Verhalten aufgelöster unstrukturierter Blockrampen

Autor(en): **Janisch, Tanja / Weichert, Roman / Bezzoalam Gian Reto**

Objekttyp: **Article**

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

Band (Jahr): **99 (2007)**

Heft 2

PDF erstellt am: **25.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-940126

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

Verhalten aufgelöster unstrukturierter Blockrampen

■ *Tanja Janisch, Roman Weichert und Gian Reto Bezzola*

Zusammenfassung

Aufgelöste unstrukturierte Blockrampen werden aufgrund ihrer ökologischen Vorteile in den letzten Jahren vermehrt realisiert. An der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) wird dieser Rampentyp mittels hydraulischer Modellversuche näher untersucht. Im vorliegenden Artikel wird das Verhalten solcher Rampen erläutert und ein theoretisches Modell vorgestellt, mit dem sich die Versuchsresultate beschreiben lassen.

1. Einleitung

Durch die Korrektionen in den letzten beiden Jahrhunderten wurden viele Schweizer Flüsse in ihrem Lauf gestreckt und in ihrer Breite begrenzt. Die Konsequenz ist häufig eine fortschreitende Tiefenerosion, die zunächst zwar erwünscht, langfristig jedoch Probleme mit sich bringt. Als Beispiele seien die Gefährdung der Fundationen von Ufersicherungen, Widerlagern und Pfeilern von Brücken oder aber die Absenkung des Grundwasserspiegels genannt. Um die Tiefenerosion zu begrenzen, wurden daher vielerorts Querwerke wie Schwellen oder Absturzbauwerke zur Sohlstabilisierung realisiert. Hinsichtlich der Anforderung einer Sohlstabilisierung konnten diese Bauwerke in der Regel ihre Wirkung unter Beweis stellen. In den letzten Jahrzehnten stieg jedoch der Bedarf an Bauwerken, die neben der Stabilisierung der Sohle auch ökologischen Ansprüchen, wie der Längsvernetzung von Fliessgewässern genügen sollten. Zunächst wurde dieser Entwicklung mit dem Bau klassischer Blockrampen entsprochen. Da auch diese Bauwerke hinsichtlich der ökologischen Durchgängigkeit ihre Grenzen haben, werden heute vermehrt aufgelöste Blockrampen eingesetzt, deren Aussehen den Morphologien natürlicher Gewässer nachempfunden ist.

2. Aufgelöste unstrukturierte Blockrampen

Aufgelöste unstrukturierte Blockrampen sind gekennzeichnet durch eine gleichmässig verteilte Anordnung von groben Blöcken auf dem vergleichsweise feineren Grundmaterial *(Bild 1, links)*. Das natürliche Vorbild für diesen Rampentyp sind dabei Fliessgewässerabschnitte, in denen grosse isolierte Blöcke die Sohle stabilisieren *(Bild 1, rechts)*. Die Verteilung der Blöcke auf dem Grundmaterial wird dabei durch die dimensionslose Belegungsdichte $a=nD^2$ beschrieben. Hierin ist n die Anzahl der Blöcke pro Einheitsfläche und D der äquivalente Kugeldurchmesser eines Blocks.

Für die Bemessung aufgelöster unstrukturierter Blockrampen stehen empirische Berechnungsverfahren zur Verfügung, die aus Modelluntersuchungen abgeleitet wurden (Whittaker et al. 1988; Fenzl und Davis 1964) und z.B. in Weichert und Bezzola (2002) näher beschrieben sind. Diese basieren auf einem Rauigkeitsüberlagerungsmodell, welches davon ausgeht, dass sich der Gesamtwiderstand aus den Teilwiderständen zusammensetzt, die durch die Blöcke (Formwiderstand) beziehungsweise durch das Grundmaterial zwischen den Blöcken (Kornwiderstand) hervorgerufen werden. Der Formwiderstand wird mittels empirischen Beziehungen bestimmt. Der Kornwiderstand ergibt sich beispielsweise aus dem logarithmischen Widerstandgesetz. Der Anwendbarkeit dieser Ansätze für die hier betrachteten Rampen sind aufgrund des jeweiligen Gültigkeitsbereichs Grenzen gesetzt. Aus diesem Grund wurden physikalische Modellversuche zum Verhalten von aufgelösten Blockrampen durchgeführt. Im vorliegenden Artikel wird zunächst auf das Verhalten der gröberen Blöcke auf dem feineren Grundmaterial eingegangen. In einem zweiten Schritt wird das Verhalten

Bild 1, links. Aufgelöste unstrukturierte Blockrampe in der Simme bei St. Stephan (Blick gegen Fliessrichtung); rechts: grosse isoliert liegende Blöcke in der Reuss (Blick gegen Fliessrichtung).

des gesamten Bauwerks erläutert. Darauf aufbauend wird ein theoretisches Modell vorgestellt, das den beobachteten Zusammenhang zwischen dem Rampengefälle, dem Abfluss und der Belegungsdichte erklärt.

3. Verhalten der Blöcke

Eine aufgelöste unstrukturierte Blockrampe besteht aus groben Blöcken, die auf einem feineren Grundmaterial platziert sind. Diese Zusammensetzung wird als bimodale Mischung bezeichnet. Das prinzipielle Verhalten bimodaler Mischungen wurde von Raudkivi und Ettema (1982) experimentell untersucht. In ihren Versuchen betrachteten sie Blöcke mit einheitlichem Durchmesser D, die auf einem Grundmaterial auflagen, das aus einheitlichen Körnern des Durchmessers d bestand. In Abhängigkeit der hydraulischen Belastung und des Korngrössenverhältnisses D/d lassen sich vier grundsätzliche Fälle unterscheiden. Zum einen sind dies die Zustände, bei denen alle Körner in Ruhe verbleiben bzw. alle Körner in Bewegung sind. Daneben können noch folgende Zustände beobachtet werden:

i. Die gröberen Partikel gleiten auf dem feineren Untergrund ab, d.h., die hydraulische Beanspruchung ist grösser als der Erosionswiderstand der stark exponierten gröberen Partikel, jedoch kleiner als der Widerstand des feineren Grundmaterials.
ii. Die gröberen Partikel sinken in den feineren Untergrund ein, d.h. die hydraulische Beanspruchung ist kleiner als der Erosionswiderstand der gröberen Partikel, jedoch grösser als der Widerstand des feineren Grundmaterials.

