

# Überprüfung von Abflusskurven an Pegeln mittlerer und kleinerer Flüsse unter Verwendung hydraulischer 2-D-Modelle

Von Matthias Bleck,  
Christian Fuchs,  
Werner Follardt und  
Ralf-Michael Umlauf

Abflusskurven zur Ermittlung der Abflüsse aus beobachteten Wasserständen an Pegeln werden meist mittels kombinierter Abfluss-Wasserstands-Messungen bestimmt. Die Messungen konzentrieren sich auf kleine und mittlere Abflüsse. Für den Bereich höherer Abflüsse sind die Kurven extrapoliert. In mehreren Beispielen wurden hydraulische 2-D-Modelle zur Überprüfung von Abflusskurven herangezogen, da eine zuverlässige Abflusserfassung im Niedrig- und Hochwasserfall eine wichtige Voraussetzung für eine verlässliche wasserwirtschaftliche Planung ist.

## 1 Anlass

Informationen über die Abflussmenge in oberirdischen Gewässern stellen eine wichtige Grundlage zur Erfassung des Wasserangebots dar. Die Extremwerte der Abflüsse sind als Eingangsgröße für wasserbauliche und wasserwirtschaftliche Planungsmaßnahmen, z.B. Hochwasserschutz, Festlegung von Restwassermengen etc., von besonderer Bedeutung. Grundlage für die Erfassung der Abflussverhältnisse bilden Wasserstandsbeobachtungen an Flusspegeln. Die Beziehungen (Abflusskurven) zur Ermittlung

der Abflüsse aus den beobachteten Wasserständen bestimmt, für die der Abfluss (meist mit Hilfe von Flügelmessungen) zusammen mit dem Wasserstand und dem Abflussprofil direkt vor Ort gemessen wird. Diese Messungen konzentrieren sich auf kleinere und mittlere Abflüsse. Messungen bei Hochwasser sind aufgrund der Seltenheit solcher Ereignisse und auch aus Sicherheitsgründen kaum verfügbar. Die Kurven sind basierend auf den vorhandenen Messwerten für den Bereich höherer Abflüsse extrapoliert.

In mehreren aktuellen Projekten wurden die maßgebenden Abflüsse angezweifelt, da sich die Ergebnisse hydraulischer Berechnungen nicht mit den Erfahrungen vor Ort bzw. mit Hochwasserfixierungen deckten. Die aufgestellten 2-dimensionalen hydraulischen Modelle wurden zur Überprüfung der Abflusskurven der maßgebenden Pegel herangezogen, da diese aufgrund z. T. bekannter Umläufigkeit mit Unsicherheiten behaftet sind. Der Vorteil der Verwendung 2-dimensionaler hydraulischer Modelle im Hinblick auf diese Fragestellung liegt darin, dass die Interaktion zwischen dem Abflussgeschehen im eigentlichen Gewässerbett und dem im Vorland implizit erfasst wird. Ebenso werden Fliesseffekte erfasst, die z.B. durch Querschnittseinengungen an Bauwerken (Brücken etc.) oder an hydraulischen Besonderheiten (Wehre etc.) entstehen und die im Wertebereich der Abfluss-Wasserstands-Messungen nicht auftreten.

## 2 Modellierungsgrundlagen

Die hydraulischen Berechnungen wurden mit dem hydraulischen 2-D-Berechnungsprogramm HYDRO\_AS-2D [3] durchgeführt, das in der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung standardmäßig für hydraulische 2-D-Berechnungen eingesetzt wird.

Das Modell beruht auf 2-D-tiefengemittelten Strömungsgleichungen. Die Lösung erfolgt über die Finite-Volumen-Methode. Der Lösungsalgorithmus arbeitet mit einem Berechnungsnetz aus drei- und viereckigen Elementen. Dadurch wird u.a. eine leichtere Anpassung an die topographischen und hydrodynamischen Gegebenheiten gewährleistet, wodurch Fließ-, Deich- und Wegeverläufe detailliert erfasst werden können. Das Berechnungsnetz ist in den Bereichen engmaschiger, in denen die untersuchten Einflussgrößen stärkeren Veränderungen unterliegen, z.B. in bebauten Gebieten, bei starken Neigungswechseln der Topographie oder auch am Übergang vom Flussschlauch zum Vorland aufgrund einer zu erwartenden starken Veränderung der Fließgeschwindigkeit.

