

HOCHWASSERSCHUTZ KÖTSCHACH/MAUTHEN

VERGLEICH VON SOHLSTABILISIERUNGSMASSNAHMEN IN DER GAIL

FLOOD PROTECTION KÖTSCHACH/MAUTHEN

COMPARISON OF STREAMBED STABILIZATIONS IN THE RIVER GAIL

Thomas Krassnitzer¹, Ursula Stephan²

ZUSAMMENFASSUNG

In einem physikalischen Modellversuch wurden drei verschiedene Sohlsicherungsmaßnahmen für einen sensiblen Flussabschnitt durch ein Ortsgebiet untersucht, die einerseits einem hohen spezifischen Bemessungsabfluss standhalten müssen, andererseits die Hochwassersicherheit im Ortsgebiet nicht verschlechtern dürfen. Die untersuchten Maßnahmen - Sohlschwellen, offenes Deckwerk und aufgelöste Sohlrampe - erwiesen sich durchwegs als standsicher und ausführbar. In Hinblick auf eine spätere Umsetzung im Projektgebiet wurde jedoch die Variante Sohlschwellen aufgrund der Unsicherheit des zukünftigen Geschiebedargebots und der damit verbundenen möglichen großen Kolkiefen als nachteilig erachtet. Das offene Deckwerk hingegen wurde vor allem aufgrund seiner hohen Toleranz gegenüber einem variablen Geschiebedargebot und seiner vergleichsweise einfachen Umsetzbarkeit für diesen sensiblen Streckenabschnitt als am besten geeignet eingestuft. Um jedoch den gegenwärtig sehr monotonen Flussabschnitt ökologisch zu beleben, wird künftig eine Kombination aus offenem Deckwerk und einer aufgelösten Sohlrampe zum Einsatz kommen.

Keywords: Hochwasserschutz, Modellversuch, Offenes Deckwerk

ABSTRACT

In a physical model- experiment 3 different types of streambed stabilizations were tested for a sensitive part of the river Gail through a populated area. On one hand these types have to be stable at a very high unit discharge, on the other hand flood safety in this area must be guaranteed. The tested methods- River bottom sills, Open bed covering and Structured block ramps- all turned out as stable and practicable. In terms of realizing the project, the stabilization with River bottom sills turned out as not practical because of the uncertain amount of bed load in this area, combined with possibly high scour depths in the streambed. On the opposite Open bed covering has a high tolerance on variable bed loads and is comparatively easy to realize in this sensitive part of the river Gail, so that it was classified to

1 Projektleitung Modellversuch, DonauConsult Zottl&Erber ZT-GmbH, Klopstockgasse 34, 1170 Wien, Österreich, (Tel.: +43-1-4808010-33; Fax: +43-1-4808010-10; email: t.krassnitzer@donauconsult.at)

2 Projektleitung Modellversuch, Institut für Wasserbau und hydrometrische Prüfung, Severingasse 7, 1090 Wien, Österreich, (Tel.: +43-1-4026802-18; email: ursula.stephan@baw.at)

be the most convenient solution. But to ecologically revitalize the very straight and monotonously part of the river, it is planned to combine Open bed covering with Structured block ramps.

Keywords: Flood protection, Physical model experiment, Open bed covering

EINLEITUNG

Die Gail ist der größte rechte Nebenfluss der Drau. Sie entspringt am Nordhang der Karnischen Alpen (Osttirol/Österreich) und mündet östlich von Villach (Kärnten/Österreich) in die Drau. Sie durchfließt mit einer Gesamtlänge von 122 km das Tilliacher Tal, das Lesachtal sowie das Gailtal. Besonders im Oberen Gailtal war der Fluss ursprünglich stark verzweigt. Damals war das Gailtal durch weite Auen und feuchte Wiesen, aber auch häufige Überschwemmungen geprägt. 1875 begann die Gailregulierung, die bis in die 1970er Jahre reichte. Die Gail wurde begradigt und der Talboden entwässert. Durch die Regulierung wurde Ackerland gewonnen, jedoch vielen Arten der Lebensraum genommen. Seit den 1980er Jahren werden jedoch wieder Renaturierungsmaßnahmen z.B. durch Aufweitung des Flussschlauches durchgeführt (Honsig-Erlenburg und Petutschnig, 2002), wodurch sich die Vielfalt der Lebensräume und somit auch die Artenvielfalt wieder erhöhen können. Historisch reichte die Forellenregion lediglich bis Kötschach-Mauthen. Die durchgeführten Flussregulierungen an der Gail bedingten eine weitere Ausdehnung der Forellenregion stromab bis nach Hermagor.

