

# Vergleich von hydraulischen und numerischen Modellierungen an einer lateralen Hochwasserausleitung im Steilbereich

Beatrice Herzog, Martin Bettler, Jürg Speerli, Adrian Stucki, Frieder Semler

## Zusammenfassung

Im Hochwasserschutzprojekt Nidlaubach SZ wurde eine laterale Ausleitung von Hochwasserabflüssen in einem mit Sperren verbauten Wildbach realisiert. Das Bruttogefälle der Ausleitstrecke beträgt 7%. Mit verschiedenen numerischen Modellen war eine erste Projektgeometrie definiert worden. Der finale Nachweis erfolgte mittels hydraulischen Modellversuchen im Wasserbaulabor der HSR Hochschule für Technik Rapperswil.

Im Beitrag werden die Modellierungsergebnisse aus drei numerischen Ansätzen mit den Ergebnissen aus dem hydraulischen Modell verglichen. Der Vergleich erfolgt anhand der Wassertiefe an mehreren Kontrollquerschnitten, der Strömungsbilder sowie der Ausleitcharakteristik.

## Sommaire

Pour le projet de protection contre les crues du Nidlaubach, canton de Schwyz, un ouvrage de décharge latérale a été réalisé dans ce torrent doté d'un «escalier» de douze barrages de consolidation. La pente du tronçon de décharge est de 7% brut. A l'aide de différents modèles numériques une première géométrie de l'ouvrage avait été définie. La vérification finale était effectuée avec des essais sur un modèle physique au laboratoire de constructions hydrauliques de la HSR (Haute Ecole de Rapperswil).

Dans l'exposé les résultats de modélisation de trois approches numériques sont comparés avec les résultats des essais hydrauliques sur le modèle physique. La comparaison se fait à base de la profondeur d'écoulement et des caractéristiques de la décharge latérale.

Gerinneausbau auf ein 100-jährliches Hochwasserereignis, eine Vergrösserung des bestehenden Geschiebesammlers am Kegelhals auf die entsprechenden Ereignisfrachten sowie einen Schwemmholzrechen. Für grössere Hochwasserereignisse wird oberhalb des Siedlungsgebiets eine laterale Ausleitstrecke angeordnet, über welche der überschüssige Teil des Abflusses in einem Entlastungskorridor kontrolliert am Siedlungsgebiet vorbei geleitet werden kann [1].

## 2.2 Ausleitstrecke

Der Nidlaubach weist auf der Ausleitstrecke einen leicht gekrümmten Verlauf auf und ist mit total 12 Konsolidierungssperren voll verbaut. Das Bruttogefälle beträgt knapp 7%, das Zwischengefälle ab Kolkende bis zum nachfolgenden Überfall liegt unter 1%. Bei den Sperren bildet sich bei allen Abflüssen ein freier Überfall mit anschliessend voll ausgebildetem Wassersprung. Die Fliessgeschwindigkeiten sind hoch.

Im Rahmen der Projektierung mussten die hydraulischen Nachweise für die Ausleitung geführt werden. Ein erstes, approximatives Design der Ausleitstrecke im Vorprojekt wurde mithilfe ein- und zweidimensionaler Berechnungen ausgear-

## 1. Das Hochwasserereignis vom 20. und 21. Juni 2007

Aufgrund von schweren Unwettern vom 20. bis 21. Juni 2007 im Grossraum Schwyzer und Glarner Voralpen traten im Dorf Unteriberg die beiden Wildbäche Minster und Nidlaubach über die Ufer und verursachten grosse Schäden. Im Nidlaubach waren aufgrund der hohen Spitzenabflüsse, aber auch der starken Durchnässung der Gerinneabhängige, starker Geschiebetrieb und Schwemmholztransport zu beobachten. Mehrere Wildbachsperren versagten infolge von Unterkolkung und/oder Umspülung der Sperrenflügel.

Dem Ereignis folgten nebst den dringendsten Sofortmassnahmen und Räumungsarbeiten auch eine umfassende Ereignisanalyse, welche als Grundlage für das Hochwasserschutzprojekt diente. Das Hochwasserereignis 2007 entspricht mit einem Spitzenabfluss von rund  $80 \text{ m}^3/\text{s}$  knapp einem 300-jährlichen Ereignis.

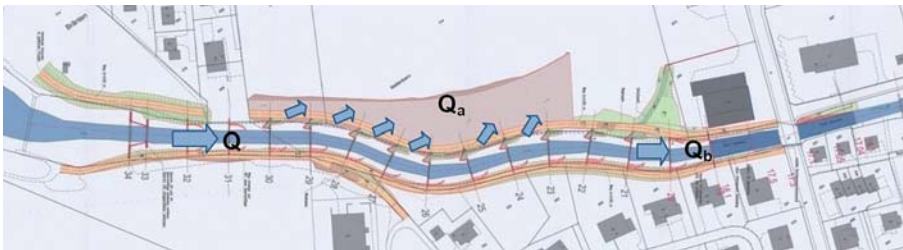
## 2. Hochwasserschutzprojekt

### 2.1 Bauliche Massnahmen

Das Hochwasserschutzprojekt Nidlaubach beinhaltet im Siedlungsgebiet einen



Bild 1. Ausleitstrecke mit klassischen Betonsperren vor dem Umbau.



