

**Zeitschrift:** Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria  
**Herausgeber:** Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband  
**Band:** 107 (2015)  
**Heft:** 4

**Artikel:** Positionspapier zu seitlichen Hochwasserentlastungen an Flüssen =  
Prise de position concernant les déversoirs latéraux aménagés sur des  
cours d'eaux

**Autor:** [s.n.]  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-941861>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 17.03.2025

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

# Positionspapier zu seitlichen Hochwasserentlastungen an Flüssen

Kommission für Hochwasserschutz (KOHS) des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes

## Anlass und Auftrag

Im Rahmen der Projektierung der geplanten seitlichen Hochwasserentlastungen an der Lütchine zwischen Wilderswil und Bönigen wurden verschiedene ein- und zweidimensionale hydraulische Berechnungsmodelle angewandt. Dabei zeigte es sich, dass je nach angewandter Prozedur erhebliche Unterschiede in der Entlastungskapazität resultieren.

Diese Problematik wurde innerhalb der Kommission für Hochwasserschutz (KOHS) des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes diskutiert. Dieser konstituierte daraufhin eine Arbeitsgruppe (Beschluss vom 17. Januar 2013). Nachfolgend werden verschiedene Erkenntnisse der Arbeitsgruppe präsentiert und somit der aktuelle Kenntnisstand zusammengefasst.

## 1. Hydraulische Berechnung

### 1.1 Überfallformeln – frontale Anströmung

Bild 1 zeigt eine Prinzipskizze für ein frontal angeströmtes Wehr. Die Energielinie liegt um den Betrag  $v_o^2/2g$  ( $v_o$  = Zuflussgeschwindigkeit) über der Wasserspiegellage, es gilt also für die Energiehöhe

bezogen auf den Wehrscheitel  $H_E = h_o + v_o^2/2g$ . Der Überfall über ein festes Wehr mit frontaler Anströmung lässt sich mit der folgenden Standardformel berechnen:

$$Q = C_d L \sqrt{2g} (H_E)^{1.5} \quad (1)$$

$Q$  [ $m^3/s$ ] ist der Abfluss über das Wehr,  $L$  [m] die Länge des Wehrs,  $H_E = h_o + v_o^2/2g$  [m] die Energiehöhe über dem Wehr im Oberwasser,  $w$  [m] die Wehrhöhe, bezogen auf die Sohle im Oberwasser und  $g$  die Erdbeschleunigung.  $C_d$  ist der Überfallbeiwert, der von der Strahlumlenkung und der Wehrform abhängt. In der deutschsprachigen Literatur wird meist der Überfallbeiwert  $\mu$  und die Formel von Poleni verwendet, wobei gilt  $C_d = 2/3 * \mu$

$$Q = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} (H_E)^{1.5} \quad (2)$$

Bei praktischen Berechnungen kann die Zuflussgeschwindigkeit oft vernachlässigt werden, womit sich im vom Überfall noch unbeeinflussten Bereich, d.h. mindestens ca.  $4 \cdot h_o$  oberstrom des Wehrs,  $H_E \approx h_o$  ergibt und somit

$$Q = C_d L \sqrt{2g} h_o^{1.5} \quad (3)$$

bzw.

$$Q = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} h_o^{1.5} \quad (4)$$

Der Überfallbeiwert  $\mu$  liegt in der Grössenordnung von 0.5 bis 0.75. Für eine genaue Bestimmung sei auf die Fachliteratur verwiesen.

### 1.2 Überfallformeln – seitliche Anströmung

Bei einer seitlichen Hochwasserentlastung wird das Wehr nicht frontal angeströmt. Bild 2 zeigt die Prinzipskizze einer seitlichen Anströmung. Generell sollte die seitliche Hochwasserentlastung so ausgelegt werden, dass sich längs der Überfallsektion strömender Normalabfluss ohne Fließwechsel einstellt, d.h. für die Froudezahl gilt  $F = v/(g \cdot A[x]/B_{Wsp}[x])^{0.5} < 0.75$ , mit  $A(x)$  = Abflussquerschnitt und  $B_{Wsp}(x)$  = Wasserspiegelbreite des Hauptgerinnes im Bereich der Überfallsektion, mit  $0 \leq x \leq L$ , wobei  $L$  = Länge der Überfallsektion. Falls sich längs der Überfallsektion schiessender Abfluss und ein Wechselsprung ergibt, ist die Entlastungsleistung kleiner und praktisch nicht vorauszusagen. Bei komplett schiessendem Abfluss im Hauptgerinne ist die Entlastungsleistung noch geringer. Bühlmann und Boes (2014) empfehlen, bei hohen Froude-Zahlen über 0.75 wegen des stark wellenförmigen Abflusses keine seitlichen Entlastungen vorzusehen.

