

Berücksichtigung morphologischer Prozesse bei der Bemessung einer seitlichen Notentlastung an Flüssen

Autor(en): **Rosier, Burkhard / Boillat, Jean-Louis / Schleiss, Anton**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria**

Band (Jahr): **100 (2008)**

Heft 1

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-939679>

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.

Berücksichtigung morphologischer Prozesse bei der Bemessung einer seitlichen Notentlastung an Flüssen

Burkhard Rosier, Jean-Louis Boillat, Anton Schleiss

Zusammenfassung

Die gezielte Überflutung von Hochwasserrückhalteräumen mittels seitlicher Entlastungsbauwerke stellt ein effektives Konzept zur Gefahrenabwehr im Hochwasserfall dar. Der reduzierte Durchfluss im Hauptgewässer bewirkt eine Verringerung der Geschiebetransportkapazität, was zu lokalen Sedimentablagerungen im Bereich der Entlastung führen kann. Diese Wechselwirkung zwischen Strömung und Geschiebetransport beeinflusst die Trenncharakteristik des Entlastungsbauwerkes im Sinne eines unkontrollierten Anstiegs der seitlichen Überfallintensität.

Bei heute gängigen Bemessungskonzepten bleibt der Einfluss der Sohlenmorphologie in der Regel weitgehend unberücksichtigt. Basierend auf systematischen physikalischen Modellversuchen ist ein eindimensionales empirisches Modell zur Beschreibung der Form des lokalen Sedimentdepots in Längsrichtung entwickelt worden. Zur raschen überschlägigen Abschätzung der Interaktion Entlastung–Geschiebetransport wird überdies ein Ansatz zur direkten Bestimmung des Entlastungsabflusses vorgestellt. Für allgemeingültige Anwendungen in der Ingenieurspraxis werden alle Modell-eingangsparameter in dimensionsloser Form dargestellt. Abschliessend wird die Anwendung des Bemessungskonzeptes an einem konkreten Fallbeispiel illustriert.

Abstracts

Side weirs and overflow dams are free overflow regulation and diversion structures commonly encountered in flood protection engineering. The lateral loss of water is reducing the bed-load transport capacity in the main-channel leading to local sediment deposition near the side overflow. As a consequence the design discharge to be diverted over the overflow device is increased by this flow-sediment interaction in an uncontrolled way.

Since the interaction of side overflow with bed-load transport in a channel has not been studied so far, systematic flume experiments have been performed. Based on these experiments a one-dimensional empirical model to describe the longitudinal evolution of the aggraded channel reach has been developed. In addition, a simple and straightforward approach for direct estimation of the side overflow discharge in presence of bed-load transport has been established. To be universally valid in engineering practice all input variables of the models are expressed in terms of dimensionless parameters. Finally, the application of the design procedure is demonstrated in a case study on the Rhone river.

1. Einleitung

Zum Schutz gegen Überlaufen von Gerinnen bei extremen Hochwassern, 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. Im Flussbau kann diese Aufgabe u.a. durch Streichwehre oder überströmbare Dämme erfüllt werden. Erreicht der Wasserspiegel im Hauptgerinne die Wehroberkante oder Dammkronen, wird der Volumenstrom seitlich über das Entlastungsbauwerk 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 Unter-

suchungen 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 zu-

grunde gelegte Bemessungsabfluss über das Bauwerk erfolgt nun unkontrolliert und ist nicht mehr bekannt. Mit weitreichenden 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 systematischen hydraulischen Modellversuchen basierendes eindimensionales empirisches Modell vorgestellt, mit welchem die Form der Auflandung in Gerinnelängsrichtung und somit die Wechselwirkung zwischen seitlichem Überfall und Sohlenmorphologie abgeschätzt werden kann. Zur Beschreibung der Form der Auflandung ist eine Maxwell-Verteilungsfunktion verwendet worden. Die Eingangsvariablen der Verteilungsfunktion werden mittels geeigneter dimensionsloser geometrischer Gerinne- und Wehrparame-

ter sowie hydraulischer und sedimentologischer Faktoren ausgedrückt. Für die Implementierung des empirischen Sohlenmodells in ein numerisches Simulationsprogramm ist die Lage hinsichtlich des Seitenüberfalls erforderlich. Zudem sind geeignete Randbedingungen zur Berücksichtigung von Formrauheiten zu wählen. Hierzu werden entsprechende Empfehlungen gegeben.

Für eine erste überschlägige Verbesserung unter Berücksichtigung des Geschiebetriebs wird überdies ein Ansatz zur direkten Bestimmung des seitlichen Durchflusses vorgestellt. Der Ansatz beruht auf einer dimensionslosen Kombination der Abflussformel nach Gauckler-Manning-Strickler (GMS) sowie der Wehrformel für einen seitlichen Überfall. Auf diese Weise werden wie für das empirische Auflandungsmodell der Sohle Gerinne- und Wehrgeometrie sowie Strömungsparameter berücksichtigt. Der Einfluss des Geschiebetransportes wird hierbei implizit erfasst.