**Bild 2. Ausleitstrecke Hochwasserschutzprojekt. Q = Abfluss oberhalb der Ausleitstrecke, Q<sub>a</sub> = Ausleitwassermenge und Q<sub>b</sub> = Abfluss unterhalb der Ausleitstrecke.**

Abfluss	HQ <sub>30</sub> [m <sup>3</sup> /s]	HQ <sub>100</sub> [m <sup>3</sup> /s]	HQ <sub>300</sub> [m <sup>3</sup> /s]	EHQ [m <sup>3</sup> /s]
Oberhalb Ausleitstrecke [Q]	41	60	85	103
Ausleitwassermenge [Q <sub>a</sub> ]	0	1 – 2	12	25
Unterhalb Ausleitstrecke [Q <sub>b</sub> ]	41	58	73	78

**Tabelle 1. Massgebende Abflüsse.**

beitet. Trotz vielversprechender Resultate bestanden durchaus Zweifel daran, ob eine laterale Entlastung im Steilbereich und auf einer Sperrenstrecke funktionieren würde. Die Berechnungen zeigten die typischen hohen Fließgeschwindigkeiten und Froudezahlen sowie häufige Fließwechsel. Da die Kolklage und -tiefe unterstrom von Wildbachsperren instationär und stark abflussabhängig sind, musste ausserdem eine Lösung gefunden werden, die hydraulischen Randbedingungen soweit zu definieren, dass eine zuverlässige Ausleitcharakteristik erreicht werden konnte.

Die Ausleitung wird durch eine Uferdifferenz initiiert. Mittels Leitsporen an den linksufrigen Sperrenflügeln soll die Ausleitwassermenge vergrössert und der Wegfluss gesichert werden. Unterstrom der Sperren bilden sich tiefe, instationäre Kolke, welche während Hochwasserereignissen die Wasserspiegellagen beeinflussen. Diese Randbedingungen führen zu komplexen und instationären hydraulischen Abflussverhältnissen. Die Strecke

ist daher nicht a priori geeignet für eine laterale Ausleitung mit fester Wehrhöhe. Deshalb wurde bauseits entschieden, die Geometrie der Ausleitstrecke in der Phase Bauprojekt in einem hydraulischen Modellversuch zu überprüfen und zu optimieren.

Die Zielgrössen des Modellversuches ergaben sich aus der gewünschten Ausleitcharakteristik. Die Ausleitung soll erst bei einem 100-jährlichen Abfluss von 60 m<sup>3</sup>/s anspringen. Für die Sicherheit des Dorfes muss ausserdem nachgewiesen werden, dass auch bei einem Zufluss eines EHQ von rund 100 m<sup>3</sup>/s an der Kantonsstrassenbrücke mitten im Dorf keine unzulässigen Zustände entstehen.

### 2.3 Ausleitcharakteristik

Die angestrebte Ausleitcharakteristik der Entlastungsstrecke war in der Nutzungsvereinbarung zwischen Bauherr, Behörden und Projektverfasser definiert worden. Sie richtet sich nach dem verbleibenden Freibord bei der Kantonsstrassenbrücke, welche mitten im Dorf liegt. Das jeweils mi-

nimal erforderliche Freibord wurde nach Jährlichkeit des Ereignisses differenziert. Die entsprechenden Abflüsse sind in Tabelle 1 aufgeführt.

## 3. Hydraulische Modelluntersuchung

### 3.1 Ziele der hydraulischen Modelluntersuchung

Hauptziele der hydraulischen Modelluntersuchung waren die Überprüfung und Optimierung der Funktionstüchtigkeit sowie die Bestimmung der Charakteristik der Ausleitung, welche in der Phase des Vorprojektes mittels numerischer Ansätze vordefiniert worden war. Im Weiteren mussten die Kolkentwicklung unterstrom der Sperren erfasst und geeignete Kolkenschutzmassnahmen vorgeschlagen werden. Die Funktionalität der Ausleitstrecke und der Kolkenschutzmassnahmen konnte für das Bemessungshochwasser nachgewiesen sowie das robuste Verhalten im Überlastfall aufgezeigt werden.

### 3.2 Hydraulisches Modell

#### 3.2.1 Perimeter

Das hydraulische Modell in Froud'scher Ähnlichkeit wurde im Massstab 1:30 im Wasserbaulabor der HSR Hochschule für Technik Rapperswil erstellt und umfasst das Bachgerinne zwischen der Sperre 34 unterhalb des Geschiebesammlers und der Sperre 17 nach der Kantonsstrassenbrücke über eine Länge von rund 400 m.

#### 3.2.2 Aufwand

Der Aufbau des hydraulischen Modells dauerte ca. vier Mannmonate, die Durchführung aller Versuche inkl. Datenauswertung und Verfassung des Versuchsberichtes ca. sechs Mannmonate.



**Bild 3. Links: Rot markierter Modellperimeter, rechts: Ausleitstrecke mit Leitsporen.**



### 3.3 Ergebnisse

#### 3.3.1 Ausleitstrecke und Ausleitcharakteristik

Durch bauliche Massnahmen (Leitsporne, Verengung der Überfallsektionen und lokale Ufererhöhungen) entlang der Ausleitstrecke kann die geforderte Ausleitcharakteristik erreicht werden [2]. Durch die Optimierung der Leitsporne und die Verengung der Überfallsektionen sind entlang der Ausleitstrecke nicht mehr sieben (wie im Vorprojekt vorgesehen), sondern nur noch vier Leitsporne notwendig. Damit genügend Wasser entlastet werden kann, wurden die Überfallsektionen von vier Sperren einseitig um 1.2 m verengt. Um ein zu frühes Anspringen der Entlastung zu verhindern, musste das linke Ufer lokal erhöht werden.