Zur Berechnung der seitlichen Entlastung kann entweder die Energiehöhe  $H_E = h_w + v_o^2/2g$  oder der Wasserspiegel  $h_w$

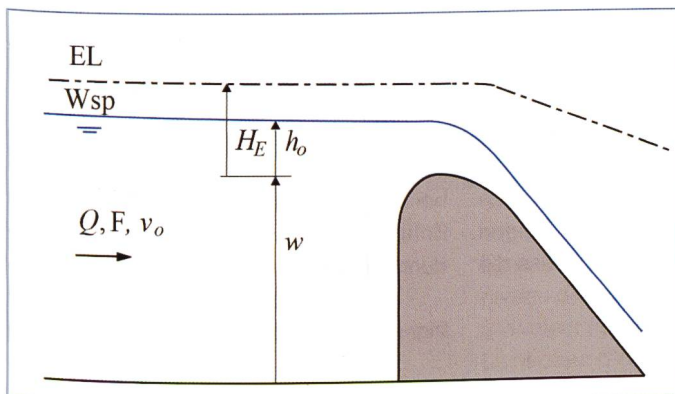


Bild 1. Frontale Anströmung eines Wehrs.

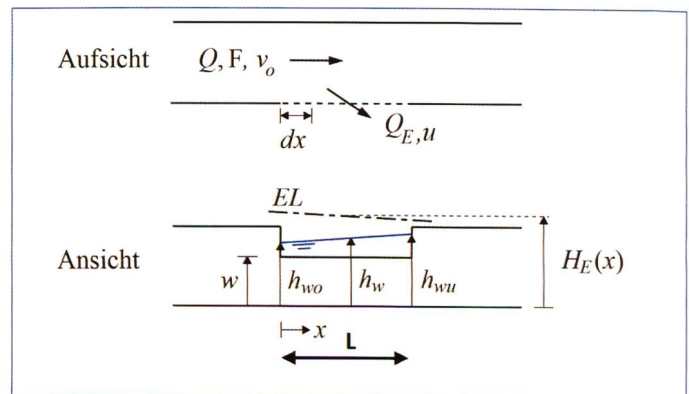


Bild 2. Seitliche Anströmung eines Wehrs, strömender Normalabfluss ohne Fließwechsel.

verwendet werden. Da sich infolge der Entlastung der Wasserspiegel und die Energiekurve entlang der seitlichen Entlastung ändern, müssen diese entweder berechnet oder angenähert werden. Der Entlastungsabfluss wird deshalb meistens in differenzieller Form pro Längenelement  $dx$  angegeben.

De Marchi (1934) präsentierte die generelle Gleichung für den seitlichen Entlastungsabfluss  $Q_E$  für einen rechteckigen und horizontalen Kanal als:

$$\frac{dQ_E}{dx} = \frac{2}{3} C_M \sqrt{2g} (h_w - w)^{1.5} \quad (5)$$

Dabei ist  $C_M$  der seitliche Überfallkoeffizient, für den es verschiedene Ansätze gibt (Rosier, 2007). Gemäss Subramanya und Awasthy (1972) kann  $C_M$  für strömenden Abfluss anhand der Froudezahl  $F_o$  zu Beginn des seitlichen Wehrs mit der nachfolgenden Formel berechnet werden:

$$C_M = 0.611 \sqrt{1 - \frac{3F_o^2}{2 + F_o^2}} \quad (6)$$

Hager (1987) präsentiert die nachfolgende Gleichung für den Entlastungsabfluss eines rechteckigen, horizontalen Kanals:

$$\frac{dQ_E}{dx} = \frac{3}{5} c \sqrt{g} (h_w - w)^{1.5} \sqrt{\frac{H_E - w}{3H_E - 2h_w - w}} \quad (7)$$

mit  $c$  als Wehrkronenparameter. Ebenfalls kann mittels Zusatztermen der Effekt einer Kanalverengung oder des Sohlgefälles berücksichtigt werden. Erfahrungswerte für  $c$  liegen in der Grössenordnung von 0.45 bis 0.55, für scharfkantigen Überfall gilt  $c = 1$ .