2. Hydraulische Modellversuche

Die Experimente wurden in einem rechteckigen, 30 m langen und 2,0 m breiten Versuchskanal durchgeführt (Bild 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 ($d_{50} = 0,72 \text{ mm}$) und dem auf der rechten Seite angeordneten Streichwehr dar. Der zweite Rinnenabschnitt bildet einen parallel verlaufenden Kanal, in dem das seitlich über das Wehr entlastete 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 Wehrkrone (L_D

$= 3,0 \text{ m}$, $2 \times 2,50 \text{ m}$ und $6,0 \text{ m}$) sowie die Anzahl der Wehre ($n_D = 1$ oder 2) untersucht worden.

Die Wasserspiegellagen wurden mittels Ultraschallsonden (US) gemessen. Zur Bestimmung des 2D-Geschwindigkeitsfeldes kamen Ultrasonic Doppler Velocity Profiler (UVP) zum Einsatz. Die Erstellung eines digitalen Geländemodells (DGM) der Sohlenmorphologie erfolgte mit einem photogrammetrischen Ansatz (Rosier et al. 2004).

3. Modell zur Beschreibung der Form der Auflandungsstrecke

3.1 Konzept und Methodik

Zur Beschreibung der Auflandungsstrecke in Längsrichtung sind querschnittsgemittelte Sohlenlängsprofile des digitalen Geländemodells verwendet worden (Bild 2, oben). Um die globale Tendenz des Auflandungsbereiches zu erhalten, sind Sohlenformen unter Anwendung eines gleitenden Mittels herausgefiltert worden.

Für die Parametrisierung des geglätteten Sohlenlängsprofils ist eine Maxwell-Verteilungsfunktion verwendet worden (siehe Abschnitt 3.2). Die Eingangsparmeter der Verteilungsfunktion sind dabei so gewählt worden, dass folgende vier Einflussgruppen Berücksichtigung fanden:

- Gerinnegeometrie,
- Wehrgeometrie,
- Strömungsparameter (Hydraulik) und
- Geschiebetransport.

Um die Allgemeingültigkeit des Modells zu gewährleisten, wurde bei der Parameterwahl aus den vier oben genannten Gruppen stets auf eine dimensionslose Kombination der jeweiligen Einflussgrößen geachtet. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass das in den Modellversuchen beobachtete Sedimentdepot einen

dreidimensionalen Charakter besitzt, d.h. neben einer Längsvariation liegt auch eine Variation in Gerinnequerrichtung vor. Das hier vorgestellte Modell stellt somit eine Vereinfachung der tatsächlich gemessenen Auflandung dar. Ein dreidimensionales Sohlenmodell unter Berücksichtigung der Querneigung des Depots wird in Rosier (2007) beschrieben.

3.2 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 (Bild 2, unten):

$$X' = \frac{x'}{x'_{max}}, \quad Z' = \frac{z'}{z'_{max}} \quad (1)$$

$$Z'(X) = \left(X' e^{1-X'} \right)^{n'} \quad (2)$$

Per Definition ist das Auflandungsmaximum $Z' = z'/z'_{max} = 1,0$ und befindet sich bei $X' = x'/x'_{max} = 1,0$.

Nach Anwendung des gleitenden Mittels auf das querschnittsgemittelte Sohlenlängsprofil werden der Anfangs- und Endpunkt der Auflandung bestimmt (Bild 2, oben). 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 (Bild 2, mitte). Anschliessend werden die maximale Höhe und deren Lage für die extrahierte Auflandungsstrecke bestimmt und die Maxwell-Verteilungsfunktion auf diese Werte angewandt (Bild 2, unten). 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.

3.3 Maximale Höhe des Depots z'_{max}

Zur Bestimmung der maximalen Höhe der Auflandungsstrecke (z'_{max}) werden Parameter zur Beschreibung der Gerinne- und Wehrgeometrie sowie der Strömungsbedingungen kombiniert. Zu diesem Zweck wird das Verhältnis von seitlicher Überfall-

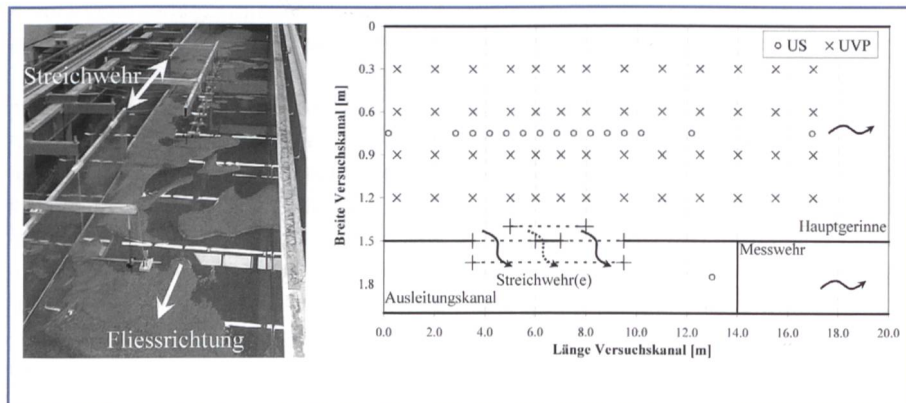


Bild 1. Links: Versuchsstand mit Hauptgerinne, seitlichem Überfall, mobiler Gerinnesohle und Evakuationsgerinne. Rechts: Schematische Draufsicht der Versuchseinrichtung und Anordnung der Wasserspiegellage- und Geschwindigkeitsmessstellen (US bzw. UVP).