#### 3.3.2 Kolkenschutzmassnahmen

Die bestehenden Sperren sind nur wenig tief fundiert und müssen baulich gegen Unterkolkung geschützt werden. Gewählt wurden fest gemauerte Kolkwannen aus Blocksteinen, da damit die Kolklage und -tiefe fixiert und das Problem der instationären Kolk- und damit Wasserspiegellagen gelöst werden konnte.

## 4. Numerische Modellierungen

### 4.1 Ziele der numerischen Modellierungen

Um die Erfahrungen mit 2-D- und 3-D-Modellierungstools für solch komplexe hydraulische Abflussverhältnisse vertiefen zu können, wurden vom Projektverfasser parallel zu den hydraulischen Modellversuchen weitere numerische Simulationen durchgeführt und systematisch mit den Modellergebnissen verglichen. Es wurden die Abflüsse gemäss *Tabelle 1* untersucht.

Dabei wurde bewusst keines der numerischen Modelle anhand des hydraulischen Modellversuches kalibriert. Die Parametrisierung erfolgte nur aufgrund der Erfahrung der Ingenieure. Die Resultate sind also «ungeschönt» und erlauben so effektive Erkenntnisse in Bezug auf den Modelleinsatz.

### 4.2 Eindimensionale Modellierung

#### 4.2.1 Rechenverfahren

Es wurde das Staukurvenprogramm HEC-RAS 4.0 [3] eingesetzt, welches für einfache hydraulische Problemstellungen in

Schweizer Ingenieurbüros weit verbreitet ist.

#### 4.2.2 Methodik

Die Gerinnegeometrie wurde mittels Querprofilen, welche mithilfe von ArcGIS 9 direkt aus dem vorhandenen Terrainmodell (CAD-Daten) generiert werden, aufgebaut. Für die Abbildung der Ausleitung wurde die Funktion «lateral weir» verwendet. Als Berechnungsansatz wurden die auf ein schräges Wehr modifizierte klassische Wehrformel in der Grundform  $^1 Q = C \cdot L \cdot H^{3/2}$ , sowie die in der Software ebenfalls implementierte Formel nach Hager verwendet. Als massgebende Höhe in der Wehrformel wurde dabei der Wasserspiegel gewählt [3]. Der Unterschied in der Wasserspiegellage zwischen den beiden Ansätzen beträgt je nach Abfluss bis +/-0.15 m und ist über die Länge nicht konstant.

Ein weiterer wichtiger Parameter ist die Sohl- und Böschungsrauhigkeit, welche durch den Manning-Wert, respektive den Strickler-Wert charakterisiert wird. Dieser muss anhand einschlägiger Verfahren geschätzt werden. Aufgrund fehlender Eichdaten wurde der Strickler-Wert  $k_s$  anhand des Vergleichs der Gerinnemorphologie mit empirisch ermittelten Werten aus der Literatur auf  $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  geschätzt. Dieser Wert wurde auch für die 2-D-Simulationen verwendet.

#### 4.2.3 Ergebnisse

Die ausgeleiteten Wassermengen werden in Relation zum hydraulischen Modellversuch deutlich überschritten. Bezogen auf den gesamten Abfluss liegen die ermittelten Ausleitmengen bei  $85 \text{ m}^3/\text{s}$ , 11.8% und bei  $103 \text{ m}^3/\text{s}$ , 6.2% höher als diejenigen aus den hydraulischen Modellversuchen. Der Wasserspiegelverlauf im Bereich der Sperren stimmt eher schlecht mit demjenigen aus dem hydraulischen Modellversuch überein. Dennoch überraschte es positiv, dass die sehr komplexe hydraulische Situation mit guter Näherung auch mit einem 1-D-Modell abgebildet werden kann. Wie weit dieser Umstand auf andere Fragestellungen, respektive Geometrien übertragbar ist, bleibt offen.

#### 4.2.4 Aufwand

Im vorliegenden Fall mit einem vorhandenen Terrainmodell aus der Projektierung konnte die Gerinnegeometrie in einem Arbeitstag erstellt werden. Die eigentliche

Rechenzeit pro Szenario dauert nur wenige Sekunden.

## 4.3 Zweidimensionale Modellierung

### 4.3.1 Rechenverfahren

Es wurde das Programm FLUMEN [4] eingesetzt. Das Programm löst die tiefen gemittelten Flachwassergleichungen auf unstrukturierten Netzen. Der Programmeinsatz erfolgte auf Anwenderniveau ohne Beizug des Entwicklers.

### 4.3.2 Methodik

Das Berechnungsnetz wurde direkt aus den zur Projektierung erstellten CAD-Geometrien erzeugt. Basierend auf diesen Terraindaten wird eine Delaunay-Triangulation erstellt. Um die numerische Konsistenz der Modellierung zu gewährleisten, muss die Triangulation gewissen Qualitätsansprüchen genügen. So sind insbesondere «schmale» Dreiecke mit Innenwinkeln unter ca.  $20^\circ$  sowie sehr unetliche Dreiecksgrössen in Berechnungsrichtung zu vermeiden.