Degoutte (2012, basierend auf Sinniger und Hager, 1989; s.a. Hager und Schleiss, 2009) wie auch Bühlmann und Boes (2014) empfehlen zwar, die grundsätzlich auf den Wasserspiegel ausgerichtete Hager-Formel zu verwenden, sie geben sie aber in einer Form wieder, wo die Energiehöhe als vordergründiger Parameter erscheint. Rosier (2007) empfiehlt aufgrund von eigenen Messungen in seiner Versuchsanlage klar den Wasserspiegel als massgebenden Parameter. Ein Ver-

gleich der Resultate des Modellversuchs für die Hochwasserentlastung an der Reuss bei Altdorf mit der Hager-Formel ergab eine zufriedenstellende Übereinstimmung<sup>1</sup>.

Die Flüsse, an denen seitliche Entlastungen geplant werden, weisen meist einen Trapezquerschnitt und nicht ein Rechteckprofil auf. Bei der Entlastung Altdorf mit Trapezprofil konnte keine nennenswerte Differenz festgestellt werden. Es ist anzunehmen, dass der Effekt des unterschiedlichen Profils in den geeichten  $c$ -Wert eingeflossen ist.

### 1.3 Berechnung mit einem ein-dimensionalen numerischen Modell

Die Dimensionierung des seitlichen Entlastungsbauwerks erfolgt durch Berechnung des ungleichförmigen Wasserspiegels im Gerinne (Staukurvenrechnung) und der Entlastungswassermenge durch eine der erwähnten Formeln. Dies führt zu einer Iterationsrechnung mit Variation der Wasserspiegellage und der austretenden Wassermenge. Entsprechend muss der Bereich des Entlastungsbauwerks durch mehrere Querprofile bestimmt werden.

Die grundsätzliche Frage bei der hydraulischen Berechnung eines seitlichen Überfalls ist jene, ob der Wasserspiegel oder die Energiehöhe in die Berechnung eingeführt werden sollen. Alle oben zitierten Referenzen weisen zwar auf den Wasserspiegel hin, die Hinweise sind jedoch nicht immer eindeutig. Die Frage ist wesentlich, da aus den beiden Annahmen Kapazitätsunterschiede bis 40% resultieren können, wie Berechnungen für aktuelle Projekte gezeigt haben.

Für die Benutzung des vielbenutzten Programms HECRAS wird zwar auf eine Berechnung aufgrund des Wasserspiegels analog der Formel von De Marchi hingewiesen (USACE, 2010a, Hydraulic Manual), im Benutzerhandbuch (USACE, 2010b) wird aber lediglich gesagt, dass der Wasserspiegel oder die Energiehöhe gewählt werden können und dass standardmässig die Energiehöhe vorgeschlagen wird. Benutzt man das Programm mit den vorgegebenen Einstellungen, so übernimmt es die Energiehöhe und nicht den Wasserspiegel. Will man mit den obigen Ausführungen im Einklang sein, muss die Einstellung geändert werden.

### 1.4 Berechnung mit einem tiefen-gemittelten zweidimensionalen Modell

Die gesuchten hydraulischen Grössen liegen pro flächiges Element entsprechend der Gitterauflösung im Berechnungsgebiet vor. Der Abfluss bei einem Wehr kann grundsätzlich nicht durch Lösen der tiefen-gemittelten Gleichungen korrekt bestimmt werden, da die Krümmung der Stromlinien im Bereich des Überfalls zu stark und die Strömung dreidimensional ist. Daher werden empirische Modelle, wie oben beschrieben, als Ersatz verwendet, um lokal den Abfluss zu berechnen. Die Umsetzung im numerischen Modell ist nicht eindeutig. Der Wehrabfluss kann pro Element in Abhängigkeit lokaler Grössen oder über mehrere Elemente als Funktion des Wasserstands bzw. der Energiehöhe ober- und unterstrom des Wehres berechnet werden (z.B. mit der empirischen Formel nach Hager). Aufgrund der lokalen Senkkurve beim Wehr ist die Verwendung der Energiehöhe als massgebende Höhe zu bevorzugen, um Instabilitäten im numerischen Modell vorzubeugen. In allen Fällen sollte der Wehrabfluss durch eine Kontrollrechnung mittels einer empirischen Formel überprüft werden.