Die hydraulische Berechnung wird durch verschiedene Modellparameter und Einflussgrößen beeinflusst, die vor der eigentlichen Berechnung im Rahmen einer Modellkalibrierung so anzupassen sind, dass die Berechnungsergebnisse die Realität mit hinreichender Genauigkeit abbilden. Zu diesen Einflussgrößen zählen die

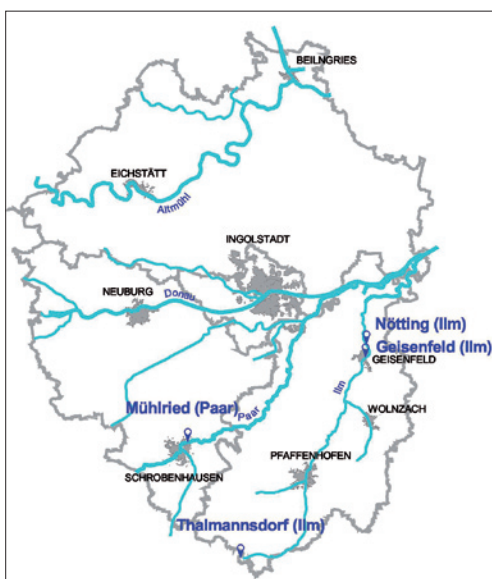


Bild 1: Untersuchte Pegelstandorte

räumliche (z. B. Vermaschung des Berechnungsnetzes) und zeitliche Diskretisierung (z. B. Rechenzeitschritte), die detailgetreue Abbildung der Geländegeometrie und die verwendeten Rauheitsbeiwerte. Sollten hinreichend dokumentierte Hochwasserereignisse zur Modellanpassung für das Untersuchungsgebiet fehlen, so ist eine umfassende Plausibilitätskontrolle der Berechnungsergebnisse erforderlich. Auch eine Sensitivitätsanalyse für die einzelnen Einflussgrößen ist hilfreich.

Im Hinblick auf die Geländegeometrie ist die genaue Lage von abflussbegrenzenden Elementen wichtig. Neben der Höhe und Lage von Deichen und Flussufern sind Brücken, Durchlässe und Wehre zu nennen. Während in Bezug auf die Deiche und Brücken deren Geometrie und damit die Einschränkung des Strömungsquerschnitts von Bedeutung ist, kommt bei Durchlässen und Wehren das Verfahren (empirisch oder numerisch) zu deren Erfassung im hydraulischen Modell hinzu.

Neben den Randbedingungen, die durch die Geometrie und die Zwangspunkte an Bauwerken vorgegeben werden, sind die Zulauf- und Auslauftrandbedingungen an den Modellrändern von Bedeutung (zeitliche Diskretisierung der Ganglinien, Geometrie der Zuflüsse: konzentrierte Zugabe im Flussschlauch oder breitflächiger Abfluss im Vorland).

Modelleffekte, die auf diese Randbedingungen zurückzuführen sind, sollten im Hinblick auf die Fragestellung der Überprüfung von Schlüsselkurven insofern berücksichtigt werden, als dass der zu untersuchende Pegelstandort möglichst in der Mitte des Untersuchungsgebiets liegt und weit genug von den Modellrändern entfernt ist, so dass kein Einfluss der Randbedingungen am Pegel mehr nachweisbar ist.

### 3 Beispiele

#### 3.1 Vorbemerkungen

Die vorgestellten Beispiele liegen alle im Amtsbereich des Wasserwirtschaftsamtes Ingolstadt. Im einzelnen handelt es sich um den Pegel Thalmannsdorf an der oberen Ilm, den Pegel Geisenfeld/Nötting an der unteren Ilm sowie den Pegel Mühlried an der Paar (**Bild 1**).

