Berechnung des Ablaufes von Hochwasserwellen in Gerinnen (Flood-Routing)

Autor(en): **Kühne, Andreas**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **98 (1980)**

Heft 40

PDF erstellt am: **28.03.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-74219

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Berechnung des Ablaufes von Hochwasserwellen in Gerinnen (Flood-Routing)

Von Anton Kühne, Zürich

Bei der Planung von Hochwasserschutzmassnahmen kommt der Hochwasserstatistik eine grosse Bedeutung zu. Die Kenntnis von Häufigkeit und Ausmass der massgebenden Hochwasser bildet eine wesentliche Voraussetzung für die Bemessung von Hochwasserschutzbauten. Im Zusammenhang mit der Planung von Hochwasserprojekten spielt aber auch die rechnerische Erfassung des Ablaufes von Hochwasserwellen in Flüssen, Bächen, Kanälen – kurz in offenen Gerinnen – eine wichtige Rolle. Oft stellen sich dabei Fragen in bezug auf die Verformung und die zeitliche Verschiebung von Hochwasserwellen längs einer bestimmten Flussstrecke. Es interessiert zum Beispiel, ob aufgrund des zu erwartenden Ablaufes mit lokalen Überschwemmungen zu rechnen ist. Wo können diese auftreten? Welches Ausmass nehmen sie an, welche Zonen sind gefährdet? Eine Antwort auf diese Fragen kann oft nur aufgrund aufwendiger Berechnungen gegeben werden, weil das Abflussverhalten durch die Gerinnekonfiguration und durch die Art und die Grösse der Hochwasserwellen mitbestimmt wird.

Für die Berechnung des Ablaufes von Hochwasserwellen in offenen Gerinnen wird in der internationalen Fachliteratur häufig der Ausdruck «Flood-Routing» verwendet. Dank des grossen Fortschrittes auf dem Gebiet der elektronischen Berechnung wurden im Laufe der letzten zwei Jahrzehnte zahlreiche leistungsfähige Flood-Routing-Verfahren entwickelt. Im folgenden werden einige der wichtigsten Methoden kurz gestreift sowie einige besondere Aspekte, die bei der Anwendung derartiger Verfahren zu berücksichtigen sind, behandelt.

Problemstellung

Die Berechnung des Ablaufes von Hochwasserwellen bezieht sich stets auf einen bestimmten Flussabschnitt zwischen zwei ausgewählten Flussstellen A und Z. Die grundlegende Problemstellung kann wie folgt skizziert werden:

Gegeben sind an der oberen Abschnittsgrenze A eine Hochwasserganglinie (d.h. der zeitliche Verlauf des Abflusses oder des Pegelstandes), sowie an der flussabwärts gelegenen Stelle Z entweder ebenfalls eine Hochwasserganglinie oder eine Beziehung zwischen Abfluss und Pegelstand; im letzten Fall müssen ausserdem Angaben über Flussgeometrie und Reibungsverhältnisse vorliegen.

Gesucht ist der Verlauf der bei A registrierten Hochwasserwelle(n) längs des Flussabschnittes AZ während einer bestimmten Zeitdauer. Häufig interessiert vor allem der Verlauf an der unteren Abschnittsgrenze Z.

In der Praxis kommen als obere Abschnittsgrenzen A Pegelstand-Messstellen, Flussbauwerke, Dammbruchstellen usw. in Betracht. Falls der wirkliche Verlauf der Hochwasserganglinie nicht hinreichend genau bekannt ist, sind geeignete Annahmen über den möglichen Verlauf des Hochwassers an dieser ausgewählten Flussstelle A zu treffen. Als untere Abschnittsgrenzen Z eignen sich – aus rechentechnischen Gründen – etwa Pegelstand-Messstellen mit bekannter Pegelstand-Abfluss-Beziehung, Flussbauwerke (Wehre, Laufkraftwerke), Mündungen in einen See oder einen grösseren Fluss.

Mathematische Beschreibung des natürlichen Geschehens

Beim Ablauf von Hochwasserwellen treten *zeitliche Veränderungen* im Wasserstand und in der Abflussgeschwindigkeit auf. Der Abflussprozess verläuft also *instationär*. Instationäre Abflussberechnungen in offenen Gerinnen beruhen grundsätzlich auf den Sätzen von der Erhaltung von Masse und Energie. Unter gewissen vereinfachenden Annahmen stellen die sogenannten *Differentialgleichungen von de Saint-Venant* die mathematische Formulierung dieser Erhaltungssätze für offene Gerinne dar; eine umfangreiche Fachliteratur gibt hierüber nähere Auskünfte, siehe z.B. [1, 2]. Diese Gleichungen lassen sich in einfachster Form wie folgt formulieren:

Kontinuitätsgleichung

$$(1)\quad B\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

Bewegungsgleichung

$$(2)\quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{F}\right) + gF\frac{\partial y}{\partial x} = gF(S_o - S_f)$$

Die verschiedenen Grössen aus (1) und (2) haben im einzelnen die folgende Bedeutung (vgl. auch Bild 1):

t	[s]	Zeit
x	[m]	Ortsvariable (in Fliessrichtung)
y	[m]	Wassertiefe, gemessen ab Gerinnesohle
Q	[m³/s]	Abfluss
F	[m²]	Benetzte Querschnittsfläche
B	[m]	Breite des Gerinnes an der Wasseroberfläche
S_o	[–]	Sohlengefälle
S_f	[–]	Reibungsgefälle
g	[m/s²]	Gravitationskonstante