Das Projektgebiet der Gail befindet sich in der Gemeinde Kötschach-Mauthen (km 78,5) im Gailtal. Das Gewässerbetreuungskonzept (Donau Consult, 1996) wies für diesen Abschnitt einen nicht ausreichenden Hochwasserschutz sowie eine mangelnde Sohlstabilität aus. Zudem fließt die Gail im Bereich Kötschach-Mauthen in einem hart regulierten Gerinne mit mehreren für Fische unüberwindlichen Sohlstufen. Die Anforderungen an eine Sanierungsmaßnahme im Projektgebiet reichen daher von der Verbesserung des Hochwasserschutzes sowie der Sohlstabilität bis hin zur Wiederherstellung der Fischdurchgängigkeit nach bestmöglichen ökologischen Gesichtspunkten. Zur Wiederherstellung der Fischdurchgängigkeit im Projektgebiet kommen nur ausgewählte Sohlsicherungsmaßnahmen wie Sohlschwellen, offenes Deckwerk oder eine aufgelöste Sohlrampe in Frage, die der Fischmigration kein Hindernis entgegensetzen. Um die verschiedenen Varianten der Sohlstabilisierung bei gleichzeitiger Überprüfung der Abflusskapazität untersuchen zu können, entschied man sich für einen physikalischen Modellversuch, wobei zwei Gründe ausschlaggebend waren:

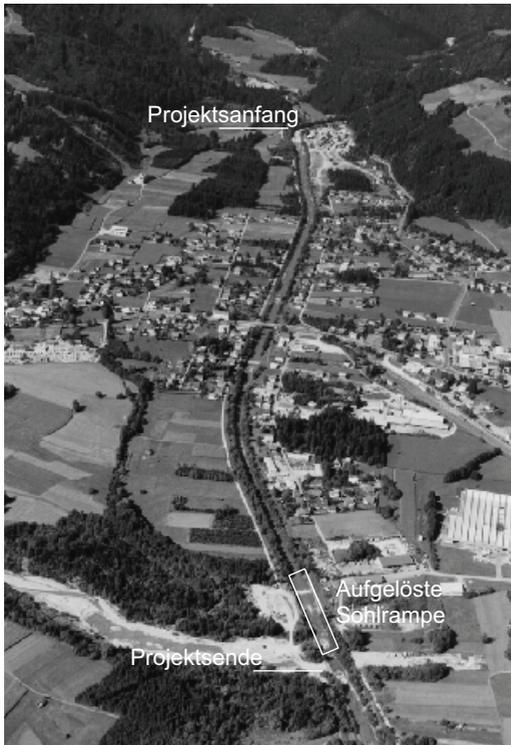


Abb1: Projektgebiet, Kötschach- Mauthen, Gail

Fig1: Project area, Kötschach- Mauthen, Gail

- Beim Projektgebiet handelt es sich um einen sensiblen Streckenabschnitt durch ein Ortsgebiet mit einem hohen Schutzbedürfnis.
- Die Projektstrecke zeichnet sich durch ein vergleichsweise hohes Gefälle und einen hohen spezifischen Bemessungsabfluss aus, die beide außerhalb bisheriger Anwendungsbereiche von Bemessungsansätzen für die gewählten Varianten liegen, sodass keinerlei Erfahrungen über die Gültigkeit der Bemessungsansätze vorliegen.

Der Modellversuch diente somit auch einer Ausweitung des Gültigkeitsbereiches bisher vorliegender Bemessungsansätze vor allem für offene Deckwerke (Knauss, 1995; Hartlieb, 1999) sowie aufgelöste Sohlrampen (Vogel, 2002; Semadeni et al., 2004).

PHYSIKALISCHES MODELL - GRUNDLAGEN UND MODELLTECHNISCHE RANDBEDINGUNGEN

Um morphologische Sohlveränderungen in einem physikalischen Modell untersuchen zu können, ist ein Modell mit beweglicher Sohle erforderlich, das die Nachbildung des Deckschichtbildungsprozesses sowie von Anlandungs- und Erosionsprozessen ermöglicht. Es wurde ein Modell mit einer Länge von 20 m und einer Breite von 2 m im Maßstab von 1:30 errichtet, welches einen charakteristischen Streckenabschnitt von 600 m Länge im Ortsgebiet von Kötschach-Mauthen darstellte. Der Modellsand wurde in Anlehnung an eine aus mehreren Geschiebeprobungen im Projektabschnitt (Donau Consult, 2004) gewonnene Sieblinie ausgewählt (Abbildung 2), wobei eine möglichst gute Übereinstimmung des d_m bzw. d_{90} in Modell und Natur maßgeblich für die Auswahl war ($d_{m,N}/d_{m,M} = 68/76$ mm, $d_{90,N}/d_{90,M} = 196/199$ mm (Naturmaße)).