#### 3.2 Pegel Thalmannsdorf

**Bild 2** zeigt das Pegelhaus am Pegel Thalmannsdorf an der Ilm. Im Gewässerbett ist



Bild 2: Pegel Thalmannsdorf an der Ilm

eine Überlaufschwelle angeordnet, die die Erfassung der Niedrigwasserabflüsse mit einer hohen Genauigkeit ermöglicht. Gut zu erkennen ist, dass das eigentliche Gewässerbett relativ schmal ist, so dass es bereits bei Hochwässern geringer Jährlichkeit zu Ausuferungen kommt und ein Großteil des Abflusses über die Vorländer erfolgt, was in der 2-dimensionalen hydraulischen Berechnung implizit erfasst wird.

Um die jahreszeitlich bedingten Änderung der Rauheitsbeiwerte zu berücksichtigen, wurden drei Berechnungsfälle mit unterschiedlichen Rauheiten durchgeführt. **Bild 3** zeigt die ermittelten Abflusskurven am Pegel Thalmannsdorf. Zusätzlich zu den Berechnungsergebnissen sind einige

durch Abflussmessungen untermauerte Punkte dargestellt, die eine gute Übereinstimmung mit den Berechnungsergebnissen aufweisen.

#### 3.3 Pegel Geisenfeld/Nötting

Der Pegel Nötting wurde aufgrund bestehender Umläufigkeiten 1986 nach Geisenfeld verlegt. Bis zur Umsetzung der Hochwasserschutzmaßnahmen in Geisenfeld in den Jahren 2000 bis 2002 traten auch hier bei sehr hohen Abflüssen, wie z. B. im April 1994, Umströmungen auf.

Zur Modellüberprüfung wurde das Hochwasserereignis vom April 1994 verwendet. Da die tatsächlichen Abflüsse wäh-

## Revision of Discharge Gages at Medium and Smaller Rivers using Hydraulic 2-D Models

by Matthias Bleck, Christian Fuchs, Werner Follardt and Ralf-Michael Umlauf

Discharge measurements and derived extreme values are important for the planning of river works, flood protection a. s. o. At river gages relationship between discharge and water level is established by combined measurements. The discharge is recorded by water level observations. As discharge measurements are problematic in case of high discharges (e.g. security reasons) the function is extrapolated. For high discharges the flow is mostly no longer concentrated in the river bed and can be influenced by structure and flow concentration effects. These are implicitly accounted for by 2-dimensional hydraulic models, which are a valuable tool for reviewing and recalculating the discharge functions. After a brief description of the used hydraulic model and influencing parameters the calculation of discharge functions will be demonstrated on several examples.

rend dieses Referenzhochwassers wegen der Umläufigkeit beider damals parallel betriebener Pegel nicht mit hinreichender Sicherheit bekannt sind, erfolgt eine iterative Anpassung des Modells hinsichtlich der Rauheitsbeiwerte der einzelnen Landnutzungen und der zu verwendenden Abflüsse. Bei der Auswahl der Rauheitsbeiwerte wurde von umfangreichen Erfahrungswerten ausgegangen. Darauf aufbauend wurden der Abfluss und die Rauheitsbeiwerte so variiert, dass die Berechnungsergebnisse möglichst gut mit den beim Hochwasser vorgenommenen Wasserspiegellagenfixierungen sowie den gemachten Beobachtungen übereinstimmen. Zudem erfolgte eine weitere Plausibilitätskontrolle anhand von Messungen am Pegel bei geringeren Abflüssen.

Oftmals wird den Rauheitsbeiwerten die größte Bedeutung hinsichtlich der Plausibilität und Vertrauenswürdigkeit der Berechnungsergebnisse zugewiesen. Für den Pegelstandort Nötting zeigte sich, dass die Abbildung der Geländegeometrie eine wesentlich größere Bedeutung hat. Die in **Bild 4** zu erkennenden Ausuferungen nördlich von Geisenfeld bilden den wesentlichen Anteil an den Umläufigkeiten des Pegels, wie sie auch beim Referenzereignis 1994 aufgetreten sind. Die hier abfließende Wassermenge wird nicht direkt am Pegel erfasst und wird maßgeblich von den Deich- und Uferhöhen beeinflusst, die den Beginn der Ausuferungen bestimmen. Die im weiteren Verlauf dort im Vorland angesetzten Rauheitsbeiwerte sind hier anders als beim Pegel Thalmannsdorf (vgl. Abschnitt 3.2) von untergeordneter Bedeutung.