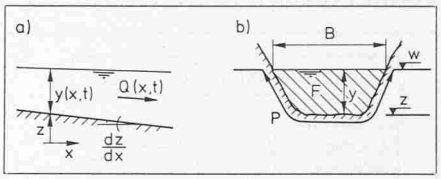


Bild 1. Skizze zur Definition der massgebenden Grössen für die Berechnung instationärer Abflüsse in offenen Gerinnen.
a) Längsschnitt b) Querschnitt

Das Sohlengefälle kann durch die Beziehung

$$S_o = -\frac{dz}{dx}$$

ausgedrückt werden, wobei z [m ü.M.] die Kote der Gerinnesohle bedeutet.

Das Reibungsgefälle kann nach *Manning-Strickler* wie folgt angesetzt werden:

$$S_f = \frac{Q|Q|}{k^2 F^2 R^{4/3}} \quad \text{mit } R = \frac{F}{P}$$

dabei bezeichnen

R	[m]	den hydraulischen Radius,
P	[m]	den benetzten Umfang,
k	[m$^{1/3}$/s]	den Reibungsbeiwert.

Die unabhängigen Variabeln in den hier vorliegenden Differentialgleichungen sind t (Zeit) und x (Ort); die abhängigen (gesuchten) Grössen sind Q (Abfluss) und y (Wassertiefe). Mittels der Beziehung $Q = F \cdot v$ könnten die Differentialgleichungen auch so umformuliert werden, dass anstelle von Q die mittlere Geschwindigkeit (v) als Abhängige auftreten würde.

Hinweise zu einigen bekannten Flood-Routing-Verfahren

Hydrologische und hydraulische Verfahren

Abgesehen von einfachen Spezialfällen, lassen sich die Differentialgleichungen (1) und (2) nicht analytisch lösen. Für die praktische Anwendung

kommen nur numerische Methoden in Betracht. Diese sind jedoch im allgemeinen mit recht grossem Rechenaufwand verbunden. Es liegt daher auf der Hand, dass - je nach Problemstellung und Genauigkeitsansprüchen - nach weiteren Vereinfachungen in der mathematischen Formulierung des natürlichen Geschehens gesucht wird. Dementsprechend breit ist das Spektrum der heute bekannten Lösungsverfahren. Eine grobe Gliederung der verschiedenen Methoden ist in Bild 2 dargestellt. Demnach sind zwei Hauptgruppen zu unterscheiden, nämlich die hydrologischen und die hydraulischen (dynamischen) Verfahren.

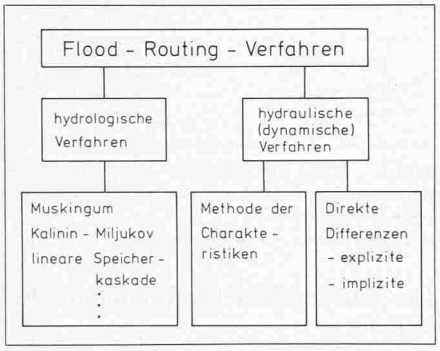


Bild 2. Grobe Gliederung der Flood-Routing-Verfahren

Die *hydraulischen Verfahren* beruhen auf der *Lösung der beiden für instationäre Strömungen zutreffenden Differentialgleichungen von de Saint-Venant.* Demgegenüber gehen die *hydrologischen Verfahren* zunächst nur von der *Kontinuitätsgleichung* aus. Die bei den hydraulischen Verfahren aufgestellte Energiebilanz wird bei den hydrologischen Verfahren durch eine zweite Bestimmungsgleichung ersetzt, die das Retentionsverhalten der betrachteten Gerinnestrecke abhängig macht vom Durchfluss unter Berücksichtigung der jeweiligen morphologischen Besonderheiten.

Zu den hydrologischen Verfahren

Bei den hydrologischen Verfahren wird der im Zusammenhang mit der Hochwasserwellen-Berechnung interessierende Flussabschnitt als ein Speicher betrachtet [3]. Die oberstromige und die unterstromige Abschnittsbegrenzung wird je durch einen sogenannten Kontrollquerschnitt gebildet. Bild 3 zeigt eine schematische Darstellung der entsprechenden Verhältnisse und der massgebenden Grössen.