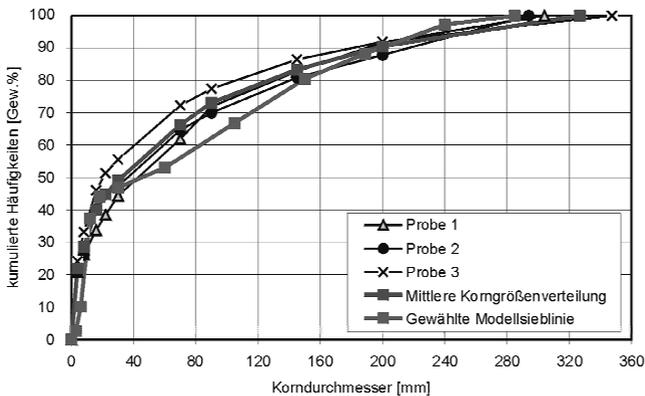


Abb2: Kornsummenkurven

Fig2: Grain-size distribution curve

Der gegenwärtige Gerinneabschnitt weist ein mittleres Gefälle von 7,6 ‰ zwischen den Sohlstufen auf. Nach Entfernung der Sohlstufen erhöht sich dieses auf rund 1 ‰. Die aktuelle Sohlbreite beträgt 18 m. Diese wird jedoch gemäß der Planung auf 20 m aufgeweitet. Die für das physikalische Modell maßgeblichen geometrischen sowie hydraulischen Größen sind in Tabelle 1 zusammengefasst:

Tab. 1: Charakteristische geometrische und hydraulische Größen in Natur und Modell
 Tab. 1: Characteristic geometrically and hydraulic quantities in nature and in the model

Maßstabsfaktor	Dimension	Natur	Modell
		1	30
Länge	[m]	600	20
Sohlbreite	[m]	20	0.67
Böschungshöhe	[m]	5	0.17
Gefälle	[‰]	1	1
MQ	[m³/s] bzw. [l/s]	11.5	2.3
HQ1	[m³/s] bzw. [l/s]	100	20.3
HQ5	[m³/s] bzw. [l/s]	175	35.5
HQ10	[m³/s] bzw. [l/s]	235	47.7
HQ30	[m³/s] bzw. [l/s]	440	89.3
HQ100	[m³/s] bzw. [l/s]	600	121.7
spezifischer Bemessungsabfluss	[m³/s·m]	30	0.18

Alle Versuchsreihen wurden mit stationärem Durchfluss gefahren, wobei als Basis für die Versuchsdauern der einzelnen Durchflüsse die Hochwasserganglinie 1966 des Pegels Mauthen herangezogen wurde. Die Hochwasserwelle, die einen maximalen Abfluss von 500 m³/s aufweist, wurde dafür auf einen Abfluss von 600 m³/s entsprechend dem HQ100 skaliert (siehe Abbildung 3) und die Versuchsdauern gemäß der Dauern der entsprechenden Durchflüsse in der Ganglinie festgelegt.

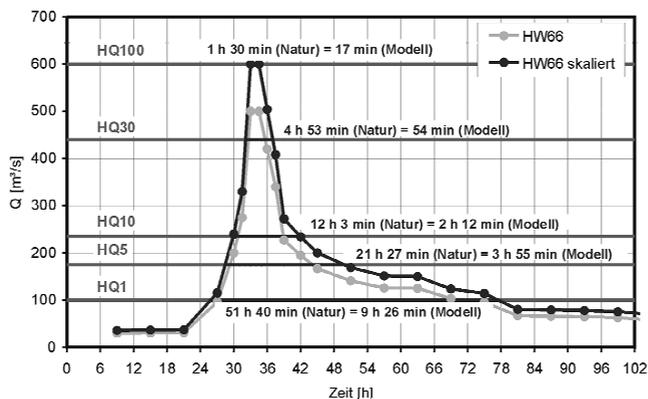


Abb3: Maßgebliche Abflussganglinie

Fig3: Representative hydrograph

Die Versuche wurden sowohl mit als auch ohne Geschiebezufuhr durchgeführt - letzteres vor allem um die jeweilige Sohlsicherungsmaßnahme unter extremen Bedingungen zu untersuchen. Die Sohllagen wurden zu jedem Versuchsbeginn und -ende mit einer Lasersonde vermessen, um die Sohlveränderungen zu bilanzieren. Unterstützt wurden die Sohlbilanzen durch Trocknung und anschließender Wägung des während eines Versuches aus der Strecke ausgetragenen Geschiebes. Die Wasserspiegellagen wurden ebenso zu Versuchsbeginn und -ende mit einer Ultraschallsonde gemessen.