Diese vier möglichen Fälle wurden von Raudkivi und Ettema (1982) in Abhängigkeit des Verhältnisses von U_*/U^*_D in Form eines Diagramms *(Bild 2)* dargestellt. Hierbei bezeichnet U_* die Schubspannungsgeschwindigkeit

$$U_* = \sqrt{ghJ} \tag{1}$$

wobei g die Erdbeschleunigung, h die Fliesstiefe und J das Sohlgefälle bezeichnen. U_{*D} ist die kritische Schubspannungsgeschwindigkeit, bei der sich ein isolierter Block mit dem Durchmesser D zu bewegen beginnt und berechnet sich zu

$$U_{*D} = \sqrt{\theta_c g(s-1)D}\,. \tag{2}$$

In dieser Beziehung bedeuten s die relative Feststoffdichte und θ_c die dimensionslose kritische Schubspannung nach Shields. Für stark exponierte Körner nimmt θ_c dabei deutlich kleinere Werte an, als für gut in ihre Umgebung eingebettete Körner.

Für die oben beschriebenen Zustände lassen sich die Grenzen in Abhängigkeit des Korngrössenverhältnisses D/d und des Schubspannungsverhältnisses U_*/U_{*D} aufgrund theoretischer Überlegungen quantifizieren. Raudkivi und Ettema (1982) verifizierten in ihren Versuchen die so gefundenen Grenzen und präsentierten mit *Bild 2* ein Diagramm, das die Beurteilung des Verhaltens von bimodalen Kornmischungen erlaubt. Es ist ersichtlich, dass der Mechanismus des Abgleitens der gröberen Partikel auf dem feineren Untergrund für ein Verhältnis von $D/d \leq 6$ dominiert, während für grössere Korngrössenverhältnisse die Tendenz zum Einsinken der gröberen Partikel in den feineren Untergrund zunimmt.

Bei der Übertragung der Resultate von Raudkivi und Ettema (1982) auf natürliches Sohlenmaterial bestehen gewisse Unsicherheiten, da im Gegensatz zu ihren Prinzipversuchen das Grundmaterial in der Natur in der Regel durch eine breite Korngrössenverteilung gekennzeichnet ist. Diese Unsicherheit lässt sich anhand der Beobachtungen aus einer Fallstudie (Bezzola et al. 2005) eingrenzen. In dieser wurden Rampen mit zwei unterschiedlichen Blockdurchmessern $D_1 = 37$ mm und $D_2 = 44$ mm untersucht. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in *Bild 2* ebenfalls gezeigt, wobei zur Bildung des Korngrössenverhältnisses der Blockdurchmesser einerseits mit dem charakteristischen Korndurchmesser d_{90} und andererseits mit dem massgebenden Durchmesser d_m normiert wurde. Die Beobachtungen zeigten, dass bei zunehmender Belastung die grösseren Blöcke D_2 über kurze Strecken in der Grössenordnung eines Blockdurchmessers umgelagert wurden. Die kleineren Blöcken D_1 wurden bei zunehmender Belastung hingegen vermehrt und über grössere Distanzen transportiert. In beiden Fällen war jedoch das Abgleiten der dominierende Bewegungsmechanismus. Aus *Bild 2* ist ersichtlich, dass bei Verwendung von d_m als Bezugsgrösse ein Einsinken der Blöcke prognostiziert würde. Bei Verwendung von d_{90} liegen die Datenpunkte hingegen im Bereich des allgemeinen Transports aller Körner, was den Beobachtungen entspricht. Damit lassen die in *Bild 2* gezeigten Ergebnisse den Schluss zu, dass d_{90} eher als massgebende Bezugsgrösse zu betrachten ist.

Das beschriebene Verhalten der Blöcke ist ein wesentlicher Aspekt für die Stabilität aufgelöster unstrukturierter Blockrampen. Sind die Blöcke im Verhältnis zum Grundmaterial zu klein, so führen die verstärkten Blockbewegungen zu deren Abtransport und somit zu einer Veränderung der Belegungsdichte auf der Rampe. Sind die Blöcke genügend gross, so sind die Blockbewegungen auch bei zunehmender Belastung gering, und die Belegungsdichte bleibt annähernd konstant. Aus diesem Grund wurden für die nachfolgend beschriebenen Versuche lediglich grössere Blöcke verwendet und so ein Korngrössenverhältnis von $D/d_{90} \approx 6$ eingehalten.

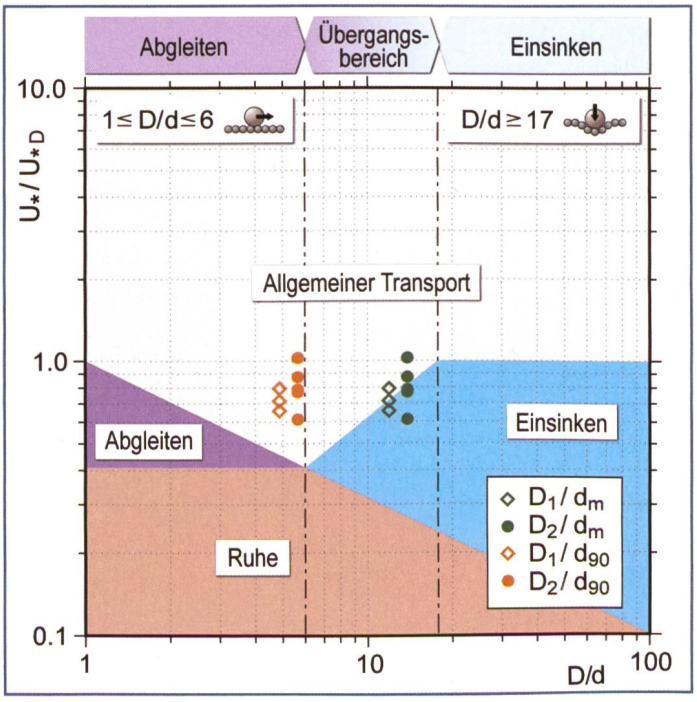

Bild 2. Bewegungsverhalten von bimodalen Mischungen nach Raudkivi und Ettema (1982). Zusätzlich gezeigt sind die Ergebnisse aus Versuchen mit zwei unterschiedlichen Blockgrössen, die zur Bestimmung des Korngrössenverhältnisses mit den charakteristischen Korndurchmessern d_m bzw. d_{90} normiert wurden.