### 1.5 Geschiebe

Rosier (2007) sowie Rosier et al. (2008, 2010) definieren aufgrund von Versuchen einen Verlandungskörper, der in die hydraulische Rechnung eingeführt werden kann. Allerdings stellt sich dieser Verlandungskörper erst nach einer verhältnismässig langen Versuchs- resp. Ereignisdauer ein. Eine rein hydraulische Rechnung auf fester Sohle bildet das eine Extrem, die Rechnung mit dem Verlandungskörper nach Rosier das andere.

Die geplanten Entlastungsanlagen an der Lutschine wurden mit dem eindimensionalen Geschiebesimulationsprogramm GESMAT untersucht. Sie haben die Sensitivität der Entlastungswassermenge in Bezug auf die Abflussganglinie einerseits und die Anfangssohlenlage andererseits aufgezeigt.

Bei kurzen Abflussereignissen ändert die Sohlenlage wenig, während bei längeren Ereignissen in Funktion der Entlastung Geschiebe abgelagert und dadurch die Gerinnekapazität verändert wird.

In Perioden zwischen Extremereignissen schwankt die Sohlenlage in ge-

<sup>1</sup> unveröffentlichtes internes Arbeitspapier, Ingenieurbüro Jungo, Zürich, 1994.

wissem Rahmen in Funktion des Abflussgeschehens und variabler Sohlenbreiten. Die jeweilige Sohlenlage bei Beginn des Extremereignisses beeinflusst die Entlastungscharakteristik ebenfalls.

## 1.6 Empfehlungen der Arbeitsgruppe

Grundsätzlich ist für die Berechnung der Abflusskapazität von seitlichen Entlastungsanlagen vom Wasserspiegel auszugehen. Mit Vorteil wird die Hager-Formel angewandt. Bei der Benutzung des Programms HECRAS mit der Standard-Prozedur muss als Parameter für die Wehrgleichung der Wasserspiegel manuell eingestellt werden. Hohe Froude-Zahlen über 0.75 sind zu vermeiden, d.h. allenfalls muss mittels eines Querbauwerks oder einer Einengung unterstrom der Seitenentlastung eindeutig strömender Abfluss im Gerinne erzwungen werden.

Bei der Anwendung von zweidimensionalen Abflussmodellen muss die Maschenweite im Nahbereich der Wehre sehr eng gewählt werden und der Wehrabfluss durch eine einfache unabhängige Kontrollrechnung überprüft werden.

Die Arbeitsgruppe ist der Meinung, dass der Einfluss der Geschiebeführung

auf die Entlastungscharakteristik mit einem gängigen eindimensionalen Simulationsmodell untersucht werden sollte. Selbstverständlich muss die Stabilität der Sohlenlage periodisch durch Vermessung geprüft werden.

### Literaturverzeichnis

Bühlmann, M., Boes, R.M., (2014). Lateral flood discharge at rivers: concepts and challenges, Proc. Intl. River Flow Conference (Schleiss et al., eds.), ISBN 978-1-138-02674-2, Taylor & Francis Group, London, UK: 1799–1806.

Degoutte, G., ed. (2012). Les déversoirs sur digues fluviales, 2012, Editions Quae, Versailles, ISBN 978-2-7 592-1886-8.

De Marchi (1934). Saggio di teoria del funzionamento degli stramazzi laterali. L'Energia Elettrica 11(11), 849–860.

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

Hager, W.H., Schleiss, A.J. (2009). Constructions hydrauliques – Ecoulements stationnaires, Traité de Génie Civil, Volume 15, PPUR, 614 pages, ISBN 978-2-88074-746-6.

Rosier, B. (2007). Interaction of side weir overflow with bed-load transport and bed morphology in a channel, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, thèse no 3872.

Rosier B., Boillat J.-L., Schleiss A., (2008). «Trenncharakteristik einer seitlichen Notentlastung an Flüssen unter Berücksichtigung morphologischer Prozesse», KW Korrespondenz Wasserwirtschaft, (1) Nr. 2, pp. 85–91.

Rosier, B., Boillat, J.-L., Schleiss, A. (2010). Semiempirical model for channel bed evolution due to lateral discharge withdrawal, Journal of Hydraulic Research Vol. 48, No. 2 (2010), pp. 161–168.