VARIANTEN ZUR SOHLSTABILISIERUNG

Bei den zur Sohlstabilisierung ausgewählten Varianten handelte es sich um Sohlschwellen aus Bruchstein, ein offenes Deckwerk und eine aufgelöste Sohlrampe, die hinsichtlich ihrer wasserbautechnischen Machbarkeit und ihrer wirtschaftlichen Effizienz bei unterschiedlichen Strömungszuständen untersucht wurden.

Dimensionierung Sohlschwellen

Zur Stabilisierung von Fließgewässern besteht die Möglichkeit, die Sohle durch Sohlschwellen zu fixieren. Die Schwellen können z.B. aus Holz oder Bruchsteinen ausgeführt werden. Im vorliegenden Fall wurde die Ausführung breiter Schwellen durch Bruchsteine gewählt (siehe Abbildung 4). Um verschiedene Bauweisen für die Sohlschwellen zu überprüfen, wurden im Modell verschiedene Schwellenarten eingebaut. Die Schwellen waren einlagig, zweilagig, mit und ohne Spundwandsicherung an Schwellenfront bzw. Schwellenende und mit Steinsicherung an der Schwellenfront ausgeführt. (Abbildung 5).

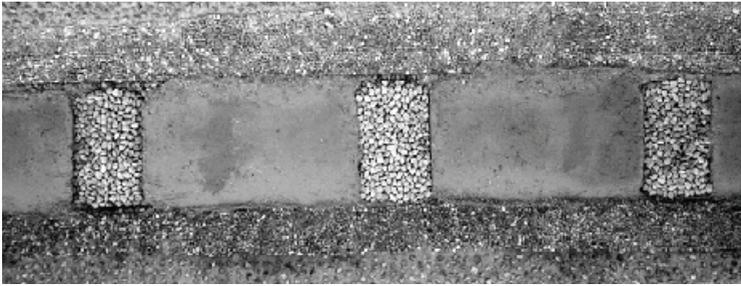


Abb4: Sohlschwellen

Fig4: Bottom sills

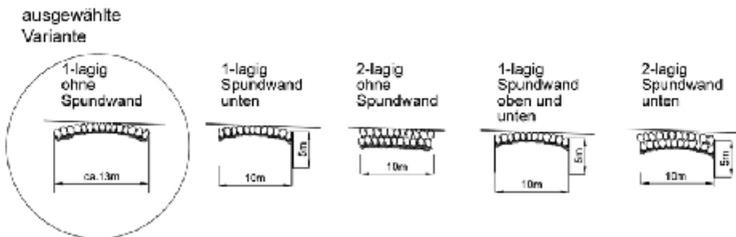


Abb5: Schematische Darstellung der untersuchten Sohlschwellentypen

Fig5: Schematic representation of tested types of bottom sills

Jede einzelne Schwelle bewirkt eine Umlenkung der Strömung zur Sohle hin, wodurch sich bei mangelnder Geschiebezufuhr massive Kolkwanen zwischen den Schwellen ausbilden können. Im schlechtesten Fall können diese Kolke Ausmaße annehmen, die die Stabilität der angrenzenden Böschungen gefährden. Die Kolke, die einerseits vom vorhandenen Sohlmaterial und andererseits vom Abstand der Schwellen abhängen, stellen somit eine limitierende Größe dar. Der Abstand der Sohlschwellen beträgt hier 40 m. Die Dimensionierung der Größe der Schwellensteine wurde auf Basis von Sohlschubspannungen vorgenommen. Die Sohlschubspannung wurde anhand der Bedingung $\tau = \rho_w \cdot g \cdot R_s \cdot I$ berechnet und einer kritischen Sohlschubspannung Θ_{cr} gegenübergestellt.

$$\Theta = \frac{\tau}{\rho_w \cdot g \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot d_s} = \frac{R_s \cdot I}{\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot d_s} \leq \Theta_{cr}$$

Aus diesem Ansatz wurde für das Bemessungshochwasser eine Schwellensteingröße von $d_s = 0,75 - 0,80$ m abgeleitet, die beim Bemessungshochwasser gerade nicht transportiert wird.

Dimensionierung offenes Deckwerk

Als zweite Variante wurde die Sohlsicherung durch ein offenes Deckwerk untersucht. Offene Deckwerke stellen eine naturnahe Lösung zur Sohlstabilisierung dar und zeichnen sich dadurch aus, dass auf die bestehende Flusssohle größere Steine mit bestimmter

Belegungsdichte, jedoch nicht flächendeckend aufgelegt werden. Dadurch bleibt ein großer Teil der ursprünglichen Sohle frei. Dennoch wird, bei richtiger Dimensionierung, der Sedimentaustrag fast vollständig unterbunden, weil jeder Stein mit seinem Strömungsschatten den dahinter liegenden Bereich der Sohle schützt. Maßgeblich für eine optimale Wirksamkeit des offenen Deckwerks sind vor allem die Steingröße der aufgelegten Deckwerksteine sowie ihre Belegungsichte (Abbildung 6).