menge (Q_D), ausgedrückt mit der allgemeinen Wehrüberfallformel, zum Abfluss im Gerinne (Q_1), ausgedrückt mit der Stricklerformel (GMS), 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 Querschnitt am Wehranfang.

Die Sedimenttransportbedingungen unter- und oberhalb des Wehres können mittels der dimensionslosen Geschiebetransportkapazität (Einsteinfaktor) wie folgt ausgedrückt werden:

$$\Delta\Phi = \frac{\Phi_{\text{unterstrom}}}{\Phi_{\text{oberstrom}}} \quad \text{und} \quad \Phi = \frac{q_{sb}}{\sqrt{(s-1)g} d^3} \quad (4)$$

mit ϕ Einsteinfaktor q_{sb} spezifische Geschiebetransportkapazität, s relative Sedimentdichte und d charakteristischer Korndurchmesser. Zur dimensionslosen Darstellung der maximalen Höhe des Depots wird die Depothöhe (z'_{max}) mit der Druckhöhe über dem Streichwehr ($h_{D,1}$) kombiniert. Unter Verwendung genetischer Algorithmen (Keijzer und Babovic, 1999) konnte folgende Beziehung für die maximale Höhe der Auflandung ermittelt werden:

$$\frac{h_{D,1}}{z'_{max}} = \frac{\Delta\Phi}{Q_D/Q_1} \left(3\Delta\Phi - \frac{9}{5} \right) + \frac{9}{4} \quad (5)$$

Da die seitliche Überfallmenge (Q_D) und das Verhältnis der Transportraten ($\Delta\Phi$) zunächst nicht bekannt sind, erfordert die Lösung von Gleichung 5 unter Verwendung von Gleichung 3 und 4 eine iterative Berechnung. Um den Startwert für die iterative Berechnung zu erhalten, wird die Situation einer ebenen Sohle betrachtet.

3.4 Lage der maximalen Höhe des Depots x'_{max}

Da gemäss Definition $X' = x'/x'_{max} = 1,0$ gilt (vgl. Abschnitt 3.2 und Bild 2, unten), kann die x-Achse des Depots konstruiert werden.