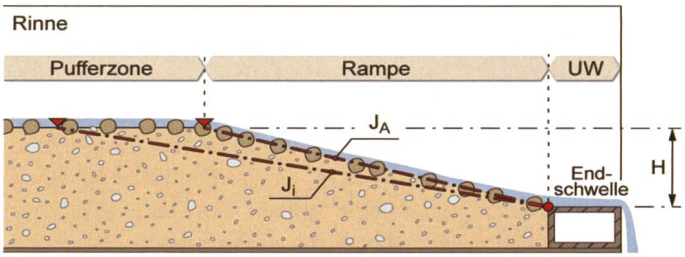

Bild 3. Prinzipieller Aufbau einer aufgelösten unstrukturierten Blockrampe in den Modellversuchen. Bei einer Abflachung des Rampengefälles kommt es zu einer Verlängerung der Rampe. Die Lage der Sohle im Oberwasser und somit die Höhe H des Bauwerks bleiben wegen der Pufferzone erhalten.

4. Physikalische Modellversuche

Im Zentrum der Untersuchung steht die Quantifizierung des Zusammenhangs zwischen dem Rampengefälle *J*, dem Abfluss *q* sowie der Belegungsdichte *a*. Die Disposition der nachfolgend beschriebenen Versuche ist aus *Bild 3* ersichtlich. Die Versuche erfolgten in einer 13,6 m langen gestreckten Rinne, an deren unterem Ende eine fixe Endschwelle angebracht war. Nach dem Einbau des Sohlenmaterials mit einem bestimmten Ausgangsrampengefälle J_A wurden die Blöcke entsprechend der untersuchten Belegungsdichte regelmässig auf dem Grundmaterial verteilt. Die in den Versuchen betrachteten Belegungsdichten *a* variierten zwischen 0,2 und 0,3. Die untersuchten Blöcke wiesen einen äquivalenten Kugeldurchmesser von $D = 44$ mm auf. Die charakteristischen Korndurchmesser des Grundmaterials betrugen für $d_m = 3{,}5$ mm und $d_{90} = 7{,}6$ mm. Die Standardabweichung der Kornverteilung betrug $\sigma = 3{,}4$. An die fixe Endschwelle schliesst die Rampe an, deren Ausgangsgefälle J_A im Rahmen der Untersuchung zwischen 2,5 und 7% variiert wurde. Oberwasserseitig der Rampe schliesst ein Bereich an, der im Folgenden als Pufferzone bezeichnet wird. Diese Pufferzone ermöglicht eine Verflachung des Rampengefälles bei zunehmender Belastung ohne Eintiefung der Sohle im Oberwasser (Bezzola et al. 2005).

Der Versuchsablauf war für alle Versuche gleich und wird im Folgenden kurz geschildert. Nach dem Einbau der Rampe wurde der Abfluss schrittweise gesteigert. Aufgrund der Endschwelle am Rinnenauslauf erfolgte eine Anpassung der Rampe an die gesteigerte Belastung über eine Rotationserosion. Dies war gleichbedeutend mit einer Abnahme des Rampengefälles. Bei der Versuchsdurchführung wurde darauf geachtet, dass jeder Abfluss so lange konstant gehalten wurde, bis keine Veränderungen mehr auf der Rampe beobachtet wurden. Nach jedem betrachteten Abfluss wurde der Versuch unterbrochen, um den Zustand der Rampe aufzunehmen. Hierbei wurde die Rampe optisch beurteilt, indem die Blockbewegungen dokumentiert wurden. Weiter erfolgte eine detaillierte Aufnahme der Sohlentopographie mittels eines Laser-Distanzmessgeräts. Anhand dieser Messung wurde das jeweilige Gefälle der Rampe bestimmt. Mit dem geschilderten Versuchsablauf konnte die Entwicklung des Rampengefälles *J* in Abhängigkeit des spezifischen Abflusses *q* festgehalten werden.

5. Verhalten der Rampe

Ist – wie in den hier beschriebenen Versuchen – der Rampenfuss fixiert, so ist das Verhalten der Rampe bei zunehmender Belastung geprägt durch eine Rotationserosion um den Rampenfuss. Bei entsprechendem Korngrössenverhältnis wird dabei primär das Grundmaterial zwischen den Blöcken erodiert und die Blöcke führen infolgedessen eine vertikale Bewegung aus. Die Rotationserosion bewirkt dabei eine Abflachung des anfänglichen Rampengefälles J_A *(Bild 4)*.

Die wichtigsten Resultate der Versuche sind in *Bild 5* zusammengefasst. Daraus ist die Entwicklung des Rampengefälles *J* in Abhängigkeit des dimensionslosen spezifischen Abflusses

$$q^* = q \Big/ \sqrt{g(s-1)D^3} \qquad (3)$$

für Rampen mit unterschiedlichen Belegungsdichten *a* und verschiedenen Ausgangsgefällen J_A dargestellt. Aus *Bild 5* lässt sich erkennen, dass das Ausgangsrampengefälle J_A nur für den anfänglichen Verlauf der Kurven, d.h., nur bei kleinen spezifischen Abflüssen einen wesentlichen Einfluss hat. Bei zunehmendem spezifischem Abfluss nähern sich die Kurven zusehends einander an. Da sich die Kornzusammensetzung im Laufe des Versuchs kaum verändert, besteht bei grösseren Abflüssen eine eindeutige Beziehung zwischen dem spezifischen Abfluss und dem Rampengefälle. *Bild 5* zeigt weiter einen – wenn auch vergleichsweise eher geringen – Einfluss der Belegungsdichte. Bei grösserer Belegungsdichte resultiert bei gleichem Abfluss ein etwas steileres Rampengefälle, als bei kleinerer Belegungsdichte.

Der stetige Verlauf, der in *Bild 5* gezeigten Kurven ist gleichbedeutend mit einer graduellen Anpassung des Rampengefälles bei zunehmender Belastung. Es kommt somit nicht zu einem plötzlichen Versagen des Bauwerks. Aus diesem Grund können aufgelöste unstrukturierte Blockrampen als robuste und «gutmütig» reagierende Bauwerke betrachtet werden.