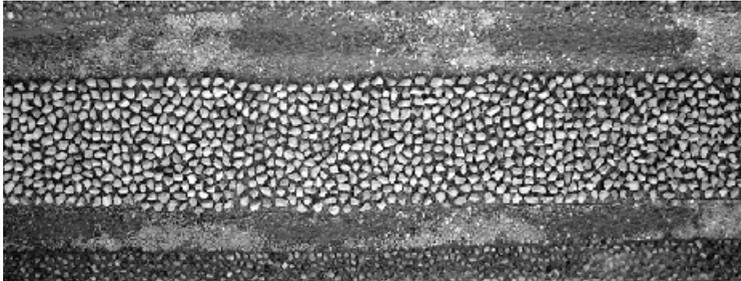


Abb6: Offenes Deckwerk

Fig6: Open bed covering

Die Bemessung des Deckwerks kann anhand verschiedener Berechnungsansätze erfolgen (z.B. Knauss, 1995; Hartlieb, 1999). Die an der Gail im Untersuchungsabschnitt vorhandenen hydraulischen Bedingungen (hohe spezifischer Abfluss, großes Gefälle, siehe Tabelle 1) überschreiten jedoch den Gültigkeitsbereich dieser Berechnungsansätze, sodass die Anwendung der Bemessungsformeln auf keine sinnvollen Vorgaben führt und auf einen alternativen Ansatz zurückgegriffen werden muss. Die Bemessung erfolgte - analog zur Dimensionierung der Schwellensteine - auf Basis von Sohlschubspannungen, die einer kritischen Sohlschubspannung gegenüber gestellt werden. Die Deckwerksteine wurden so dimensioniert, dass sie beim Bemessungsabfluss nicht bewegt werden. Aus diesem Ansatz ergab sich die rechnerische minimale Steingröße zu $d_S = 0,74$ m, wobei im Modell Steingrößen zwischen 0,75 und 0,95 m verwendet wurden.

Die Belegungsichte der Sohle wurde bei den Vorversuchen ausgehend von 40 % sukzessive auf 30 % reduziert, bis ein deutlicher Anstieg des Geschiebeaustrags aus der untersuchten Strecke zu verzeichnen war. Die optimierte Belegungsichte wurde mit 35 % fixiert.

Dimensionierung aufgelöste Sohlrampe

Als dritte Variante wurde eine aufgelöste Sohlrampe untersucht. In Österreich beschränken sich Ausführungsbeispiele in der Regel auf kleinere Bemessungsabflüsse mit kleinen spezifischen Belastungen bis $12 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$. Lediglich in Modellversuchen wurden spezifische Bauwerksbelastungen von $21 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ (Semadeni et al., 2004) oder $23 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ (Hengl, 2005) für aufgelöste Rampen getestet, die dennoch weit unter der vorliegenden spezifischen Bauwerksbelastung von $30 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ liegen.

Die Stabilität der Riegelsteine wird über eine Gleichgewichtsbedingung aus Strömungskraft P , Gewichtskraftkomponente H und Reibungskraft R über die Bedingung $P + H - R \leq 0$ definiert. Bei der Bemessung der Steingröße wird davon ausgegangen, dass nur ein Teil des Steines angeströmt wird und damit hydraulisch wirksam ist. Allerdings ist der Parameter der angeströmten Steinfläche in der Bemessung eine sehr sensible Größe, die im Zuge der

Versuche optimiert wurde. Aus dieser Optimierung ergab sich schließlich eine Riegelsteingröße von 4,5 bis 5,5 t, die einer angeströmten Fläche von rund 35 % entspricht. Die Becken zwischen den Riegeln wurden mit einer Sohlssicherung ausgelegt, die aus vollflächig verlegten Steinen mit einem mittleren Gewicht von rund 850 kg bestand

In das physikalische Modell wurde somit schließlich ein Prototyp einer aufgelösten Rampe mit einer Neigung von 1:25, einer Höhe von 3,6 m und einer Rampenlänge von 90 m eingebaut. Die Länge der mit einer leichten Gegensteigung versehenen Nachbettstrecke betrug $1,5 \cdot LR = 135 \text{ m}$ (Abbildung 7 und Abbildung 8). Das Nachbett wurde mit einer Sohlrollierung geschützt, die ebenfalls aus Steinen eines mittleren Gewichts von im Mittel 850 kg aufgebaut war. In den ersten 45 m unterhalb des Rampenfußes wurde der Nachbettschutz vollflächig aufgebracht, in den restlichen 90 m wurde ein offenes Deckwerk mit einer Belegungsichte von 40 % ausgeführt.

