt Stadtmuseum Abb. 1). Bei der Benutzung von Hochwassermarkierungen für die Rekonstruktion der Abflussverhältnisse muss im Einzelfall geprüft werden, ob sich die Marken noch an ihrem ursprünglichen Anbringungsort befinden und in welcher Weise sich das Gerinne seit dem Ereignis an der Markierungsstelle und (im Strömen) nach Unterwasser hin verändert hat.

		geeignet für Rekonstruktion der	Hochwasserereignisse	Wasserstände	Gerinnegeometrie
Schriftliche Quellen	Handschriften	Pegelbücher	++	++	+
		alte Projekte			+
		wasserwirtschaftliche Unterlagen	++	+	+
		alte Schiffsunterlagen	+	+	
		Chroniken	++	+	
		Schadensberichte	++		
		Visitationsberichte	++		
		Steuersachen	+		
		Predigten	+		
	Kirchenbücher	+			
	Druckschriften	Monographien	+		
		Zeitungen	++		
		Chroniken	++	+	
		Reisebeschreibungen	+		
Landesbeschreibungen		+			
Flugschriften		+			
Bildliche Quellen, grafische Darstellungen	Landkarten	Flusskarten			++
		Deichkarten			+
		Karten von Überschwemmungsgebieten	++	++	+
	Bilder	Stadtansichten			+
		Ansichten von Brücken, Mühlen, Ufern			+
		Landschaftsbilder	+		+
	Fotos	Stadtansichten	+		+
		Ansichten von Brücken, Mühlen, Ufern	+		+
		Landschaftsbilder			+
	Techn. Zeichnungen	alte Baupläne		+	++
Vermessungspläne			+	++	
Gegenständliche Quellen	Markierungen	Hochwassermarken	++	++	
		Inschriften	+	+	+
	Ablagerungen	Sedimente	+	+	
		Funde von weggespülten Gegenständen	+		
		C14-Bestimmung	+		
		Dendrochronologie	+		
Pollenanalyse u.a.	+				

Abbildung 3: Quellen für Hochwasserereignisse, Wasserstände und die Gerinnegeometrie (vgl. Pohl 2007)

In der zweiten Hälfte des 18. Jahrhunderts begann in Sachsen die systematische Wasserstandsmessung (Pötzsch 1784) mit der Errichtung der Elbepegel an der Strombrücke in Meißen (1774) und Dresden (1775). Zuvor hatte es schon ein „Wasserhöhenmaß“ an der Schlossgartenmauer in Übigau gegeben. An der Elbtreppe des Schlosses Pillnitz waren die Höchstwasserstände schon seit 1736 markiert worden (Abb. 1). Nach und nach wurden die systematischen Messun-

gen, Markierungen und Aufzeichnungen auch auf die hier besprochenen Flüsse ausgeweitet. Insgesamt stellt sich die Quellenlage zum Hochwassergeschehen recht heterogen dar. Außerdem ist die Frage nach der Zuverlässigkeit der einzelnen Quellen zu stellen, da die Chronisten sich teilweise von ihren subjektiven Eindrücken des Geschehens leiten ließen und eher selten über technisch-naturwissenschaftlichen Sachverstand verfügten. Dies wird vor allem auch bei frühen bildlichen Hochwasserdarstellungen deutlich. Abb. 3 gibt eine Übersicht über verfügbare Quellen.

3 Einzeldarstellungen der Hochwasserereignisse im mittleren und Westerzgebirge

Das gesamte mittlere und Westerzgebirge wird von der Mulde und ihren Zuflüssen entwässert. Das Einzugsgebiet ist in Abb. 4 eingetragen worden. Es wird im Westen durch das Einzugsgebiet der Weißen Elster und im Osten durch das direkte Einzugsgebiet der Elbe begrenzt.

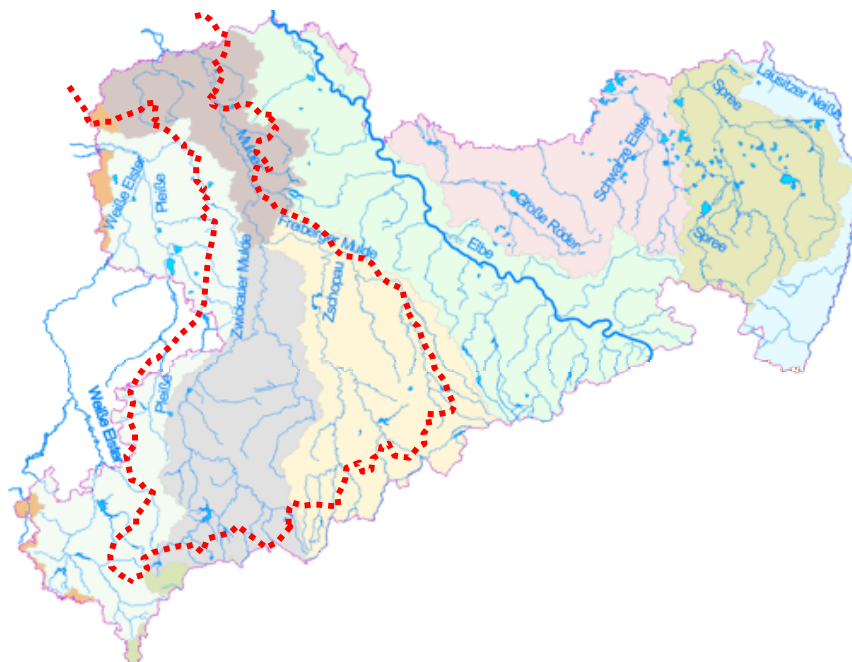


Abbildung 4: Gewässerkarte Sachsen
(<http://www.umwelt.sachsen.de/lfug/hwz/index.html>)

Nachfolgend sind in Fortsetzung zur Darstellung der historischen Hochwasserereignisse des Osterzgebirges die Ereignisse aus dem Muldegebiet, also dem mittleren und westlichen Erzgebirge dargestellt worden.

3.1 Freiburger, Zwickauer und Vereinigte Mulde (Mulda¹, Milde²)



Abbildung 5: Zerstörte Muldebrücke in Grimma („Pöppelmannbrücke“) nach dem teilweisen Abbruch (Foto: Pohl 15.06.2003)

Wie auch in den Nachbareinzugsgebieten liegen seit knapp 100 Jahren Pegelaufzeichnungen an der Vereinigten Mulde vor. Berichte über Hochwasserereignisse sind aber schon seit mehr als 1000 Jahren überliefert. Nachfolgend werden die Hochwasserereignisse tabellarisch aufgeführt und kurz beschrieben. Eine ausführliche Darstellung mit weiteren Wasserstands- und Durchflussangaben ist bei *Pohl 2004* zu finden.

Tabelle 1 Hochwasserereignisse an der Mulde (VM = Vereinigte Mulde, FM = Freiburger Mulde, ZM = Zwickauer Mulde.

Jahr, Datum	Hochwasser, Beschreibung, Wasserstand, Durchfluss, Schäden, Niederschlag, <i>Quelle, Schrifttum</i>
820, 885, 886, 887, 889, 909, 942, 944, 987	VM Hochwasser, <i>Pötzs</i> (1784)
1008/9	VM Siebentägiges Hochwasser an der Mulde, zahlreiche Tote, <i>Pötzs</i> (1784)
1017	VM Hochwasser führt zu Verlusten der kaiserlichen Verbündeten bei der Überquerung der Mulde, <i>Pötzs</i> (1784)
1020	VM Hochwasser nach Schneeschmelze, <i>Pötzs</i> (1784)
1032, 1038	VM Hochwasser. Danach viele Todesfälle durch Pest, <i>Pötzs</i> 1784
Aug. 1226	ZM Aus dem August 1226 stammt die älteste Hochwassermeldung für Glauchau, Dauer 1 Monat, viel Schaden http://www.glauchau.de/die_muldenflutrinne.htm .
1306	VM Großes Hochwasser mit Eisfahrten. Schwere Schäden an Brücken und Mühlen. In Grimma Teile der Stadtmauer und 16 Häuser am Baderolan zerstört. <i>Pötzs</i> (1784), http://www.muldenschiffer.de/hochwasser.html , <i>Grimmaer Chronist Lorenz</i>

¹ so bei *Pötzs* 1784, die Bode heißt dort Bude

² so bei *Pötzs* 1800, S. 148

1315/1316	VM Hochwasser zerstört Augustinerkirche in Grimma und Teile der Stadtmauer sowie Häuser in Eilenburg (dort 30 Tote). Wasser steht in der Eilenburger Kirche. http://www.muldenschiffer.de/hochwasser.html , <i>Grimmaer Chronist Lorenz</i>
9.6. 1316	ZM Erster Hochwasserbericht in der Stadtchronik von Zwickau, <i>Hochwasser in Zwickau (1954)</i> , <i>Böer u. a. (1959)</i>
1355	VM Zerstörung der Großmühle in Grimma durch Hochwasser. <i>Tafel am Bauwerk</i> .
1430	VM Hochwasser, zahlreiche Schäden, <i>Pötzsich (1784)</i>
22.7.1432	VM Großräumiges, 5 Tage - Hochwasser in Sachsen. In Grimma und Rochlitz stürzten die Brücken ein. <i>Pötzsich (1784)</i> , http://www.krause-back.de/geschichtsverein/historik/bruecke.html .
24. 6.1433	VM „...am Johannistag stürzte die Mulde die Stadtmauer in Grimma nahe der Stadtmühle und dem Elisabethkloster, zerstörte die Brücke und drang sogar durch das Pappische und das Leipziger Tor in die Stadt, die daraufhin knietief unter Wasser stand...“ http://www.muldenschiffer.de/hochwasser.html
13.7.1433	VM Großräumiges, Hochwasser in Sachsen. Bei Grimma alle Mühlen fortgerissen. <i>Pötzsich (1784)</i>
1434	Muldehochwasser beschädigt Nikolaikirche in Eilenburg http://www.eilenburg.de/rubrik3/rubrik3242.php
Herbst 1480	VM Nach trockenen Jahren Starkniederschläge in den Einzugsgebieten von Elbe, Mulde und Saale, die zu Hochwässern mit großen Zerstörungen (Brücken, Mühlen) und Todesopfern sowie Verlusten an Vieh führten. <i>Pötzsich (1786)</i>
26.6.1491	ZM Hochwasser in Sachsen. In Langlungwitz und Zwickau ertranken 44 Menschen in der „Mulda“, <i>Pötzsich (1784)</i>
1501	VM Hochwasser in den Einzugsgebieten der Mulde und anderer sächsischer Flüsse. <i>Pötzsich (1786)</i>
1506	ZM Starke Niederschläge im oberen Westerbirge führen zu einem (Sommer-??) Hochwasser in der Zwickauer Mulde. In Zwickau wird der St. Margarethen-Friedhof überschwemmt. <i>Pötzsich (1786)</i>
6.1.1517	ZM (Drei Könige) Eisfahrt auf der Zwickauer Mulde, die von der Morgenmesse bis zur Vesper dauerte. Große Schäden an Gebäuden, Wasserrädern und anderen Wasserbauten. Das Wasser drang in die Stadtgräben ein. <i>Pötzsich (1786)</i>
12.8.1529	ZM Muldehochwasser in Zwickau. <i>Pötzsich (1786)</i>
28.9.1539	VM Hochwasser: Wasser stand 2 Ellen hoch (1 Elle = 56,6 cm) ³ in den Straßen Grimmas, http://www.muldenschiffer.de/hochwasser.html
September 1539	ZM Hochwasser. „Zu Penig führte das Wasser die Brücke hinweg, auf welcher der Hauptmann daselbst ertrank“. 1539 soll es in Glauchau vier Hochwasser gegeben haben. <i>Pötzsich (1784)</i> , http://www.glauchau.de/die_muldenflutrinne.htm

³ 1 Elle = 40,3 ... 120 cm

Leipziger Elle = 56,65 ... 57,15 cm

Dresdner Elle = 57,52 cm

Sächsische Elle = 2 sächs. Fuß = 56,638 cm (seit 1858)

sächs. Rute = 4,295 m

sächs. Lachter = 2,00 m

1560	VM Hochwasser in der Mulde. <i>Pötzsch (1786)</i>
1.6.1563	VM Hochwasser in Sachsen am dritten Pfingsttage. <i>Pötzsch (1784)</i>
Feb. 1566	ZM Hochwasser Mulde verstärkt Elbehochwasser. <i>Schmidt (2000), S. 249</i>
1569	FM Hochwasser in und um Freiberg. <i>Pötzsch (1786)</i>
12.-14.8. 1573	ZM, FM, VM Unwetter im Muldegebiet. Besonders betroffen: Zwickau, Schneeberg, Penig, Rochlitz, Colditz, Döbeln, Grimma, Eilenburg. Große Schäden an Gebäuden, Feldfrüchten und Vieh. Zahlreiche Todesopfer. Bis Niederschlema sieben Brücken weggerissen. Rochlitzer Brücke zerstört. Markierung an einem Eckhaus des Grimmaer Marktes. In der Zwickauer Katharinenkirche stand das Wasser der Mulde 1¼ Ellen hoch. HW _{Grimma} = 3 Ellen, also ca. über 1,50 m auf dem Marktplatz und eine Elle über den Altären der Nikolai- und Klosterkirche. HW _{Eilenburg} = mehr als mannshoch am Eingang in die Nikolaikirche <i>Pötzsch (1784), Pötzsch (1786), Hochwasserschutz in Sachsen (2002), http://www.muldenschiffer.de/hochwasser.html, Fügner (1995), Böer u.a. (1959)</i>
4.-19.4. 1578	VM Hochwasser mit Scheiteldurchgängen am 4. und 19.4. <i>Pötzsch (1786)</i>
9.5.1578	VM Hochwasser mit großen Schäden. <i>Pötzsch (1786)</i>
Jan. 1579	VM Hochwasser. <i>Pötzsch (1786)</i>
1.-11.1. 1584	VM Hochwasser der Mulde mit dem Scheiteldurchgang am 11.1. <i>Pötzsch (1786)</i>
Sommer 1585	ZM Hochwasser mit großen Schäden im Raum Zwickau. Für das Einzugsgebiet der Zschopau wird ein Ereignis auf den Tag Johannes des Täufers, also den 24.6. datiert, was hier auch zutreffen dürfte. VM Hochwasser der Mulde mit großen Schäden im Raum Eilenburg. <i>Pötzsch (1786)</i>
Winter 1595	ZM FM VM „Schröckliche, hochscedliche Eysfart und Gewitter“, Zerstörung von Brücken in Rochlitz, Penig, Colditz, Eilenburg, Nossen und Rosswein. Für das Einzugsgebiet der Zschopau wird ein Ereignis auf den 26.2. datiert, was hier auch zutreffen dürfte. <i>Pötzsch (1786)</i>
1601	VM Hochwasser überströmt den Steinweg in Eilenburg vor dem Torgauer Tor, reißt 4 Gewölbebögen weg, zerstört abermals die Brücke bei Külzscha, zerstört den Friedhof und richtet auch sonst viel Schaden an. <i>Pötzsch (1786)</i>
März 1608	VM GröÖste Eisfahrt „seit Menschengedenken“ <i>Pötzsch (1786)</i>
1617	ZM Hochwasserstand mehr als eine Elle in der Zwickauer Katharinenkirche. <i>Hochwasserschutz in Sachsen 2002, Böer u.a. 1959</i>
1618	ZM Hochwasserstand etwa wie im Vorjahr. <i>Hochwasserschutz in Sachsen (2002), Böer u.a. (1959)</i>
1635	VM Eisfahrt auf der Mulde. <i>Pötzsch (1786)</i>
Februar 1655	Überschwemmungen, die Brücken und Häuser hinweg gerissen haben. Große Eisfahrt bis nach Dessau mit großen Schäden. <i>Pötzsch (1786), Schmidt (2000)</i>
Juni 1655	VM Überschwemmungen, die Brücken und Häuser zerstört. <i>Pötzsch (1786)</i>
1661	ZM VM Hochwasser evtl. wie auch im Zschopaugebiet am 2.8. <i>Hochwasserschutz in Sachsen (2002), http://www.muldenschiffer.de/hochwasser.html</i>
8.-9.2.1670	VM Hochwasser. <i>Pötzsch (1786)</i>
1675	VM Große Überschwemmungen nach anhaltendem Regen. Umfangreiche Schäden. <i>Pötzsch (1786)</i>