Am oberen Modellrand wurde das Wasser mittels einer initialen Punktquelle in das Gerinne eingebracht. Dabei werden per se keine Annahmen über Wasserspiegellagen oder Fliessgeschwindigkeiten getroffen. Die Strömung entspricht im Bereich der Punktquelle nicht den in natura zu erwartenden Verhältnissen, eine genügend lange Anlaufstrecke bis zum Projektabschnitt ist in jedem Fall nachzuweisen. Am unterstromseitigen Modellrand wurde eine «critical boundary» (entspricht einem vollkommenen Überfall) definiert. Auch dieser Rand muss weit genug von der Entnahmestrecke entfernt liegen, um eine dadurch initiierte Senkungskurve im Projektperimeter ausschliessen zu können.

### 4.3.3 Ergebnisse

In *Bild 7* sind die numerisch bestimmten Ausleitmengen und diejenigen aus dem hydraulischen Modellversuch einander gegenüber gestellt. Bezogen auf den gesamten Abfluss liegen die ermittelten Ausleitmengen bei  $85 \text{ m}^3/\text{s}$ , 3.9%, bei  $103 \text{ m}^3/\text{s}$ , 1.6% höher als diejenigen aus den hydraulischen Modellversuchen. Diese Werte liegen bereits sehr nahe an den physikalisch ermittelten Werten.

### 4.3.4 Aufwand

Die Erstellung einer lauffähigen Triangulation in dieser Perimetergrösse und

<sup>1</sup> C= Wehrkoeffizient, L= aktive Wehrlänge, H= oberstromseitige Energiehöhe

-Komplexität für FLUMEN erfordert einen Zeitaufwand von etwa einem Arbeitstag. Bedingung dafür ist allerdings, dass die Projektgeometrien bestimmten Anforderungen genügen (Auflösung, Detaillierungsgrad, Flächenkonsistenz und Anordnung der Bruchkanten im Bereich von Mauern und anderen senkrechten Elementen). Die Rechenzeit betrug pro Szenario ca. 2 Stunden, was einer Gesamtrechenzeit für eine Variante von ca. 8 Stunden entspricht (Intel Xeon, 2.67 GHz).

#### 4.4 Dreidimensionale Modellierung

##### 4.4.1 Rechenverfahren

Die dreidimensionalen Berechnungen wurden mit FLOW-3D [5] durchgeführt. FLOW-3D löst die Erhaltungsgleichungen für Masse und Impuls (Navier-Stokes-Gleichungen) – und ggf. weitere Transportgleichungen – in drei Dimensionen. Insofern werden anders als bei der 1-D- und 2-D-Modellierung a priori keine vereinfachenden Annahmen getroffen.

##### 4.4.2 Methodik

Die Geometrie kann entweder in Form von CAD-Geometrien im STL-Format oder als Topologiedaten importiert werden, im vorliegenden Fall standen STL-Daten für die gesamte Gerinnegeometrie zur Verfügung.

Die Erzeugung des Rechengitters erfolgt durch die Spezifikation eines oder mehrerer zusammenhängender kartesischer Blöcke, die das gewünschte Lösungsgebiet überdecken. Hierbei sind die Anfangs- und Endkoordinaten in den drei Koordinatenrichtungen sowie die gewünschte Anzahl von Gitterzellen in jeder Richtung anzugeben. An den Block, welcher den Bachlauf nachbildet, wurde stromaufwärts ein zweiter Gitterblock angesetzt, der nur dazu diente, oberstrom einen definierten Zufluss vorzugeben, ohne gleichzeitig die Spiegelhöhe am Einströmrand vorgeben zu müssen. Die

ser Block ist ein Reservoir, in welches der gewünschte Zufluss von unten eintritt und dessen Grundfläche so gross ist, dass der Eintrittsimpuls keinen Einfluss auf die Spiegelhöhe am Einströmrand hat, die sich damit in Abhängigkeit der Strömungsverluste stromab frei einstellt.

Die Grösse der Gitterzellen wird zunächst dadurch bestimmt, dass die durch das Rechengitter diskretisierte Geometrie die wesentlichen Eigenschaften der realen Geometrie abbilden sollte. Hierfür gibt es kein allgemeingültiges Mass, der Anwender muss anhand des Vergleiches der diskretisierten Geometrie mit den CAD-Daten entscheiden, was «gut genug» ist. Die so gefundene Zellweite wird i.a. noch keine Lösung produzieren, die gitterunabhängig ist, d.h., die sich bei weiterer Verfeinerung des Gitters nicht mehr ändern würde. Daher muss das Rechengitter unter Beachtung der daraus resultierenden Änderung der Zielgrössen – aber auch des Rechenaufwandes – iterativ weiter verfeinert werden, um schliesslich zu einem Rechengitter gelangen, das in akzeptablen Rechenzeiten hinreichend genaue Ergebnisse liefert.

##### 4.4.3 Randbedingungen

Oberstrom der Ausleitstrecke wurde, wie oben beschrieben, der gewünschte Zufluss vorgegeben, unterstrom und an der Ausleitung selbst ein Druck von  $p=0$  – entsprechend einem freien Ausfluss – definiert. Diese Austrittsrandbedingung ist gerechtfertigt, da an diesen Rändern ein überkritischer Strömungszustand vorliegt.