Sinniger, R.O., Hager, W.H. (1989). Constructions hydrauliques, Traité de Génie Civil, Vol. 15, Presse polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, Switzerland.

Subramanya, K., Awasthy, S. C. (1972). Spatially Varied Flow over Side Weirs. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 98(1), 1–10.

US Army Corps of Engineers, Hydrologic Center (2010a). HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual, Version 4.1.

US Army Corps of Engineers, Hydrologic Center (2010b). HEC-RAS River Analysis System, User's Manual.

### Arbeitsgruppe

Martin Jäggi (Vorsitz), Robert Boes, Marius Bühlmann, Marcel Dähler, Andreas Huber, Heinz Kaspar, Michael Schluh, Heinz Weiss, Sonja Stocker, Volker Weitbrecht, Lukas Schmocker.

# Prise de position concernant les déversoirs latéraux aménagés sur des cours d'eaux

Commission Protection contre les Crues (CIPC) de l'Association Suisse pour l'Aménagement des Eaux ASAE

## Problème et mandat

Divers modèles de calcul hydraulique unidimensionnels et bidimensionnels ont été appliqués afin de dimensionner les déversoirs de crues latéraux prévus sur la Lüttschine entre Wilderswil et Bönigen. D'importantes différences ont dû être constatées concernant la capacité d'évacuation, suivant la méthode appliquée.

La Commission Protection contre les Crues (CIPC) de l'Association Suisse de l'Aménagement des Eaux a discuté cette problématique. Elle a constitué un groupe de travail par décision du 17 janvier 2013. Par la suite les résultats des discussions au sein du groupe de travail sont présentés et donc l'état actuel des connaissances résumé.

## 1. Calcul hydraulique

### 1.1 Formules de déversoir – courant frontal

La figure 1 montre un schéma de principe pour les conditions hydrauliques lors d'un écoulement frontal vers un déversoir. La

ligne d'énergie se situe au-dessus du niveau d'eau, la différence correspondant à la valeur  $v_o^2/2g$  ( $v_o$  = vitesse d'approche). La hauteur d'énergie par rapport à la crête du déversoir devient  $H_E = h_o + v_o^2/2g$  [m].

La capacité d'un déversoir frontal se calcule à l'aide de la formule standard

suivante:

$$Q = C_d L \sqrt{2g} (H_E)^{1.5} \quad (1)$$

Q [m<sup>3</sup>/s] est le débit déversant, L [m] la longueur du déversoir,  $H_E = h_o + v_o^2/2g$  [m] la hauteur d'énergie amont, par rapport à la cote du déversoir,  $w$  [m] la hauteur du déversoir par rapport au fond amont, et  $g$  l'accélération terrestre.  $C_d$  est un coefficient de forme qui dépend de la courbure du jet et de la forme du déversoir. La littérature (de langue allemande) utilise généralement le coefficient de forme  $\mu$  et la formule de Poleni, ce qui entraîne  $C_d = 2/3^* \mu$

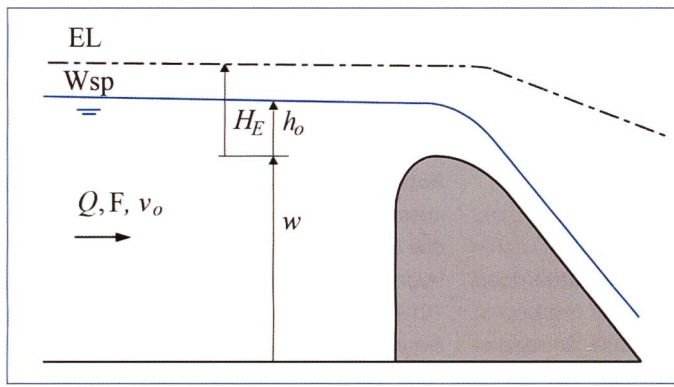


Figure 1. Écoulement frontal vers un déversoir.

$$Q = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} (H_E)^{1.5} \quad (2)$$

Pour de calculs pratiques on peut souvent négliger la vitesse d'approche, d'où résulte  $H_E \approx h_o$  en amont du déversoir. Ceci est valable pour la zone qui n'est pas influencée par le déversoir, soit à une distance supérieure à  $4 \cdot h_o$  en amont du seuil. Il résulte

$$Q = C_d L \sqrt{2g} h_o^{1.5} \quad (3)$$

resp.

$$Q = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} h_o^{1.5} \quad (4)$$

Le coefficient  $\mu$  se situe dans un ordre de grandeur de 0.5 à 0.75. Pour une détermination plus précise on se référera à la littérature spécialisée.