Feb1694	VM Winterhochwasser mit Eisgang. <i>Pötzsch (1786)</i>
Juni 1694	VM Hochwasser mit großen Schäden: Felder und Wiesen nicht nutzbar, Häuser eingestürzt, Menschen und Vieh ertrunken. In Grimma 2 Tote und großer Sachschaden. Auf Grund eines Hochwasserscheitels am 20.6. in der Zschopau, könnte dieses Datum auch hier zutreffen. <i>Pötzsch (1786), Schmidt (2000), S. 309</i>
20.7.1694	ZM Hochwasser, welches nicht nur auf Niederschläge sondern auch auf Erdbeben insbesondere in der Gegend von Schneeberg und im Vogtland zurückzuführen sei. Es wird von starken Kluftwasseraustritten berichtet. Es soll Wasser aus Häusern gelaufen sein, in die zuvor keines hineingelaufen ist. In Zwickau nach 4 Regentagen ebenfalls Hochwasser. Beschädigung der Brücke in Rochlitz. HW in Zwickau 42 cm höher als 1573. <i>Melzer (in Pötzsch, 1786), Pötzsch (1786), S. 51, Hochwasserschutz in Sachsen (2002), Böer u.a. (1959)</i>
1722	ZM Hochwasser in Rochlitz. <i>Mittweidaer Wochenblatt v. 12.8.1858</i>
1771	ZM Hochwasserreiches Jahr, Mulde trat von Ostern bis Michaelis (April bis September) 19mal über die Ufer. http://www.glauchau.de/die_muldenflutrinne.htm
30.6.-1.7.1771	VM Grimma von der Flut so schnell überrascht, dass die drei geschlossenen Stadttore und Teile der Stadtmauer von den Wassermassen weggerissen wurden. Zahlreiche Todesopfer. Die Gewitter örtlich 48 Stunden und länger. In Eilenburg Nikolaikirche beschädigt. http://www.muldenschiffer.de/hochwasser.html
22.2.1799	VM plötzliches Tauwetter mit heftigen Regenfällen. Der Boden war vielfach noch gefroren, Abflussbeiwerte fast 100%. Hochwasserwelle mit Eisgang. Zahlreiche Schäden. Eisauflauf bei Grimma (Grimme) am 21.2. Ein Pfeiler der Muldebrücke beschädigt. Schäden in der Landwirtschaft. Bei Wurzen Fährhaus und Straßendämme zerstört, in Eilenburg Brücke beschädigt. <i>Deutsch (1999), Hochwasserschutz in Sa. (2002), Pötzsch (1800)</i> FM Hochwasserschäden in der Gegend um Nossen. In Rosswein Eisstau an der steinernen Brücke. Vorstadt 2 Ellen hoch überflutet. Wasser läuft durch das Mühltor durch die weite Gasse und verlässt die Stadt wieder durch das Brückentor. Große Schäden an Mühlen (Amts-, Mahl- u. Walkmühle) und bei der Tuchmacherinnung. Stadt Döbeln wie eine Insel umschlossen. Umfangreiche Schäden auch in den unterhalb der Stadt liegenden Dörfern. <i>Pötzsch (1800)</i> ZM Hochwasser im Muldegebiet und im benachbarten Einzugsgebiet der Weißen Elster. <i>Hochwasserschutz in Sachsen (2002), Deutsch u. Pörtge (2002)</i>
1815	FM Hochwassermarken in Döbeln.
23.3.1827	FM Hochwassermarken an der „Rothenfurter Drehe“ einem Felsen bei Rothenfurth. <i>Chemnitzer Tageblatt v.4.8.1897</i>
1829	VM Hochwasser in der vereinigten Mulde. <i>Hochwasserschutz in Sa. (2002)</i>
1830	FM Hochwassermarken in Döbeln.
9.7.1854	FM VM Bericht über HW in Eilenburg, welches auch die Nikolaikirche betroffen hat, http://www.eilenburg.de/rubrik3/rubrik3242.php , <i>Fügner (1995)</i>

30.7.-2.8. 1858	<p>VM In Wurzen am 2.8. wieder der Hochwasserstand von 1854 mit 6 Ellen über PegelNull erreicht. Stadtteile unter Wasser. Erhebliche Schäden. am 1.8. $HW_{Grimma}^4 = 481$ cm ü. PN, am 2.8. $HW_{Wurzen} = 6$ Ellen (ca. 3.35 m) ü. PN, FM am 2.8. Staupitzvorstadt in Döbeln und die Niederstadt unter Wasser. <i>Fügner (1995), Mittweidaer Wochenblatt v. 5.8.1858</i></p> <p>ZM Vom Hochwasser besonders betroffen wurde der Landstrich vom Auersberg über Eibenstock, Schneeberg, Aue, Glauchau bis nach Chemnitz. Bahnlinie und Straßen zwischen Aue und Schlema überflutet.</p> <p>Zwickau: Muldebrücke beschädigt, 37 Gebäude vollständig und 70 teilweise zerstört. Vom Flößplatz 3000 6/4 ellige Scheitklafte weggespült. Am 31.7. in Zwickau HW-Anstieg an einem Tag um 5 Ellen. Um 11:00 stand es auf dem Markt.</p> <p>In Glauchau stand seit dem 30.7. die damals von 3000 Menschen bewohnte Unterstadt (Wehrdigt) bereits eine Elle hoch unter Wasser. 26 Häuser eingestürzt, 75 beschädigt. HW stand im Erdgeschoss der Häuser in der Unterstadt fast zwei Meter hoch. Eisenbahndamm zwischen Glauchau und Gesau weggerissen. Insgesamt 85 Häuser eingestürzt, 326 z.T. erheblich beschädigt. Schadensschätzung 145 000 Taler. Zwei Todesopfer. Während der mittlere Abfluss in Glauchau bei 15 m³/s lag, sollen bei diesem Hochwasser 600 m³/s abgeflossen sein.</p> <p>Hilfe der Regierung und Hilfsaktionen in ganz Deutschland brachten knapp den neunten Teil des gesamten privaten Schadens ein.</p> <p>Bereits nach diesem Hochwasser Überlegungen zum später erfolgten Bau der Muldeflutrinne, durch die 2002 Schäden weitgehend verhindert werden konnten.</p> <p>In Colditz 4 Wohnhäuser zerstört und 70 beschädigt. 15 Häuser einsturzgefährdet. HW in Colditz 3 Ellen höher als 1854.</p> <p>In Waldenburg 13 Häuser zerstört, 57 beschädigt 187 Obdachlose.</p> <p>Penig stand zu einem großen Teil 36 Stunden lang bis zum ersten Stock unter Wasser. Keine Todesopfer.</p> <p>In Blauenthal Muldebrücke weggerissen.</p> <p>HW in Rochlitz um 2¼ Ellen höher als 1854.</p> <p><i>Hochwasserschutz in Sachsen (2002), Mittweidaer Wochenblatt v. 5.8. und 12.8.1858, Böer u.a. (1959), http://www.glauchau.de/die_muldenflutrinne.htm</i></p>
1860, 1865	FM Hochwasser
21.2. 1871	VM Hochwasser. Höchster Wasserstand seit 1829 in der vereinigten Mulde. <i>Hochwasserschutz in Sachsen (2002)</i>
1884	VM Hochwasser $HW_{Grimma} = 410$ cm ü. PN, <i>Chemnitzer Tageblatt. V. 3.8.1897</i>
30.-31.3. 1889	FM Hochwasser, in dessen Folge an der Papierfabrik in Weißenborn Schutzvorrichtungen angeordnet wurden. <i>Chemnitzer Tagebl. v. 1.8.1897</i>
29.-31.7. 1897	VM Unwetter und Hochwasser in großen Teilen Mitteleuropas (Sachsen, Böhmen, Schlesien, Nieder- und Oberösterreich) Vb-Wetterlage, VM Überlagerung der Abflüsse aus der Zwickauer und der Freiburger Mulde. Große Zerstörungen. Große Teile der Ernte und der Vorräte wurden vernichtet.

⁴ laut *Chemnitzer Tageblatt v. 3.8.1897* Wasserstand 1858 4,76 m

<p>noch 29.-31.7. 1897</p>	<p>Klosterkirche in Grimma bis zur Sitzhöhe der Bänke unter Wasser, Im Wohngebäude der Kunstmühlenwerke stand das Wasser 2 m hoch.</p> <p>FM In Döbeln größtes HW des 19. und 20. Jahrhunderts. Mühlen an der Mulde bis zu den Dächern im Wasser. Gesamte Innenstadt 12-18 Stunden meterhoch unter Wasser. Zum Teil sehr hohe Fließgeschwindigkeiten. Wegen Überflutung von Gasanstalt und Wasserwerk und des Freilegens der Rohre in den Straßen wurde die Gas- und Wasserversorgung unterbrochen. An der Staupitzmühle (Torschreiberhaus) HW 1,20 m (<i>Fügner, 1995</i>) bzw. 98 cm (StUFA Leipzig) höher als 1854. In Döbeln und Umgebung seit 29.7. 14:00 Uhr bis 30.7. 14:00 Uhr 50,5 mm Niederschlag mit HW-Anstieg von MW auf 2,50 m. Um 16:30 Wasserstand im linken Muldearm 3 m und der Bogen der Niederbrücke war fast ausgefüllt. Um 17:00 Uhr stand das Wasser von der Brauhausgasse her auf dem Niedermarkt.</p> <p>Andere Angabe: ab Donnerstag, dem 29.7. mittags in den folgenden 24 Stunden 70 und in 52 Stunden 140 mm Niederschlag.</p> <p>3 Todesopfer in Döbeln und Umgebung. Am Sonntag nach dem Hochwasser (1.8.) viele Schaulustige in Döbeln. Teilweise auch Plünderungen. Marktpreise für Lebensmittel stiegen <i>Fügner (1995), Hochwasserschutz in Sachsen (2002), Chemnitzer Tagebl. v. 3.8.1897 und 4.8. 1897</i></p> <p>FM Im Freiburger Bergbaurevier wegen Wassereinbruch Bergbau in einigen Schächten vorübergehend eingestellt. Unter Tage befindliche Bergleute evakuiert. <i>Chemnitzer Tageblatt v 1.8.1897</i></p> <p>Halsbrücke: Straßenbeläge aufgerissen, Häuser beschädigt, Fahrzeuge weggespült. Drei Hochöfen der Hüttenwerke wurden von den Fluten gelöscht. <i>Chemnitzer Tageblatt v.4.8.1897</i></p> <p>In Weißenborn musste die Papierfabrik –wie auch viele andere Betriebe und Mühlen entlang der Mulde- wegen Hochwasser die Produktion einstellen. <i>Chemnitzer Tageblatt v 1.8.1897</i></p> <p>Nossen: 25 Pioniere aus Dresden angefordert, die um 04:00 am 31.7. mit 2 Pontons eintrafen und eingeschlossene Personen evakuierten. Zahlreiche Sachschäden. <i>Chemnitzer Tageblatt v..4.8.1897</i></p> <p>In Rosswein drei Brückeneinstürze nach starker Verklausung. <i>Chemnitzer Tageblatt v. 4.8.1897</i></p> <p>ZM Zwickau: Nach starken, dreitägigen Regenfällen am 31.8.morgens die Nord- und Oststadt unter Wasser. Trinkwasserleitung unterbrochen, Straßen aufgerissen. Deichbruch in Zwickau-Pölbitz mit Sandsäcken geschlossen. Bei Zwickau-Bockwa ebenfalls ein Deichbruch, der nicht geschlossen werden konnte, so dass die Mulde durch ein zweites, etwa 100 m breites Bett abfloss. Dadurch verminderte sich der Wasserstand in der Stadt sprunghaft am 31.7. um 09:30 Uhr um 30 – 40 cm. Überschwemmungsgebiet Bockwa, welches etwa 3 Mio m³ Wasser aufnahm, war am 3.8. noch gefüllt. Die Wassertiefe soll teilweise 18 m betragen haben und 2-3-stöckige Häuser bis zum Dach unter Wasser gesetzt haben⁵. Im Widerspruch zu den vorangehenden Darstellungen steht der Bericht von <i>Böer u.a. 1959</i>, wonach dieses Ereignis in der Zwickauer Mul-</p>
------------------------------------	--

⁵ Hier könnte es sich um einen Druckfehler im *Chemnitzer Tageblatt v 4.8.1897* handeln. Die Überstauhöhe betrug wahrscheinlich bis zu 8 m. – d.Verf.

	de weniger starke Auswirkungen hatte und hauptsächlich die Freiburger Mulde betroffen war. In Glauchau lag der Wasserspiegelscheitel ca. 60 cm unter dem Wert von 1858. <i>Chemnitzer Tageblatt v 1.8.1897, Chemnitzer Tageblatt v 4.8.1897</i>
5.2.1909	VM FM Winterhochwasser mit Eisgang. <i>Mittweidaer Tageblatt v. 10.2.1909</i> , http://www.muldenschiffer.de/hochwasser.html
15.8.1924	ZM Hochwasser im Oberlauf der Zwickauer Mulde nahe dem Erzgebirgskamm. <i>Hochwasserschutz in Sachsen (2002)</i>
1947	VM Hochwasser. Ruderregatta abgesagt. http://people.freenet.de/wrv/chronik.htm

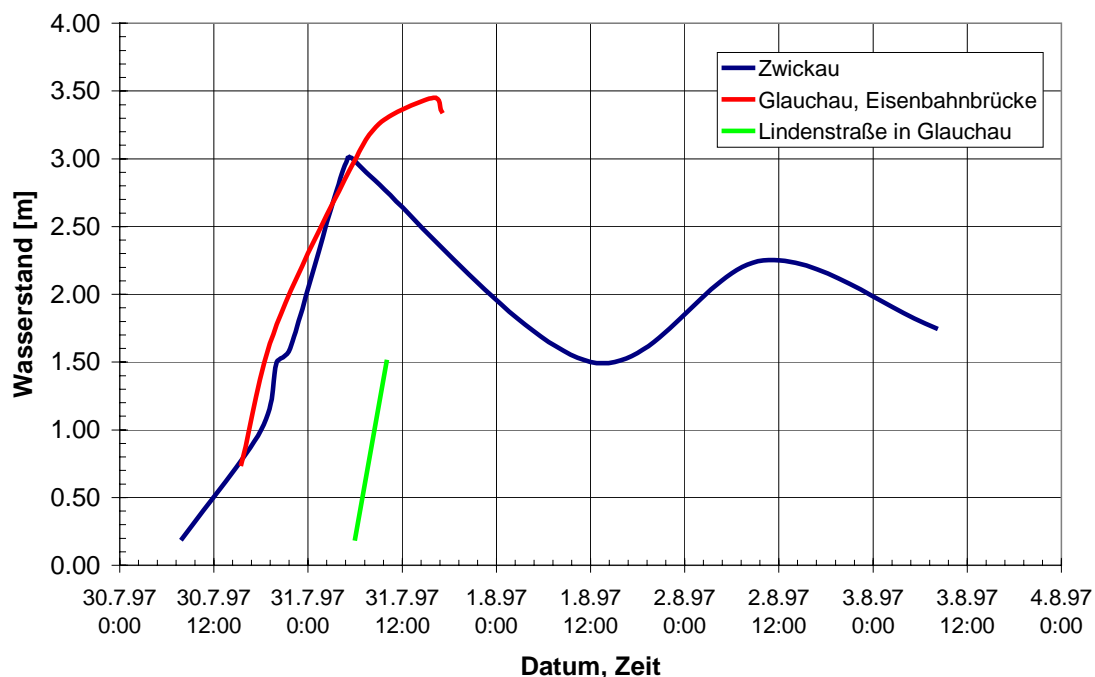


Abbildung 6: Wasserstandsganglinien der Zwickauer Mulde für Zwickau und Glauchau 1897

7.-13.7. 1954	ZM Nach einer langen Trockenperiode seit Nov. 1953 starke Niederschläge und zu extremen Hochwasserabflüssen (200-300 mm Niederschlag am Erzgebirgskamm. Im Einzugsgebiet der Zwickauer Mulde und der Weißen Elster Hq bis zu 800 l/skm ² und im Einzugsgebiet der Göltzsch bis zu 1400 l/skm ²). Am 10.7. gesamte Innenstadt von Zwickau überschwemmt. Nach Deichbrüchen HW auf dem Hauptmarkt zeitweilig bis zu 2,10 m. Bockwaer Senke überflutet. Gleichzeitig schweres Hochwasser im benachbarten Einzugsgebiet der Weißen Elster. Böer u.a. (1959), http://www.zwickau-service.de/zwickauinfo/chronik.htm). VM Hochwasser mit hohem Direktabfluss zwischen 50 und 80% auch in Waldgebieten. HQGolzern = 1740 m ³ /s mittl. Wellengeschwindigkeit von Aue bis Rochlitz w = 1,4 m/s (= 5 km/h), HWGrimma= 508 cm. Von Berthelsdorf bis zum Pegel Freiberg Muldenhütten betrug die Geschwindigkeit der Hochwasserwelle 8 km/h und bewegte sich von dort aus bei fast gleich bleibendem Gefälle von 0,412% mit 13,9 km/h weiter talwärts. Böer u.a. (1954, 1959), http://www.muldenschiffer.de/hochwasser.html Pippig, Grimma
------------------	--

1958	VM Hochwasser. http://people.freenet.de/wrv/chronik.htm
1963	VM Eisstau/Aufbruch an Fähre Wurzen. http://people.freenet.de/wrv/chronik.htm
1974	VM Hochwasser. http://people.freenet.de/wrv/chronik.htm
1983	VM Muldenwehr Wurzen umspült. http://people.freenet.de/wrv/chronik.htm
6.7.1992	FM Hochwasser. 1 Todesopfer und 8 Mio DM Sachschäden allein an den Flüssen. Wolkenbruchartige Niederschläge im Kreis Brand-Erbisdorf: In 3,5 Stunden fielen 170 mm. <i>Hochwasserschutz in Sa. (2002)</i>
31.8-1.9.1995	ZM Alarmstufe 4 überschritten. Niederschlag bis zu 150 mm. Der Scheitelzufluss der Talsperre Eibenstock betrug 150 m ³ /s, was einer Wiederholungszeitspanne von mehr als 200 Jahren entsprach. In der Talsperre Eibenstock konnten 5,3 Mio m ³ Wasser zurückgehalten und damit die Schäden gegen über dem Hochwasser von 1954 reduziert werden. HWZwickau-Pölbitz = 402 cm <i>HW-Schutz in Sachsen (2002)</i>
2002	FM VM Hochwasser der Mulde mit großräumigen Überschwemmungen und Zerstörung von Brücken – Anlass für Hochwasserschutzkonzept Mulde.