An den Wänden wurde eine Haftbedingung mit einer Wandfunktion und einer absoluten Rauigkeit von  $k = 0.1$  m angenommen (versuchsweise wurde auch mit Rauigkeiten von 0.2 m und 0.4 m gerechnet, dies hatte jedoch keinen nennenswerten Einfluss auf das Ergebnis).

Die Turbulenzmodellierung erfolgte mit dem RNG- $k,\epsilon$ -Modell von FLOW-3D.

#### 4.4.4 Ergebnisse

In Bild 7 werden die ermittelten Ausleitmengen mit denjenigen aus dem hydraulischen Modellversuch verglichen. Bezogen auf den gesamten Abfluss lagen die Ausleitmengen für alle untersuchten Abflüsse ca. 2% unter denen des Modellversuchs.

#### 4.4.5 Aufwand

Die Erstellung des Rechenmodells erforderte inkl. einiger Testrechnungen zur Ermittlung einer sinnvollen Gittergrösse einen Ingenieuraufwand von 1–2 Tagen. Die Spezifikation einer Variante, wie beispielsweise die Vorgabe eines anderen Abflusses und das Starten eines neuen Rechenlaufes, geschieht in Minuten. Es ist auch möglich, die aufeinanderfolgende Berechnung mehrerer Varianten vorab in einer Batch-Datei festzulegen.

Bis zur Ausbildung eines quasi-stationären Strömungszustandes dauerte es ca. 300 s reale Fliesszeit, wenn man mit einem trockenen Bachlauf anfing und ca. 150 s bei einem Neustart einer vorhergehenden Lösung, wie dies bei solchen Modellen üblich ist, da die Benetzung sehr viel Rechenaufwand verlangt. Auf einem Laptop Intel Core2 Duo mit 2.53 GHz betrug das Verhältnis zwischen Rechenzeit und realer Fliesszeit ca. 300, damit ergab sich auf dieser Maschine eine Rechenzeit von ca. 12 h pro Abfluss.

### 5. Vergleich der hydraulischen mit den numerische Modellierungen

#### 5.1 Wasserspiegel

In Bild 4 ist das hydraulische Längenprofil über die ganze Ausleitstrecke exemplarisch für ein Abflusszenario dargestellt. Gut erkennbar sind die Überfälle bei den Sperren, wo der Wasserspiegel die kritische Tiefe durchläuft und anschliessend ein Wassersprung folgt. Die 3D-Berechnung stimmt über weite Strecken gut

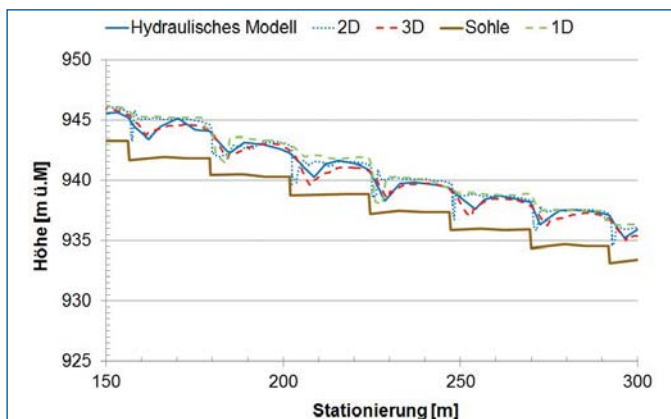


Bild 4. Verlauf des Wasserspiegels entlang der Ausleitstrecke.

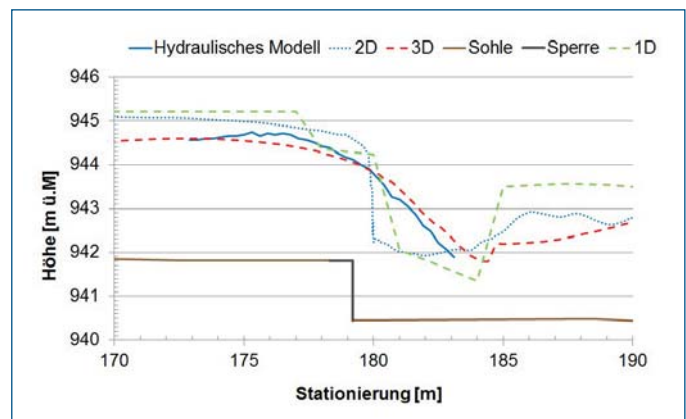
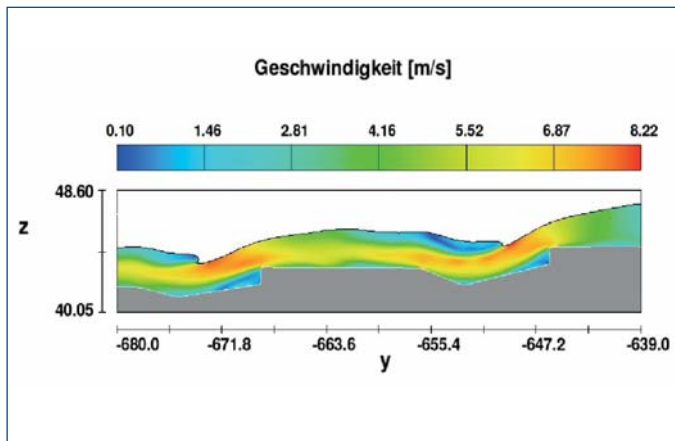
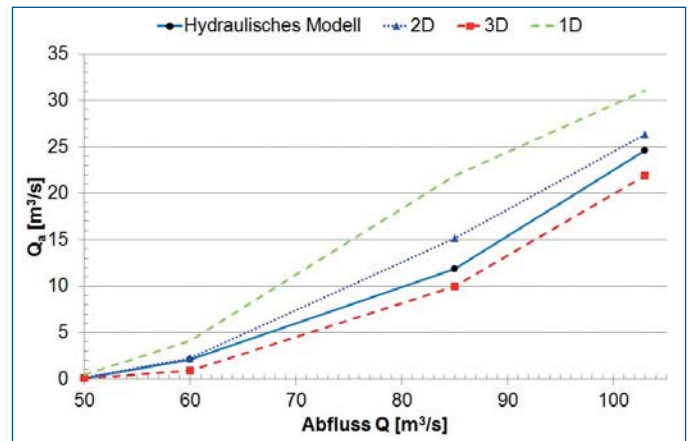