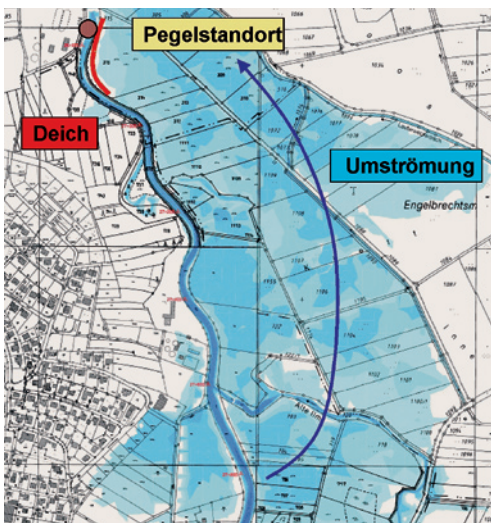


Bild 4: Strömungssituation im Bereich des Pegels Geisenfeld/Nötting

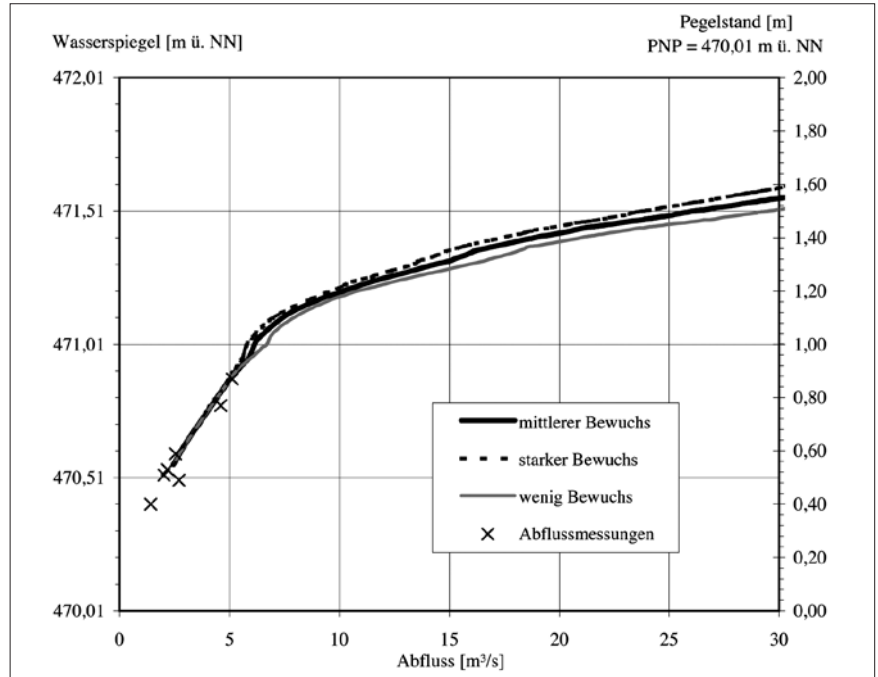


Bild 3: Neue Abflusskurve des Pegels Thalmannsdorf

Die Abflusskurven für den Pegel Geisenfeld am alten (Ortsteil Nötting) und neuen (Innenstadtbereich) Standort sind in **Bild 5** dargestellt. Der flache Verlauf der Kurve am alten Standort ab einem Abfluss von ca.  $35 \text{ m}^3/\text{s}$  ist auf die beginnenden breitflächigen Ausuferungen im rechten Vorland zurückzuführen, die ab einem Abfluss von ca.  $28 \text{ m}^3/\text{s}$  an der Ilm unmittelbar unterstrom der Einmündungsstelle des Moosgrabens auftreten. Aufgrund der stetigen Abflusskonzentration am neuen Pegelstandort ist dort keine signifikante Steigungsänderung in der Abflusskurve zu erkennen.

