

## Kritische Betrachtungen zur Berechnung der Überfallmengen an Sonderbauwerken in der Bundesrepublik Deutschland

Wesentliche Elemente hydraulischer Berechnungen sind die Sonderbauwerke "Überfälle und Wehre".

Hier sollen die zur Berechnung der Überfallmenge  $Q$  in der Bundesrepublik Deutschland in der Regel verwendeten Beiwerte einer kritischen Analyse unterzogen. Betrachtet werden beide Überfallformen, also der vollkommene Überfall und der unvollkommene Überfall.

### Vollkommener Überfall

Betrachtet werden nur die wesentlichen Gleichungen.

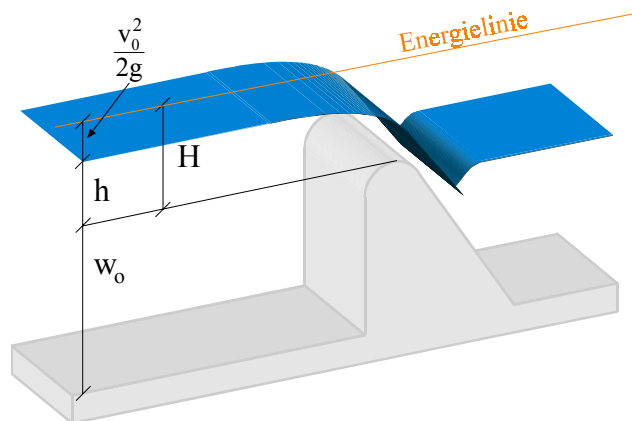


Abbildung 1: Vollkommener Überfall (ohne Rückstau)

$H$  entspricht der Überfallenergiehöhe und  $h$  der Überfallhöhe bezogen auf die Wehrkrone.

Formel von *Weisbach* (selten angewandt)

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu_W \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[ \left( h + \frac{v_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left( \frac{v_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (1)$$

Formel von *du Buat*

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu_{DB} \cdot b \cdot \sqrt{2g} \left( h + \frac{v_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \quad \text{oder} \quad (2)$$

$$Q = C_H \cdot b \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad (3)$$

Formel von *Poleni*

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu_p \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}} \text{ oder} \quad (4)$$

$$Q = C_h \cdot b \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (5)$$

$C_H$  in  $\frac{\text{m}^{\frac{1}{2}}}{\text{s}}$  entspricht dem auf die Überfallenergiehöhe  $H$  bezogenen Überfallbeiwert.

$C_h$  in  $\frac{\text{m}^{\frac{1}{2}}}{\text{s}}$  entspricht dem auf die Überfallhöhe  $h$  bezogenen Überfallbeiwert.

Zur Anwendung kommen in der Regel die Gleichungen (2) und (4). Den wissenschaftlichen Vorzug hat selbstverständlich die *du Buat*- Beziehung. Die Begründung, dass die Variabilität der Beiwerte  $C_H$  bzw.  $\mu_{DB}$  nach Gleichung (2), bzw. (3) nur gering sei, mithin annähernd konstante Werte liefert, ist nicht korrekt. Es ist anzunehmen, dass wegen dieser oft formulierten, irrigen Annahme, in der praktischen Anwendung derzeit meist konstante Überfallbeiwerte verwendet werden (z.B. ATV A111 neu).

Aber nur in einem einzigen Fall ist diese Aussage richtig. Nur bei dem scharfkantigen Wehr liegt die Bandbreite der Überfallbeiwerte der Formel nach *du Buat* im Bereich

$$0,607 \leq \mu_{DB} \leq 0,634$$

Das entspricht einer Variabilität von etwas mehr als 4%. Hier allein könnte ein konstanter Wert von z. B.  $\mu_{DB} = 0,62$  empfohlen werden.