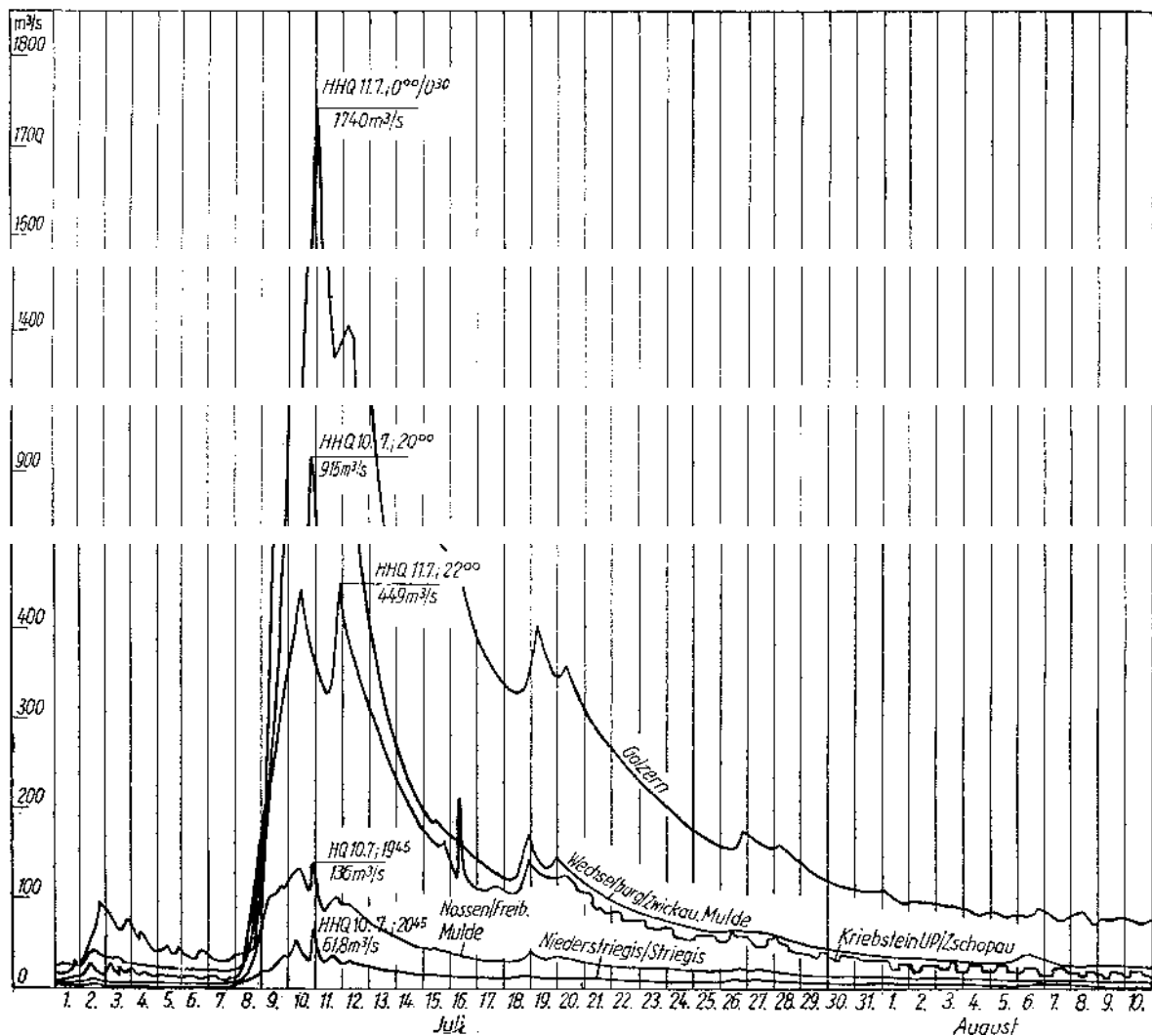


Abbildung 7: Durchflussganglinien der Mulde im Juli 1954 (Böer u.a., 1959)

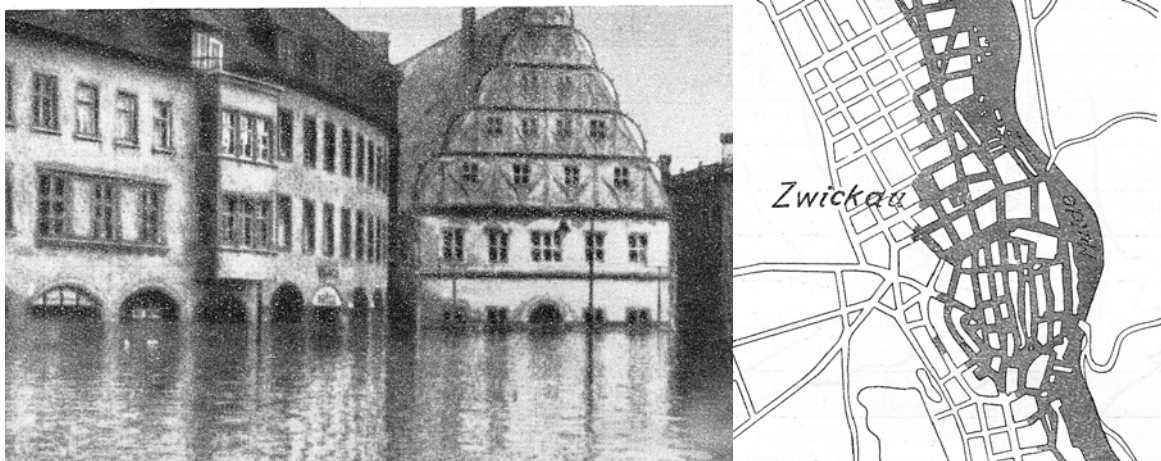


Abbildung 8: Hauptmarkt in Zwickau und überflutete Bereiche der Stadt während des Hochwassers 1954 (Böer u.a., 1959)



Abbildung 9: Döbeln, Obermarkt mit Blick in Richtung Nikolaikirche während des Sommerhochwassers 2002 (<http://www.doebeln.de>)

3.2 Zschopau

Jahr, Datum	Hochwasser, Beschreibung, Schäden, Niederschlag, Wasserstand, Durchfluss, Quelle, Schrifttum
1551	Mittweida: Hochwasser und Eisfahrt, ein Pfeiler der hölzernen Brücke umgeworfen und die beiden andern stark beschädigt. <i>Freie Presse 19.12.1995</i>
Feb1565	In Frankenberg Eisfahrt bei Tauwetter. <i>Großer 2003</i>
20.-22.6.1565	Schwerer Wolkenbruch über Crottendorf. 14 Häuser zerstört und weggeschwemmt, 13 Personen ertranken. In Wiesa war das Wasser 26 Ellen breit und 8½ Ellen tief.
12.-13.8.1573	Hochwasser im Oberlauf. Chronist von Annaberg schrieb, dass in etlichen Städten nur die Spitzen der Häuser noch aus den Fluten aufgetaucht seien. Menschen und Vieh ertranken. Mühlen zerstört, deshalb Mangel an Brot. In Frankenberg und Mittweida stürzte das Wasser zu den Fenstern und Türen der Häuser herein. Zahllose Häuser und alle Brücken zerstört. Getreide, Futter und Holz weggespült. <i>Fügner (1995), Großer (2003)</i>

26.2. 1595	Tauwetter mit Regen. Stege und Brücken in Sachsenburg und Waldheim beschädigt bzw. zerstört wurden. <i>Pöttsch (1786), Freie Presse v. 4.2.1998, Großer (2003)</i>
5. 3. 1615	Hochwasser in der Zschopau. Mehrere Brücken beschädigt oder weggerissen.
27.5. 1617	Flutwelle. Große Schäden an Mühlen, Brücken und anderen Gebäuden
2.8-1661	„... regnete es 14 Tage Tag und Nacht, den 2. August war der Regen noch heftiger, davon lief die Zschope gewaltig aus, sie führte mit sich Breter, Holtz, Wagen, Zäune, Thorflügel, Gefäße, Stege, Brücken, Getreyde, Heu, Mühl-Räder, allerley todes Vieh, Wacken, Klötzer, Weiden, Bäume usw. Diese Fluth wütete so stark, dass das Brausen beynahe eine Meilweges weit gehört.“ <i>Großer (2003)</i>
1672	Hochwasser zerstört die Brücke in Mittweida. <i>Freie Presse v. 19.12.1995</i>
1688	Schweres Gewitter verursachte ein großes (vermutlich Sommer-) Hochwasser im Raum Frankenberg. <i>Großer (2003)</i>
20.6. 1694	Nach 4-tägigem starken Regen Hochwasser in Frankenberg, welches das Hochwasser von 1661 übertroffen haben soll. <i>Großer (2003)</i>
26.1. 1704	Eisgang beschädigt die Brücke in Mittweida. <i>Freie Presse v. 19.12.1995</i>
1709 (17.-23.2)	(in der Fastnachtswoche) Flöhaer und Dreiwerdener Brücke bei Mittweida wurden weggerissen. <i>Freie Presse v. 4.2.1998</i>
1712	Stadt Frankenberg überschwemmt. <i>Großer (2003)</i>
Feb. 1720	Hochwasser infolge Tauwetter in Frankenberg. <i>Großer (2003)</i>
1.7.1720	Wolkenbruch unweit Marienberg verursachte Hochwasser. <i>Großer (2003)</i>
1721	Große Überschwemmung in der Frankenberger Gegend. <i>Großer (2003)</i>
1723	Überschwemmung im Raum Frankenberg. <i>Großer (2003)</i>
19.12.1740	Hochwasser in Frankenberg., <i>Großer (2003)</i>
19.5.1755	In Krumhermersdorf zwischen 16 und 17 Uhr wolkenbruchartiger Regen. 2 Häuser und Scheunen weggerissen. 10 Häuser beschädigt. 1 Todesopfer. <i>Chronik aus dem 1. Kirchenbuch Krumhermersdorfs</i>
28.11.1767	Schnee- und Tauwetter mit Hochwasser in Frankenberg. <i>Großer (2003)</i>
4., 23., 30.6.1771	Mehrere Hochwasser im Laufe des Jahres in Frankenberg. <i>Großer (2003)</i>
24.2.1779	Eisgang beschädigte die Brücke in Mittweida. 2 Pfeiler und ein Eisbaum wurden weggeschwemmt. <i>Freie Presse v. 19.12.1995</i>
27.2.1784	Eisaufbruch. Brücken in Dreiwerden und Mittweida zerstört. <i>Großer (2003), Freie Presse v. 19.12.1995</i>
22.2.1799	In der Stadt Zschopau durch HW Brücke und Mühle zerstört. <i>Pöttsch (1800)</i>
30.1.1809	Wie auch schon beim Eisgang 1784 wurden erst die Dreiwerdener Brücke und dann die Brücke in Mittweida mitgerissen. <i>Freie Presse v. 19.12.1995</i>
1810	Hochwasser reißt die provisorische Brücke in Mittweida mit. <i>Freie Presse v. 19.12.1995</i>
1827	Hochwasser im Raum Frankenberg. <i>Großer (2003)</i>
1848	Hochflut des Zschopauflusses im Raum Frankenberg. <i>Großer (2003)</i>
4.2.1850	Tauwetter, schnelle Eisfahrt. Die Wassermassen stauten sich an der Mühle in Sachsenburg stark an, so dass es zu einer Überschwemmung kommt. <i>Großer (2003)</i>
30.4. 1853	Hochwasser, Beschädigungen auf dem Floßplatz in Gunnersdorf. <i>Großer (2003)</i>
28.-29.6.	Hochwasser in Frankenberg. Auch in Mittweida zahlreiche Schäden.

1854	Die Fabrikstraße stand bis zu einen Meter unter Wasser. <i>Großer (2003)</i>
17.12.1854	Hochwasser in Frankenberg. Straßen am Stadtausgang überflutet. <i>Großer (2003)</i>
3.-10.8.1858	Spinnerei Sachsenburg am 3.8. wegen Hochwasser Produktion vorübergehend eingestellt. <i>Großer (2003)</i> , <i>Mittweidaer Wochenblatt v. 5.8.1858</i>
1.-5.2.1862	Tauwetter. Hochwasser. Bewohner des Communalhauses in Ortelsdorf mussten mit dem Kahn gerettet werden. Am 5. und 6. Februar erneut ununterbrochen Regen. Hochwasser mit orkanartigem Wind. Dann wieder Schneefall und Frost, so dass das Hochwasser erheblich sank. <i>Großer (2003)</i>
1881	Hochwasser, Brücke in Braunsdorf wurde mitgerissen. <i>Großer (2003)</i>
30.5.1882	Hochwasser. Flussbad Frankenberg zerstört. <i>Großer (2003)</i>

Bereits vor der Einführung der Hochwassermeldeordnung von 1903 wurde unter den Flussanliegern der Zschopau ein Hochwassermeldesystem vereinbart. Um sich vor Überraschungen des Hochwassers weiter zu schützen, wurde 1884 mit den im Gebirge liegenden Bahnmeistereien wie Bockau, Leubsdorf, Wiesenbad und Waldkirchen ein Vertrag abgeschlossen, damit diese bei Gefahr von Hochwasser oder starker Eisbewegung die am Unterlauf der Zschopau liegenden Orte wie Zschopau, Flöha, Braunsdorf und Frankenberg über den Bahntelegrafen sofort informierten (*Großer, 2003*).