Bezogen auf den genannten Speicher kann die Kontinuitätsgleichung (Retentionsgleichung) wie folgt formuliert werden:

$$(3) \qquad \frac{dS(t)}{dt} = Z(t) - A(t)$$

$Z(A)$: Zufluss zur Zeit t beim Kontrollquerschnitt ①, [m³/s]

$Z(t)$: Ausfluss zur Zeit t beim Kontrollquerschnitt ②, [m³/s]

$S(t)$: momentaner Speicherinhalt zur Zeit t zwischen den Kontrollquerschnitten ① und ②, [m³]

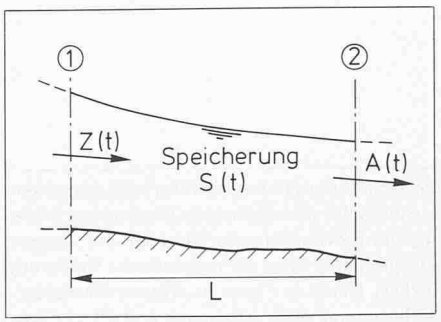


Bild 3. Flussstrecke schematisiert als Speicher zwischen zwei Kontrollquerschnitten ① und ②

Die Retentionsgleichung (3) besagt also, dass zu jedem Zeitpunkt die zeitliche Änderung des im betrachteten Flussabschnitt gespeicherten Volumens gleich der Differenz zwischen Zufluss und Ausfluss ist. Das zu lösende Problem lautet nun:

- gegeben ist die Zuflussganglinie, $Z(t)$;
- gesucht ist die Ausflussganglinie, $A(t)$;
- unbekannt ist die Ganglinie des Speicherinhaltes, $S(t)$.

Zur vollständigen mathematischen Beschreibung und Lösung des Problems fehlt noch eine geeignete Gleichung zwischen den abhängigen Variablen $A(t)$ und $S(t)$. Der spezielle Ansatz für diese «Speicherbeziehung» charakterisiert dann das betreffende hydrologische Verfahren. Als ein Vertreter dieser Methoden sei nachfolgend des Muskingum-Verfahren etwas näher skizziert.

Das Muskingum-Verfahren

Als Speicherbeziehung wird im Muskingum-Verfahren [4] die Gleichung

$$(4) \qquad S(t) = K[xZ(t) + (1-x)A(t)]$$

angesetzt, wobei $K > 0$ *und* $0 \leqslant x < 1$ sein soll. K kann als Laufzeit einer Hochwasserwelle zwischen den beiden Kontrollquerschnitten interpretiert werden; x ist ein dimensionsloser Gewichtsfaktor. Diese beiden Konstanten werden als Parameter des Muskingum-Verfahrens bezeichnet. Sobald K und x wertmässig bekannt sind, kann anhand der Retentionsgleichung und der Speicherbeziehung die Ausflussganglinie $A(t)$ berechnet werden. Es lässt sich nämlich aus (3) und (4) die folgende Rekursionsformel herleiten:

$$(5) \qquad A(t+\Delta t) = C_0 Z(t+\Delta t) + C_1 Z(t) + C_2 A(t)$$

C_0, C_1 und C_2 sind Abkürzungen für Quotienten, die nur die Parameter K und x sowie den gewählten Zeitschritt Δt enthalten. Mit dieser Beziehung (5) kann - auf einfache Weise - $A(t)$ der Reihe nach für die Zeitpunkte $t_i = t_{i-1} + \Delta t$, $i = 1,2,\ldots$ *ermittelt werden. Für den Beginn* $t = t_0$ ist $A(t_0)$ vorzugeben.

Ein wesentliches Problem, wie bei allen hydrologischen Verfahren, stellt die *Parameterbestimmung* dar. Die Parameter des Muskingum-Verfahrens können grundsätzlich nur mittels eines *gemessenen Ereignisses* bestimmt werden, d.h. es muss wenigstens für ein Hochwasser-Ereignis die zur Zuflussganglinie $Z(t)$ korrespondierende Ausflussganglinie $A(t)$ bekannt sein. Stehen mehrere gemessene Ereignisse für die Auswertung zur Verfügung, so kann man sich auf die Mittelwerte der Parameter stützen.

Ein Anwendungsbeispiel für das Muskingum-Verfahren wird später im diesbezüglichen Abschnitt gezeigt. Als weitere bekannte Vertreter unter den hydrologischen Verfahren seien hier noch das *Kalinin-Miljukov-Verfahren* [3, 5] und die *Methode der linearen Speicherkaskade* [3] genannt.

Zu den hydraulischen Verfahren

Die hydraulischen Verfahren stützen sich auf die beiden *Differentialgleichungen von de Saint-Venant.* Die verschiedenen Untergruppen unter diesen Verfahren unterscheiden sich in der Methode, nach der diese Gleichungen numerisch integriert werden.

Methode der Charakteristiken

Als erstes sei hier kurz auf die Methode der Charakteristiken hingewiesen. Sie macht Gebrauch von der Tatsache, dass sich die beiden partiellen Differentialgleichungen von de Saint-Venant in zwei Paare von gewöhnlichen Differentialgleichungen transformieren lassen [1, 2]. Das eine Gleichungspaar stellt zwei Kurvenscharen in der (x, t)-Ebene dar. Entlang dieser Kurven lässt sich aus dem anderen Gleichungspaar die Zustandsänderung im Gerinne - beispielsweise ausgedrückt durch die Variablen Q (Abfluss) und y (Wassertiefe) - bestimmen. Das System der insgesamt vier Differentialgleichungen ist simultan zu lösen.