Die angesprochene Variabilität ist oft erheblich größer als angenommen. Beim Standardprofil (WES- Profil) sind es z. B. mehr als 60%. Das Standardprofil ist der unteren Begrenzung des freien Überfallstrahles am scharfkantig belüfteten Wehr nachgebildet. Somit sollte die Aussage, dass bei der *du Buat*- Formel die Variabilität von  $\mu_{DB}$  gering ist, relativiert werden.

Welche Beziehung sollte nun verwendet werden? Diese Frage beantwortet die hydraulische Praxis sehr schnell. Zur Anwendung können nur solche Beziehungen kommen, die dimensionsanalytisch korrekt sind und da ist die Auswahl für den Anwender mehr als spärlich. Setzt man die Gleichungen von *du Buat* und von *Poleni* gleich, so kann ein interessanter Zusammenhang abgeleitet werden.

$$\mu_{DB} = \frac{\mu_P}{\left(1 + \frac{v_o^2}{2 \cdot g \cdot h}\right)^{1,5}} \quad (6)$$

Beide Überfallbeiwerte können eindeutig ineinander überführt werden.

In der Bundesrepublik Deutschland wird in der Regel Abbildung 2 für die Berechnung vollkommener Überfälle verwendet *Schröder, Euler, Schneider, Knauf*, (1994).

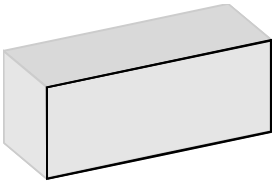
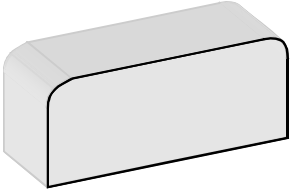
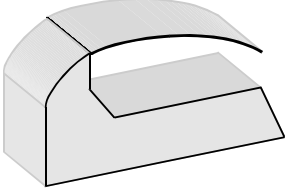

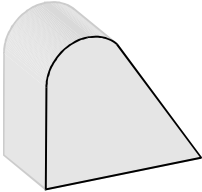
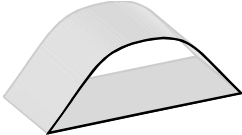
Kronenform		$\mu$
	Breit, scharfkantig, waagrecht	0,49-0,51
	Breit, mit abgerundeten Kanten, waagrecht	0,50-0,55
	Vollständig abgerundeter, breiter Überfall, gänzlich umgelegte Klappen bei abgerundeten Kanten des Wehrkörpers	0,65-0,73
	Scharfkantig, mit Belüftung des Strahls	0,64
	Abgerundet mit lotrechter Oberwasser- Seite und geneigter Unterwasser- Seite	0,75
	Dachförmig, mit abgerundeter Krone	0,79

Abbildung 2:  $\mu$ -Werte für den vollkommenen Überfall

Leider fehlt in der entsprechenden Literatur häufig der Hinweis, dass die zugeordneten Überfallbeiwerte allein für den Bemessungsfall empfohlen werden.

Betrachtet man die Vielfalt der möglichen und existierenden Wehrformen, so ist die obige Abbildung mehr als unzureichend.

Im Vergleich zu Abbildung 2 soll für einige charakteristische Wehrformen die Variabilität der Überfallbeiwerte des vollkommenen Überfalles (*nach Poleni*) dargestellt werden.

Scharfkantige Wehre	bis zu 17%
Schmalkronige Wehre	bis zu 46%
Breitkronige Wehre	bis zu 40%
Rundkroniges Wehr mit senkrechten Seitenwänden	bis zu 80%
Rundkroniges Wehr (Schusswehr)	bis zu 70%
Standard- Profil	bis zu 70%

Vor dem Hintergrund der EDV- gestützten Simulation von instationären Fließvorgängen sollte diese Variabilität korrekt berücksichtigt werden.

### Unvollkommener Überfall

Der entscheidende Fehler der bei der Berechnung unvollkommener Überfälle auftritt, ist, dass nicht die unterwasserseitige Wehrhöhe  $w_u$ , sondern  $w_o$ , die Wehrhöhe im Oberwasser verwendet wird. Dieser Fehler findet sich in fast der gesamten Fachliteratur.