### 3.4 Pegel Mühlried

Im Rahmen der hydraulischen Berechnungen zur Ermittlung von Überschwemmungsgebieten an der Paar und zum Hochwasserschutz der Stadt Schrobenhausen sind große Unstimmigkeiten hinsichtlich der Abflusswerte aufgetreten, die letztendlich zur Überprüfung der Abflusskurve führten. Das Hochwasser vom April 1994 soll einem 100-jährlichen Hochwasser entsprechen, das vom Bayerischen Landesamt für Umwelt mit  $72 \text{ m}^3/\text{s}$  angegeben wird und so in einer Nachrechnung dieses Hochwassers mittels einer 1-D-Hydraulik des Wasserwirtschaftsamtes Ingolstadt angesetzt wurde. Gleichzeitig entspricht der Abfluss beim gemessenen Wasserstand am 14.04.1994 nach der bestehenden Schlüsselkurve des Pegels Mühlried einem Wert von  $47 \text{ m}^3/\text{s}$ . Im Rahmen der 2-D-Hydraulik, die für die

hydraulischen Nachweise der Planung des Hochwasserschutzes für Schrobenhausen aufgestellt wurde [1], wurden weitere Unstimmigkeiten festgestellt. Unter Verwendung üblicher Rauheitsbeiwerte für den Flussschlauch und die Vorländer konnte nur durch eine weitergehende Erhöhung des Abflusses auf bis zu  $82 \text{ m}^3/\text{s}$  eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Hochwasserfixierungen vom April 1994 in der Berechnung erreicht werden. Aufgrund dieser Diskrepanzen wurde die bestehende Abflusskurve des Pegels Mühlried mit Hilfe des 2-dimensionalen hydraulischen Modells der Paar überprüft. Die Berechnungsergebnisse des Modells zur Ermittlung der überschwemmungsgefährdeten Gebiete an der Paar sind zusammen mit den Werten der Abflussmessungen und den bisherigen Abflusskurven in **Bild 6a** dargestellt. Der Vergleich dieser Daten zeigt Abweichungen der Abflussmessungen von den berechneten Werten. Während die Rechnung im Bereich bis  $15 \text{ m}^3/\text{s}$  eher höhere Wasserstände ergibt, liegen die berechneten Wasserstände bei Abflüssen über  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  unterhalb der Messungen. Der Trend der berechneten Abflusskurve weicht in diesem Bereich stark von den bisherigen Kurven ab.

Aufgrund dieser Abweichungen wurde eine Sensitivitätsanalyse des hydraulischen Modells vorgenommen, die alle im Abschnitt 2 beschriebenen Einflussgrößen abdeckt. Der Einfluss der Ausflussrandbedingung lag im Bereich der Rechengenau-

igkeit. Hier wurden unabhängig voneinander das Energieliniengefälle und der Wasserstand am Berechnungsende variiert. Hinsichtlich der Querprofilaten wurde kein signifikanter Einfluss auf die Berechnungsergebnisse festgestellt. Dieser dürfte zudem eher für kleinere Abflüsse relevant sein, bei denen der eigentliche Flussquerschnitt den Hauptanteil des Abflusses abführt.

Weiterhin wurde die Brücke am Pegel überprüft, deren Unterkante sowohl 1994 als auch beim Hochwasser vom 10.03.2006 (Bild 7) eingestaut war. Es wurden keine Unstimmigkeiten festgestellt, jedoch können Verklausungen auch bei geringeren Abflüssen einen signifikanten Effekt haben, der nicht implizit durch das hydraulische Modell erfasst wird.

Letztendlich wurde die erhöhte Sedimentdynamik als Ursache für die Abweichungen ausgemacht, da für den Transport des Sedimentes Energie vonnöten ist, das dem Wasser nicht mehr für den Abfluss zur Verfügung steht. Bei höheren Fließgeschwindigkeiten besteht ein höherer Energiebedarf, da die Transportkapazität des Wassers steigt. Dieser gesteigerte Energiebedarf wird durch eine Absenkung des Strickler-Beiwertes für die Berechnungselemente des Flussschlauchs und der Uferböschung erfasst, was bereichsweise eine sehr gute Anpassung an die Messwerte ergibt.