Abb7: Schematische Darstellung der aufgelösten Sohlrampe

Fig7: Schematic representation of a structured block ramp

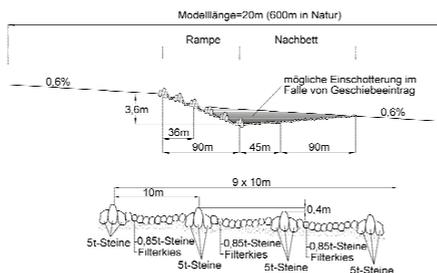


Abb8: Aufgelöste Sohlrampe

Fig8: Structured block ramp



ERGEBNISSE UND DISKUSSION

Alle drei Varianten erwiesen sich aufgrund der im Modellversuch optimierten Lösungen als standsicher und ausführbar. Für eine Umsetzung in der Natur sind jedoch noch weitere Randbedingungen zu berücksichtigen.

Stabilität und Sohlentwicklung

Bei den Sohlswellen entwickelten sich für Reinwasserversuche, je nach Ereignis und Geschiebetrieb, Kolkiefen von bis zu 2,0 m. Diese verfüllten sich jedoch größtenteils wieder während den Versuchen mit Geschiebezugabe (volle Transportkapazität). Solange die

Schwellen nicht versagten, blieb das Sohlniveau an den durch Schwellen gesicherten Punkten im Längsprofil stabil. Die durch die Kolkung zwischen den Sohlschwellen auftretende massive Wellung bewirkte jedoch eine starke Beanspruchung der Schwellenfront, die daher eines gesonderten Schutzes bedurfte. Sobald sich ein oder mehrere Steine aus dem Verband gelöst hatten, führte dies in weiterer Folge zum Versagen der Schwelle. Für die Umsetzung in der Natur ist letztlich die maximale Kolktiefe für die Böschungssicherung maßgeblich und muss daher auch bis in diese Tiefe reichen, woraus ein großer Materialbedarf resultiert.

Beim offenen Deckwerk blieben die Deckwerkssteine während aller Versuche im Wesentlichen stabil. Bei den Abflüssen HQ30 und HQ100 gerieten einzelne Steine in Bewegung und verrutschten um wenige Natur-Dezimeter. Dabei bildeten sich relativ gleichmäßige Strukturen aus dichter bedeckten und weniger dicht bedeckten Stellen. Die Stabilität des gesamten Deckwerkes wurde dadurch nicht gefährdet. Auch Versuche mit bewusst gebildeten Fehlstellen ohne Steinauflage in der Größe von 6,7 x 7,8 m führten zu keinem Versagen des Deckwerks. Die mit 35 % festgesetzte Belegungsichte führte zu einem sehr geringen Geschiebeaustrag aus der Strecke, der maximal 1 % der nach Hunziker (1995) errechneten Transportkapazität betrug. Die Höhenlage der Flusssohle blieb daher stabil und das offene Deckwerk erwies sich somit als sehr tolerant gegenüber Geschiebedefizit. Bei den Versuchen mit Geschiebezugabe zeigte sich eine ebensolche Flexibilität der Sohlstabilisierungsmaßnahme gegenüber Geschiebezufuhr. Anfangs wurden die Hohlräume zwischen Deckwerkssteinen verfüllt. Bei Eintreten einer Sättigung wurde schließlich das gesamte Geschiebe über das Deckwerk transportiert und ein Gleichgewichtszustand stellte sich ein. Die Deckwerksteine verschwanden unter einer Geschiebeschicht, wurden jedoch bei nachfolgenden Reinwasserversuchen wieder frei gespült und so erneut sohlstützend wirksam.

Stabilität und Sohlentwicklung auf der aufgelösten Rampe wurden wiederum in Reinwasserversuchen sowie Versuchen mit Geschiebezufuhr untersucht. Die Riegelsteine blieben bei allen durchgeführten Versuchen, mit und ohne Geschiebezufuhr, stabil. Lediglich die Sicherung der Becken zeigte nach dem Bemessungshochwasser einzelne herausgelöste Steine, die jedoch zu keinem Versagen des Bauwerks führten und somit toleriert wurden.