Die allgemein gültige Definition, dass unvollkommener Überfall dann vorliegt, wenn der Abfluss über dem Überfall durch einen genügend hohen Unterwasserstand über der Wehrkrone beeinflusst wird, ist nicht in allen Fällen richtig.

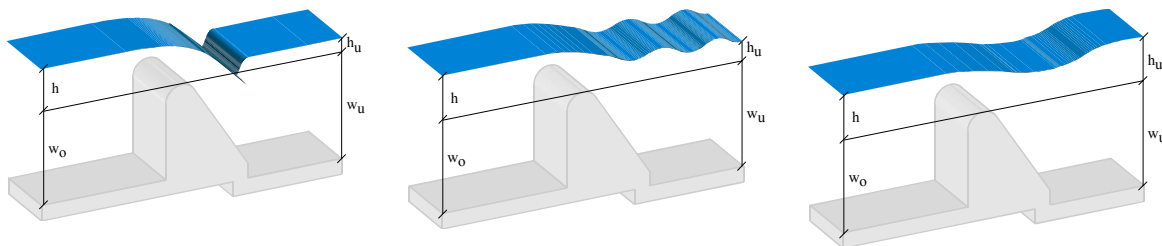


Abbildung 3: Vollkommener und unvollkommener Überfall

Bei scharfkantigen und schmalkronigen Wehren (bei geringer Längenausdehnung  $l$  in Fließrichtung) sind diese Verhältnisse wesentlich anders. Der Grund liegt vordergründig darin, dass der frei überfallende Strahl nicht geführt ist und von der Unterwasserseite sehr leicht beeinflusst werden kann.

Durch den unvollkommenen Überfall wird bei gleicher Überfallhöhe  $h$  im Oberwasser die Abflussleistung reduziert.

Dieser Abminderungsfaktor  $\varphi$  wird multiplikativ in die *du- Buat-* bzw. *Poleni-* Formel eingesetzt.

*du Buat*

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu_{DB} \cdot \varphi_{DB} \cdot b \cdot \sqrt{2g} \left( h + \frac{v_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (7)$$

$$Q = C_H \cdot \varphi_{DB} \cdot b \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad (8)$$

*Poleni*

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu_P \cdot \varphi_P \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (9)$$

$$Q = C_h \cdot \varphi_P \cdot b \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (10)$$

Betrachtet wird die einschlägig in den meisten Lehrbüchern verwendete Abbildung 4 für den unvollkommenen Überfall, die auf *Martin Schmidt (1957)* zurückzuführen ist.