Da der Strickler-Beiwert  $k_{st}$  keine reine Materialkonstante ist, ist dieser Ansatz physikalisch gerechtfertigt. Der  $k_{st}$ -Wert stellt sich in empirischen Fließformeln wie folgt dar:

$$k_{st} = \sqrt{\frac{8 \cdot g}{\lambda \cdot R^{1/3}}}$$

mit:  $\lambda = f(\text{Re}; k/R)$  und  $\frac{v \cdot R}{\nu}$ .

Er ist von der Querschnittform, ausgedrückt durch den hydraulischen Radius, den Eigenschaften der Flüssigkeit und der Strömungsart, teilweise enthalten in der Reynoldszahl, abhängig. Hinzu kommen für die untersuchten Gewässer Einflüsse, wie z.B. etwaiger Geschiebetrieb und Strömungsinstabilitäten, z.B. am Wechselsprung des Wehres direkt oberhalb des Pegels in Mühlried [2].

Für die Erstellung der entgültigen Abflusskurve des Pegels Mühlried wurden insgesamt vier verschiedene Varianten berechnet, bei denen der  $k_{st}$ -Wert der Flussschlauch- und Böschungselemente verän-

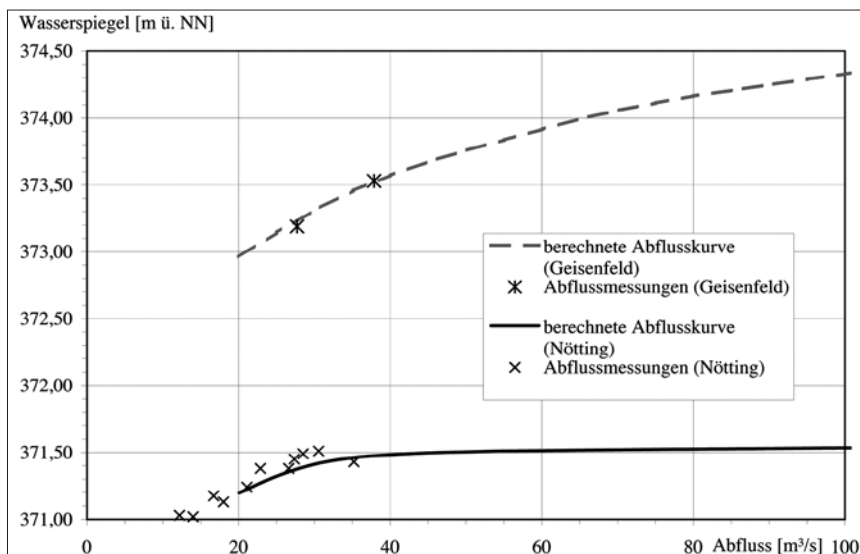


Bild 5: Abflusskurven am Pegel Geisenfeld

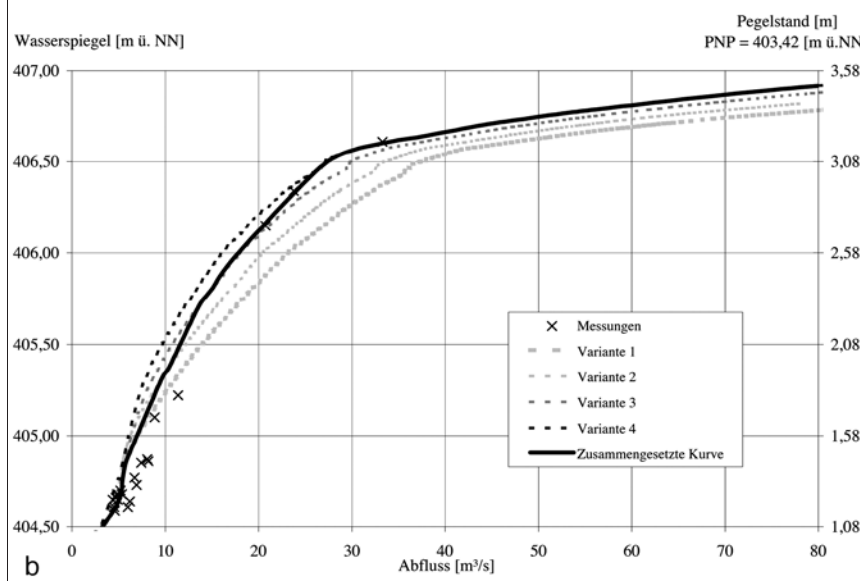
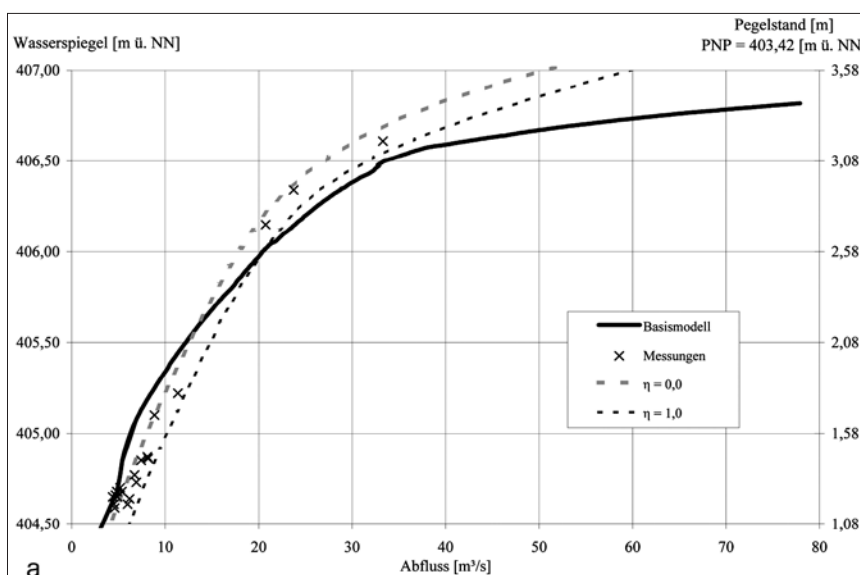


Bild 6: Abflusskurven am Pegel Mühlried: a) ursprüngliche und b) überarbeitete Abflusskurve



Bild 7: Pegel Mühlried (Paar) bei Hochwasser