6. Vergleich der Versuchsdaten mit bestehenden Berechnungsverfahren

In *Bild 6* sind die Versuchsresultate im Vergleich mit dem Ansatz nach Günter (1971) dargestellt. Dieser repräsentiert den Fall einer aus dem Grundmaterial bestehenden Sohle ohne zusätzliche Blöcke. Dieser Vergleich zeigt die grosse, stabilitätserhöhende Wirkung der Blöcke und damit das Potenzial der aufgelösten, unstrukturierten Blockrampe zur Stabilisierung

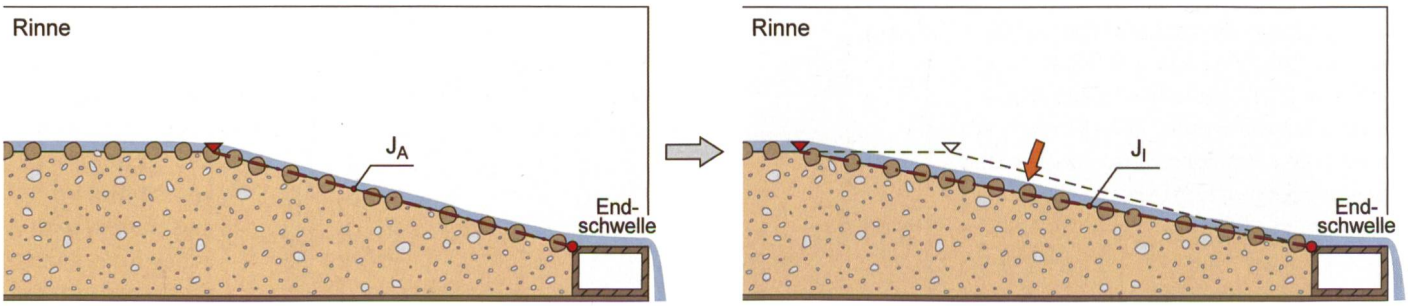

Bild 4. Prinzipielles Verhalten einer unstrukturierten Blockrampe im Falle zunehmender hydraulischer Belastung (links: Ausgangssituation, rechts: Abflachung des Rampengefälles infolge Rotationserosion).

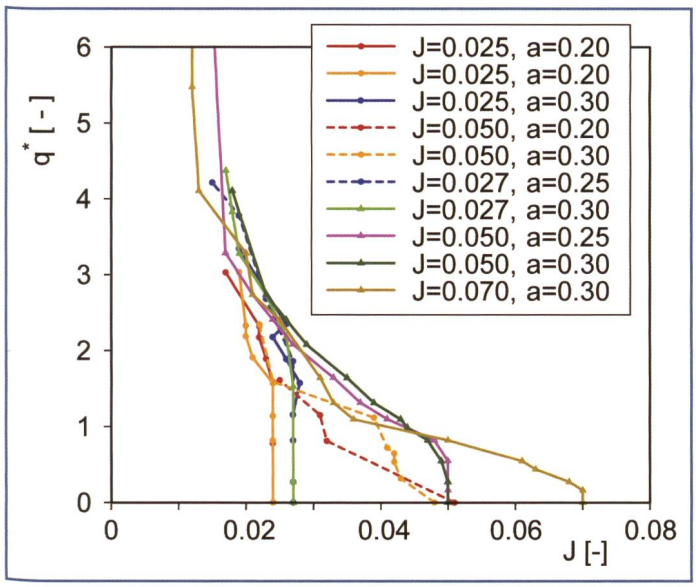

Bild 5. Rampengefälle J in Abhängigkeit des dimensionslosen spezifischen Abflusses q* für Belegungsdichten a von 0,2, 0,25 und 0,3 sowie Ausgangsgefällen J_A von 2,5, 2,7, 5,0 und 7,0%.

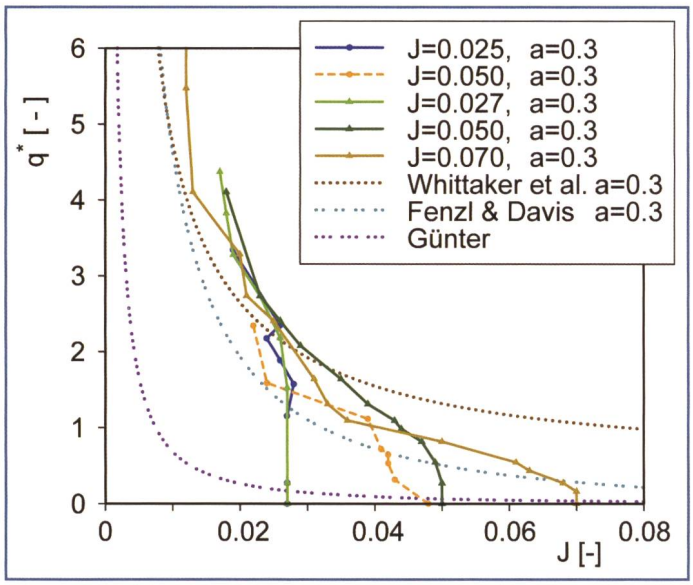

Bild 6. Vergleich der Versuchsdaten mit den Resultaten der Berechnungsverfahren nach Whittaker et al. (1988) und Fenzl und Davis (1964) für eine Belegungsdichte von a = 0,3 sowie einer Exposition der Blöcke von p = 0,7. Zusätzlich ist der Ansatz nach Günter (1971) für die Stabilitätsgrenze des Grundmaterials ohne Blöcke dargestellt.

eines steileren Flussabschnittes. Zusätzlich sind als Vergleich die Kurven aus den Berechnungsverfahren von Whittaker et al. (1988) und Fenzl und Davis (1964) dargestellt. Diesen Berechnungen wurden eine Belegungsdichte von 0,3 und ein Korngrössenverhältnis von D/d_{90} = 5,6 (analog zu den Versuchen) zugrunde gelegt. Das Berechnungsverfahren nach Fenzl und Davis (1964) berücksichtigt zusätzlich die Exposition der Blöcke, welche gemäss den Beobachtungen in den Versuchen zu p = 0,7 gesetzt wurde. Die Exposition p bezeichnet dabei das Mass, um das ein Block die umliegende Sohle aus Grundmaterial überragt.