Bild 5. Detail der Senkungskurve bei der Sperre Nr. 28.



**Bild 6. Senkungskurven und Geschwindigkeitsverteilung aus dem 3-D-Modell im Längsschnitt.**



**Bild 7. Ausleitcharakteristika.**

mit dem hydraulischen Modell überein und bildet die Druckhöhen im Sprungbereich sehr gut ab. Im 2-D-Modell verläuft der Übergang weniger naturnah, d.h. der Wasserspiegel fällt über die Sperren wenig realistisch sehr steil ab. Im 1-D-Modell bildet sich nicht bei allen Sperren ein klarer Überfall aus.

Die Senkungskurven im Bereich der Überfallsektion der Sperre Nr. 28 zeigen diese Unterschiede exemplarisch und sind in *Bild 5* vergrößert dargestellt.

Es ist ersichtlich, dass dieser Bereich im 1-D- und 2-D-Modell nur approximativ abgebildet wird. Oberstrom der Sperre werden zu hohe Wasserspiegel berechnete, welche dann fast senkrecht auf das untere Niveau abfallen. Dies dürfte u.a. ein Grund dafür sein, dass die Ausleitmengen bei beiden Ansätzen überschätzt werden, dies insbesondere beim 1-D-Modell. Das 3-D-Modell zeigt einen realistischen und mit dem hydraulischen Modell annähernd kongruenten Wasserspiegelverlauf. Dies wird auch im Längsschnitt in *Bild 6* ersichtlich, wo die Geschwindigkeitsverteilung dargestellt ist.

## 5.2 Ausleitcharakteristik

Die Ausleitcharakteristika der numeri-

schen Modellierungen im Vergleich zum hydraulischen Modell sind in *Bild 7* ersichtlich. Sowohl die 2-D-, wie auch die 3-D-Modellierung ergeben im Vergleich mit dem hydraulischen Modell gute Resultate. Hingegen ergibt die 1-D-Modellierung zu hohe Ausleitwassermengen, weshalb dieser Ansatz als ungeeignet bewertet werden muss. Die mit dem hydraulischen Modellversuch gut korrespondierenden Ausleitcharakteristika der 2-D- und 3-D-Modelle sind auch ein Hinweis darauf, dass nicht nur die Gerinneströmung, sondern auch die Strömungsverhältnisse im Bereich der Leitspore numerisch gut abgebildet werden können, was im 1-D-Modell nicht möglich ist.

## 5.3 Strömungsbild

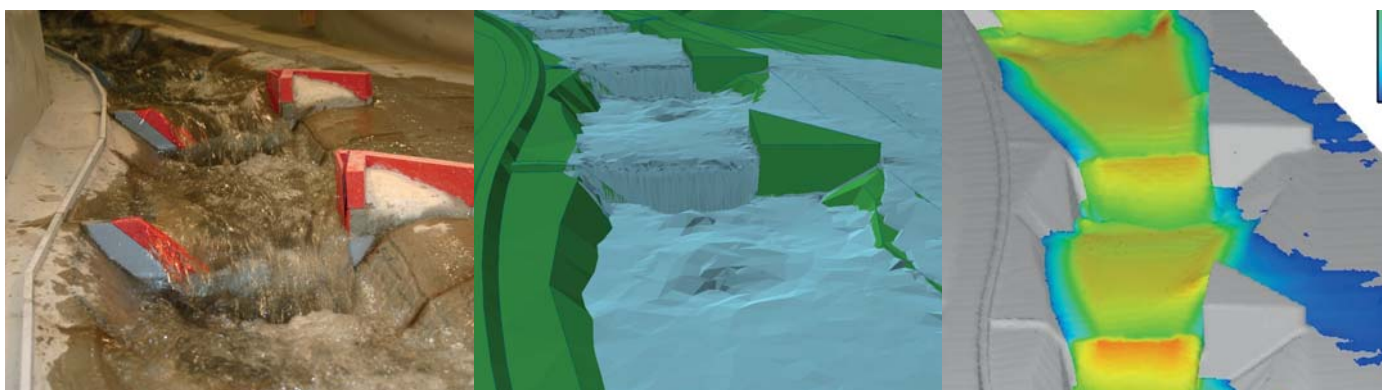
*Bild 8* zeigt das Strömungsbild bei den Sperren Nr. 27 und Nr. 28 für den hydraulischen Modellversuch sowie für das 2-D- und 3-D-Modell. Insbesondere das 3-D-Modell zeigt ein vergleichbares Bild mit dem hydraulischen Modellversuch im Bereich der Leitspore und der Verengungen, welche im hydraulischen Modell rot hervorgehoben sind.