Die Methode der Charakteristiken wird - je nach Problemstellung - in *verschiedenen Varianten* angewendet. Sie zeichnet sich dadurch aus, dass sie die *physikalischen Vorgänge besonders gut wiederzugeben vermag.* Sie wird mit Vorteil dort angewendet, wo mit *Unstetigkeiten im Abfluss,* mit Änderungen des Strömungszustandes (Übergang von strömendem zum schiessenden Abfluss), mit *starken Verengungen im Gerinne* zu rechnen ist. Ein typisches Beispiel für die erfolgreiche Anwendung der Methode der Charakteristiken stellt die *Berechnung der Flutwelle bei einem*

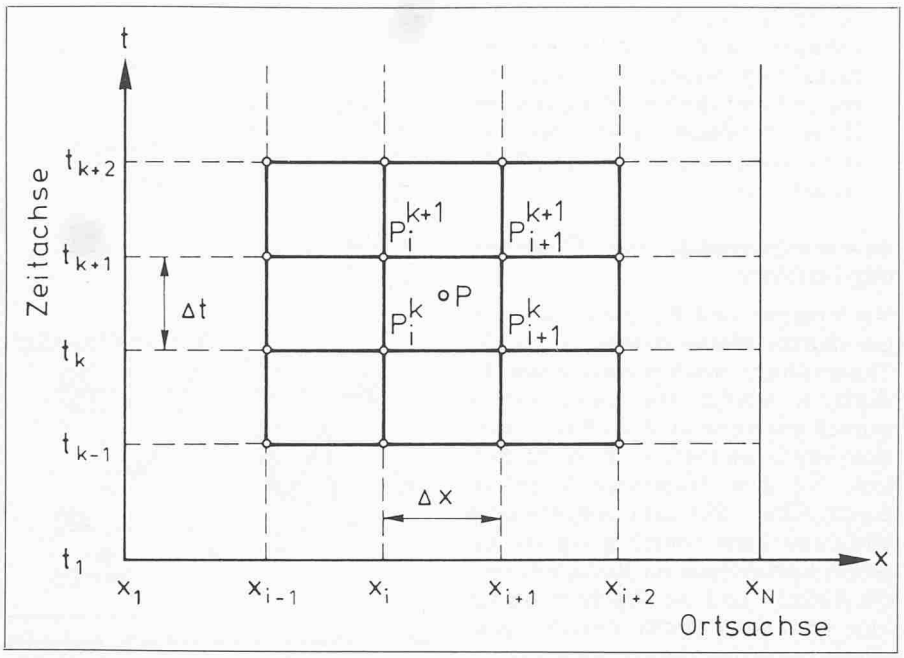


Bild 4. Zweidimensionales Differenzenschema; die Unbekannten sind für die den Gitterpunkten entsprechenden diskreten x- und t-Werte zu berechnen

Dammbruch dar. Entsprechende Rechnungen sind beispielsweise an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der ETH Zürich (VAW) durchgeführt worden [6].

Ein *Nachteil* der Methode der Charakteristiken ist der *grosse Rechenaufwand*. Er fällt besonders bei der Berechnung des Hochwasserwellen-Ablaufes über eine längere Flussstrecke und über eine längere Zeitdauer stark ins Gewicht.

Differenzverfahren

Den Differenzenverfahren liegt generell die Idee zugrunde, in den Differentialgleichungen die Differentialquotienten durch geeignete Differenzenquotienten zu ersetzen und die so erhaltenden Differenzengleichungen zu lösen. Zu diesem Zweck wird der interessierende Bereich der unabhängigen Variablen - im Fall der de Saint-Venant'schen Differentialgleichungen (1) und (2) also der (x, t)-Bereich - durch ein diskretes Punktgitter überdeckt (siehe Bild 4). Die Gitterpunkte P_i^k haben die Orts- und Zeitkoordinaten $x = x_i$ und $t = t_k$ $(i = 1,2,\ldots, N; k = 1,2,\ldots)$.

Gesucht sind nun die Unbekannten Q_i^k und y_i^k in den Gitterpunkten. Bei der Bestimmung dieser Unbekannten wird davon ausgegangen, dass zum Zeitpunkt $t = t_k$ längs der Flussstrecke, d.h. für alle Orte x_i die abhängigen Grössen Q_i^k und y_i^k $(i = 1,2,\ldots, N)$ bekannt seien. Nun werden für den nachfolgenden Zeitpunkt $t = t_{k+1}$ die Unbekannten Q_i^{k+1} und y_i^{k+1} $(i = 1,\ldots N)$ berechnet.

Der Rechenvorgang hängt dabei wesentlich davon ab, durch welches Differenzenschema die Differentialquotienten in den zu lösenden Differentialgleichungen ausgedrückt werden. Grundsätzlich kann zwischen sogenannten *expliziten* und *impliziten* Differenzenschemen unterschieden werden [2]. Auf die ersten soll hier nicht näher eingegangen werden. Es sei lediglich bemerkt, dass die entsprechenden Verfahren nur bedingt numerisch stabil sind. Mit andern Worten: die Länge des Zeitschrittes ist durch eine Nebenbedingung - die sogenannte *Courant-Bedingung* - beschränkt, so dass im allgemeinen lange Rechenzeiten in Kauf zu nehmen sind.

Wird ein implizites Differenzenschema auf die de Saint-Venant'schen Differentialgleichungen angewendet, so ist für jeden Zeitschritt ein Gleichungssystem für die $2 \cdot N$ Unbekannten Q_1^{k+1}, $y_1^{k+1}, \ldots, Q_N^{k+1}$, y_N^{k+1} zu lösen. Das entsprechende System umfasst $2 \cdot N$ nichtlineare Gleichungen, wenn man die beiden Randbedingungen mitzählt. Das Auflösen dieser Gleichungen kann in gewissen Fällen mit rechentechnischen Schwierigkeiten verbunden sein.