### 1.2 Formules de déversoir – déversement latéral

Pour un déversoir de crues latéral, le courant d'approche n'est plus frontal. La figure 2 montre un schéma de principe pour un déversement latéral. De manière générale, l'aménagement d'un déversoir latéral doit être conçu de telle manière que l'écoulement le long du déversoir soit fluvial, donc sans changement de régime. On recommande de ne pas dépasser des nombres de Froude  $F$  de 0.75, où  $F = v / (g \cdot A[x] / B_{Wsp}[x])^{0.5} < 0.75$ ,  $A(x)$  = aire de la section d'écoulement et  $B_{Wsp}(x)$  = largeur du plan d'eau du chenal principal à la hauteur du déversoir, avec  $0 \leq x \leq L$ ,  $L$  = étant la longueur de la section de déversement. Si l'écoulement devient torrentiel le long du déversoir avec formation de ressaut hydraulique, alors la capacité d'évacuation sera réduite et est de surplus presque indéterminable. Si l'écoulement est torrentiel sur l'entière longueur du déversoir, la capacité d'évacuation sera

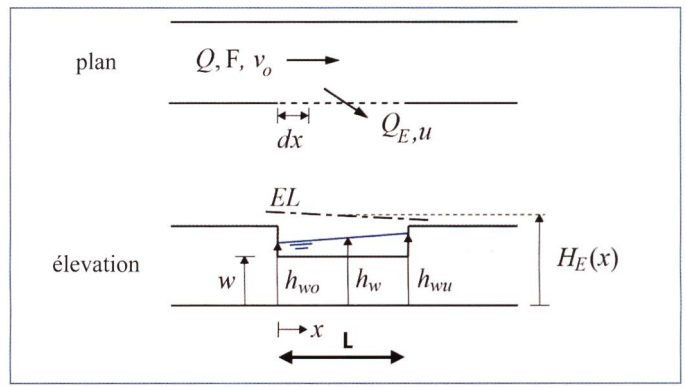


Figure 2. Déversoir latéral, écoulement fluvial sans formation de ressaut.

encore réduite. Bühlmann et Boes (2014) recommandent de ne pas prévoir des déversoirs latéraux pour des nombres de Froude supérieurs à 0.75, ceci à cause de l'écoulement fortement ondulé pour ces conditions.

En principe, la capacité d'évacuation d'un déversoir latéral peut être calculée en fonction de la hauteur d'énergie  $H_E = h_w + v_o^2 / 2g$  ou du tirant d'eau  $h_w$ . Comme les niveaux d'eau et d'énergie varient en fonction du débit déversant, il faut calculer ces niveaux ou les approcher. On définit donc le débit déversant en forme différentielle pour un élément de longueur  $dx$ .

De Marchi (1934) a présenté l'équation générale pour le débit de surverse pour un déversoir latéral  $Q_E$ , ceci pour un chenal horizontal et de section rectangulaire:

$$\frac{dQ_E}{dx} = \frac{2}{3} C_M \sqrt{2g} (h_w - w)^{1.5} \quad (5)$$

Ici,  $C_M$  est le coefficient de forme du déversoir latéral qui peut être calculé selon diverses procédures (Rosier, 2007). Selon Subramanya et Awasthy (1972)  $C_M$  peut être calculé pour un écoulement fluvial en fonction du nombre de Froude  $F_o$  juste à l'amont du déversoir latéral, à l'aide de la formule suivante:

$$C_M = 0.611 \sqrt{1 - \frac{3F_o^2}{2 + F_o^2}} \quad (6)$$

Hager (1987) présente l'équation suivante pour le débit déversant, ceci pour un chenal horizontal et de section rectangulaire:

$$\frac{dQ_E}{dx} = \frac{3}{5} c \sqrt{g} (h_w - w)^{1.5} \sqrt{\frac{H_E - w}{3H_E - 2h_w - w}} \quad (7)$$

où  $c$  est un coefficient de forme dépendant de la géométrie du seuil. Par des termes additionnels, l'effet d'un rétrécissement ou de la pente du chenal peut être considéré.