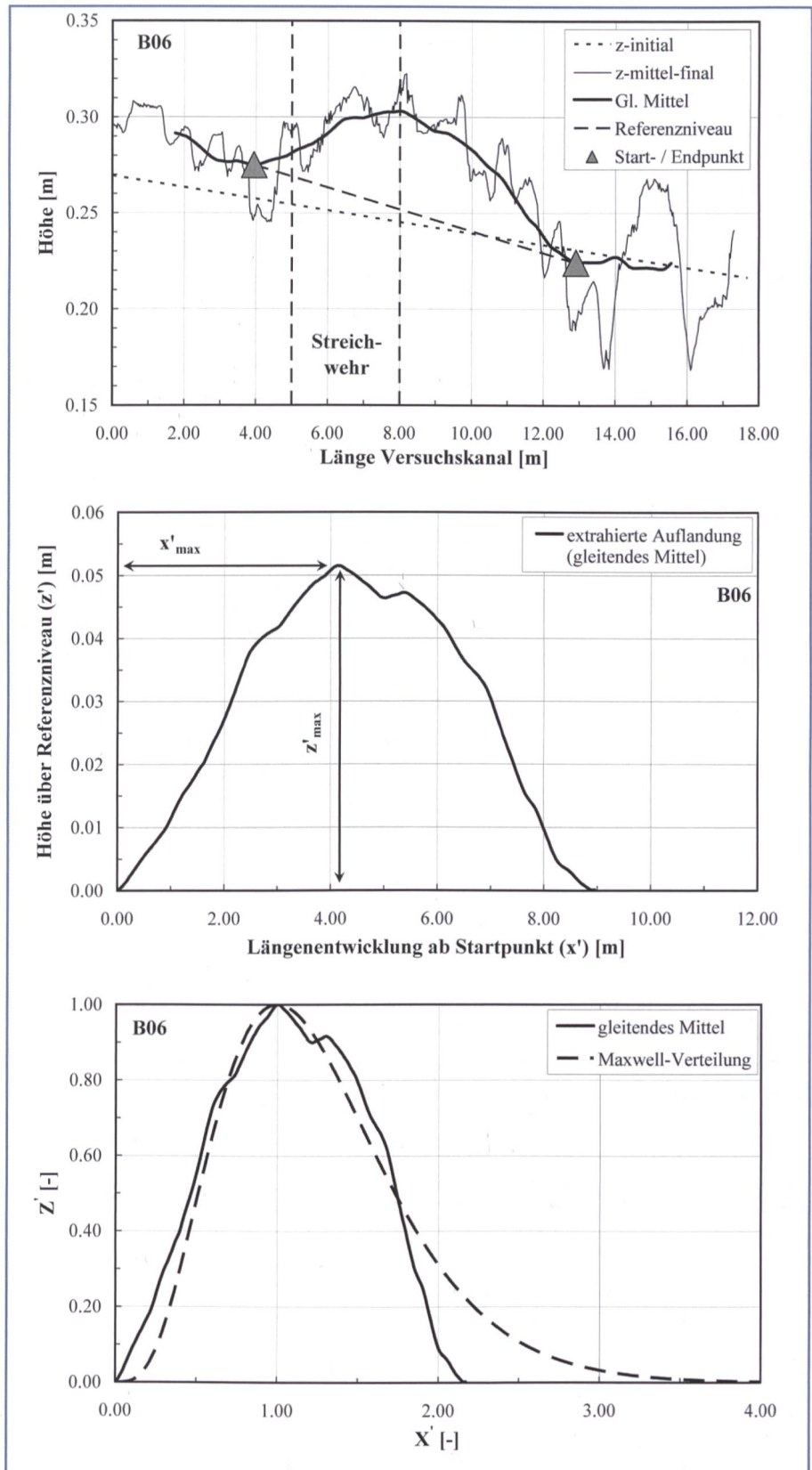


Bild 2, oben. Ausgangssohlenlage, querschnittsgemittelte Sohle nach Versuchsende, dazugehöriges gleitendes Mittel, Anfangs- und Endpunkt der Auflandungsstrecke (Depot) sowie Verbindungstangente als Referenzniveau. **Mitte:** Extrahierte Auflandungsstrecke. **Unten:** Mit den jeweiligen Maximalwerten normierte Auflandungsstrecke sowie dazugehörige angepasste Maxwell-Verteilungsfunktion.

den. 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 ist aufgrund der systematischen Versuche X'

$= 4,0$ bis $X' = 6,0$ erhalten worden.

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]. In guter Näherung kann ein Wert von $x'_{max} \approx 4,00 m$ verwendet werden. Bei der Übertragung in den Prototyp ist zwingend der geometrische Modellmassstab von etwa 1:30 ÷ 1:50 zu berücksichtigen.

3.5 Formfaktor n

Für den Formfaktor wurde folgende lineare Beziehung unter Einbeziehung des Verhältnisses von Wehrlänge (L_D) zu Gerinnebreite (B) gefunden:

$$n' = \frac{3}{4} \frac{L_D}{B} + \frac{7}{3} \quad (6)$$

4. Bemessungskonzept

Das Bemessungskonzept sieht im Wesentlichen die folgenden drei Schritte vor, die schematisch in Bild 3 dargestellt sind:

1. Bestimmung der Geometrie der Auflandungsstrecke,
2. Implementierung der empirisch erhaltenen Geometrie der Auflandung in ein eindimensionales Abflussberechnungsprogramm und
3. Wahl geeigneter Randbedingungen im Abflussberechnungsprogramm (z.B. HEC-RAS); insbesondere eine adäquate Erfassung der durch Sohlenformen induzierten Formrauheit.

Der erste Schritt besteht in der Bestimmung der in den Abschnitten 3.3 bis 3.5 beschriebenen Eingangsparametern der Maxwell-Verteilungsfunktion (z'_{max} , x'_{max} , n').

Nachdem die Geometrie des Depots bestimmt ist, wird das empirische

Auflandungsmodell in ein Abflussberechnungsprogramm implementiert, welches einen Seitenüberfall berücksichtigen kann (Schritt 2). Die maximale Auflandung befindet sich relativ nahe am unteren Wehrende, dort wo die Diskontinuität zwischen Strömung und Sedimenttransportkapazität am grössten ist. Folglich kann das modellierte Sedimentdepot am unteren Wehrende positioniert werden (x_{cp}).

Im dritten und letzten Schritt wird dem Sedimentdepot eine geeignete Sohlenrauheit überlagert. Sie setzt sich in der Regel aus einer Korn- und einer Formrauheit zusammen. In der vorliegenden Studie ist die Formrauheit vornehmlich auf Dünen zurückzuführen. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass mit dem Ansatz nach Yalin und da Silva (2001) gute Ergebnisse erzielt werden (Rosier et al., 2005).