11.6.1886	Hochwasser in Frankenberg. Keine größeren Schäden. HW = 170 cm über normal <i>Großer 2003, Frankenger Tageblatt vom 11. Juli</i>
23.11.1890	Dammbruch an der Neumühle (späteres Elektrizitätswerk) infolge Hochwasser. Seither wurden zum Flächengewinn und zur schnelleren Hochwasserableitung Flusskorrekturen (Begradigung bei Frankenberg) vorgenommen. <i>Großer (2003)</i>
30.-31.7.1897	Hochwasser. Frankenberg besonders stark betroffen. Mehrere Brücken zerstört. In Mittweida waren die tiefer gelegenen Häuser am Brühl besonders betroffen. Die hölzerne Dreiwerdener Brücke wurde zerstört.  Abbildung 10: Die hölzerne Brücke in Dreiwerden bei Mittweida, die in der Nacht vom 30. zum 31.7. 1897 zerstört wurde (Stadtarchiv Mittweida) Wasserstand bei Braunsdorf etwa 3 m höher als normal, <i>Fügner (1995)</i> , <i>Chemnitzer Tageblatt vom 31.7.1897</i> , <i>Chemnitzer Tageblatt v. 3.8.1897</i> , <i>Freie Presse v. 2./3.11.1991</i> , <i>Großer (2003)</i>



Abbildung 11: Hochwasser (31.7.1897) an der Zschopaubrücke in Mittweida (Stadtarchiv Mittweida)

8.8.1905	Hochwasser vor allem im Frankenger Raum nach schweren Niederschlägen. Viel Treibholz transportiert. Große Schäden auch in Flöha. <i>Mittweidaer Tageblatt vom 9.8.1905</i>
22.9.1906	Kleineres Hochwasser. Auen überschwemmt. <i>Mittweidaer Tageblatt vom 23.9.1906</i>
5.2. 1909	Hochwasser der Zschopau und des Mühlbaches in Frankenberg. Baderberg, Fabrikstraße und Dammplatz stehen tief unter Wasser. An Mühlen, Brücken und Gebäuden im Tal gab es zahlreiche Schäden. Am Elektrizitätswerk steht das Wasser 270 cm über normal. In Gunnersdorf steht das Wasser 290 cm über normal. <i>Frankenger Tageblatt vom 6. Februar 1909, Großer (2003), Mittweidaer Tageblatt v. 10.2.1909</i>
1926	Hochwasser bei Mittweida. <i>Freie Presse v. 2./3.11.1991</i>
12.1.1927	Hochwasser. Deich vor dem Frankenger Wehr, auf Lichtenauer Seite, aufge-rissen. <i>Großer (2003)</i>
3.1.1932	Plötzlich einsetzender Regen und +11°C. → Hochwasser. <i>Großer (2003)</i>
1934	Hochwasser bei Mittweida. <i>Freie Presse v. 2./3.11.1991</i>
11.7.1937	Hochwasser: Floßwiese in Gunnersdorf unter Wasser in Sachsenburg steht das Wasser ca. 40 cm tief auf der Staatsstraße. <i>Großer (2003)</i>
12.6.1939	Frankenger Feuerwehr musste wegen Hochwassers Teile des Flussbades aus dem Wasser bergen. <i>Großer (2003)</i>
17.7.1940	Chronik der Frankenger Feuerwehr berichtet: 17.07. Hochwassergefahr, Bad gesichert. <i>Großer (2003)</i>
10.6.1954	Hochwasser: Talstraße in Sachsenburg, Kaufhaus in Frankenberg und Floßhaus in Gunnersdorf stehen unter Wasser. <i>Großer (2003)</i> Weil in benachbarten Einzugsgebieten des Erzgebirges ein Hochwasser auf den 10. Juli datiert wird, ist hier ein Schreibfehler in der Quelle nicht auszuschließen.
10.7.1954	Hochwasser nach Starkniederschlägen, welches sich über weite Teile Sachsens erstreckte. <i>Böer u.a. (1959)</i>
3.-4.3.1956	Hochwasser. Großer Schaden in Gunnersdorf. Die Brücke zur „Bung-Mühle“ wurde durch die Fluten mitgerissen. <i>Großer 2003</i>

5.7.1958	Wegen eines Wolkenbruches bei Pockau-Lengefeld und der folglichen Hochwassergefahr wurde die Kreiskatastrophenkommission einberufen. Die Auenbrücke nach Niederlichtenau wird auf Grund des hohen Wasserstandes gesperrt. Bis Ende November 1958 führt der Verkehr über die Gunnersdorfer Brücke. <i>Großer (2003)</i>
11.5.1970	An der Ufermauer der Familie Hering in Mittweida-Neudörfchen ist ein Wasserstand von 3,30 m (Bezugshöhe nicht bekannt) markiert. <i>Freie Presse 2./3.11.1991</i>
8.12.1974	Hochwasser, die Floßwiese in Gunnersdorf, die Straße nach Sachsenburg, bilden eine große, weite Wasserfläche. Als die Fluten die Höhe der Hängebrücke erreichen, bildet das ankommende Treibgut einen gefährlichen Stau. Durch die Feuerwehr Frankenberg mussten die Spannseile zerschnitten werden. An der Ufermauer der Familie Hering in Mittweida-Neudörfchen ist für den 15.12. ein HW = 4 m (Bezugshöhe nicht bekannt) markiert. <i>Großer (2003), Freie Presse 2./3.11.1991,</i>
5.8.1983	Hochwasser nach tagelangen Regenfällen. In Sachsenburg Gelände der Fischerschenke, wie auch schon 1897 überschwemmt. In 24 Stunden fielen 100 mm Niederschlag. <i>Großer (2003)</i>

4 Gesamtdarstellung der Hochwasserereignisse im Erzgebirge

Die vorliegende Zusammenstellung zeigt sehr deutlich, dass sich in den untersuchten Flussgebieten große und schadensreiche Hochwasser ereignet haben, so lange die Überlieferung zurückreicht. Die Anzahl der Todesopfer war vor der Einführung von Kommunikationseinrichtungen wie Telefon und Telegraf vielfach höher. Vermutlich war auch der relative Schaden bezogen auf die Gesamtheit der vorhandenen Sachwerte größer als bei Hochwasserereignissen in der jüngeren Vergangenheit.

Hinsichtlich des Abflusses lassen sich vom Beginn der Überlieferung bis zum 19. Jahrhundert häufig keine genauen Angaben machen, weil die Berichte lückenhaft sind oder – wenn Wasserstände bekannt sind – die Abflussprofile und die Bebauung verändert wurden. Insbesondere in den älteren Berichten sind kaum hydrologische Angaben zu finden, so dass auf die Schadensberichte Bezug genommen werden muss.

Auch wenn in der vorliegenden Arbeit sehr viele und sehr weit zurückreichende Ereignisse dokumentiert sind, kann wegen der Quellenlage kein Anspruch auf Vollständigkeit erhoben werden. Es wird aber dennoch deutlich, dass es ähnlich wie 2002 zahlreiche Ereignisse gegeben hat, die weite Teile des Erzgebirges bzw. Sachsens betroffen haben, so zum Beispiel 1703, 1799, 1897, 1927, 1954, 1957 und 1958.

Wenn die Verteilung der Hochwasserereignisse aus den verschiedenen Flussgebieten über das Kalenderjahr betrachtet wird (vgl. Pohl, 2004), ist eine Häufung der Extremereignisse von der 4. bis 10. Woche (Winterhochwasser im Februar bis Anfang März) und vor allem von der 25. bis zur 34. Woche (Sommerhochwasser von Ende Juni bis Ende August) festzustellen.

5 Bewertungsverfahren bei unsicherer und unzulänglicher Datenlage

Wegen der mit Unsicherheiten behafteten historischen Eingangswerte empfiehlt sich die Durchführung von Sensitivitätsanalysen. Diese zeigen, dass die aus Veränderungen der Rauheitsannahmen folgenden Wasserspiegellagenänderungen durchaus die Größenordnung der profilbedingten Änderungen erreichen können. Eine weitere Möglichkeit des Umganges mit Unschärfe und Unsicherheit ist die Benutzung von probabilistischen Ansätzen, bei denen die Eingangswerte und Ergebnisse als Zufallsvariable mit bestimmten Über- oder Unterschreitungswahrscheinlichkeiten aufgefasst werden können (Abbildung 12).

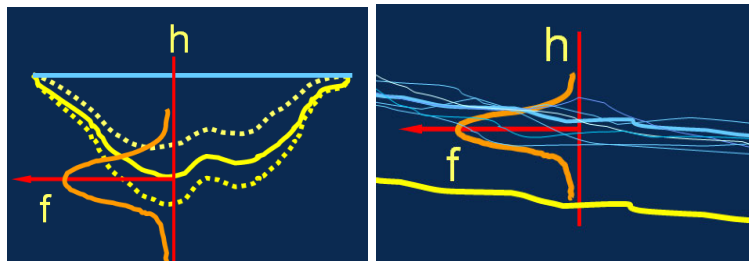


Abbildung 12: Verteilungsdichtefunktion für die Lage von Sohlpunkten (links) und für den Wasserspiegel (rechts).

Tabelle 2 Ermittlung von Bewertungszahlen bei nicht genau quantifizierbaren, nur beschreibend überlieferten Hochwasserereignissen

Fluss	Ereignis	Wasserstand 1... Ausuferung 2... In Siedlungen und Gewerbegebieten > 1m 3... In Siedlungen und Gewerbegebieten > 2m	Dauer 1... 1 Tag 2... 2 Tage 3... >3 Tage	Vorwarnzeit 1... >2 Tage 2... >1 Tag 3... <1 Tag	Sachschäden 1... Gering, Landwirtschaft 2... Mittels, einige Gebäude 3... Groß, zahlreiche Gebäude, Infrastruktur	Personenschäden 1... Keine 2... Wenige 3... Zahlreiche Todesopfer	Ausdehnung 1... 1 Flussgebiet oder Abschnitt 2... Mehrere benachbarte, AE < 3000 km ² 3... Mehrere benachbarte, AE > 3000 km ²	Ufererosion 1... Max. Abtrag < 0,5 m 2... Max. Abtrag 0,5... 1 m 3... Max. Abtrag > 1 m	Überräumung 1... keine 2... Bis 1 m 3... > 1 m	Intensität des Ereignisses Bewertung
IVulde 820	820	1								1.0
IVulde 1017	1017	1								1.0
Weißeritz 1697	1697	1								1.0
IVulde 1430	1430	2			2					2.0
Weißeritz 1625	1625	1	3							2.0
Weißeritz 1655	1655	2								2.0
Weißeritz 1651	1651	2	3	3						2.7
IVulde 1008/1009	Jan. 1008 od. 1009		3			3				3.0
IVulde 1315/1316	1315/1316	3			3	3				3.0
Weißeritz 2002	2002	3	2	3	3	2	3	3		2.7

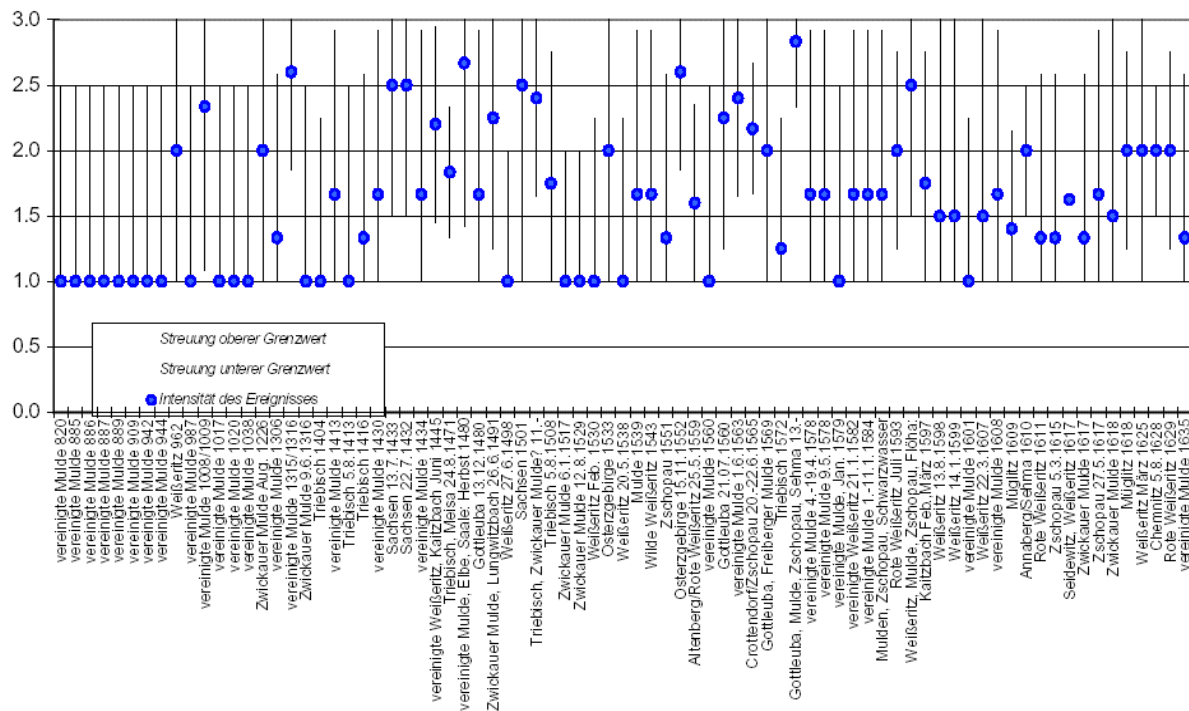


Abbildung 13: Bewertungszahlen für nicht genau quantifizierbare, nur beschreibend überlieferte Hochwasserereignisse

Wenn die historischen Informationen nur verbaler Art sind und sich keine Wasserstände und Durchflüsse ableiten lassen, lässt sich natürlich auch keine Hochwasserstatistik mit entsprechenden Wiederkehrintervallen erstellen. In solchen Fällen können empirische Bewertungszahlen (Indizes) verwendet werden, um die Ereignisse an Hand bekannter Merkmale untereinander objektiv zu vergleichen und eine Rangfolge zu ermitteln. Je weniger Einzelinformationen verfügbar sind, umso größer ist die mögliche Spannweite der Bewertungszahl. In der Tabelle 2 und Abbildung 13 ist ein Vorschlag für eine solche Hochwasserauswertung angegeben (vgl. *Pohl 2004*).

6 Hochwasserbewusstsein

Nach dem Hochwasser ist vor dem Hochwasser – so lautet eine alte Erkenntnis, die den Kreislauf von Hochwasservorsorge, Hochwasserereignis, Hochwasserbewältigung, Hochwassernachsorge und hochwasserfreier Periode prägnant beschreibt. Die Bereitschaft zur Bereitstellung von Sach- und Personalmitteln für den Hochwasserschutz durch die Öffentlichkeit (Politiker, Verwaltung) und Privatpersonen hängt immer vom so genannten Hochwasserbewusstsein bzw. der jeweiligen Wahrnehmung der Hochwassergefahr ab. Leider nimmt dieses erfahrungsgemäß nach einem Ereignis relativ schnell ab und wird durch andere Er-

eignisse oder Probleme in Anspruch genommen, wobei sicherlich zwischen verantwortungsträgern, Fachleuten, Betroffenen und nicht Betroffenen zu unterscheiden ist. Die diesbezügliche Aufmerksamkeitskurve in Abb. 15 beruht auf Annahmen und könnte durch die Einbeziehung soziologischer Untersuchungen auf verschiedenen Skalen zweifellos noch verfeinert werden. Mit der vereinfachten Darstellung sollen einige Tendenzen veranschaulicht werden: 1. Die gesellschaftliche Wahrnehmung nimmt relativ schnell wieder ab. Ob der „Vergessenszyklus“ sich an biblische Zeitperioden von 7 oder 12 Jahren anlehnt oder mit einer Paretoverteilung oder dem 80:20-Prinzip von Pareto beschrieben werden kann, soll hier nicht weiter betrachtet werden. 2. Durch die Entwicklung der Medien nimmt die kurzzeitige überregionale Wahrnehmung zu. 3. Aufgrund der zweimaligen Abstände zwischen Hochwasserereignissen von je 30 Jahren im Osterzgebirge rechneten Einige im Jahre 1987 mit einem vergleichbaren Hochwasser wie 1897, 1927 und 1957, das aber ausblieb. Es konnte auch kein Anhaltspunkt für eine solche Periodizität gefunden werden. 4. Nach Hochwasserereignissen wurden planerische, gesetzgeberische, organisatorische und bautechnische Initiativen des Hochwasserschutzes getroffen, wie sich an Abb. 15 nachweisen lässt. Da die Vorbereitung stets eine gewisse Weile in Anspruch nahm, ist ein gewisser zeitlicher Nachlauf dieser Aktivitäten zu beobachten.