dert wurde ( $k_{st,fluss} = 20$  bis  $33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ;  $k_{st,Böschung} = 15$  bis  $27 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ). Die Modellvariante 1 zeigt im unteren Abflussbereich eine gute Übereinstimmung mit den Messwerten, wohingegen im oberen Abflussbereich die wesentlich rauere Modellvariante 4 die Abflussmessungen besser abdeckt (Bild 6b). Dies spiegelt die physikalischen Zusammenhänge wider, nach denen die Transportkapazität des Wassers bei höheren Abflüssen und damit Fließgeschwindigkeiten ansteigt. Die endgültige Abflusskurve ergibt sich als zusammengesetzte Kurve dieser Modellvarianten. Die Übergänge zwischen den einzelnen Bereichen sind dabei fließend, da auch der Sedimenttransport stetig zunimmt.

Für den Wasserstand am 14.04.1994 (406,82 m ü. NN) ergibt sich ein Abfluss von  $62 \text{ m}^3/\text{s}$ , was zwischen den angegebenen Werten für den 100-jährlichen Abfluss ( $72 \text{ m}^3/\text{s}$ ) und dem ursprünglich in der Pegelstatistik enthaltenen Wert von  $47 \text{ m}^3/\text{s}$  liegt.

Neben der guten Übereinstimmung der zusammengesetzten Kurve mit den Werten der Abflussmessungen ergibt die Nachrechnung des Hochwassers vom April 1994 mit dem weitergehend angepassten Modell eine verbesserte Anpassung an die Wasserspiegellagenfixierungen als das ursprüngliche Modell.

#### 4 Zusammenfassung

Im Rahmen aktueller Projekte zur Ermittlung überschwemmungsgefährdeter Gebiete und zur Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen traten Unstimmigkeiten hinsichtlich der Hochwasserabflüsse der untersuchten Gewässer auf.