Da die Parameter Q_D/Q_1 sowie $\Delta\phi$ zur Berechnung für z'_{max} zunächst nicht bekannt sind, werden diese Werte zunächst für den Fall einer ebenen Sohle bestimmt. Mit diesen Startwerten erfolgt nun eine iterative Berechnung, bis die seitliche Überfallmenge (Q_D) konstant ist. Hieraus kann implizit geschlossen werden, dass das Sedimentdepot seine endgültige Form im Gleichgewichtszustand erreicht hat. Die Geschiebetransportkapazität unter- und oberhalb der Entlastung ($\Delta\phi$) kann mit herkömmlichen Transportformeln, z.B. Meyer-Peter und Müller (1948) (MPM), berechnet werden. Bei der Bestimmung der maximalen Depothöhe ist zwingend zu überprüfen, ob die maximale Höhe der Auflandung nicht durch ein neues Gleichgewichtsge-

fälle ausgehend von einem unterhalb des Wehres liegenden Sohlenfixpunkt bestimmt wird (Rosier, 2007).

5. Ansatz zur direkten Abschätzung des Entlastungsabflusses

Anstatt das Sedimentdepot zu modellieren, in ein Abflussberechnungsprogramm zu implementieren, um schliesslich die seitliche Überfallmenge zu erhalten, kann es für eine erste Abschätzung im Rahmen einer Vorbemessung ausreichend bzw. wünschenswert sein, den Einfluss der mobilen Gewässersohle auf den Entlastungsabfluss mit einem einfach anzuwendenden Ansatz direkt zu bestimmen.

Hierzu werden die GMS-Abflussformel und die Beziehung für den seitlichen Wehrüberfall (vgl. Gl. 3) verwendet. Diese beiden Gleichungen spiegeln die Gerinneigenschaften (Geometrie, Sohlenbeschaffenheit), die Strömungssituation sowie die Wehrcharakteristika wieder. Die Auflandungsphänomene (Geschiebetransport) sind implizit enthalten, da sich die verwendeten Versuchsdaten hinsichtlich des Entlastungsabflusses (Q_D) auf die Endsituation mit dem ausgebildeten Sedimentdepot beziehen. Beide Gleichungen können mittels einer Froude-Zahl wie folgt in dimensionsloser Schreibweise formuliert werden:

$$\frac{Q_1}{B y_1^{3/2} \sqrt{g}} = Fr_1 \quad (7)$$

$$\frac{Q_D}{L_D y_1^{3/2} \sqrt{g}} = Fr_D \quad (8)$$

Die Froude-Zahl Fr_D kann als Wehr-Froude-Zahl bezeichnet werden, da sie im Gegensatz zur herkömmlichen Froude-Zahl (Fr_1) mit der seitlichen Überfallmenge (Q_D anstatt Q_1) und der Wehrlänge (L_D anstatt B) gebildet wird.

Wird das Verhältnis von Fr_D zu Fr_1 zur Druckhöhe über dem Wehr ($h_{D,1}$) und der Wehrlänge (L_D) gesetzt, so ergibt sich anhand der systematischen Modellversuche folgender Ansatz zur direkten Abschätzung der seitlichen Überfallmenge unter Berücksichtigung der Auflandungsphänomene:

$$\frac{h_{D,1}}{L_D} = 0.037 \left(\frac{Fr_D}{Fr_1} \right)^{0.53} \quad (9)$$

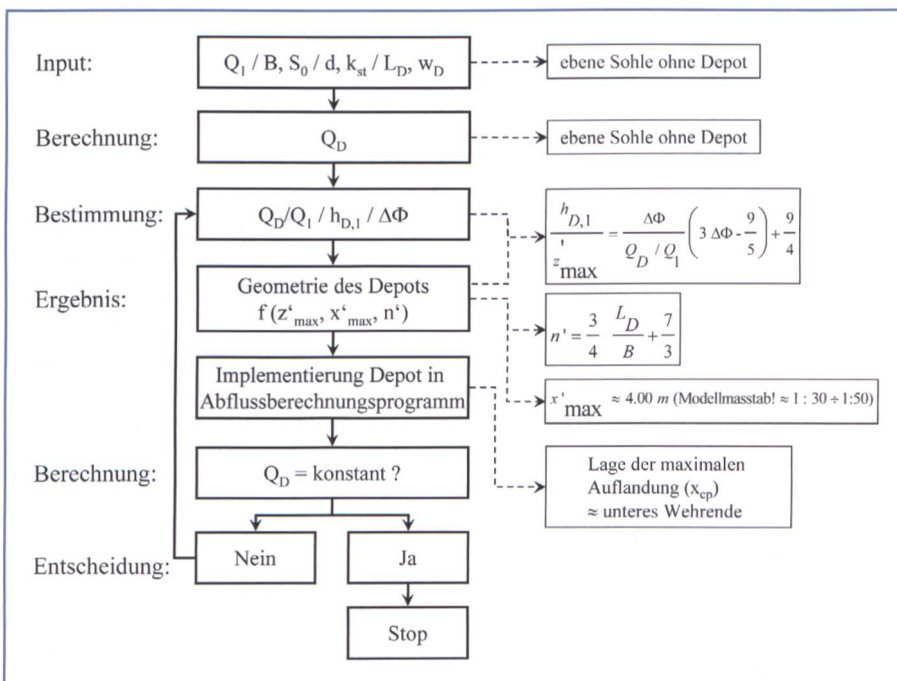


Bild 3. Schematische Übersicht des Bemessungskonzeptes und Berechnungsvorgang.