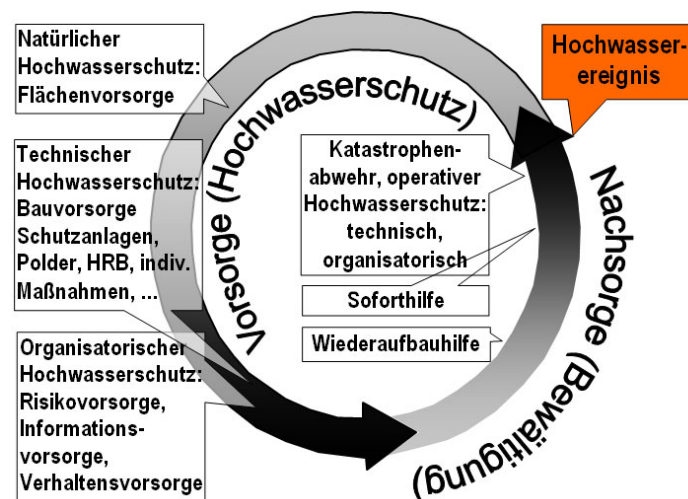


Abbildung 14: Nach dem Hochwasser ist vor dem Hochwasser

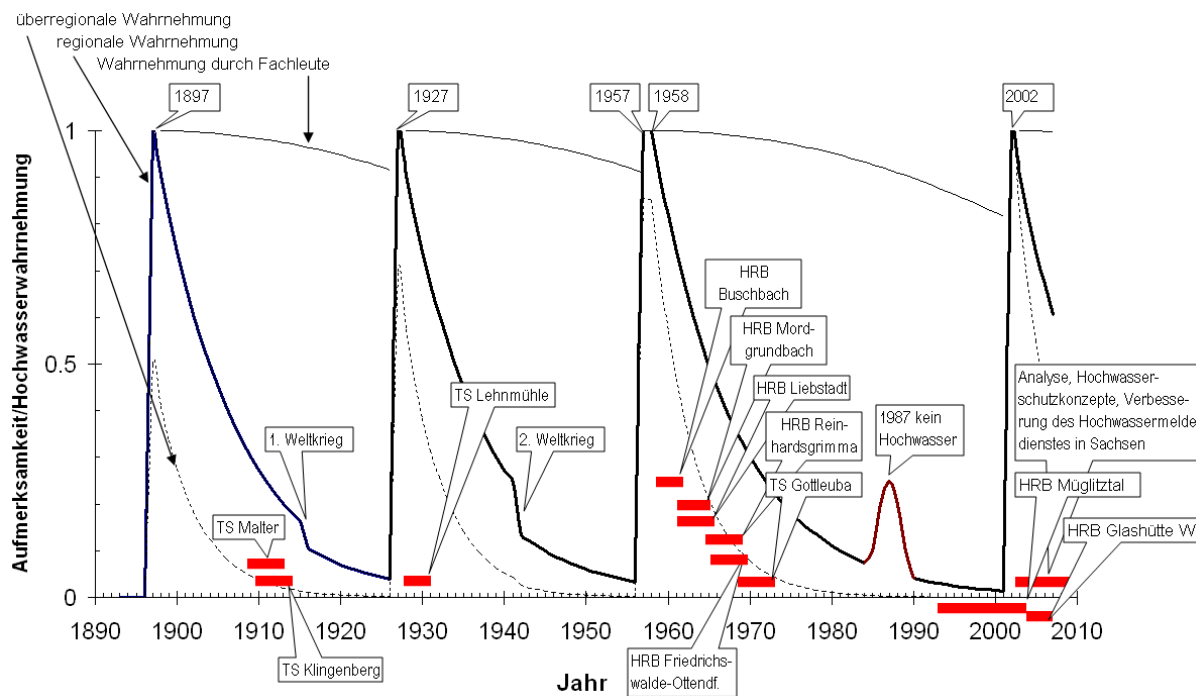


Abbildung 15: „Gefühltes“ empirisches Hochwasserbewusstsein im Osterzgebirge als Aufmerksamkeitskurve (ohne lokale, kleinsträumige Ereignisse)

7 Schlussfolgerungen

Das Ziel einer historischen Betrachtung ist natürlich nicht allein der Blick in die Vergangenheit. Vielmehr soll versucht werden, aus den Ereignissen in der Vergangenheit Schlussfolgerungen für die Prognose zukünftiger Ereignisse zu ziehen. Dies bezieht sich auf die Häufigkeit der zu erwartenden Hochwasser und deren Ausmaß (Durchflussscheitel, Anstiegszeit, Fülle, Wasserstände), gleichzeitig aber auch auf den Vorbereitungsgrad, die Frühwarnung und das Hochwasserbewusstsein der Betroffenen. Überflutungskarten vergangener Ereignisse können beim vorbeugenden und operativen Hochwasserschutz hilfreich sein, wenn sie bei Betroffenen und Helfern vorliegen. Aber auch die Recherche der Schadensbilder und –bereiche der Vergangenheit ist von Bedeutung. Die beim Hochwasserereignis im August 2002 beobachteten Prozesse der Erosion, Sedimentation und Verkläusung sowie deren hydraulischen Auswirkungen ähneln denen der Katastrophenhochwasser in der Vergangenheit (z. B. 1897 und 1927).

Die vorliegende beschreibende Darstellung fasst die Ereignisse zusammen, die in weitergehenden Untersuchungen quantifiziert und mit Blick auf bisher überschlägig angegebene Zahlen der historischen Ereignisse hinsichtlich der Durchflüsse möglicherweise auch noch korrigiert werden müssen. Eine besonders schwierige Aufgabe dabei ist die Umrechnung der historischen Hochwas-

serstände in Durchflüsse auf der Grundlage historischen Kartenmaterials, ohne die aber die Einbeziehung der historischen Hochwasser in eine zutreffende Abflussstatistik nicht möglich ist. Wegen der Auswirkungen auf die Hochwasserstatistik (Jährlichkeiten) und damit auch auf die Schutzwürdigkeit sowie auf die Hochwasserschutzkonzepte besteht hier noch Untersuchungs- und Forschungsbedarf. Ein Beitrag zur Pegelschlüsselkurvenkorrektur der Elbe in Dresden auf Grund der vorläufigen Neubewertung der historischen Daten wurde an anderer Stelle vorgestellt (*Pohl, 2007a*)

8 Literatur

Aus Platzgründen muss auf den Abdruck des sehr umfangreichen Literaturverzeichnis verzichtet werden. Dieses ist beim Autor erhältlich.

Autor:

apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
Technische Universität Dresden
01062 Dresden

Tel.: +49 351 463 35693

Fax: +49 351 463 35693

E-Mail: reinhard.pohl@tu-dresden.de

Lubachów reservoir 10 years after the flood of 1997

Wojciech Rędownicz

After disastrous floods in 1897 and 1903 in Lower Silesia the stone dam was constructed in 1912 – 1917 in the Bystrzyca valley on 74+100 km of the course of the river. The dam makes up the reservoir of the total capacity of 9,1 hm³, which is a flood control reservoir but at the same time it is used for energy production, water supply as well as tourist and recreational purposes. The multifunctional character of the reservoir makes water management difficult especially during floods. The experience, obtained so far, shows that the reservoir reduced only small freshets. During the 1997 flood the reduction of flood wave was lower than 2%, which caused considerable damage in the Bystrzyca river valley below the dam. During the examination of the technical state of the structure, on the basis of analytic calculations, the author found that the total output of hydraulic devices is by more than 20% lower if compared to the assumed one. He also noticed that the principles of water management on the reservoir are adapted only to small freshets and they should not be applied during extreme floods. The conducted model examinations showed that that the spillway output was overstated by 25%. The analysis of the routing flood of 1997 showed that the maximum flow could have been reduced by at least 40% without the necessity of lowering the water table in the reservoir. It is significant in summer when the high level of water is desirable not only because of the need to maintain appropriate quality of drinking water and energy generation but also due to social aspects. For many years the reservoir has been used for recreational and sport purposes and apart from the castle in Zagórze Śląskie it is a big tourist attraction.

1 Introduction

Great floods in Lower Silesia in 1897 and 1903 made the authorities design and construct several dozen storage reservoirs in the catchments of the mountain river. The following rivers: Kwisa, Bóbr, Bystrzyca, Nysa Kłodzka and their tributaries were included in the project. One reservoir was built in 1917 on the Bystrzyca river near Lubachów by water swelling with a stone dam. The experience of the last decades led many researchers to make a conclusion that the reservoir may protect the Bystrzyca river valley below the dam only when small

freshets occurred. The experience the author acquired during the examination of the technical state of the dam *Pacześniak and Rędowicz (1997)* and the analysis of the flood in 1997 *Rędowicz (2002)* made it possible to put forward a thesis that it is possible to increase the reduction of maximum flows by changing the principles of water management on the reservoir during flood.

The calculations of routing flood, which were to confirm the rightness of the thesis, were preceded by the analysis of flow capacity of hydraulic devices, that is spillways and middle outlets *Rędowicz (2001a)*. Analytic considerations showed that their outflow, which is determined in the operation manual, was overstated by 20%. It was confirmed by the model examination *Rędowicz (2001b)*. In the paper the author presented a general characteristics of the dam and the reservoir, the results of the hydraulic calculations and examinations of model hydraulic devices as well as the effects of the analysis of the routing flood of a reliable flood wave through the reservoir.

2 Description of the dam and the reservoir

The Lubachów dam swells water of the Bystrzyca river on the 74+100 km, forming a water reservoir of the total capacity of 9,1 hm³. The reservoir was built to serve energy generation and flood control purposes. Nowadays it is also a source of water supply and it plays an important tourist and recreational function as well. Apart from the dam there are other structures – a hydro power plant and a water intake. The dam and the hydro power plant were constructed in 1912-1917. The dam is gravitational, on the situational plan – the arch one with the 250 m radius, the maximum height of 44,0 m and the length of 230,5 m, (Fig. 1). The body of the dam 29,0 m wide at the foot and 3,5 m at the crest was made of natural stone joined with cement mortar. The outside surface of the water side, up to the ordinate 343,5 m above sea level, was coated with the layer of cement mortar and above there is a stone wall joined with cement mortar. A vertical drainage system of the 2,5 m spacing was made in the dam body, 1,5 m from the dam face in order to drain infiltration water which leaks through the watertight layer. The drainage system is connected with the collector, which carries away drainage water to the two galleries of the bottom outlets and then to the stilling basin. The hydraulic devices of the dam include two bottom outlets of the diameter $d = 800$ mm closed from the top and bottom side of water with valve wedges, four middle outlets situated in the central part of the dam on the ordinate 332,0 m above sea level closed with flat gate valves of 1760×1270×190 mm, ten spillways localized in the central part of the dam, water intake for

the hydro power station situated on the ordinate 323,0 m above sea level. Water is supplied to the hydro power station through a steel pipeline of the diameter $d = 1800$ mm. At the inlet to the pipeline system and just below the dam there are flat gate valves. Drinking water is taken from the power pipeline system, which is running below the dam. Water flowing out of the spillways and middle outlets flows down to the stilling basin of the following dimensions: the width – 50,0 m at the dam foot and 10,0 m at the outlet, the length – 16,0 m.

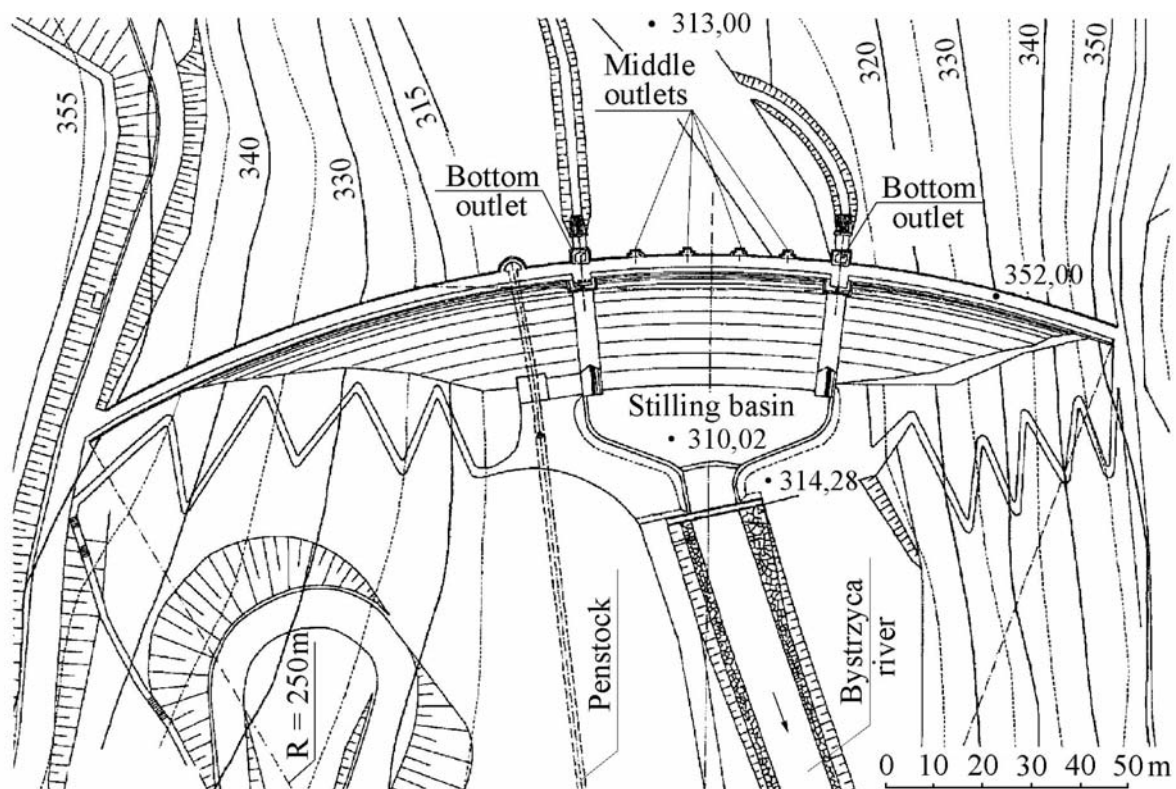


Abbildung 1: Situational plan of the Lubachów dam

Ordinates of water level in the reservoir and capacities are presented in Table 1.

Table 1 Characteristic ordinates of water level and capacities in the reservoir.

W.S. El., m	352,00	351,90	350,00	348,00	343,50	327,60
Capacity, hm ³	9,1	9,034	8,0	7,0	5,04	1,0

3 Discharge of the hydraulic devices

According to the operation manual the output of the hydraulic devices is 323 m³/s. It is made of the maximum output of the outlets and hydro power station in the amount of 123 m³/s and the output of ten spillways of 20 m³/s, each,

The Lubachów dam spillway is presented in Fig. 2. The exact measurement was determined on the basis of the field measurements, The shape of a single orifice is shown in fig. 3. It is possible to calculate the discharge of a big orifice not submerged, which is the case of the spillway in Lubachów, from a general equation having assumed verticality of the wall, in which it is situated, and having omitted the velocity of the flowing water:

$$Q = \mu \int_{H_1}^{H_2} y(z) z^{1/2} dz \quad (2)$$

in which H_1 and H_2 are the positions of the bottom and lower edge of the orifice over the water table surface, respectively; $y(z)$ is a variable width of the orifice which changes with the height.

The equation (2) was solved numerically for the value $z = 190$ cm. It is adopted that the discharge coefficient for big orifices is $\mu = 0,6 \div 0,7$, according to the shape of the inlet edges. It was assessed that the maximum discharge of water for one orifice will be within $Q_s = 12,0 \div 14,0$ m³/s. The value of the maximum flow, determined in this way, was the basis for preparation the scope of model investigations, the aim of which was to specify the value of the spillway discharge

3.2 Model investigations

The model investigations were carried out according to the binding similarity principles, *Novak and Čabelka (1981)*. Having in mind the character of the phenomenon, the criterion of Froude's similarity was adopted. The physical model was done in the scale 1:5, in order to reduce the scale effect to the minimum. The investigations were conducted in the hydrotechnical laboratory of the Institute of Geotechnics and Hydrotechnics, Wrocław University of Technology. The characteristics of one orifice was obtained as a result of the investigations $Q = Q(H)$. In order to compare the characteristics with the one which is in the operation manual, two curves were shown in Fig. 4.

The analysis of Fig. 4. confirmed the author's theory that the discharge determined on the basis of the operation manual of the dam differs from the reality and the difference at the maximum volume of water in the dam is 5,0 m³/s for one orifice, thus it is 50,0 m³/s for ten orifices, which is 25% of the assumed so far discharge.

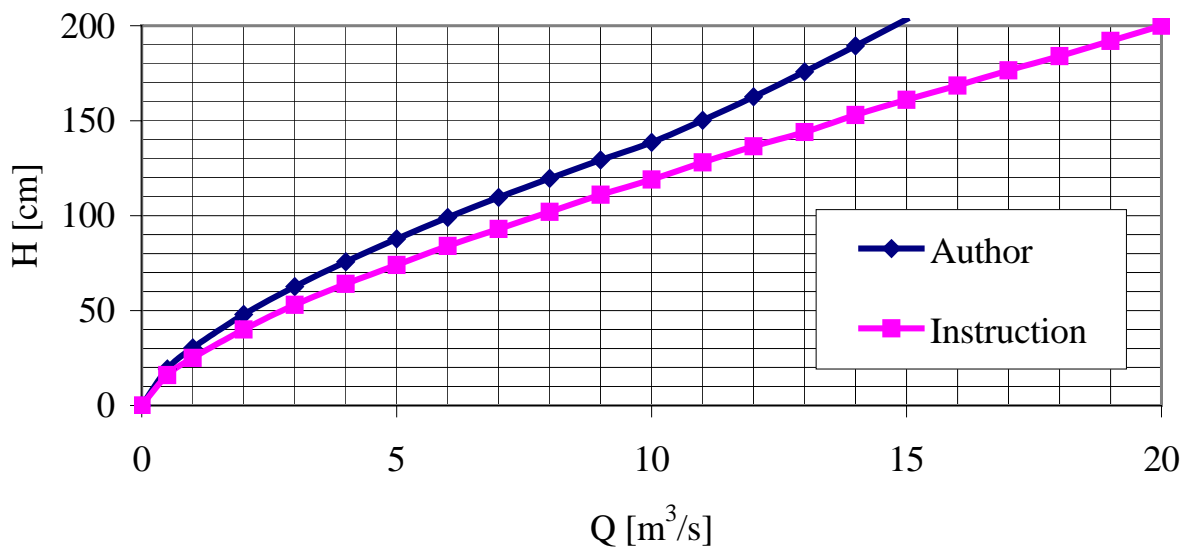


Abbildung 4: Characteristics of Lubachów dam spillway

3.3 Conclusions

The flows through the hydraulic devices of the dam at the maximum level of the water in the reservoir at the elevation of 251,90 m above sea level, are shown in Table 2 in order to compare the maximum discharges of the hydraulic devices of the Lubachów dam determined by the author and the archives. As it is clear from the table the maximum flows, determined on the basis of the outflow curves of the hydraulic devices, are overstated with regard to the actual one by nearly 23%. It results mainly from characteristics of the flows for the high levels of water in the reservoir which was incorrectly prepared.