Datenbereitstellung für die praktische Anwendung eines Differenzenverfahrens

Für die praktische Anwendung eines Flood-Routing-Differenzenverfahrens, das die reale Situation möglichst getreu wiedergeben soll, sind recht *umfangreiche Daten* zu erheben und bereitzustellen - oft ein arbeitsintensives Unterfangen. Dabei muss ein vernünftiger Kompromiss zwischen Datenmenge und der zu erwartenden Genauigkeit der Rechenergebnisse gefunden werden.

Welche Daten werden konkret benötigt? Die folgende Aufzählung, die sich auf ein praktisches Beispiel bezieht, soll darüber Aufschluss geben. Es handelt sich um die *Berechnung von Hochwasserwellen in der Thur zwischen den Pegelmessstellen Halden bei Bischofszell* und *Andelfingen* (siehe Bild 5), durchgeführt mit einem impliziten Differenzenverfahren.

Erforderliche Daten:

a) *Angaben über Gerinnegeometrie und -gefälle*. Sie stützen sich in der Regel auf Profilaufnahmen einer Amtsstel-

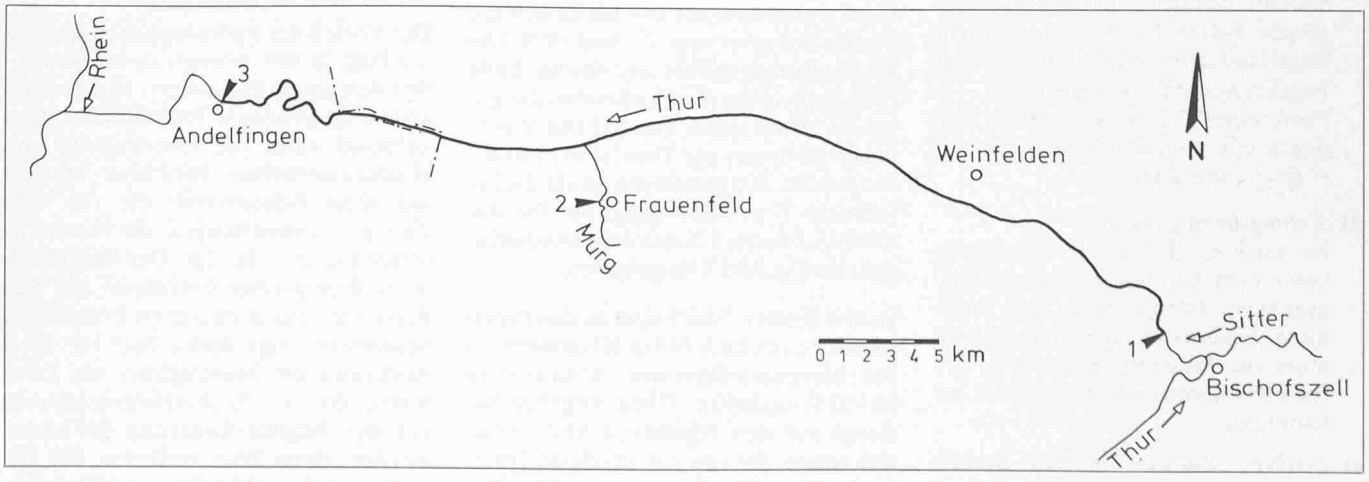


Bild 5. Situationsskizze: Thur zwischen Bischofszell und Mündung in den Rhein.
1 Pegelstation Thur/Halden, 2 Pegelstation Murg/Frauenfeld, 3 Pegelstation Thur/Andelfingen

le; Landeskarten können in diesem Zusammenhang gute Dienste leisten. Die wirklichen Querprofile sind durch eine vereinfachte, rechnerisch leicht zu erfassende Darstellung anzunähern (Bild 6). Für das implizite Differenzenverfahren wird die Flussstrecke in eine Anzahl (N-1) von nicht notwendigerweise gleich langen Teilabschnitten zerlegt. In jeder Teilabschnittsgrenze sind die gemäss Bild 6 markierten Grössen des betreffenden Querprofiles zu erheben.

b) *Reibungsbeiwerte*
Sie können von Ort zu Ort verschieden sein. Sie hängen von der Oberflächenbeschaffenheit und der Wassertiefe ab. Die Reibungsbeiwerte sind Eichgrössen im Rechenverfahren. Sie sind beim Eichen des Rechenmodells so anzupassen, dass eine möglichst gute Übereinstimmung der berechneten und der gemessenen Ergebnisse eines Testereignisses auf dem interessierenden Flussabschnitt resultiert.