Anhand von *Bild 6* lässt sich erkennen, dass für Rampengefälle kleiner als etwa 3% der Grenzabfluss, für den ein bestimmtes Rampengefälle noch stabil ist, mit dem Verfahren von Whittaker et al. (1988) unterschätzt wird, während für grössere Gefälle ein signifikant zu grosser Grenzabfluss resultiert. Mit dem Ansatz von Fenzl und Davis (1964) resultieren Grenzabflüsse, die in dem in *Bild 6* dargestellten Bereich grundsätzlich kleiner sind, als die nach Whittaker et al. (1988) berechneten Werte. Dies führt dazu, dass für kleine Rampengefälle der Grenzabfluss eher noch stärker unterschätzt wird, während für grössere Gefälle die Berechnung besser mit den Versuchsresultaten übereinstimmt. Generell lässt sich erkennen, dass beide Berechnungsansätze im mittleren Gefällebereich die Versuchsresultate gut beschreiben können. Für kleine und grosse Gefälle lassen sich die Versuchsresultate hingegen nicht gut reproduzieren.

7. Theoretischer Ansatz zur Erklärung der Versuchsresultate

7.1 Konzept

Im Folgenden wird ein physikalisch fundiertes theoretisches Modell vorgestellt, mit dem sich die Versuchsergebnisse besser erklären lassen. Grundlage des vorgeschlagenen Ansatzes ist wiederum die Überlegung, dass eine aus groben Blöcken und einem feineren Grundmaterial aufgebaute Sohle nicht als homogene Mischung betrachtet werden kann. Entsprechend werden die Strömungsverluste unterschieden je nachdem, ob sie durch die groben Blöcke oder die Körner der Sohle verursacht werden. Die durch die Blöcke hervorgerufenen Verluste entstehen vor allem durch Wirbel im Nachlauf der Blöcke. Das Mass dieser Verluste ist dabei abhängig von Geometrie, Form, Anordnung und Belegungsdichte der Blöcke. Weitere Einflussgrössen für die Verluste sind die relative Überdeckung, definiert als das Verhältnis von Abflusstiefe zu Blockdurchmesser sowie die Froude- und die Reynoldszahl.

Zur Beschreibung des Fliesswiderstands wird das Fliessgesetz von Chézy:

$$c = \frac{U_m}{\sqrt{ghJ}}, \tag{4}$$

verwendet. Dabei bezeichnen U_m die mittlere Fliessgeschwindigkeit, J das Längsgefälle, g die Erdbeschleunigung und h die Fliesstiefe. Entsprechend dem Rauigkeitsüberlagerungsmodell können die entsprechenden Gleichungen für die Teilwiderstände formuliert werden. Für den Kornreibungswiderstand c_S gilt:

$$c_S = \frac{U_m}{\sqrt{ghJ_S}} \tag{5}$$

und für den Formwiderstand c_B gilt:

$$c_B = \frac{U_m}{\sqrt{ghJ_B}}. \tag{6}$$

In den Gleichungen (5) und (6) entsprechen dabei J_S und J_B dem Kornreibungsgefälle bzw. dem Formrauigkeitsgefälle.

Der Gesamtwiderstand der Sohle ergibt sich durch Überlagerung der Teilwiderstände zu

$$\frac{1}{c^2} = \frac{1}{c_S^{\,2}} + \frac{1}{c_B^{\,2}}. \tag{7}$$

Entsprechend dem in den Versuchen beobachteten Verhalten, wird den folgenden Betrachtungen zugrunde gelegt, dass eine Anpassung des Rampengefälles durch Erosion des Grundmaterials zwischen den Blöcken erfolgt. Die Erosion setzt ein, wenn die mit J_S ermittelte dimensionslose Schubspannung θ gleich der dimensionslosen kritischen Schubspannung θ_{cD} für die Erosion der Deckschicht zwischen

den Blöcken ist. Letztere wird nach Günter (1971) ermittelt. Für den Grenzzustand folgt somit

$$\frac{hJ_S}{(s-1)d_m} = \theta_{cD} = \theta_c \left(\frac{d_{90}}{d_m}\right)^{2/3}. \qquad (8)$$

7.2 Berechnungsverfahren

Die Berechnung beginnt mit der Vorgabe des Kornreibungsgefälle J_S. Mit der relativen Feststoffdichte s, den charakteristischen Korndurchmessern d_{90} und d_m des Grundmaterials sowie der kritischen dimensionslosen Schubspannung θ_c lässt sich damit aus Gleichung (8) die Abflusstiefe h berechnen, bei welcher die Erosion des Grundmaterials einsetzt.

Der Kornreibungswiderstand kann dann mit Hilfe des logarithmischen Fliessgesetzes nach Keulegan (1938)

$$c_s = 2.5 \ln\left(\frac{12h}{\beta d_{90}}\right) \qquad (9)$$

ermittelt werden, wobei für β, aufgrund der Resultate der Versuche, ein Wert von 2 bis 3 angenommen werden kann. Aus Gleichung (5) ergibt sich damit die mittlere Fliessgeschwindigkeit

$$U_m = c_s \sqrt{ghJ_S} \qquad (10)$$

sowie die auf das Grundmaterial wirkende Schubspannung

$$\tau_s = \rho \frac{U_m^2}{c_s^2}. \qquad (11)$$

Neben der auf das Grundmaterial wirkenden Schubspannung müssen zur Berechnung der gesamten Schubspannung τ, bzw. des Gesamtwiderstands c die durch die Blöcke aufgenommenen Kräfte bestimmt werden. Unter der Annahme, dass die Anströmgeschwindigkeit eines Blocks durch die mittlere Fliessgeschwindigkeit angenähert werden kann, ergibt sich die Widerstandskraft F_D eines einzelnen Blocks zu

$$F_D = \frac{\rho U_m^2}{2} A_D C_D. \qquad (12)$$

Hierin bezeichnet C_D den Widerstandsbeiwert, der unter anderem von der Reynoldszahl, der Froude-Zahl und von der Turbulenz der Anströmung abhängig ist. A_D bezeichnet die in eine Ebene senkrecht zur Fliessrichtung projizierte angeströmte Fläche des Blocks. Für die Ermittlung der Widerstandskraft ist es von Bedeutung, ob die Blöcke lediglich um- oder auch überströmt werden. Für den Fall des Umströmens ($h/D < 1{,}5$) kann von einem näherungsweise konstanten C_D-Wert ausgegangen werden und dieser dem Widerstandsbeiwert des umströmten Zylinders gleichgesetzt werden ($C_D \approx 1$). Bei relativen Überdeckungen von $h/D > 1{,}5$ ist C_D zusätzlich von der relativen Überdeckung und der Froude-Zahl abhängig. Basierend auf den experimentellen Ergebnissen von Flammer et al. (1970) lässt sich für diesen Fall der Widerstandsbeiwert durch die Beziehung