Table 2 Specification of maximum flows

Hydraulic devices	Discharge Q [m³/s]		Difference	
	Instruction	Author	ΔQ [m³/s]	[%]
Bottom outlets	23,0	22,4	- 0,6	2,7
Middle outlets	112,4	98,0	- 14,4	14,7
Spillways	187,0	141,0	- 46,0	32,6
Water-power plant	4,6	4,6	-	-
Total discharge	327	266	- 61,0	22,9

4 Flood routing through Lubachów reservoir

In July 1997 two freshets occurred. The analysis of the flood routing through the reservoir was made only for first flood wave. This wave had a much violent course, higher freshet culmination and made a lot of damage below the dam de-

stroying completely the hydraulic structures on the Bystrzyca river. The values of the outflow were calculated on the basis of the characteristics of the hydraulic devices, corrected by the author and the total inflow as a sum of the outflow and the average increase of the volume in the reservoir, calculated on the basis of the knowledge of the water states in the reservoir and reservoir capacity curve from the table. The analysis of the obtained results, *Rędownicz (2002)* showed that the maximum inflow to the reservoir took place on 07.07.1997 at 11⁰⁰ p.m. and was 188,8 m³/s. As a result of the wave transformation during the flow through the reservoir, the outflow from the reservoir was 184,4 m³/s. Thus there was a reduction of the flow by 2,33%. The calculation results are presented in the graph in Fig. 5. Making use of it, it was calculated that during 6 days 19,43 hm³ flowed into the reservoir and 17,71 hm³ flowed out of it. Thus the volume of the flood wave was reduced by 1,72 hm³, that is by 8,8%.

The presented analysis of the flood wave transformation and the water management principles binding on the reservoir, show that the Lubachów reservoir is not useful for the flood control of the river valley during the flood freshets similar to the ones which occurred in 1997. Therefore it is necessary to make an attempt and change the situation by the change of the principles of routing flood water through the reservoir.

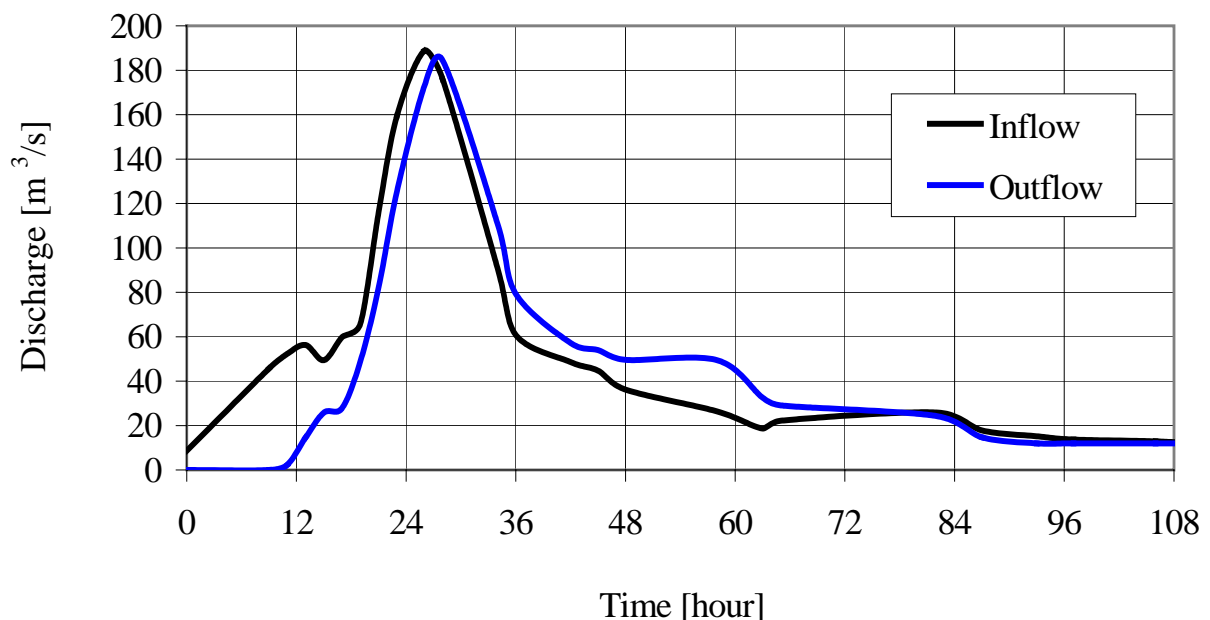


Abbildung 5: Routing of flood through Lubachów reservoir in July 1997 year

The fundamental fault of the existing system of directing flood water through the reservoir is the measurement of the volume of the water flowing into the reservoir by the increase of filling the reservoir. This method often leads to wrong decisions with regard to the volume of the discharged water. It might happen

that the culmination moment is not recorded and more water will be discharged from the reservoir than the water flowing into the reservoir. Therefore it may be too late to find out that the freshet has occurred. The existing situation can be radically changed by:

- Installation of the equipment for the constant measurement of water state in the reservoir and in the cross section of the Bystrzyca river at the inlet to the reservoir,
- Immediate use of the observations of water-level gauge in the Jugowice profile and rainfall stations in Walim, Lubachów and Wałbrzych,
- Preparation of a model rainfall–outflow in the catchment above the reservoir in order to obtain a hypothetical flood wave.

In order to check the suggested solution, preliminary hydraulic measurements were made. They consisted in calculations of the flood routing through the reservoir for different variants of opening and closing at different initial levels of water in the reservoir. The freshet wave of 1997 from Fig. 5 was adopted as a reliable one for the calculations. The direct purpose of the calculations was to determine the optimum elevation of the initial freshet of water in the reservoir, reduced outflow of water and final filling in the reservoir.

Knowing the hydrograph of the flood wave, the reservoir capacity curve and characteristics of the hydraulic devices of the dam, it is possible to make calculations of flood routing through the reservoir. Apart from the hydrogram of 1997, the tabular reservoir capacity curve and the characteristics of the hydraulic devices, verified by the author, were used for the calculations, *Rędownicz (2001)*. The analysis of the water passage through the reservoir was made numerically making use of the working value method, *Ghosh (1999)*. Numerical calculations were made for six variants of outlets openings and six initial positions of the water table in the reservoir. The optimum solution for the calculations of the flood routing is to obtain the maximum reduction of culmination with the full use of the flood reserve. In case of the Lubachów reservoir it is not possible as using the level of the reserve above dam crest in 60%, the flow of water through the spillway exceeds $80 \text{ m}^3/\text{s}$. Complete filling of the reservoir requires discharge of at least $140 \text{ m}^3/\text{s}$

The analysis of the calculation results, made it possible to state that even the greatest freshets can be considerably reduced. In the case under consideration the results which refer to the higher swelling on the reservoir, that is the elevations from 343,50 to 348,00 m above sea level are interesting. It turns out that for the elevation of 343,50 m above sea level it is possible to reduce the flow of $188,8 \text{ m}^3/\text{s}$ to $73,9 \text{ m}^3/\text{s}$, that is by 60,9%. It should be remembered that in 1997

at the initial elevation of the water table 343,30 m above sea level in the reservoir, it was possible to reduce the culmination to 184,4 m³/s. It is also possible to reduce considerably the maximum inflow for bigger fillings. For the initial elevation of 346,00 m above sea level, the reduction is 55,2%, that is to the outflow of 84,5 m³/s, and for the elevation of 348,00 m above sea level 52,8%, that is to the outflow of 89,1 m³/s (Fig. 6). By proper closing maneuvers in the phase of the passage of the culmination through the reservoir it is possible to use in a higher degree the flood storage and even more reduce the outflow from the reservoir.

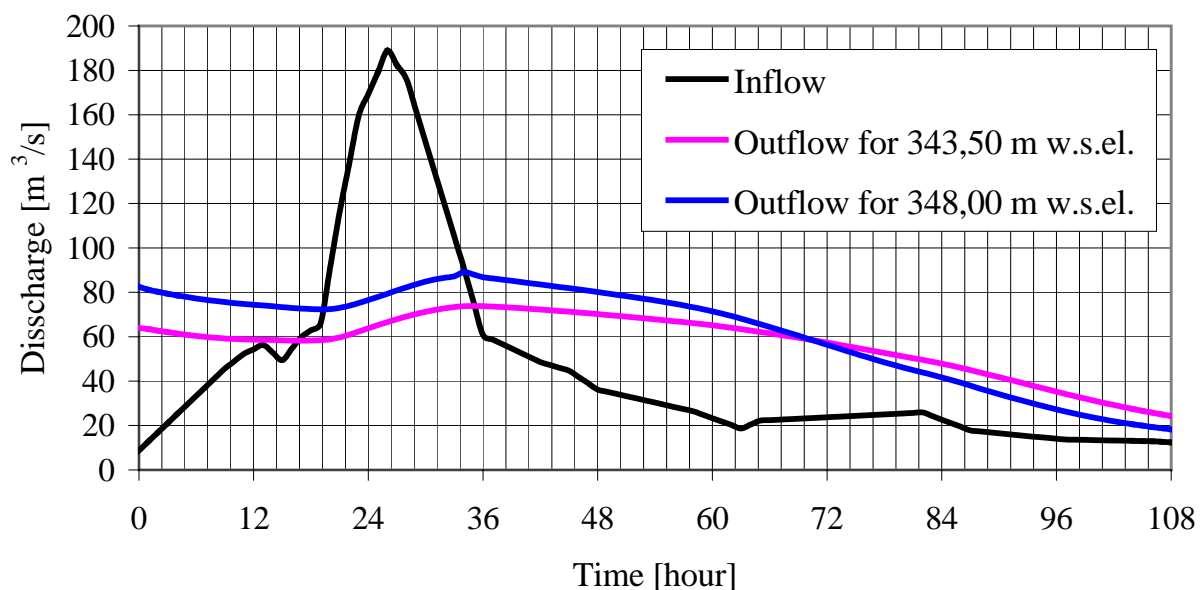


Abbildung 6: Routing of flood through Lubachów reservoir

5 Final remarks

On the basis of the analyses and considerations which the author carried out after the flood in July 1997 it is possible to put forward some conclusions which are significant for the further safe functioning of the Lubachów reservoir. It is fundamental to state that the capacity of the reservoir to reduce high flood waves is slight at the present principles of passing flood water through the reservoir. In order to increase the safety of the dam itself and the towns situated below, it is necessary to change the principles of water management during the routing flood through the reservoir, which mainly consists in the early discharge of bigger volumes of water and proper closing maneuvers of bottom and middle outlets. Application of new principles of passing flood waves will make it possible to reduce the maximum flow by at least 50% without the necessity to lower the water swelling in the reservoir. It is especially significant in summer when the high

state of water in the reservoir is desirable not only because of the necessity to maintain proper quality of drinking water and energy production but also due to the social aspects since the Lubachów reservoir has been used for sport and recreational purposes for years

6 References

- Ghosh, S. N. (1999): Flood control and drainage engineering. A.A. Balkema, Rotterdam 1999
- Novak, P., Čabelka, J. (1981): Models in Hydraulic Engineering. Physical Principles and Design Applications, London Pitman Publishing Co. London 1981
- Pacześniak, E., Rędowicz W. (1997): The dam at Lubachów after eighty years of operation. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen 10/1997, ISSN 0949-5061, In: Sanierung und Modernisierung von Wasserbauwerken, aktuelle Beispiele aus Deutschland, Polen, der Slowakei und Tschechien, Dresdner 1997
- Rędowicz, W. (2001a): Weryfikacja przepustowości urządzeń zrzutowych zapory w Lubachowie. Hydrotechnika IV. Sympozjum ogólnokrajowe. Katowice 2001
- Rędowicz, W. (2001b): Badania modelowe przelewu zapory w Lubachowie. XXI Ogólnopolska Szkoła Hydrauliki. IBW PAN, Gdańsk 2001
- Rędowicz, W. (2002): Analiza przejścia fali powodziowej przez zbiornik w Lubachowie w lipcu 1997 roku. Bezpieczeństwo i trwałość budowli wodnych. Wyd. AR, Wrocław 2002
- Rędowicz, W. (2005): Koncepcja zmiany gospodarki wodnej na zbiorniku w Lubachowie. XI Konferencja Technicznej Kontroli Zapór. IMGW, Warszawa 2005

Author:

Dr.-Ing. Wojciech Rędowicz

Institute of Geotechnics and Hydrotechnics
Wrocław University of Technology
Wybrzeże Wyspiańskiego 27
Poland, 50-370 Wrocław

Phone: +48 071 3203368

Fax: +48 071 3284814

Email: wojciech.redowicz@pwr.wroc.pl

Territorial property ratios for evaluation of financial demands to compensate flood loss

Alena Tichá
Leonora Marková

In this article a problem about quick and relatively correct evaluation of flood loss is solved. We need the evaluation for acquisition of financial resources to compensate property damage or we need it for decision - making about flood control. The valuation method with the aid of territorial property ratios was developed for these purposes. The real property valuation in territory is the basic procedure of the method and it contents following steps:

- Specification of property representatives in territory.
- Estimation of property representatives.
- Specification of territorial category.
- Specification of territorial representative.
- Estimation of territorial property ratio in reproduction price level.

The assessment of financial demands to compensate flood loss depends on territorial property ratio and damage factor of territorial representative. The flood loss is determined by money as a loss of property valuation in territory.

1 Introduction

There is always a need for a quick acquisition of financial resources to compensate the caused property damage in the event of natural disasters. Since the Czech Republic has often been involved into flood events within the preceding decennium, the Institute of Structural Economy and Management of Faculty of Civil Engineering of the University of Technology in Brno has developed a methodology which enables a quick evaluation of real property damage in the territory affected by the floods.

The method consists of two parts. The first part deals with the method procedure enabling the real property valuation in territory which has not been involved into floods and whereof the property has not been damaged due to floods. The second part of the method deals with the assessment of the ratio of real property

damage caused by floods in the frame of the monitored territory (in %), from the structural and technical point of view, hereinafter with the evaluation of the monetary compensation (in CZK) arising out of the real property damage caused by floods. The second part of the method has originated in conjunction with the Institute of Water Structure of Faculty of Civil Engineering of the University of Technology in Brno and has been introduced within a separate article with the title Practical Using of Methodology of the Potential Flood Loss Assessment.

The scope of this article is the introduction how to use the first part of the methodology. This methodology includes steps leading towards the assignment of real property valuation in the territory:

- Specification of property representatives in the territory.
- Estimation of property representatives.
- Specification of territorial category.
- Specification of territorial representative.
- Estimation of territorial property ratio in reproduction price level.

The particular method steps will be subsequently introduced theoretically as well as practically in the next chapters for cases which have been solved within the grant task at both forementioned institutes of Faculty of Civil Engineering.

2 Specification of Property Representatives in the Territory

The property representative means for purpose of this text a typical real property which is located in the Czech Republic. Under the Czech law the real property is defined as a construction (hereinafter referred to as a structure) or as a plot. Classifications, selections and specification systems used in civil engineering are useful in order to be able to specify the typical real property. Since this article is further dealing with the assignment of structural evaluation in the territory so it is useful to use the national system of classification of structures in order to specify the representatives for structures in the Czech Republic. The classification system is called the United Classification of Structures (hereinafter referred to as JKSO) or the international Klasifikace stavebních děl [Classification of Types of Constructions] (hereinafter referred to as CZ-CC). This method is using the classification JKSO which enables to include the structures into 20 principal groups (fields). A family house may be a quite good example of a real property representative of the group called Buildings designed for housing. On the basis of a research we can define that a typical family house (the representative of family houses in the Czech Republic) has a structural and technical characteristics spe-

cified in the Card of a representative of structures at the technical description section (see Table 1.).