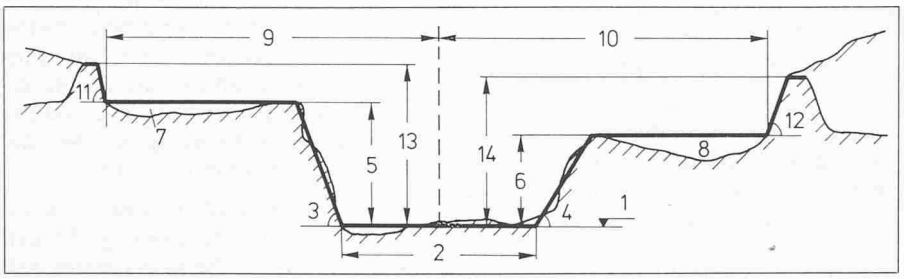


Bild 6. Vereinfachte Darstellung der Geometrie des Mittelgerinnes und der seitlichen Vorländer eines natürlichen Flusses. Die Nummern bezeichnen die Grössen, die im Rechenprogramm verarbeitet werden, um den Ablauf einer Hochwasserwelle durch numerische Integration der de Saint-Venant'schen Differentialgleichungen zu berechnen

c) *Randbedingungen*
An der oberen Abschnittsgrenze ist die Ganglinie der in den Berechnungsabschnitt einfliessenden Hochwasserwelle vorzugeben, d.h. es muss eine Tabelle mit Pegelstands- oder Abflusswerten zu diskreten Zeitpunkten bereitgestellt werden. Auf der unteren Abschnittsgrenze befindet sich eine amtliche Pegelmessstelle. Für diese liegt eine Pegelstand-Abfluss-Beziehung in Form einer Tabelle vor. Diese wird durch eine analytische Funktion $Q = Q(y)$ angenähert.

d) *Anfangsbedingungen*
Es wird zu Beginn der Rechnung von einem stationären Zustand ausgegangen. Für jeden in der Rechnung berücksichtigten Querschnitt muss die Wassertiefe und der Abfluss wenigstens näherungsweise bekannt sein.

e) *Seitliche Zuflüsse in den Berechnungsabschnitt*
Solche können – durch entsprechende Anpassung der Differentialgleichungen von de Saint-Venant – berücksichtigt werden. Über die örtliche und zeitliche Verteilung von seitlichen Zuflüssen liegen aber meistens keine oder nur mangelhafte Angaben vor.

Anwendungsbeispiele von Flood-Routing-Verfahren

Nachfolgend sind Beispiele von *nachgerechneten Hochwasserwellen für den Thurabschnitt zwischen Halden und Andelfingen* gezeigt. Die Berechnungen wurden mit einem an der VAW erarbeiteten impliziten Differenzen-Verfahren, bzw. mit dem *Muskingum-Verfahren*, durchgeführt. Mit dem erstgenannten Verfahren kann (durch geeignete Ergebnis-Speicherung im Rechenprozess) die Abfluss- und die Pegelstandsganglinie an irgend einem Zwischenquerschnitt sowie der Abfluss und der Pegelstand in allen Querschnitten zu einem bestimmten Zeitpunkt festgehalten werden. Weiter kann die Hochwasserspur, d.h. in jedem Querschnitt der höchste Wasserstand beim Ablauf der Hochwasserwelle ermittelt werden. Mit dem Muskingum-Verfahren lässt sich nur die Übertragung der Hochwasserganglinie von der einen Messstelle (Halden) zur anderen (Andelfingen), aber nicht der Ablauf dazwischen, nachvollziehen.

Beim ersten Beispiel handelt es sich um das Hochwasser vom 17. Juni 1979. Die Hochwasserganglinie am oberen Ende (Halden), sowie die Hochwasserganglinie der *Murg*, eines massgebenden seitlichen Zuflusses zur Thur, sind in Bild 7 dargestellt. Die gemessene sowie die berechnete Pegelstandsganglinie für das untere Ende der Flussstrecke (Andelfingen) sind in Bild 8 festgehalten.

In den Bildern 7 bis 9 sind zu den Pegelstandswerten [m ü. M.] in Klammern ( ) die korrespondierenden Abflusswerte [m³/s] festgehalten. Diese Angaben basieren auf den Pegelstand-Abfluss-Beziehungen, die von der Landeshydrologie in Bern für die einzelnen Messstationen ermittelt werden.

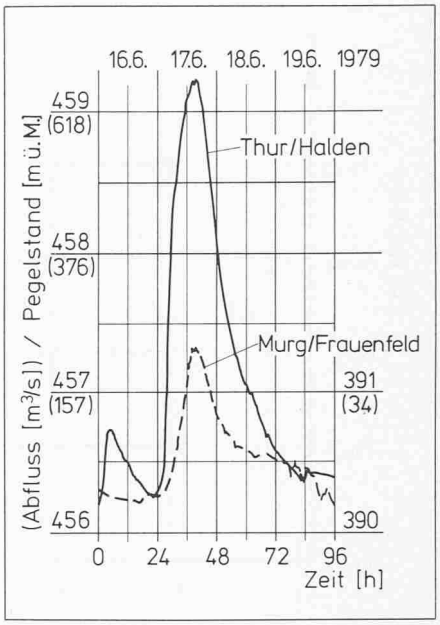


Bild 7. Hochwasser vom 17.6.1979: Pegelstandsganglinien der Thur bei Halden und der Murg bei Frauenfeld