In der Regel sind $h_{D,1}$, L_D und Fr_1 bekannt oder können leicht bestimmt werden, so dass sich der Seitenüberfall (Q_D) mit Gl. 8 ermitteln lässt.

6. Praktisches Anwendungsbeispiel

Das vorgestellte Konzept soll anhand eines konkreten Berechnungsbeispiels unter Prototypbedingungen näher vorgestellt werden. Hierzu wird die Rhone oberhalb des Genfer Sees im Wallis zwischen Sion und Branson betrachtet (km 45,177, unterhalb Riddes, Pont Saxon). Die Charakteristik der Rhone sei wie folgt gegeben: $B = 40 \text{ m}$, $S_0 = 0,10\%$, $d_{50} = 35 \text{ mm}$, $d_m = 60 \text{ mm}$, $k_{st,Korn} = 37 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und $k_{st,Form} = 33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Für das hundertjährige Bemessungshochwasser von $HQ_{100} = 1260 \text{ m}^3/\text{s}$ ist die Abflusskapazität der Rhone ausreichend. Zur Erhöhung des Schutzgrades für höhere Wiederkehrintervalle oder gar ein Extremereignis ($EHQ_{100} = 1600 \text{ m}^3/\text{s}$) sowie zur Beherrschung des Restrisikos soll ein $w_D = 7,35 \text{ m}$ hohes und $L_D = 200 \text{ m}$ langes Streichwehr im Hochwasserschutzdamm installiert werden.

Für die numerische Berechnung wird das 1D-Programm DUPIRO verwendet (Boillat et al., 2006). Nahezu identische Ergebnisse können mit dem in der Ingenieurspraxis weit verbreiteten Programm HEC-RAS erzielt werden.

Der Startwert für die ebene Sohle mit $z'_{max} = 0,00 \text{ m}$ und $Q_1 = 1600 \text{ m}^3/\text{s}$ (EHQ) ergibt sich zu $Q_D = 288 \text{ m}^3/\text{s}$ mit $Q_D/Q_1 = 0,18$, $h_{D,1} = 1,16 \text{ m}$, $\phi_{oberstrom} = 0,035$, $\phi_{unterstrom} = 0,022$ und $\Delta\phi = 0,63$ (ϕ nach MPM). Nach mehreren Iterationsschritten (hier: 8 Iterationen) ändert sich der Entlastungsabfluss nicht mehr und beträgt $Q_D = 318 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q_D/Q_1 = 0,20$, $h_{D,1} = 1,33 \text{ m}$,

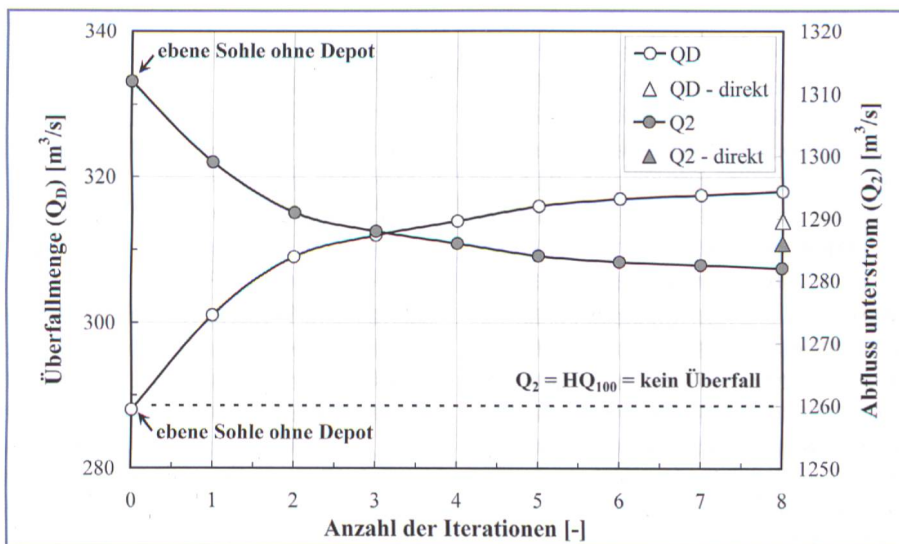


Bild 5. Seitliche Überfallmenge (Q_D) und im Gerinne weitergeführter Durchfluss (Q_2) für einen Zufluss von $EHQ = 1600 \text{ m}^3/\text{s}$ in Abhängigkeit der Depothöhe bzw. der Iterationsschritte.