$$C_D = 0.35 + \frac{5.4 - 3.6Fr}{(h/D)^3 + 1} \qquad (13)$$

annähern. Hierin bezeichnet Fr die Froude-Zahl

$$Fr = \frac{U_m}{\sqrt{gh}}. \qquad (14)$$

Die oben angegebenen Widerstandsbeiwerte gelten für turbulenzarme Anströmungen. Bei grösseren Belegungsdichten beeinflussen sich die Ablösungen der einzelnen Blöcke gegenseitig. Es liegt eine so genannte Wirbelüberlagerungsströmung vor (Morris 1955), die durch ein hohes Mass an Turbulenz geprägt ist. Zur Berücksichtigung der turbulenten Anströmung kann der Widerstandsbeiwert C_D mit einem Faktor ζ_T abgemindert werden. Dieser Faktor ist primär abhängig von der Rauigkeitsdichte und es ist $\zeta_T \leq 1$.

Wird die Anzahl der Blöcke pro Einheitsfläche mit dem Parameter n ausgedrückt, erhält man die durch die Blöcke hervorgerufene Schubspannung

$$\tau_B = nF_D. \qquad (15)$$

Der Gesamtwiderstand der Sohle ergibt sich damit aus der Summe der Teilwiderstände des Grundmaterials und der Blöcke zu

$$\tau = \tau_S + \tau_B. \qquad (16)$$

Das zum eingangs vorgegebenen Kornreibungsgefälle gehörende Rampengefälle J folgt aus der Beziehung

$$J = \frac{\tau_S + \tau_B}{\rho g h}. \qquad (17)$$

Aus der Kontinuitätsgleichung

$$q = U_m h \qquad (18)$$

folgt schliesslich der zugehörige Grenzabfluss.

8. Vergleich des theoretischen Modells mit den Laborversuchen

Mit Hilfe des hier vorgestellten theoretischen Modells lässt sich der Zusammenhang zwischen dem Rampengefälle und dem dazugehörigen Grenzabfluss quantifizieren. Es besitzt dabei den Vorteil, dass der Formwiderstand auf hydrodynamisch fundierten Gleichungen beruht, während die bestehenden Verfahren von Whittaker et al. (1988) sowie Fenzl und Davis (1964) diesen Anteil empirisch beschreiben.

In den *Bildern 7* und *8* ist ein Vergleich des vorgestellten Ansatzes mit den Resultaten der Modellversuche dargestellt. Wie aus *Bild 7* ersichtlich ist, folgen die mit dem neuen Modell berechneten Kurven für $\zeta_T = 1{,}0$ im Bereich grosser Belastungen relativ gut den Versuchsergebnissen. Im Gegensatz dazu beschreibt im Bereich kleiner spezifischen Abflüsse die Kurve für $\zeta_T = 0{,}5$ die Versuchsergebnisse besser. Die Wahl des Parameters ζ_T hat demnach einen signifikanten Einfluss auf den Verlauf der berechneten Kurven.

In Analogie dazu lässt sich in *Bild 8* der Einfluss der Belegungsdichte a erkennen. Dargestellt ist der Vergleich der Versuchsresultate mit den Berechnungen des theoretischen Modells für $a = 0{,}2$ und 0,3. Für den Abminderungsfaktor ζ_T wurde ein Wert von 0,9 gewählt, mit dem die Versuchsresultate am besten reproduziert werden können. Die Variation der Belegungsdichte a in den Versuchen zeigt eine gewisse Bandbreite bei den erreichten Grenzgefällen. Es lässt sich erkennen, dass der Berechnungsansatz mit $a = 0{,}3$ bei kleineren Gefällen die Versuchsresultate gut wiedergibt, jedoch für grössere Gefälle eher zu einer Überschätzung des Grenzabflusses führt. Im Gegensatz dazu beschreibt die berechnete Kurve für eine Belegungsdichte von $a = 0{,}2$ im Bereich grösserer Gefälle die Resultate der Versuche besser.

9. Grossskalige morphologische Veränderungen

Während sich für die Versuche mit Rampengefällen von $J_A = 2{,}5$ und 2,7% eine ebene Sohle einstellte, konnte bei den Versuchen mit Rampengefällen von $J_A = 5$ und 7% markante morphologische Veränderungen beobachtet werden, indem sich auf der Rampe wechselseitige Eintiefungen ergaben. Anhand von *Bild 9* lassen sich diese morphologischen Veränderungen gut erkennen. Dargestellt ist ein rund 7,5 m langer Teilabschnitt der Rampe, welcher mit einer Neigung von 7% und einer Belegungsdichte von 0,3 zu Versuchsbeginn eingebaut wurde. Ab einer spezifischen Belastung von $q^* \approx 1$ kam es zur

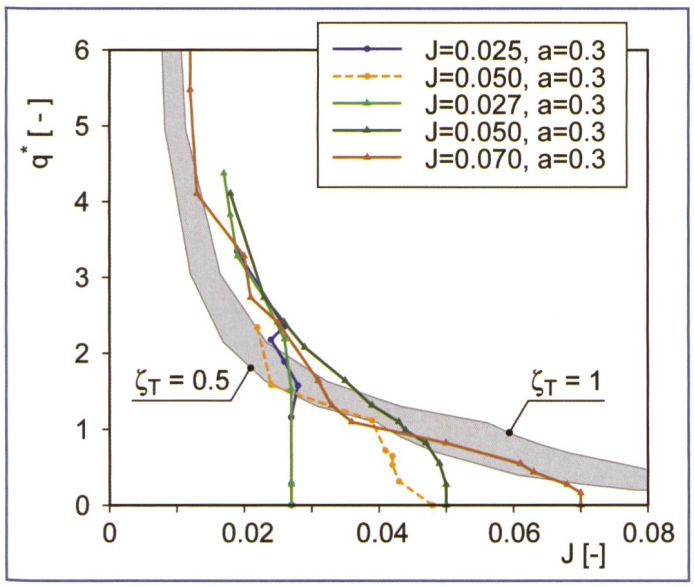

Bild 7. Vergleich der Versuchsdaten für eine Belegungsdichte von a = 0,3 mit den berechneten Kurven aus dem theoretischen Modell für ζ_T = 0,5 und ζ_T = 1,0.