## 6. Empfehlungen zur Verwendung der verschiedenen Modellierungstools

### 6.1 Vor- und Nachteile

Für eine erste Annäherung an die Kapazität der Strecke zeigte sich das 1-D-Modell als hinreichend geeignet. Trotz sehr vereinfachter Annahmen über eine Sperrentreppe wie in diesem Projekt, sind die Wasserspiegellagen brauchbar und der Prozess wird im Grundsatz trotz der häufigen Fließwechsel und hohen Froudezahlen korrekt abgebildet. Die Berechnung der Ausleitcharakteristika ist jedoch auf Stufe Ausführungsprojekt ungenügend. Zudem führen Änderungen der Parameter, wie z.B. bezüglich der Modellierung der Sperren und Ausleitstrukturen, zu einer sehr grossen Variation der Ausleitwassermengen, so dass die Unsicherheiten für einen projektauglichen Nachweis zu gross wären.

Das 2-D-Modell ist v.a. auf Seite der Daten aufwendiger. Die Projektgeometrie muss vollständig als DTM definiert sein. Da dies mit den heutigen CAD-Werkzeugen aber ohnehin immer häufiger gemacht wird, ist die Einschränkung zu relativieren. Der Aufwand für die Terrainmodellierung,



**Bild 8. Abfluss von 85 m³/s, hydraulisches Modell, 2-D-Modell, 3-D-Modell.**



welcher zusätzlich zur projektbedingten Konstruktion nötig ist, beträgt wenige Arbeitstage.

Die Modellierung selbst ist im 2-D-Modell heute nicht mehr aufwändiger als mit dem 1-D-Modell. Auch die Rechenzeiten sind überblickbar, so dass ohne weiteres ausführliche Variantenuntersuchungen durchgeführt werden können. Die 2-D-Modellierung ergibt aber deutlich aussagekräftigere Resultate und kann für die hydraulische Dimensionierung der vorliegenden Fragestellung als geeignet bezeichnet werden.

Hinsichtlich der Erstellung der Projektgeometrie gilt bei der 3-D-Modellierung das Gleiche wie beim 2-D-Modell. Die Anforderungen an den Anwender sind bei einer 3-D-Modellierung nicht a priori höher als bei der 1-D- oder 2-D-Modellierung, sondern anders: während es bei ersteren darauf ankommt, das numerische Modell korrekt zu parametrisieren, wird die

Lösung bei der 3-D-Modellierung wesentlich von der Qualität des Rechengitters bestimmt. Das Gitter muss so fein wie nötig und so grob wie möglich sein, um ausreichend genaue Ergebnisse in akzeptablen Rechenzeiten zu liefern. In dieser Hinsicht einen guten Kompromiss zu finden, ist die Aufgabe des Anwenders.

### 6.2 Grenzen

Eine wichtige Einschränkung muss in Bezug auf die Sohlenlage gemacht werden. Die Hydraulik kann nur korrekt berechnet werden, wenn die Sohlenlage definiert ist. Im vorliegenden Fall wurde zunächst von instationären Kolktagen und -tiefen ausgegangen, so dass ein numerischer Nachweis nicht zuverlässig hätte geführt werden können. Erst durch die Anordnung der festen Kolkwannen entstand eine definierte, für numerische Berechnungen geeignete Projektgeometrie.

### 6.3 Fazit

Sowohl der 2-D- als auch der 3-D-Ansatz eignen sich für die Dimensionierung der Ausleitstrecke. Ohne Durchführung des hydraulischen Modellversuches hätten die Parametrisierung und die Sensitivitätsanalyse eine noch wichtigere Rolle gespielt. Wie vorher beschrieben wurden zugunsten des Vergleichs die numerischen Modelle nicht am Modellversuch kalibriert. Eine Kalibrierung auf den Ist-Zustand mithilfe der Beobachtungen beim Ereignis könnte die Ergebnisse der numerischen Ansätze u.U. noch erheblich verbessern, da die Gerinnegeometrie bis auf die leichten Verengungen bei einigen Sperrern und die Kolkwannen im Projekt praktisch unverändert bleibt.

Wie auch in anderen Projekten, bestätigten die guten Resultate am Nidlaubach grundsätzlich die Tauglichkeit dreidimensionaler Strömungsmodelle – wie sie in der Industrie längstens üblich sind – auch für den Wasserbau. Selbst ein mehrere hundert Meter langer Gerinneabschnitt kann mit vernünftigem Aufwand modelliert werden. Die Ergebnisse sind robust und übertreffen die Aussagen der einfacheren Modelle. Diese Aussage bezieht sich zurzeit aber nur auf die Reinwasser-Hydraulik. Dreidimensionale Mehrphasenmodelle sind in Entwicklung, aber im Wasserbau noch wenig erprobt.

Generell sind alle Fragestellungen, in welchen die Sohlenlage nicht stationär ist, mit den verwendeten numerischen Modellen nicht zuverlässig beantwortbar. Auch kann der Überlastfall mit Eintrag von Geschiebe und Schwemmholz in die Ausleitstrecke in dieser Art nur im hydraulischen Modell untersucht werden.