Das zweite Beispiel bezieht sich auf das aussergewöhnliche Hochwasserereignis vom 7./8. August 1978, das etwa in der Grössenordnung eines 50jährigen Hochwassers liegt. Es führte zu mehreren Dammbrüchen und zu grösseren Überschwemmungsschäden. Als Folge der Dammbrüche ist im Pegelstreifen der Messstelle Andelfingen eine deutliche Doppelspitze zu registrieren (Bild 9). Bei diesem Beispiel ist zu beachten, dass das Zurückfliessen des Wassers aus den Überschwemmungsgebieten in das Hauptgerinne im Rechenmodell kaum zu erfassen ist, solange keine näheren Angaben über den zeitlichen und örtlichen Verlauf dieses Vorganges bekannt sind. Als Folge davon fällt die berechnete Ganglinie am unteren Ende (Andelfingen) zu steil ab. Das (zu einfache) Muskingum-Verfahren vermag den Verlauf dieses extremen Hochwassers nicht in befriedigender Weise nachzuvollziehen.

Vor- und Nachteile der hydrologischen und der hydraulischen Verfahren

Der Vorteil der hydrologischen Verfahren liegt in den *bequem* zu behandelnden Ausgangsgleichungen. Mit verhältnismässig geringem Programmierungsaufwand kann die Übertragung von Hochwasserwellen berechnet werden mit einer Genauigkeit, die für viele Zwecke – beispielsweise für Hochwasserprognosen – genügt. Der Mangel aller hydrologischer Verfahren, die ihre Parameter aus gemessenen Ereignissen bestimmen, liegt darin, dass bei einer Änderung des Flussregimes die Parameter, die aus Hochwasserereignissen vor der Regime-Änderung gewonnen wurden, ihren Wert verlieren. Die Berechnung des Ablaufes von Hochwasserwellen für einen künftigen, geplan-

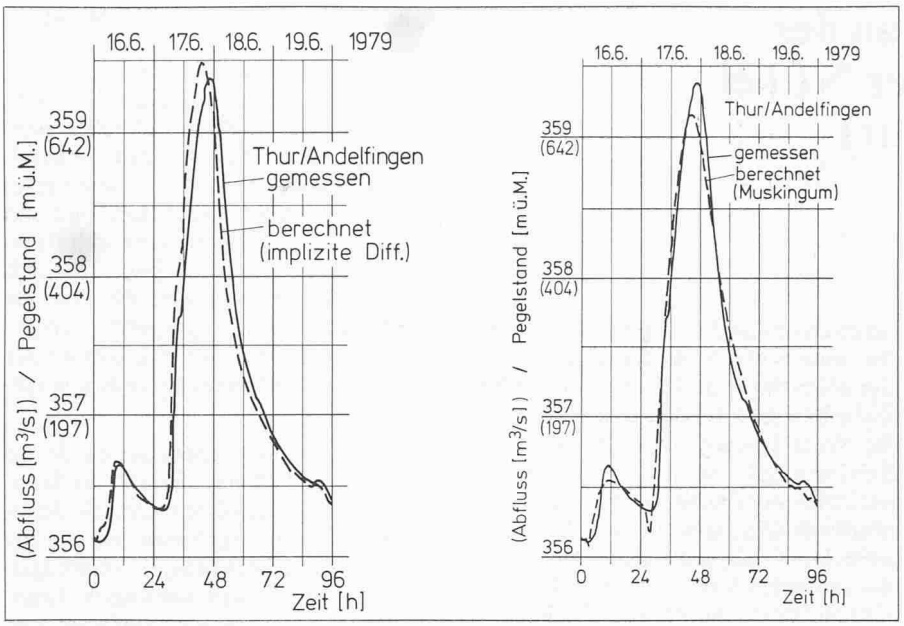


Bild 8. Hochwasser vom 17.6.1979: Vergleich der für die Thur bei Andelfingen berechneten Pegelstandsganglinie mit der gemessenen:
a) Berechnung mit einem impliziten Differenzenverfahren,
b) Berechnung mit dem Muskingum-Verfahren

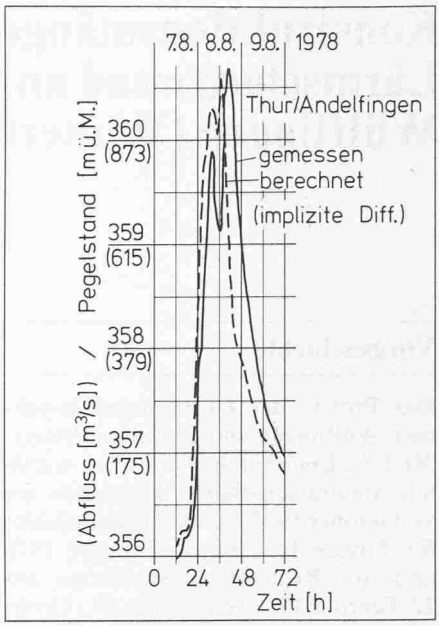


Bild 9. Hochwasser vom 7./8. August 1978: Vergleich der für die Thur bei Andelfingen mit einem impliziten Differenzenverfahren berechneten Pegelstandsganglinie mit der gemessenen (Doppelspitze als Folge von Dammbrüchen)

ten Zustand des Flusses ist unmöglich. Diese Verfahren setzen also ein unverändertes Flussregime voraus. Die hydrologischen Verfahren sagen auch nichts über die Vorgänge längs der Flussstrecke aus. Sie liefern nur die Ausflussganglinie $A(t)$ am unteren Ende als System-Antwort auf die Zuflussganglinie $Z(t)$ am oberen Ende.