Des valeurs couramment admises pour  $c$  sont de l'ordre de 0.45 à 0.55. Pour un seuil mince  $c = 1$ .

Degoutte (2012, se basant sur Sinniger et Hager, 1989; v.a. Hager et Schleiss, 2009) ainsi que Bühlmann et Boes (2014) recommandent d'utiliser la formule de Hager qui utilise le niveau d'eau comme paramètre principal. Ils la publient sous une forme qui laisse apparaître le niveau d'énergie comme paramètre de première importance. Rosier (2007) ayant effectué de propres mesures sur son installation de laboratoire recommande clairement le niveau d'eau comme étant le paramètre principal. Une comparaison des résultats des essais sur modèle concernant le déversoir de crues sur la Reuss près d'Altdorf avec la formule de Hager a donné des résultats satisfaisants<sup>1</sup>.

Les rivières sur lesquelles on aménage des déversoirs latéraux présentent en général une section trapézoïdale. C'est le cas pour le déversoir d'Altdorf, où l'on n'a pourtant pas constaté une influence particulière. On peut admettre qu'une éventuelle influence de la forme de la section se trouve comprise dans la valeur de  $c$  étalonnée.

### 1.3 Calcul utilisant un modèle numérique unidimensionnel

Le dimensionnement du déversoir latéral s'effectue par le calcul de la ligne d'eau en écoulement non-uniforme (calcul de la courbe de remous) combiné avec l'utilisation de l'une des formules de déversoir citées. Ceci amène à un calcul

<sup>1</sup> Notice de travail non publiée, bureau d'ingénieurs Jungo, Zurich, 1994.

itératif avec variation du niveau d'eau et du débit déversé. Le chenal doit donc être défini par plusieurs sections le long du déversoir.

La question fondamentale qui se pose lors du calcul hydraulique pour le déversoir latéral est celle, s'il faut considérer la ligne d'eau ou la ligne d'énergie. Toutes les références citées précédemment indiquent la ligne d'eau, mais les indications ne sont pas toujours claires. La question est essentielle, puisque des différences allant jusqu'à 40% ont été trouvées lors de calculs pour des projets d'actualité.

Le programme HECRAS est utilisé fréquemment. Le manuel hydraulique présente un calcul basé sur la ligne d'eau en analogie avec la formule de *De Marchi* (USACE, 2010a, Hydraulic Manual). Pourtant, le manuel de l'utilisateur (USACE, 2010b) ne mentionne uniquement que l'on peut utiliser soit la ligne d'eau, soit la ligne d'énergie; et que la proposition standard est la ligne d'énergie. En utilisant le programme sans changer les paramètres prédéfinis, on reprend la ligne d'énergie et non la ligne d'eau. Il faut donc changer le paramètre pour être en accord avec les explications précitées.

#### 1.4 Calcul utilisant un modèle numérique bidimensionnel, utilisant des valeurs moyennes sur la profondeur d'écoulement

Les paramètres hydrauliques sont définis pour chaque élément de surface, en correspondance avec le maillage de l'aire considéré. Les équations basées sur des valeurs moyennes par rapport à la profondeur d'écoulement ne peuvent donner des résultats corrects pour le débit déversant le seuil, car la courbure des lignes du courant est importante près du déversoir et l'écoulement tridimensionnel. On a donc recours à des modèles empiriques décrits précédemment, afin de calculer le débit local. L'application au sein du modèle numérique n'est pas univoque. Le débit déversant spécifique, par élément de longueur du seuil, peut être calculé en fonction de paramètres locaux ou sur plusieurs éléments en fonction du niveau d'eau resp. d'énergie en amont et en aval du déversoir (p. ex. en utilisant la formule empirique de Hager). A cause de la forte accélération vers le déversoir, il est préférable d'utiliser le niveau d'énergie comme paramètre de référence; ceci afin d'éviter des instabilités numériques. Dans tous les cas, le débit déversé doit être calculé par un calcul de contrôle

indépendant à l'aide d'une formule empirique.

#### 1.5 Charriage

*Rosier* (2007), ainsi que *Rosier et al.* (2008, 2010) définissent la géométrie d'un massif de déposition, ceci à la suite d'essais en laboratoire. On peut introduire ces dimensions dans un calcul hydraulique. Il faut un certain temps pour que ce massif se développe. Il y a donc deux situations extrêmes; le calcul sur fond fixe d'une part et le calcul sur un massif selon *Rosier* d'autre part.