$\phi_{oberstrom} = 0,038$, $\phi_{unterstrom} = 0,019$ und $\Delta\phi = 0,50$). Die dazugehörige stabile Depothöhe im Endzustand ergibt sich zu $z'_{max} = 0,89 \text{ m}$ (Bild 4).

Mit den Werten des letzten Iterationsschrittes ($h_{D,1} = 1,33 \text{ m}$, $y_1 = 8,84 \text{ m}$) und $Fr_1 = 0,486$ und $Fr_D = 0,019$ wird für den Ansatz zur direkten Abschätzung ein Überfall von $Q_D = 314 \text{ m}^3/\text{s}$ erhalten.

Die Überfallmenge steigt demnach um einen Faktor von $318/288 = 1,10$ bzw. $314/288 = 1,09$. Dies bedeutet, dass unter Berücksichtigung der beweglichen Sohle im Gegensatz zu $Q_2 = Q_1 - Q_D = 1600 - 288 = 1312 \text{ m}^3/\text{s}$ nur noch etwa $Q_2 = 1284 \text{ m}^3/\text{s}$ im Gerinne unterhalb des Wehres abgeführt werden müssen (Bild 5). In diesem Zusammenhang muss allerdings zwingend überprüft werden, ob die vorhandene Speicherkapazität des Retentionsraumes für das höhere seitliche Überfallvolumen ausreichend ist.

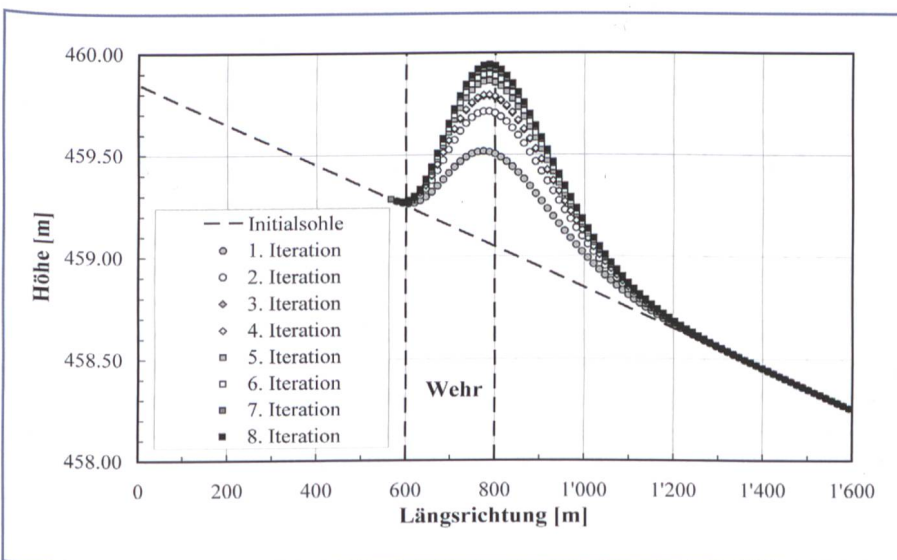


Bild 4. Entwicklung des Depots für verschiedene Iterationsschritte.

7. Gültigkeitsbereich der empirischen Ansätze und Fehlerbetrachtung

Die Berücksichtigung morphologischer Prozesse bei der Bemessung einer seitlichen Notentlastung stellt ein neues Bemessungskonzept im Hochwasserschutz dar.

Demzufolge existieren nur wenige bzw. nahezu keine Grundlagendaten aus Modellversuchen und quasi keine Erfahrungen in der Praxis. Aus diesem Grund orientiert sich das hier vorgestellte Bemessungskonzept trotz der Bemühung um dimensionslose Darstellung sehr eng an den systematischen Modellversuche.

Das Anwendungsgebiet der vorgestellten Methodik sind Gewässer mit milder Sohlenneigung im Gefällsbereich von $0,10\% \leq S_0 \leq 0,40\%$. Das Abflussregime bewegt sich ausschliesslich im strömenden Bereich mit allerdings 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 $0,06 \leq Q_D/Q_1 \leq 0,37$.

Eine Fehlerbetrachtung hinsichtlich der Genauigkeit der verwendeten Messverfahren lässt darauf schliessen, dass der gemessene seitliche Ausfluss eine Genauigkeit von etwa $\pm 3,5\%$ aufweist. Das 95% Vertrauensintervall für die Beziehung zur Ermittlung der maximalen Auflandungshöhe ($h_{D,1}/z'_{max}$, Gl. 5) liegt

bei $\pm 0,85$. Der mit einem 1D-Abflussberechnungsprogramm vorhergesagte Entlastungsabfluss, basierend auf der Implementierung des empirischen eindimensionalen Auflandungsmodell beträgt ca. 85% des gemessenen seitlichen Ausflusses. Dies ist zum einen auf den 1D-Charakter des numerischen Simulationswerkzeuges zurückzuführen, zum anderen auf das eindimensional abstrahierte in Realität dreidimensionale Sedimentdepot. Folglich kann davon ausgegangen werden, dass das empirische Modell den Seitenausflusstendenziell unterschätzt. Diese Aussage wird durch die Tatsache unterstützt, dass unter Berücksichtigung der Querverteilung der Auflandung 91% anstatt 85% des gemessenen seitlichen Ausflusses vorhergesagt werden (Rosier, 2007).