### 7. Bauausführung

Das Hochwasserschutzprojekt Nidlaubach befindet sich seit Frühjahr 2013 in der Bauausführung. Die Ausleitstrecke wurde



Bild 9. Bau der Ausleitstrecke im Herbst 2014, Blick in Fließrichtung.

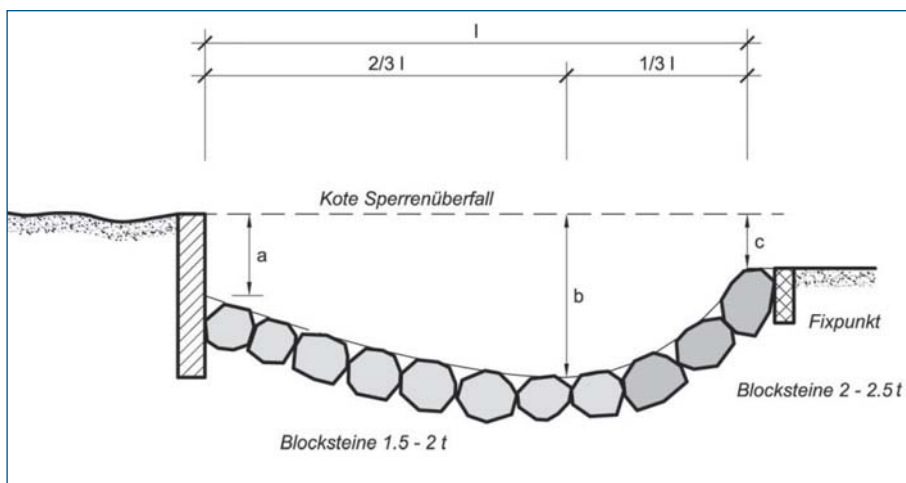


Bild 10. Kolkwanne, Prinzip und Bauausführung, Fließrichtung im Foto von rechts nach links.



**Bild 11. Bau der Ausleitstrecke im Herbst 2014, Sporn Nr. 28 von unterstrom her gesehen.**

im Rahmen des 2. Bauloses im Herbst 2014 realisiert.

In Bezug auf die Ausleitung war dabei insbesondere der lage- und höhengenaue Versatz der Kolkwannen eine Herausforderung. Die Höhengenaugigkeit wurde zu  $\pm 0.15$  m festgelegt, was eine detaillierte Absteckung der Wanne erfordert und praktisch schon der natürlichen Rauigkeit der Blöcke entspricht. Dies stellt sehr hohe Anforderungen an den Unternehmer, aber auch an die Submissionsunterlagen. Die Bauleitung muss die Arbeiten eng begleiten, damit nicht zu viele Blöcke wieder ausgebaut werden müssen.

Die Kolkwannen wurden zwischen den alten Konsolidierungssperren und neuen, sohlenbündigen Vorsperren ver-

legt. Die Vorsperren wurden zuerst erstellt, so dass die Blöcke dann mit einem festen unterstromseitigen Anschlag versetzt werden konnten. Die Bachsohle unterstrom der Kolkwannen wurde mit einem aufgelösten Deckwerk gesichert, um die Tiefenerosion oberstrom der jeweiligen Folgesperre zu reduzieren.

Die Sporne wurden aus Sichtbeton erstellt und auch nicht verkleidet oder anderweitig kaschiert. Sie sind statisch als Kasten ausgebildet und verfügen über eine durchgehende Bodenplatte. Grosse Öffnungen in der Platte verhindern zusätzlichen Auftrieb. Gegen unterstrom sind die Sporne ab einer gewissen Höhe offen. Bis auf diese Höhe wurden sie mit Erdreich verfüllt. Sie werden später bepflanzt.

#### Literatur

- [1] *Herzog Ingenieure AG/Meier + Partner AG/ Dr. von Moos AG*: «Hochwasserschutz Nidlaubach, Auflageprojekt». Davos Platz/Lachen/Zürich, März 2010.
- [2] *Speerli, J., Stucki, A.*: «Technischer Bericht Modellversuche Nidlaubach», HSR Hochschule für Technik Rapperswil, Januar 2010.
- [3] *US Army Corps of Engineers*: HEC-RAS 4.0, Davis, USA, Software und «Hydraulic Reference Manual», Stand 2010.
- [4] *Beffa, C.*: «2.-D-Strömungssimulation mit FLUMEN», fluvial.ch, 2004.
- [5] *Flow Science Inc.*: FLOW-3D User Manual Version 9.4, Santa Fé, USA, 2009
- [6] *Herzog Ingenieure AG*: Hochwasserschutz Nidlaubach, Ausführungsprojekt, Davos Platz, 2012–2015.

#### Anschrift der Verfasser

*Beatrice Herzog*, Dipl. Ing. ETH

*Martin Bettler*, Dipl. Natw. ETH

Herzog Ingenieure AG, CH-7270 Davos Platz

herzog@herzog-ingenieure.ch

bettler@herzog-ingenieure.ch

Prof. Dr. *Jürg Speerli*

HSR Hochschule für Technik Rapperswil

CH-8640 Rapperswil,

juerg.speerli@hsr.ch

*Adrian Stucki*, Dipl. Ing. FH, Zum Zeitpunkt der

Ausführung tätig bei der HSR, heute AF-Consult

Switzerland AG, CH-5400 Baden,

adrian.stucki@afconsult.com

*Frieder Semler*, Dipl. Ing.

CFD Consultants GmbH, D-72108 Rottenburg

fs@cfconsultants.de