Wasserspiegel und Rauheit

Bei der Variante Sohlschwellen ergaben sich aufgrund der Kolkbildung je nach Wasserführung unterschiedlich hohe und in der Anzahl varierende Wellenberge und -täler. Die Kolk- und Wellenbildung waren stark vom Geschiebeangebot abhängig, es bildeten sich jedoch bei maximalen Kolk-tiefen Wellenhöhen von bis zu 4 m aus. Zusätzlich verursachte eine steigende Kolk-tiefe auch einen Anstieg der gesamten Gerinnerauheit, die wiederum zu generell höheren Fließ-tiefen führte, was in Hinblick auf Einhaltung der Hochwassersicherheit Berücksichtigung finden muss. Werden Deckwerkssteine zur Sohl-sicherung auf eine bestehende Flusssohle aufgelegt, so steigt die mittlere Höhenlage der Sohle. Gleichzeitig bedeutet dies auch einen erheblichen Anstieg der Gerinnerauheit und damit im Vergleich zum

Ausgangszustand höhere Wasserspiegellagen, die aber deutlich ruhiger und glatter ausgeprägt waren als z.B. bei den Versuchen mit Sohlsschwellen. In der vorliegenden Untersuchung sank der Rauheitsbeiwert nach Strickler des gesamten Gerinnes beispielsweise beim HQ10 von 32 auf 22 m^{1/3}/s. Versuche mit Geschiebezufuhr führten allerdings durch die Einschotterung der Deckwerkssteine wieder zu einem Ansteigen des Rauheitsbeiwertes auf seinen Ausgangszustand ohne Belegung mit Deckwerkssteinen. Geschiebetrieb kann somit die durch Deckwerkssteine bedingte höhere Gerinnerrauheit teilweise kompensieren.

ERGEBNISSE UND AUSBLICK

Alle drei Varianten erwiesen sich sowohl als standsicher als auch ausführbar und können als Module zur Sohlssicherung gut miteinander kombiniert werden. In Hinblick auf die spätere Umsetzung im Projektgebiet wurde die Variante Sohlsschwellen aufgrund der Unsicherheit des zukünftigen Geschiebedargebots und der damit verbundenen möglichen großen Kolkiefen als nachteilig erachtet. Eine Abfolge aufgelöster Sohlrampen ist vor allem in einem Ortsgebiet mit hohen Ansprüchen an den Hochwasserschutz schwierig umzusetzen, da die Rampenkronen meist über der Bestandssohlenlage liegen wird, damit die Hochwasserspiegellagen anhebt und Kompensationsmaßnahmen wie eine Flussbettaufweitung oder eine Erhöhung oder Errichtung eines Hochwasserschutzdammes bedingt. Das offene Deckwerk hingegen wurde vor allem aufgrund seiner hohen Toleranz gegenüber einem variablen Geschiebedargebot und seiner vergleichsweise einfachen Umsetzbarkeit für diesen sensiblen Streckenabschnitt als am besten geeignet eingestuft. Das offene Deckwerk wird in diesem Fall nicht direkt, wie üblich, auf die bestehende Sohle aufgebracht, sondern wird im Zuge der Profilerweiterung, die notwendig ist um zukünftig zu erwartende Hochwässer schadlos abzuführen, mit Steinoberkante schon auf die richtige Sohlhöhe eingebaut. Man verliert dadurch nichts an berechnetem Fliessquerschnitt. In den Randbereichen der Sohle ist es dann auch notwendig den Böschungsfuss dementsprechend sicher auszugestalten, um den, durch die großen Fließtiefen hervorgerufenen, Schleppspannungen entgegenzuhalten. Linksufrig verläuft aus Gründen der Zugänglichkeit auch ein Betreuungsweg, der auf Höhe des Wasserspiegels eines 30- jährlichen Ereignisses geführt wird.

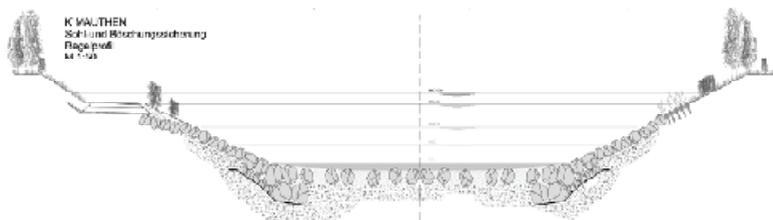


Abb9: Regelprofil, Offenes Deckwerk
Fig9: Standard shape, open bed covering

Um jedoch den gegenwärtig sehr monotonen Flussabschnitt ökologisch zu beleben, wird künftig eine Kombination aus offenem Deckwerk und einer aufgelösten Sohlrampe zum Einsatz kommen. Daraus werden sich in Kombination mit einer Variation der Gerinnebreite und neuer Uferstrukturen eine größere Strukturvielfalt und eine ökologische Aufwertung des Flusses ergeben. Zusätzlich werden durch Initiierung einer Tiefenrinne, die innerhalb der Flusssohle pendelt, Tiefenvarianzen erzeugt. In Kombination mit einer kürzlich entstandenen FAH an der oberen Grenze des Projektsgebietes sollte in Zukunft das longitudinale Kontinuum, zumindest bis in das angrenzende untere Lesachtal, wiederhergestellt sein.