Les déversoirs prévus sur la Lüttschine ont été étudiés en utilisant le modèle unidimensionnel de charriage GEMAT. Ces calculs ont démontré la sensibilité du débit déversé par rapport à la forme de l'hydrogramme d'une part et le niveau initial du fond d'autre part.

Lors d'évènement de crues de relativement courte durée, le niveau du fond ne change que de peu. Lors d'évènements de plus longue durée cependant des alluvions sont déposés en fonction du déversement ce qui altère la capacité d'écoulement du chenal.

Lors des périodes entre évènements extrêmes le niveau du fond varie aussi dans une certaine mesure, ceci en fonction des débits et de la variabilité des largeurs du chenal. Le niveau du fond présent au début d'un évènement extrême a aussi son incidence sur la caractéristique du déversement.

#### 1.6 Recommandations du groupe de travail

Le calcul de la capacité d'écoulement d'un déversoir latéral doit en principe être basé sur la ligne d'eau. L'utilisation de la formule de *Hager* est avantageuse. Lorsqu'on utilise le programme HECRAS avec la procédure standard, il faut définir manuellement le niveau d'eau comme paramètre pour l'équation du déversoir. Des nombres de Froude plus élevés que 0.75 doivent être évités. Le cas échéant il faut prévoir un ouvrage transversal ou un étranglement en aval du déversoir, afin d'imposer un régime clairement fluvial.

Lors de l'application de modèles numériques bidimensionnels, le maillage doit être très étroit dans le voisinage du déversoir, et le débit déversé doit être vérifié par un calcul de contrôle indépendant simple.

Le groupe de travail est d'avis que l'influence du charriage sur la caractéristique de déversement doit être étudiée à l'aide d'un modèle de simulation

unidimensionnel courant. Bien entendu, la stabilité du fond devra être vérifiée régulièrement par des relevés.

#### Références

- Bühlmann, M., Boes, R.M.*, (2014). Lateral flood discharge at rivers: concepts and challenges, Proc. Intl. River Flow Conference (Schleiss et al., eds.), ISBN 978-1-138-02674-2, Taylor & Francis Group, London, UK: 1799–1806.
- Degoutte, G.*, ed. (2012). Les déversoirs sur digues fluviales, 2012, Editions Quae, Versailles, ISBN 978-2-7592-1886-8.
- De Marchi* (1934). Saggio di teoria del funzionamento degli stramazzi laterali. L'Energia Elettrica 11(11), 849–860.
- Hager, W.H.* (1987). Lateral outflow over side weirs, Journal of Hydraulic Engineering 113(4): 491–504.
- Hager, W.H., Schleiss, A.J.* (2009). Constructions hydrauliques – Ecoulements stationnaires, Traité de Génie Civil, Volume 15, PPUR, 614 pages, ISBN 978-2-88074-746-6.
- Rosier, B.* (2007). Interaction of side weir overflow with bed-load transport and bed morphology in a channel, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, thèse no 3872.
- Rosier B., Boillat J.-L., Schleiss A.*, (2008). «Trenncharakteristik einer seitlichen Notentlastung an Flüssen unter Berücksichtigung morphologischer Prozesse», KW Korrespondenz Wasserwirtschaft, (1) Nr. 2, pp. 85–91.
- Rosier, B., Boillat, J.-L., Schleiss, A.* (2010). Semi-empirical model for channel bed evolution due to lateral discharge withdrawal, Journal of Hydraulic Research Vol. 48, No. 2 (2010), pp. 161–168.
- Sinniger, R. O., Hager, W. H.* (1989). Constructions hydrauliques, Traité de Génie Civil, Vol. 15, Presse polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, Switzerland.
- Subramanya, K., Awasthy, S. C.* (1972). Spatially Varied Flow over Side Weirs. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 98(1), 1–10.
- US Army Corps of Engineers, Hydrologic Center* (2010a). HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual, Version 4.1.
- US Army Corps of Engineers, Hydrologic Center* (2010b). HEC-RAS River Analysis System, User's Manual.

#### Groupe de travail

*Martin Jäggi* (présidence), *Robert Boes, Marius Bühlmann, Marcel Dähler, Andreas Huber, Heinz Kaspar, Michael Schluh, Heinz Weiss, Sonja Stocker, Volker Weitbrecht, Lukas Schmocker.*