Bibliographie

Boillat, J.-L., Dubois, J., Nilipour, N. (2006). Migration of a dredging pit in the Rhone river; Proc. 3rd Int. Conference on Fluvial Hydraulics – RiverFlow, Lisbon – Portugal, 1193–1202.

Hager, W.H. (1987). Lateral outflow over side weirs; Journal of Hydraulic Engineering, ASCE 113 (4), 491–504.

Keijzer, M., Babovic, V. (1999). Dimensionally aware genetic programming; Proc. Genetic and Evolutionary Computation Conference – GECCO, Orlando – USA.

Meyer-Peter, E., Müller, R. (1948). Formulas of bed-load transport; Report on the second meeting of the IAHSR (heute IAHR), Stockholm – Sweden, 39–64.

Rosier, B. (2007). Bed evolution due to lateral water withdrawal; 32th IAHR Congress, Venice – Italy.

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.

Rosier, B., Boillat, J.-L., Schleiss, A.J. (2005). Influence of side overflow induced local sedimentary deposit on bed form related roughness and intensity of diverted discharge; 31th IAHR Congress, Seoul – South Korea, 1639–1650.

Yalin, M.S., da Silva, A.M.F. (2001). Fluvial processes; IAHR Monograph, Delft, The Netherlands.

Danksagung

Das im vorliegenden Artikel vorgestellte Forschungsprojekt wurde von der Kommission für Technologie und Innovation (KTI, Nr. 4898.1) sowie dem Bundesamt für Umwelt (BAFU) finanziert.

Anschrift der Verfasser

Dr. Burkhard Rosier, Dr. Jean-Louis Boillat und Prof. Dr. Anton Schleiss

Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)

EPFL ENAC ICARE LCH

GC A3 504 (Bâtiment GC), Station 18

CH-1015 Lausanne

+41 21 693 23 85, <http://lchwww.epfl.ch>

burkhard.rosier@epfl.ch

jean-louis.boillat@epfl.ch

anton.schleiss@epfl.ch

Einfluss von grossmassstäblichen Uferrauheiten und Buchten auf Schwallwellen in Flüssen infolge Kraftwerksbetrieb

■ Tobias Meile, Jean-Louis Boillat, Anton Schleiss

Zusammenfassung

Zur Deckung der Verbrauchsspitzen an elektrischer Energie turbinieren die Speicherkraftwerke das Wasser der Stauseen gemäss Nachfrage ab. Dies führt in den betroffenen voralpinen und alpinen Fliessgewässern zu raschen Abfluss- und Wasserspiegelschwankungen, welche besonders in den Wintermonaten mit geringem Basisabfluss ausgeprägt sind. Um diese aus gewässerökologischer Sicht ungünstigen Schwankungen zu vermindern, sind nebst wasserbaulichen Massnahmen wie Rückhaltebecken auch flussbauliche Massnahmen denkbar. Einerseits kann die Fliessretention vergrössert werden, andererseits bieten solche Massnahmen morphologisch interessantere Lebensräume als ein kanalisiertes Gerinne.

Die im Modell untersuchten grossmassstäblichen Uferrauheiten und Buchten beeinflussen die Fortpflanzungsgeschwindigkeit und die Form der (Schwall)wellen in Folge des erhöhten Fliesswiderstandes und der passiven Retention. Der Einfluss von Uferformrauheitselementen auf den Fliesswiderstandsbeiwert eines Querschnittes kann mittels empirischer Formeln berechnet werden. Die passive Retention wurde in ein eindimensionales numerisches Modell integriert. Die effektive

Résumé

Les centrales hydroélectriques à accumulation couvrent les pointes de consommation en énergie électrique par turbinage séquentiel. Sur les cours d'eau alpins et préalpins concernés, ce mode d'exploitation provoque des variations de débit et de niveau relativement rapides. Celles-ci sont particulièrement marquées en hiver quand le débit de base est faible. Pour réduire ce marnage, défavorable du point de vue écologique, des mesures constructives tels que des bassins de rétention sont possibles. L'aménagement morphologique du cours d'eau peut également produire un effet de rétention et simultanément offrir des habitats plus intéressants que un cours d'eau canalisé.

Afin d'évaluer l'efficacité de telles mesures, différentes configurations de baies riveraines ont été investiguées expérimentalement. Ces espaces additionnels ont pour effet d'augmenter le volume de rétention du cours d'eau mais aussi d'accroître la rugosité des rives. Il en résulte une atténuation de la vitesse de propagation et un aplatissement des intumescences. L'influence de la nouvelle rugosité des rives sur le coefficient de frottement est décrite par des formules empiriques et la ré-