ABKÜRZUNGEN

d90	[m]	Korndurchmesser bei 90% Siebdurchgang
dm	[m]	mittlerer Korndurchmesser
dm,S	[m]	mittlerer Steindurchmesser
dS	[m]	Steindurchmesser
g	[m/s ²]	Erdbeschleunigung
H	[N]	horizontale Gewichtskraftkomponente eines Steines auf geneigter Fläche
P	[N]	Strömungskraft, die auf einen Stein wirkt (treibende Kraft)
R	[N]	Reibungskraft eines Steins (stabilisierende Kraft)
RS	[m]	hydraulischer Radius der Sohle
Θ	[-]	dimensionslose Sohl Schubspannung
Θ _{cr}	[-]	dimensionslose kritische Sohl Schubspannung
ρ _S	[kg/m ³]	Steindichte
ρ _W	[kg/m ³]	Dichte Wasser
τ	[N/m ²]	Sohl Schubspannung

LITERATUR

DONAU CONSULT, Zottl& Erber (1996). GBK-Gail, Ist-Zustand, Wasserwirtschaftliche Bearbeitung

DONAU CONSULT, Zottl& Erber (2004). Geschiebeanalyse Gail

Hartlieb, A. (1999). Offene Deckwerke. Berichte der Versuchsanstalt Obernach und des Lehrstuhls für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft der TU München. Band Nr. 85.

Hengl, M. (2005). Sanierung Untere Salzach - Übertragung Saalach-Modellversuche auf die Salzachrampen. Bericht des Instituts für Wasserbau und hydrometrische Prüfung. November 2005.

Honsig-Erlenburg W. und W. Petutschnig (Hrsg.) (2002). Die Gewässer des Gailtales. Naturwissenschaftlicher Verein für Kärnten, Klagenfurt 2002.

Hunziker, R. (1995). Fraktionsweiser Geschiebetransport. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich. Band Nr. 138.

Knauss (1995): Von der Oberen zur Unteren Isar - Sohlensicherung an der Unteren Isar. Berichte der Versuchsanstalt Obernach und des Lehrstuhls für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft der TU München. Band Nr. 76

- Korger, H., Krouzecky, N. und M. Hengl (2004). Modelluntersuchung Modulrampe - Saalach. Endbericht. Insitut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie. TU Wien.
- LfU (2000). Anlagen zur Herstellung der Durchgängigkeit von Fließgewässern - Raue Rampen und Verbindungsgewässer. Landesanstalt für Umweltschutz. Baden-Württemberg. Nr. 63. Karlsruhe.
- Platzer, G. (2000). Dimensionierung muldenförmiger Blocksteinrampen. Teil 1: Bemessungsgrundlagen; Teil 2: Anwendung der Grundlagen. Schriftenreihe des BAW. Band 9.
- Raudkivi A. and R. Ettena (1982). Stability of Armour Layers in Rivers. Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 108, No. Hy 9. pp 1047-1057.
- Schauberger, W. (1973). Die räumliche Krümmung von Gefällsstufen und Sturzbettenschwellen. Österreichische Wasserwirtschaft 25. Heft 5/6. pp 120-124.
- Semadeni, N., Lange, D., Bezzola, G.R. (2004). Aufgelöste Blockrampen an der Emme. Turbulenzen in der Geomorphologie. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich. Band Nr. 184. pp 207-214.
- Vogel, S. (2003). Ansätze zur Bemessung rauer Rampen in aufgelöster Bauweise. Mitteilungen des Instituts für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München. Band 88.
- Volkart, P. (1972): Die Stabilisierung von Flussläufen mittels einer Folge von Querschwellen. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich. Band Nr. 6.
- Weinberger, P. (2000). Neubau des Käferhamer Wehres an der Saalach. Symposium "Betrieb und Überwachung wasserbaulicher Anlagen". Graz 2000. Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft. Technische Universität Graz. Band 34. pp 327-336.
- Wibmer, K. (1998). Sanierung einer Steilstrecke der Salzach. Beiträge zum Symposium "Planung und Realisierung im Wasserbau - Vergleich von Zielstellungen mit den Ergebnissen". Berichte der Versuchsanstalt Oberrach und des Lehrstuhls für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft der TU München. Band 82. pp 175-186.