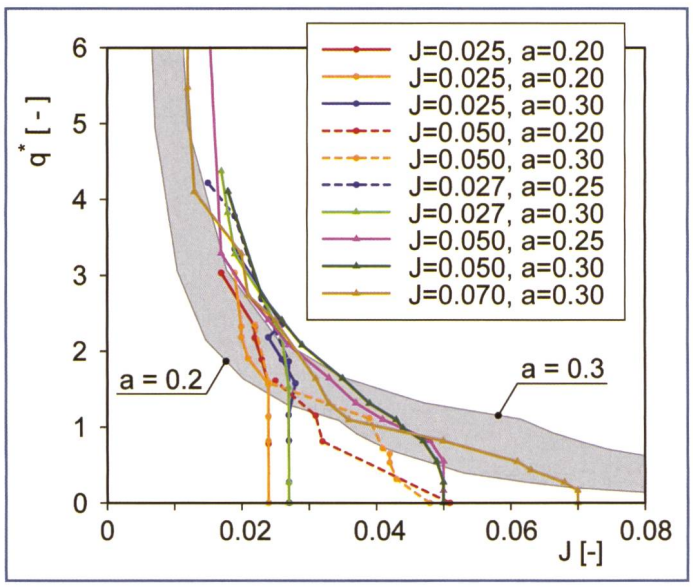

Bild 8. Vergleich der Versuchsdaten mit den berechneten Kurven aus dem theoretischen Modell mit ζ_T = 0,9 für Belegungsdichten von a = 0,2 und 0,3.

Bildung der wechselseitigen Eintiefungen, welche im Konturplot *(Bild 9)* blau dargestellt sind. Zusätzlich sind die einzelnen Blöcke gut erkennbar.

Aufgrund der Analogie der beobachteten Sohlenform zu den alternierenden Bänken erfolgt in *Bild 10* ein Vergleich der Versuchsbeobachtungen mit dem Abgrenzungskriterium nach Jäggi (1983). Mit diesem Kriterium kann in Abhängigkeit des Gefälles *J* und dem Verhältnis Gerinnebreite *b* zu einer charakteristischen Korngrösse *d* beurteilt werden, ob die Gerinnesohle eben bleibt oder sich alternierende morphologische Strukturen bilden. Die Grenze zwischen diesen Gerinneformen hängt dabei zusätzlich von der Form der Kornverteilung des Sohlenmaterials ab. Um die Beobachtungen in den Versuchen einordnen zu können, wurde für die in *Bild 10* dargestellten Versuchspunkte als charakteristische Korngrösse einerseits der äquivalente Kugeldurchmesser des Blocks *D* und andererseits der charakteristische Korndurchmesser des Grundmaterials d_{90} verwendet. Aus *Bild 10* ist ersichtlich, dass die Versuchspunkte, für welche d_{90} als Bezugsgrösse gewählt wurde, im Bereich liegen, für den morphologische Strukturen zu erwarten sind. Wird als Bezugsgrösse der äquivalente Kugeldurchmesser *D* verwendet, so liegen die Punkte für die kleineren Rampengefälle von 2,5% und 2,7% im Bereich, für den keine morphologischen Strukturen zu erwarten sind. Im Gegensatz dazu zeigt *Bild 10*, dass für die Versuche mit den grösseren Gefällen von 5% und 7% morphologische Strukturen zu erwartet sind. Wird also der Blockdurchmesser *D* als Bezugsgrösse verwendet, so erlaubt das Abgrenzungskriterium von Jäggi (1983) folglich eine Beurteilung, ob auf einer aufgelösten unstrukturierten Rampe grossskalige morphologische Strukturen erwartet werden müssen. Diese Beurteilung ist wichtig, da wechselseitige Eintiefungen zu Abflusskonzentrationen und somit zu einer Erhöhung der spezifischen Belastung des Bauwerks führen.

10. Schlussfolgerungen

Für die Dimensionierung einer aufgelösten unstrukturierten Blockrampe ist die Kenntnis des für einen bestimmten Abfluss zu erwartenden stabilen Rampengefälles zentral, weil das Rampengefälle die Sohlenlage des oberwasserseitigen Fliessgewässerabschnittes bestimmt. Zudem bestimmt das zu erwartende Rampengefälle auch die erforderliche Tiefe der Fundation des Uferschutzes im Bereich der Rampe sowie die Länge einer allfälligen Pufferzone im Oberwasser der Rampe. Den in diesem Artikel dargelegten Zusammenhängen liegt dabei der in den Versuchen beobachtete Prozess zu Grunde, dass sich die Rampe durch eine Rotationserosion der Belastung anpasst. In der Natur ist generell ein zweiter Mechanismus möglich, bei dem eine Eintiefung der Sohle im Unterwasser erfolgt. Dieses hat im Rampenbereich eine parallele Eintiefung zur Folge. Die Erfahrungen an der VAW zeigen, dass dies für die Rampe selbst keine negativen Konsequenzen hat. Es muss jedoch gewährleistet werden, dass die Anpassung der Rampe zu keinen unerwünschten Veränderungen der oberwasserseitigen Sohlenlage führt.

Das Ziel des vorliegenden Artikels ist die Vorstellung eines theoretischen Modells, anhand dessen sich der im Modell beobachtete Zusammenhang zwischen Gefälle, Abfluss und Belegungsdichte der Rampe erklären lässt. Basis dieses Modells ist die Aufteilung des Fliesswiderstandes in Teilwiderstände, die dem feineren Grundmaterial (Kornreibung) bzw. den gröberen Blöcken (Formwiderstand) zugeordnet werden können. Dabei basiert die Berechnung des Formreibungswiderstandes auf hydrodynamisch fundierten Ansätzen, was im Vergleich zu bestehenden Berechnungsverfahren eine Verbesserung darstellt. Es muss jedoch berücksichtigt werden, dass eine lineare Überlagerung der Teilwiderstände insbesondere bei grossen Belegungsdichten der Blöcke eine Idealisierung darstellt, da die Strömung an einem Block massgeblich durch die oberstrom gelegenen Blöcke beeinflusst wird (Wirbelüberlagerungsströmung). Dieser Umstand wird durch die Einführung eines Faktors ζ_T berücksichtigt.