Als Vorteil der hydraulischen (dynamischen) Verfahren ist zu werten, dass sie auf einem mathematischen Modell, das die geltenden Naturgesetze bestmöglich wiedergibt, basieren. Dadurch können auch Änderungen am Gerinne für die Berechnungen – z. B. für die Simulation möglicher Hochwasserwellen – berücksichtigt werden. Nachteilig wirkt sich aus, dass die Ausgangsgleichungen eher schwierig zu behandeln sind. Rechentechnische Schwierigkeiten sind nicht auszuschliessen. Diese Verfahren erfordern umfangreiche Daten über die Gerinnegeometrie. In vielen Fällen muss ein grosser Rechenaufwand in Kauf genommen werden.

Aus diesen Ausführungen ergibt sich, dass bei Hochwasserwellen-Berechnungen für zukünftige Gerinnezustände nur die hydraulischen Verfahren anzuwenden sind. Andererseits sind zur Erstellung der Energiegleichung bei den dynamischen Verfahren Kenntnisse über die *Gerinnerauhigkeit* unerlässlich. Diese sind im allgemeinen selbst bei Vorliegen guter Unterlagen über stationäre Wasserspiegellagen nur näherungsweise zu ermitteln und können sich bei zukünftigen Ausbauzuständen erheblich und nur schwer vorausbestimmbar ändern. Dies kann die Genauigkeit der hydraulischen Verfahren beeinträchtigen.

Generelle Bemerkungen zur praktischen Anwendung

Flood-Routing-Verfahren sind als rechnerische Hilfsmittel für eine verbesserte Kenntnis des Ablaufes und der Auswirkungen von wirklichen oder möglichen Hochwasserwellen in einem bestimmten Flussabschnitt (und dessen Umgebung) zu verstehen. Diese Methoden haben ihre praktische Bedeutung in verschiedenen *Anwendungsbereichen*, so etwa im Zusammenhang

- mit der Planung von Hochwasserschutzprojekten,
- mit der Schaffung von Hochwasseralarmsystemen in (dicht) bevölkerten Gebieten,
- mit der Ermittlung von Überschwemmungsgebieten,
- mit Wasserstands- und Abflussvorhersagen,
- mit der Regelung von Stauanlagen.

In bezug auf die Wasserstand- und Abflussprognosen ist zu präzisieren, dass mit Flood-Routing allein sich noch keine Abflussvorhersage herstellen lässt; zusätzlich erforderlich sind die vorhergesagten Zuflüsse für das obere Ende jenes Flussabschnittes, für den der Hochwasserwellen-Ablauf berechnet werden soll. Flood-Routing bildet also gegebenenfalls *eine Komponente in einem Vorhersagemodell.*

Ein Blick in die umfangreiche Fachliteratur zeigt, dass Flood-Routing-Verfahren weltweit praxisbezogen angewendet werden [7]. Der Erfolg und die Effizienz der einzelnen Rechenprogramme hängt dabei eher von der geschickten Programmierung (einfache, klare Dateneingabe, übersichtliche Darstellung der Resultate) als von der Rechenmethode ab. Geeignete Rechenverfahren sind weitgehend bekannt. Gleichwohl sind die numerischen Aspekte stets mit der gebührenden Sorgfalt zu behandeln.

Bei praktischen Problemstellungen kommt es immer wieder vor, dass Besonderheiten in bezug auf das Flussregime zu berücksichtigen sind. Die Fachliteratur wird kaum zu jedem Spezialfall eine erprobte Patentlösung anbieten können. In solchen Situationen stellt sich dann das Problem, auf der Basis eines geeigneten Rechenprogrammes die notwendigen Erweiterungen oder Anpassungen zu finden – eine nicht immer leichte Aufgabe.

Literaturangaben

[1] *Henderson, F. M.:* «Open Channel Flow». New York, 1966
[2] *Abbott, B. M.:* «Computational Hydraulics». London, 1979
[3] *Seus, G. J., Rösl, G.:* «Hydrologische Verfahren zur Berechnung des Hochwasserwellen-Ablaufes in Flüssen». Kompendium zum Lehrgang «Elektronische Berechnung von Rohr- und Gerinneströmungen», herausgegeben von *W. Zielke*. München, 1974
[4] *Ven Te Chow:* «Handbook of Applied Hydrology». New York, 1964
[5] *Rosemann, H. J., Vedral, J.:* «Das Kalinin-Miljukov-Verfahren zur Berechnung des Ablaufes von Hochwasserwellen». Schriftenreihe der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde, München, 1970, Heft 6
[6] *Chervet, A., Dallèves, P.:* «Calcul de l'onde de submersion consécutive à la rupture d'un barrage». Schweiz. Bauzeitung, 88 (1970), Heft 19
[7] *Mahmood, K., Yevjevich, V.* (Herausgeber): «Unsteady Flow in Open Channels», Vol. 1–3. Fort Collins, Colorado, 1975

Adresse des Verfassers: Dr. *A. Kühne*, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH-Zentrum, 8092 Zürich.