Table 1 Card of the Representative of the Structure – Technical Description

Card of the Property Representatives - Buildings Designed for Housing	
Technical Description of the Representative – Family House	
JKSO Field	803
Built-up Area	150 m ²
Building Volume	878 m ³
Family House without a Specification of Material Characteristics	
New Building	



Figure 1: Illustrative photo of a representative of a structure

3 Estimation of Property Representatives

On the basis of structural and technical data of the structural representative (see above) and by means of the so-called budget ratios of structures the reproduction price level of a structural representative can be specified. The budget ratio provides the price stated in CZK per 1 m³ of the structural building volume or the price stated in CZK per 1 m² of the built-up area. The budget ratio database in the Czech Republic is formed and updated annually by several engineering organizations. The reproduction price level of a structure is defined as a price level wherefor the same or a similar structure can be acquired at the time when the price level is investigated for the purpose of accountancy, taxation or financial transactions. It is obvious that the reproduction price level alters upon time. The-

before it is necessary to take into consideration the appropriate price level (year) where the reproduction price level has been specified while evaluating the property representatives. An example of estimation of reproduction price level is stated in the Card of the Representative of a Structure at the part dealing with the data on the price (see Table 2.).

Table 2 Card of the Representative of a Structure – Data on the Price

Data on the Price of a Property Representative – Family House	
Price Level	2005
Budget Ratio of Residential Building Representative	3,824 CZK/m ³ of building volume
Budget Ratio of Residential Building Representative	22,383 CZK/m ² of built-up area
Value of the Residential Building Representative	3,357,472 CZK

4 Specification of Territorial Category

Territorial categories which show the territorial functional using have been established for the purpose of the submitted methodology. The territorial categories have been denominated and specified following the type of structure in the monitored territory and in relation to the conventions used for the creation of municipal plans of selected municipalities in the Czech Republic. The territorial categorization has been executed for the primary groups listed as A to O as follows:

Developed (Built-up) Area

- A Residential Areas
- B Recreational Areas
- C Areas of Civil Infrastructure
- D Green Areas
- E Miscellaneous Areas (Areas with No Predominance of Any Potential Use)
- F Productional and Logistics Areas
- G Areas of Transportation Infrastructure
- H Areas of Technical Infrastructure
- I Specific Areas (Military and Custodial Facilities, Facilities for Civil Defence)

Undeveloped (Un-built) Area

- J Agricultural Areas
- K Forested Areas
- L Natural Areas
- M Areas with Recreational Facilities
- N Areas for Mining of Minerals
- O Areas for Water Resources Management

No legal act as well as no recommended standard for the formulation of municipal plans in the Czech Republic defines what property and in what quantity is standardly specified for particular territorial categories. These matter-of-fact and quantity limits are specified by means of the so-called territorial representatives.

5 Specification of Territorial Representative

The territorial representative is specified on the basis of a number of real property representatives within particular territorial categories per square unit. The specification of representatives for particular territorial categories is a relatively complicated matter needing an extensive investigation. The example of a representative of the territorial category „A Residential Areas“ is the expertal estimation which is based on investigations within several locations. (see Table 3).

Table 3 Territorial Representative – A. Residential Areas – Areas of Property Representatives

Territorial Representative – Territorial Category A. Residential Area	
Property Representative	Area of Property Representative within the Territorial Representative (%)
Apartment House	15.6
Family House	3.5
Garage	0.4
Structures of Civil Facilities	2.9
Structures of Technical Facilities	1.3
Other Structures	0.1
Highways	5.6
Other Un-built Areas	70.6
Total	100.0

The territorial representative is a basis for the purpose of specification of real property reproduction price level for particular territorial categories. The estima-

tion of price level of particular types of property representatives with respect to the area they take up within the territorial representative at the stated territorial category is based on their reproduction price level (see Chapter 3 of this article). The reproduction price level of all family houses in the area of 1 km² within the territorial category A. Residential Areas for the above said example on structural representative which is the family house specified in Chapter 3 of this article is evaluated as follows:

$$1,000,000 \text{ m}^2 \times 0.035 \times 22.383 \text{ CZK/m}^2 = 783,405 \text{ thousand CZK/m}^2$$

Reproduction price levels of other property representatives have been estimated by means of the same algorithm.

Table 4 Territorial Representative – A. Residential Areas – Reproduction Price Level of Property Representatives

Territorial Representative – Territorial Category A. Residential Areas		
Property Representative	Area of the Property Representative within the Territorial Representative (km ²)	Reproduction Price Level of Property Representative within the Territorial Representative (in thousands of CZK)
Apartment House	0.156	4,680,000
Family House	0.035	783,405
Garage	0.004	80,000
Structures of Civil Facilities	0.029	870,000
Structures of Technical Facilities	0.013	260,000
Other Structures	0.001	12,000
Highways	0.056	121,302
Other Un-built Areas	0.706	706,000
Total	1.000	7,512,707

6 Estimation of Territorial Property Ratio in Reproduction Price Level

The territorial property ratio shows the evaluation of real property within the territory and for the actual reproduction price level stated in CZK per square unit (km², m²). It is determined separately for particular territorial categories. The

territorial property ratio is evaluated by means of the division of the reproduction price level of the total of territorial property and the territorial area:

The territorial property ratio for territorial category A Residential Areas amounts in the stated example to:

$$7,512,707 \text{ thousand CZK} / 1,000,000 \text{ m}^2 = 7,513 \text{ CZK/m}^2.$$

7 Conclusion

A number of European countries is involved in the specification of territorial property ratios. The valuations recognized by means of the research are being compared with foreign resources. Valuations stated in EUR/m² are being converted in accordance with the actual currency exchange rate into CZK/m². The international comparison of valuations of the territorial property ratios is presented below:

Table 5 International Comparison of the Territorial Property Ratio

Territorial Category		Valuation of the Territorial Property Ratio (CZK/m ²)				
		Germany	Switzerland	France	Netherlands	Czech Republic
A	Residential Areas	9,660	10,200	8,040	9,330	7,513

The territorial property ratio database is subsequently completed and updated mostly for official needs (need of the public administration). The territorial property ratios may apply not only for the purpose of the estimation of damage caused by floods but also for the purpose of decision on preventive anti-flood precautions.

8 Literature

Tichá, A., Korytářová, J., Hanák T.: Metodika stanovení výše škod na majetku v území postiženém povodněmi [Methodology of Specification of Property Damage within the Territory Affected by Floods], Collection of Entries from the 3rd conference dealing with water structures, held in 2003, Thesis and studies by the Institute of Water Structure of FAST VUT in Brno, Volume 4. Brno, 2003.

ISBN 80-86433-26-9

Uhmannová, H., Šlezinger, M.: Metodika stanovení potenciálních povodňových škod – základní informace [Methodology of Specification of Potential Damages Caused by

- Floods - Basic Information], Collections of Entries from the 3rd conference dealing with water structures, held in 2003, Thesis and studies by the Institute of Water Structure of FAST VUT in Brno, Volume 4. Brno, 2003. ISBN 80-86433-26-9
- Tichá, A., Korytářová, J.: Oceňování škod na majetku postiženém povodněmi [Evaluation of Property Damage Caused by Floods], Collection of Entries from the 4th international science symposium Economical and Administration Procedures Used in Engineering and Investment Projects, STU Bratislava, SF, Institute of Economics and Structural Management, Bratislava, 2003. ISBN 80-227-1929-3
- Tichá, A., Korytářová, J.: Expertní odhad škody způsobené záplavami na reprezentantu majetku [Expertal Damage Estimation Caused By Floods on a Property Representative], Collection of Entries from the 4th conference dealing with water structures, held in 2004, Thesis and Studies by the Institute of Water Structure of FAST VUT in Brno, Volume 6. Brno, 2004. ISBN 80-7204-360-9
- Aigel, P.: Cenové ukazatele majetku v katastrálním území obce [Property Price Ratios within a Plot Area of a Municipality], Graduation Thesis, Brno, 2005 (Thesis Supervisor: Alena Tichá)
- Tichá, A., Korytářová J., Aigel P.: Územní majetkové ukazatele v katastrálním území obce Polička [Territorial Property Ratios within the Plot Area of City of Polička], Collection of Entries from an internationally attended conference Humans, Structures and Nature 2005, Thesis and Studies by the Institute of Water Structure of FAST VUT in Brno, Volume 8, Brno, 2005. ISBN 80-7204-415-X
- Tichá, A., Hromádka V., Šancová L., Procházka P.: Stanovení reprezentanta vybraných stavebních objektů pro výpočet územního majetkového ukazatele [Specification of a Representative of Selected Structures for the Purpose of Evaluation of a Territorial Property Ratio], Collection of Entries from an internationally attended conference Humans, Structures and Nature 2006, Thesis and studies by the Institute of Water Structure of FAST VUT in Brno, Volume 10. Brno, 2006. ISBN 80-7204-475-3
- Internationale Kommission zum Schutz des Rheins. Rhine Atlas, translated by Ing. Vít Hromádka, 2004 available at: <http://www.iksr.org/rheinatlas/Start.pdf>

This article could come into being thanks to the support of a grant project GAČR r.č.103/05/0160. Procedures for support on decisions in the field of structural investment at the safeguarding of territorial stableness concerning the potential flooding.

Authors:

Doc. Ing. Alena Tichá, Ph.D.

Doc. Ing. Leonora Marková, Ph.D.

Institute of Structural Economy and Management
University of Technology, Faculty of Civil Engineering
Rybkova 1
602 00 Brno
Czech Republic

Phone: +420 541 148 631

Fax: +420 541 148 632

Email: ticha.a@fce.vutbr.cz

Email: markova.l@fce.vutbr.cz

S A T Z U N G
der
Gesellschaft der Förderer des
Hubert - Engels - Institutes
für Wasserbau
und Technische Hydromechanik
an der Technischen Universität Dresden e.V.

§1 Name und Sitz

Der Verein führt den Namen

„Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden e.V.“

Der Sitz des Vereins ist Dresden. Er ist im Vereinsregister unter der Nummer VR 1335 registriert.

Das Geschäftsjahr ist das Kalenderjahr.

§2 Zweck

Der Verein verfolgt ausschließlich und unmittelbar gemeinnützige Zwecke im Sinne des Abschnittes „Steuerbegünstigte Zwecke“ der Abgabenordnung. Er dient der Förderung wissenschaftlicher Forschungsarbeiten auf gemeinnütziger Grundlage, der Information seiner Mitglieder und der Öffentlichkeit über die Forschungs- und Versuchsarbeiten des Instituts, der Förderung von Aus- und Weiterbildung sowie der Förderung des Umwelt- und Landschaftsschutzes.

Der Satzungszweck wird insbesondere verwirklicht durch:

1. Durchführung wissenschaftlicher Veranstaltungen und Forschungsvorhaben zu Themen des umweltverträglichen Wasserbaus, der Renaturierung von Gewässern, der Verbesserung der Wasserversorgung und Abwasserbehandlung, des Verkehrswasserbaus (mit dem Ziel umweltfreundlicher Transportdurchführung auf Wasserstraßen), sowie des Hochwasser- und Küstenschutzes.

2. Werbung in den interessierten Fachkreisen für den Wasserbau und das hydraulische Versuchswesen
3. Koordinierung der Arbeiten und Zusammenarbeit auf wasserbaulichem und hydraulischem Gebiet mit anderen Instituten
4. Unterstützung von hydraulischen Modellversuchen
5. Unterstützung der Durchführung von Kolloquien und Symposien in den Fachgebieten Wasserbau und Technische Hydromechanik
6. Förderung der Publikation von wissenschaftlichen Arbeiten, Institutsberichten und Informationsmaterial
7. Unterstützung von Reisen zu Fachvorträgen und zur Besichtigung von wasserbaulichen Objekten
8. Durchführung von Informationsveranstaltungen an Schulen und Gymnasien
9. Unterstützung von besonders förderungswürdigen in- und ausländischen Studierenden des Wasserbaus.
10. Würdigung herausragender Leistungen von Absolventen und Studierenden in den Fachgebieten des Wasserbaus und der technischen Hydromechanik.

Der Verein ist selbstlos tätig und verfolgt nicht in erster Linie eigenwirtschaftliche Zwecke.

§3 Mitgliedschaft

Ordentliche Mitglieder können natürliche und juristische Personen sowie Körperschaften jedweder Rechtsform des In- und Auslandes werden, die den Zweck des Vereins nach §2 unterstützen.

Jungmitglieder können Studenten werden, die an einer Hochschuleinrichtung mit wasserbaulich-wasserwirtschaftlicher Ausbildung immatrikuliert sind.

Korrespondierende Mitglieder können vom Vorstand ernannt werden, wenn sie auf dem Gebiet des Wasser- und Grundbaus, der Wasserwirtschaft und der Hydrologie forschend tätig sind.

Ehrenmitglieder können von der Mitgliederversammlung ernannt werden, wenn sie sich besondere Verdienste bei der Förderung des Vereins erworben haben.

§4 Organe des Vereins

Die Organe des Vereins sind

- a) die Mitgliederversammlung und
- b) der Vorstand.

Die Mitglieder des Vorstands sind ehrenamtlich tätig.

§5 Mitgliederversammlung

Eine ordentliche Mitgliederversammlung findet einmal im Jahr (in der Regel in Verbindung mit dem Wasserbaukolloquium des Instituts) statt. Ihre Einberufung erfolgt mindestens vier Wochen vorher schriftlich durch den Geschäftsführer im Auftrag des Vorstandes unter Mitteilung des Termins, des Ortes und der Tagesordnung.

Zusätze zur Tagesordnung können innerhalb einer Frist von 14 Tagen beim Geschäftsführer beantragt werden.

In der Mitgliederversammlung werden geschäftliche Angelegenheiten in Verbindung mit Vorträgen oder Mitteilungen und deren Beratung behandelt und erledigt.

Die Mitgliederversammlung beinhaltet:

1. den Bericht des Vorsitzenden über das Geschäftsjahr
2. den Bericht der Rechnungsprüfer
3. Genehmigung der Berichte und Entlastung des Vorstandes
4. Beschlüsse über vorliegende Anträge und über Änderungen der Satzung
5. Wahl von zwei Rechnungsprüfern
6. Verschiedenes

Der Vorstand kann jederzeit binnen 14 Tagen eine außerordentliche Mitgliederversammlung einberufen. Er ist dazu verpflichtet, wenn mindestens ein Zehntel der Mitglieder dies unter Angabe des Zwecks und der Gründe fordert.

Der Vorsitz der Mitgliederversammlung wird vom 1. Vorsitzenden oder vom Stellvertreter des Vorstandes geführt.

Die Mitgliederversammlung fasst ihre Beschlüsse mit einfacher Mehrheit der anwesenden Mitglieder. Sie ist bei satzungsgemäßer Einladung in jedem Falle beschlussfähig. Bei Stimmgleichheit entscheidet die Stimme des Vorsitzenden.

Satzungsänderungen erfordern eine 3/4-Mehrheit der anwesenden Mitglieder.

Anträge auf Änderung der Satzung, die nicht vom Vorstand ausgehen, können nur dann beraten werden, wenn sie mindestens vier Wochen unter Angabe der Gründe beim Vorstand eingereicht worden sind.

Jedes Mitglied hat nur eine Stimme. Stimmübertragungen sind durch schriftliche Vollmacht auf ordentliche Mitglieder nur bis zu zwei möglich.

Die Beschlüsse der Mitgliederversammlung werden vom Geschäftsführer in ein Protokollbuch eingetragen und vom Vorsitzenden und dem Geschäftsführer unterzeichnet.

§6 Vorstand

Der Vorstand wird von der ordentlichen Mitgliederversammlung für die Dauer von fünf Jahren gewählt und bleibt bis zum Ablauf der ordentlichen Mitgliederversammlung zur Neuwahl im Amt.

Der Vorstand besteht aus vier gewählten ordentlichen Mitgliedern

- dem 1. Vorsitzenden
- dem Stellvertretenden Vorsitzenden
- dem Geschäftsführer
- dem Schatzmeister.

Vom Vorstand kann ein Ehrenvorsitzender bestellt werden.

Die Mitgliederversammlung kann durch einfache Mehrheit beschließen, darüber hinaus noch bis zu zwei Mitglieder zur Vertretung des Vereins in den Vorstand zu bestellen.

Der Vorstand kann einzelnen Personen Vollmachten für Zweige der Geschäftsführung erteilen.