Zur breiteren Abstützung und Verbesserung des hier vorgestellten theoretischen Modells sind an der VAW weitere Versuche durchgeführt worden, die zurzeit ausgewertet werden.

Literatur

Bezzola, G.R., Semadeni, N., Janisch, T. (2005): «Rampen und Schwellen – künstliche Schnellen», Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), Nr. 190, 241–254.

Fenzl, R.N., Davis, J.R. (1964): «Discussion of Natural Roughness Effects in Rigid Open Channels», Proc. ASCE Journal of Hydraulic Division, 90, HY3, 351–359.

Flammer, G.H., Tullis, J.P., und *Madison, E.S.* (1970): «Free Surface Velocity Gradient Flow past Hemisphere», Proc. ASCE, Journal of Hydraulic Division, 96, HY7, 1485–1502.

Günter, A. (1971): «Die kritische mittlere Soh-

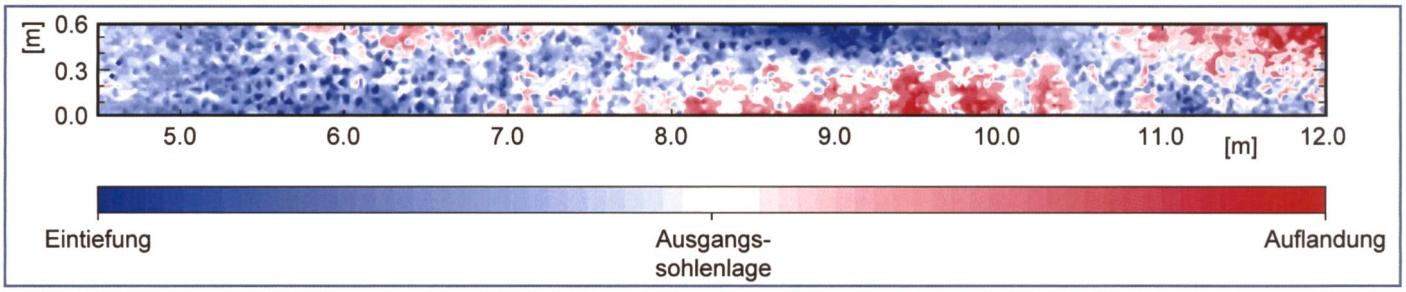

Bild 9. Konturplot des Rampenbereichs für jenen Versuch mit einem Ausgangsrampengefälle von 7% und einer Belegungsdichte von 0,3 nach einem spezifischen Abfluss von q*=1 (alle Eintiefungen sind blau, alle Auflandungen sind rot dargestellt).

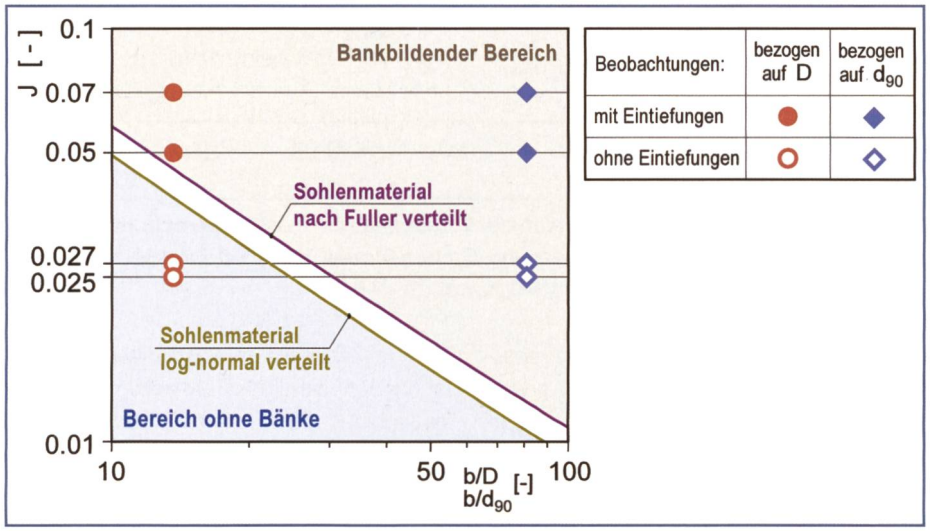

Bild 10. Abgrenzungskriterium nach Jäggi (1983) mit den Versuchspunkten für verschiedene Gefälle. Als Bezugsgrösse d wurde einmal der äquivalente Kugeldurchmesser des Blocks D und einmal der charakteristische Korndurchmesser des Grundmaterials d_{90} verwendet.

lenschubspannung bei Geschiebemischungen unter Berücksichtigung der Deckschichtbildung und der turbulenzbedingten Sohlenschubspannungen», Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), Nr. 3.

Jäggi, M.N.R. (1983): «Alternierende Kiesbänke», Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), Nr.62.

Keulegan, G.H. (1938): «Laws of Turbulent Flow in Open Channels.» Journal of Research of the National Bureau of Standards, 21 (Research Paper RP1151), 707–741.

Morris, H.M. (1955) «Flow in Rough Conduits.» Trans. ASCE, 120, 373–410.

Raudkivi, A.J., und *Ettema, R.* (1982): «Stability of armour layers in rivers, Journal of Hydraulics Division»,Vol. 108, HY 9, 1047–1057.

Weichert R., Bezzola, G.R. (2002): «Einfluss von Makrorauigkeiten auf die Stabilität alpiner Gewässer», Wasser, Energie, Luft 94 (9/10), 259–264.

Whittaker, J.G., Hickman W.E., Croad R.N. (1988): «Riverbed Stabilisation With Placed Blocks», Central Laboratories Report, 3–88/3, Hydraulics Section, Laboratories Works Corporation, Lower Hutt, New Zealand (unveröffentlichter Versuchsbericht).

Anschriften der Verfasser

Tanja Janisch, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, CH-8092 Zürich, janisch@vaw.baug.ethz.ch

Roman Weichert, Beller Consult GmbH
Linnéstrasse 5, DE-79110 Freiburg
r.weichert@bellerconsult.de
ehemals VAW, ETH Zürich

Gian Reto Bezzola, Bundesamt für Umwelt BAFU, CH-3003 Bern
gianreto.bezzola@bafu.admin.ch
ehemals VAW, ETH Zürich