In allen Fällen wurden Unsicherheiten in den Abflusskurven der Pegel an den jeweiligen Gewässern als mögliche Ursache identifiziert. Mit Hilfe eines 2-dimensionalen hydraulischen Modells wurde die Strömungssituation an den Pegeln eingehend untersucht, wobei aufgrund der Bedeutung der Abflusskurven ein besonderes Augenmerk auf die Modellanpassung gelegt wurde. Neben den internen Parametern des hydraulischen Modells haben die Netzgeometrie, die exakte Abbildung der Situation vor Ort sowie die angesetzten Randbedingungen und Materialeigenschaften einen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse.

Abhängig von den jeweiligen Gegebenheiten wurden unterschiedliche Einflussfaktoren als bestimmend identifiziert. Am Pegel Thalmannsdorf hatten vor allem die verwendeten Vorlandrauheiten einen Einfluss auf den oberen Bereich der Abflusskurve, wohingegen im unteren Bereich die Modellierung des am Pegel vorhandenen Wehrüberfalls entscheidend war. Am alten Pegelstandort Geisenfeld/Nötting war im unteren Bereich der Abflusskurve ebenfalls der Wehrüberfall maßgebend. Für den oberen Bereich wurden die Schutzhöhen der Deiche und die Uferhöhen oberhalb des Pegels als maßgebliche Einflussfaktoren bestimmt, da von ihnen die Wassermenge abhängt, die im Vorland der Ilm am Pegel vorbeiströmt. Aufgrund der kanalartigen Situation am neuen Pegelstandort Geisenfeld im Innenstadtbereich sind vor allem die Geometrie und die verwendeten Rauheiten maßgebend. Am Pegel Mühlried ergab sich eine komplexere Situation, da die Berechnungsergebnisse zunächst stark von den Abflussmessungen abwichen. Hier wurde der starke Geschie-

betrieb in der Paar als Ursache für die Abweichungen erkannt, der über eine bereichsweise Anpassung der Rauheitsbeiwerte erfasst wurde, da diese keine reinen Materialeigenschaften darstellen, sondern auch von der Gerinnegeometrie und den Eigenschaften der Flüssigkeit abhängen.

Es zeigt sich, dass 2-dimensionale hydraulische Modelle ein wertvolles Hilfsmittel zur Überprüfung von Abflusskurven an Flusspegeln darstellen. Wie bei der Verwendung von Modellen immer erforderlich, hat vor den endgültigen Berechnungen eine umfangreiche Modellanpassung und -überprüfung zu erfolgen, was insbesondere aufgrund der Konsequenzen veränderter Abflusskurven von entscheidender Bedeutung ist. Durch die angepassten Abflusskurven konnte bei den vorgestellten Beispielen eine signifikante Verbesserung der Vertrauenswürdigkeit der Berechnungsergebnisse erreicht werden, da die Übereinstimmungen von Beobachtungen und Berechnungen wesentlich verbessert wurden.

#### Literatur

- [1] Dr. Blasy – Dr. Øverland Beratende Ingenieure GbR: Hochwasserschutz Schrobenhäusen – Ermittlung der Überschwemmungsflächen bei einem 100-jährlichen Hochwasserereignis für den Istzustand. Eching am Ammersee, 2005.
- [2] Naudascher, E.: Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke. Wien, New York: Springer Verlag, 1992.
- [3] Nujić M.: Praktischer Einsatz eines hochgenauen Verfahrens für die Berechnung von tiefengemittelten Strömungen. In: Mitteilungen des Instituts für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München (1998), Nr. 62.

Anschrift der Verfasser:  
 Dr.-Ing. Matthias Bleck  
 Dipl.-Ing. Christian Fuchs  
 Dr. Blasy – Dr. Øverland  
 Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG  
 Moosstraße 3  
 82279 Eching am Ammersee  
 matthias.bleck@blasy-overland.de  
 christian.fuchs@blasy-overland.de  
 Dipl.-Ing. (FH) Werner Follardt  
 Dipl.-Ing. (FH) Ralf-Michael Umlauf  
 Wasserwirtschaftsamt Ingolstadt  
 Auf der Schanz 26  
 85049 Ingolstadt  
 werner.follardt@wwa-in.bayern.de  
 ralf-michael.umlauf@wwa-in.bayern.de