Sitzungen des Vorstandes sind beschlussfähig, wenn mehr als die Hälfte der Vorstandsmitglieder anwesend sind.

Der Vorstand ist mit der Führung aller laufenden Geschäfte beauftragt und sorgt für die Durchführung der Beschlüsse der Mitgliederversammlung. Er kann selbständig Maßnahmen treffen, die dem Vereinszweck förderlich sind.

§7 Aufnahme oder Beendigung der Mitgliedschaft

Die Aufnahme als ordentliches Mitglied oder als Jungmitglied ist schriftlich beim Vorstand zu beantragen. Dieser entscheidet über die Aufnahme. Der Aufnahmebeschluss ist dem Antragsteller mitzuteilen. Bei Zurückweisung des Antrages kann der Antragsteller eine Entscheidung durch die Mitgliederversammlung beantragen, deren Zustimmung eine 2/3- Mehrheit voraussetzt.

Die Mitgliedschaft kann beendet werden

- a) durch schriftliche Austrittserklärung eines Mitglieds zum Ende des laufenden Geschäftsjahres (mindestens drei Monate vor Ablauf des Geschäftsjahres) oder auf Beschluss des Vorstandes, wenn 3/4 der Mitgliederversammlung dem Ausschluss zustimmen.
- b) bei Vereinigungen oder Gesellschaften mit deren Auflösung
- c) bei natürlichen Personen mit dem Tod

- d) durch Streichung aus der Mitgliederliste, wenn trotz Erinnerung durch den Vorstand in drei Folgejahren kein Mitgliedsbeitrag entrichtet wurde und kein erkennbarer Hinderungsgrund vorliegt.

§8 Rechte und Pflichten der Mitglieder

Die Mitglieder des Vereins haben das aktive und passive Wahlrecht und können Anträge an den Verein stellen. Jungmitglieder können an den Veranstaltungen des Vereins teilnehmen, Anträge stellen, haben jedoch kein Stimmrecht.

Die Mitglieder des Vereins haben das Recht auf Information über die vom Institut durchgeführten und laufenden Arbeiten sowie zur Besichtigung des Instituts und seiner Versuchseinrichtungen soweit das betrieblich möglich ist und die Interessen der Auftraggeber nicht beeinträchtigt werden.

Die Mitglieder haben Anspruch auf Überlassung von geförderten veröffentlichten Materialien.

Die Mitglieder sind verpflichtet, die Fördervereinigung entsprechend der Satzung bei der Erfüllung ihrer Aufgaben nach besten Kräften zu unterstützen.

Die Mitglieder sind zur Zahlung eines jährlichen Beitrags verpflichtet. Die Höhe des jährlichen Beitrags wird in der Mitgliederversammlung bestimmt und soll in der Regel nicht niedriger sein als

- | | |
|--|------------|
| a) für persönliche Mitglieder | EURO 20,- |
| b) für Jungmitglieder | EURO 10,- |
| c) für Firmen, Behörden, Verbände, Institute
und andere Einrichtungen | EURO 150,- |

Ehrenmitglieder und korrespondierende Mitglieder sind beitragsfrei. Die Beiträge sind bis 31. März des jeweiligen Jahres zu entrichten.

§9 Auflösung des Vereins

Der Verein kann nur auf Beschluss von 2/3 der anwesenden stimmberechtigten Mitglieder einer ordentlichen Mitgliederversammlung aufgelöst werden.

Sind in dieser Mitgliederversammlung weniger als 1/3 der stimmberechtigten Mitglieder erschienen, so muss eine neue Mitgliederversammlung einberufen werden, die dann entscheidet.

Im Falle der Auflösung oder Aufhebung des Vereins oder bei Wegfall seines bisherigen Zwecks fällt sein Vermögen an das Hubert-Engels- Institut zur ausschließlichen Verwendung für wissenschaftliche Forschungsarbeiten.

§10 Gemeinnützigkeit

Etwaige Mittel aus der Arbeit des Vereins dürfen nur für die satzungsgemäßen Zwecke verwendet werden. Die Vereinsmitglieder dürfen keine Gewinnanteile und in ihrer Eigenschaft als Mitglieder auch keine sonstigen Zuwendungen aus Mitteln des Vereins erhalten.

Die Mitglieder des Vorstandes erhalten keine Vergütung für ihre Tätigkeit. Auslagen im Interesse des Vereins werden auf Antrag ersetzt, wenn sie der Vorstand vorher genehmigt hat und der Verein dazu in der Lage ist.

Der Verein darf keine Personen durch Verwaltungsausgaben, die dem Zweck der Gesellschaft fremd sind, oder durch unverhältnismäßig hohe Vergütungen begünstigen.

Die Satzung wurde in der Gründungsversammlung am 24. Mai 1991 in Dresden angenommen und am 18. März 2004 ergänzt.

**Gesellschaft der Förderer des
HUBERT-ENGELS-INSTITUTES
für Wasserbau und Technische Hydromechanik e.V.**



Beitrittserklärung

Die Firma:

Frau/Herr:

Anschrift:

erklärt hiermit die Bereitschaft zum Beitritt zur

**„Gesellschaft der Förderer des *Hubert-Engels-Institutes* für
Wasserbau und Technische Hydromechanik e.V.“**

Ich / Wir zahle(n) einen jährlichen Beitrag in Höhe von

EUR _____

(ab EUR 20,- für persönliche Mitglieder, ab EUR 200,- für Firmen, Behörden, Körperschaften)

Die Beitragszahlung erfolgt auf das Konto **3120185620** des Fördervereins
bei der Ostsächsischen Sparkasse Dresden (Bankleitzahl: **850 503 00**).

(Datum)

(Unterschrift - Stempel)

Die Aufwendungen zur Förderung der Gesellschaft sind steuerlich abzugsfähig.

Bestätigung der Mitgliedschaft:

Der Vorstand stimmt im Namen des Vereins der Mitgliedschaft von _____ zu.

Dresden, den _____

(Unterschrift-Stempel)

Gesellschaft der Förderer des HUBERT-ENGELS-INSTITUTES an der TU Dresden e. V.,
Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. H.-B. Horlacher, Geschäftsführer: apl. Prof. Dr.-Ing. habil. R. Pohl,
Bankverbindung: Konto: 3120 185 620, Ostsächsische Sparkasse Dresden, BLZ: 850 503 00,
IBAN: DE27 8505 0300 3120 1856 20, BIC: OSDDDE81XXX
Vereinsreg. VR 1335, Amtsgericht Dresden, lfd. Nr. 336 im Verzeichnis
steuerbegünstigter Körperschaften beim FA Dresden III Steuer-Nr. 203/141/03107
01062 Dresden, Telefon: +49 351 463 34725 oder 463 35693, Fax: +49 351 463 37141

Aufnahmeantrag bitte senden an:

Gesellschaft der Förderer des
Hubert-Engels-Institutes für Wasserbau
und Technische Hydromechanik
an der Technischen Universität Dresden e.V.

01062 Dresden

Bisher erschienene Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen des Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik ISSN 0949-5061

- | | | |
|------------------------|------|--|
| Heft 1
(vergriffen) | 1989 | Römisch, Klaus
Empfehlungen zur Bemessung von Hafeneinfahrten
Lattermann, Eberhard
Bemessungsgrundlagen für Dichtungen und Deckwerke im Wasserbau |
| Heft 2
(vergriffen) | 1990 | Krüger, Frank
Schubspannungsverteilungen im offenen, geradlinigen Trapez- und Rechteckgerinnen
Martin, H.; Pohl, R.
Überflutungssicherheit von Talsperren |
| Heft 3
(vergriffen) | 1990 | Pohl, Reinhard
Die Entwicklung der wasserbaulichen Lehre und Forschung an der TU Dresden
Pohl, Reinhard
Die Berechnung der auf- und überlaufvermindernden Wirkungen von Wellenumlenkern im Staudambau |
| Heft 4 | 1991 | Haufe, Ellen
Hydromechanische Untersuchungen von Mischungs-, Flockungs- und Sedimentationsprozessen in der Trinkwasseraufbereitung |
| Heft 5 | 1994 | Wasserbaukolloquium 1993
Die Elbe - Wasserstraße und Auen |
| Heft 6 | 1995 | Wasserbaukolloquium 1994
Wasserkraft und Umwelt
ISBN 3-86005-154-7 |
| Heft 7 | 1995 | Wasserbaukolloquium 1995
Hydromechanische Beiträge zum Betrieb von Kanalnetzen
ISBN 3-86005-155-5 |
| Heft 8 | 1996 | Aigner, Detlef
Hydrodynamik in Anlagen zur Wasserbehandlung
ISBN 3-86005-164-4 |

-
- | | | |
|-------------------------|------|---|
| Heft 9
(vergriffen) | 1996 | Wasserbaukolloquium 1996
Wellen. Prognosen - Wirkungen – Befestigungen
ISBN 3-86005-165-2 |
| Heft 10 | 1997 | Wasserbaukolloquium 1997
Sanierung und Modernisierung von Wasserbauwerken,
aktuelle Beispiele aus Deutschland, Polen, der Slowa-
kei und Tschechien
ISBN 3-86005-185-7 |
| Heft 11
(vergriffen) | 1997 | Pohl, Reinhard
Überflutungssicherheit von Talsperren
ISBN 3-86005-186-5 |
| Heft 12 | 1998 | Pohl, Reinhard
Die Geschichte des Institutes für Wasserbau an der
Technischen Universität Dresden
ISBN 3-86005-187-3 |
| Heft 13 | 1998 | Wasserbaukolloquium 1998
Hydraulische und numerische Modelle im Wasserbau,
Entwicklung – Perspektiven
ISBN 3-86005-201-2 |
| Heft 14 | 1998 | Müller, Uwe
Deformationsverhalten und Belastungsgrenzen des As-
phaltbetons unter den Bedingungen von Staudamm-
kerndichtungen
ISBN 3-86005-213-6 |
| Heft 15 | 1999 | Wasserbaukolloquium 1999
Betrieb, Instandsetzung und Modernisierung von Was-
serbauwerken
ISBN 3-86005-223-3 |
| Heft 16 | 1999 | Carstensen, Dirk
Beanspruchungsgrößen in Fließgewässern mit ge-
schwungener Linienführung
ISBN 3-86005-236-5 |
| Heft 17
(vergriffen) | 1999 | Ehrenkolloquium Prof. Martin
anlässlich des 60. Geburtstages von Herrn Univ.-Prof.
Dr.-Ing. habil. Helmut Martin
ISBN 3-86005-237-3 |
| Heft 18 | 2000 | Wasserbaukolloquium 2000
Belastung, Stabilisierung und Befestigung von Sohlen
und Böschungen wasserbaulicher Anlagen
ISBN 3-86005-243-8 |

-
- | | | |
|---------------------------------------|------|---|
| Heft 19 | 2001 | Seleshi Bekele Awulachew
Investigation of Water Resources Aimed at Multi-Objective Development with, Respect to Limited Data Situation: The Case of Abaya-Chamo Basin, Ethiopia
ISBN 3-86005-277-2 |
| Heft 20 | 2001 | Stefan Dornack
Überströmbare Dämme Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen
ISBN 3-86005-283-7 |
| Heft 21 | 2002 | Wasserbaukolloquium 2002
Innovationen in der Abwasserableitung und Abwassersteuerung
ISBN 3-86005-297-7 |
| Heft 22 | 2002 | Zelalem Hailu G. Chirstos
Optimisation of Small Hydropower Sites for Rural Electrification
ISBN 3-86005-304-3 |
| Heft 23 | 2002 | Ehrenkolloquium Prof. Wagner
Zur Emeritierung von Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Harold Wagner
ISBN 3-86005-307-8 |
| Heft 24 | 2003 | Wasserbaukolloquium 2003
Gewässer in der Stadt
ISBN 3-86005-358-2 |
| Heft 25 | 2003 | Toufik Tetah
Numerische Simulation des dynamischen Verhaltens von Caisson-Wellenbrecher-Gründungen unter Einwirkung brechender Wellen
ISBN 3-86005-363-9 |
| Heft 26 | 2003 | Ehrenkolloquium Prof. Horlacher
Zum 60. Geburtstag von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-B. Horlacher
ISBN 3-86005-376-0 |
| Heft 27
(nur auf CD
erhältlich) | 2004 | Wasserbaukolloquium 2004
Risiken bei der Bemessung und Bewirtschaftung von Fließgewässern und Stauanlagen
ISBN 3-86005-414-7 |
| Heft 28 | 2004 | Reinhard Pohl
Historische Hochwasser aus dem Erzgebirge
ISBN 3-86005-428-7 |

- Heft 29 2005 **Wasserbaukolloquium 2005**
Stauanlagen am Beginn des 21. Jahrhunderts
ISBN 3-86005-461-9
- Heft 30 2005 **Nigussie Teklie Girma**
Investigation on Sediment Transport Characteristics
and Impacts of Human Activities on Morphological
Processes of Ethiopian Rivers: Case Study of Kulfo Ri-
ver, Southern Ethiopia
ISBN 3-86005-483-X
- Heft 31 2006 **Matthias Standfuß**
Druckwellenausbreitung in erdverlegten Rohrleitungen
aus PE-HD
ISBN 3-86005-495-3
- Heft 32 2006 **Wasserbaukolloquium 2006**
Strömungssimulation im Wasserbau (Flow Simulation
in Hydraulic Engineering)
ISBN 3-86005-473-2
- Heft 33 2006 **Antje Bornschein**
Die Ausbreitung von Schwallwellen auf trockener Soh-
le unter besonderer Berücksichtigung der Wellenfront
ISBN 3-86005-523-2
- Heft 34 2007 **Torsten Frank**
(In Vorberei- Hochwassersicherheit in sielbeeinflussten Gewässer-
tung) systemen am Beispiel des Bongsieler Kanals
ISBN 978-3-86780-019-8
- Heft 35 2007 **Wasserbaukolloquium 2007**
Fünf Jahre nach der Flut (Five Years after the Flood)
ISBN 978-3-86005-571-7

Die Hefte können bezogen werden über:

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

oder

Tel.: +49 351 463 33837
Fax: +49 351 463 37141
E-Mail: carola.luckner@tu-dresden.de



Geokunststoffe

NAUE Geokunststoffe
vergessen?

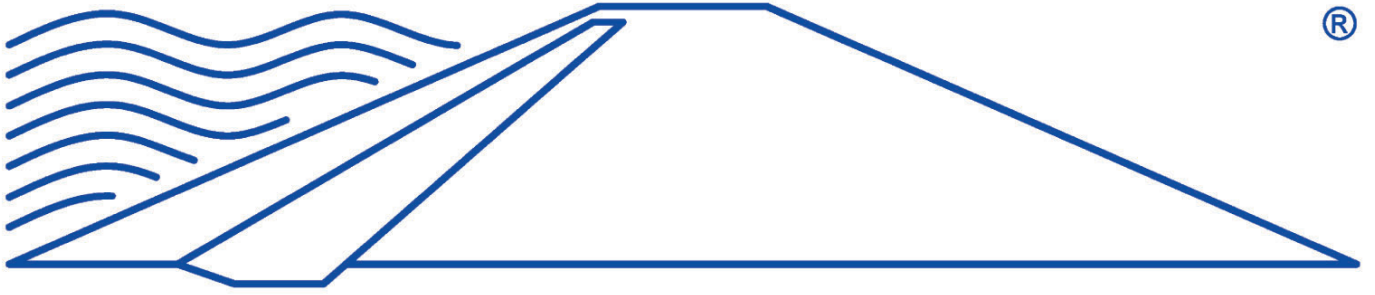
NAUE

Der sichere Deich:

- langfristig wirksam
- effektive Systemlösung
- ökologisch und ökonomisch



NAUE GmbH & Co. KG
Gewerbestraße 2
32339 Espelkamp-Fiestel
Telefon 05743 41-0
Telefax 05743 41-240
E-Mail info@naue.com
Internet www.naue.com



KUBENS Ingenieurgesellschaft mbH

Beratende Ingenieure

Nürnberg, Erfurt, Leipzig



Ihr kompetenter Partner für komplette Leistungen:

- konstruktiver Wasser- und Ingenieurbau
- Hoch- und Tiefbau
- Betoninstandsetzung
- Spezialtiefbau
- Tragwerksplanung
- Stahlwasserbau
- Bauüberwachung, Bauoberleitung
- Begutachtung als Sachverständiger für Betontechnologie, insbesondere Betonschäden, Instandsetzung von Betonbauteilen im Wasserbau
- Hochwasserschutz
- Projektsteuerung



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

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

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

Internet: <http://www.kubens-ingenieure.de>

E-mail: mail@kubens-ingenieure.de