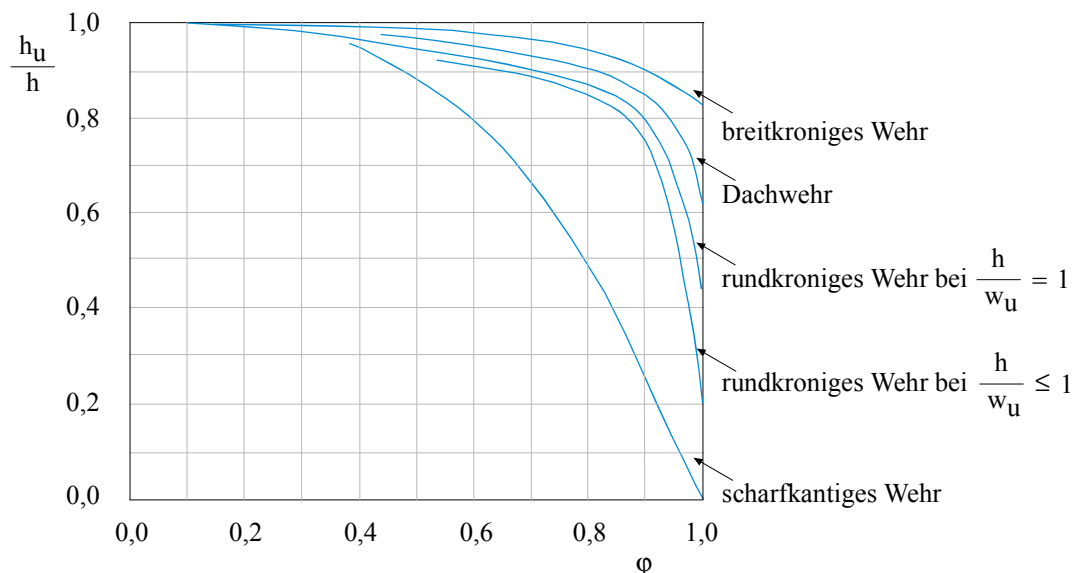


Abbildung 4: Unvollkommener Überfall nach Schmidt

Der eingetragene Parameter  $w$  ist nicht, wie mittlerweile überall angenommen wird die Wehrhöhe im Ober-, sondern die im Unterwasser, also  $w_u$ .

*Schmidt* schreibt: "Die allgemeine Ableitung zeigt, dass für die Bestimmung des Übergangspunktes neben der Wehrkronenform folgende Größen von Einfluss sind: die Ober- und Unter-

wasserhöhe  $h_0$  und  $h_u$ , jeweils bezogen auf die Wehrkrone, und die Wehrhöhe  $w_u$  über der Unterwassersohle. Die Wehrhöhe über der Oberwassersohle ist hier ohne Einfluss. Dies ist durch zahlreiche Versuche bestätigt worden. Dass ähnliche Abhängigkeiten auch für den Abminderungswert  $c$  ( $c = \varphi$ ) bestehen, ist ebenfalls durch Versuche bewiesen.”

In obiger Abbildung sind die Abminderungskurven für das Dachwehr und zwei rundkronige Wehre mit unterdruckfreiem Entwurfsprofil eingetragen. Außerdem sind die Kurven für das breitkronige und das scharfkantige Wehr abgebildet.

Schmidt war bekannt, dass für jeden Wehrtyp in der Praxis eine ganze Kurvenschar existiert. So verschiebt sich der Beginn des unvollkommenen Überfalls in einem beträchtlichen Überfallhöhenbereich. Jeder Durchfluss liefert bei einem konkreten Wehr eine spezifische Abminderungskurve, die von den Bedingungen im Unterwasser gesteuert wird.

Die einzelnen Kurven sollen nun kommentiert werden.

### **Breitkroniges Wehr**

Die eingezeichnete Kurve gilt nur für eine konkrete Überfallmenge  $Q$ . Bei einem scharfkantig breitkronigen Wehr verschiebt sich der Beginn des unvollkommenen Überfalles in einem Intervall von  $0.8 \leq \frac{h_u}{h} \leq 0.87$ . Für breitkronig angerundete Wehre ergeben sich gegenüber dem scharfkantigen Wehr Abweichungen bis zu 15%.

### **Rundkroniges Wehr**

Bei diesem Wehrtyp gibt es 2 Abminderungskurven:

Für  $\frac{h}{w_u} = 1$  sowie:

Für  $\frac{h}{w_u} \leq 0,42$

Beide Kurven sind aus der Abbildung 5 entnommen. *Schmidt* (1957) hat diese Abbildung eindeutig auf die Unterwasserwehrhöhe  $w_u$  bezogen.

Betrachtet man diese Abhängigkeiten, so entspricht jeder Überfallmenge  $Q$  ein eindeutiger Beginn des unvollkommenen Überfalles und eine eigene Abminderungskurve.

Der Beginn verschiebt sich im Intervall:

$$0,20 < \frac{h}{h_u} < 0,48$$

Gesteuert wird dieses durch das Verhältnis

$$\frac{h}{w_u}$$

Bei steigendem Durchfluss verschiebt sich der Beginn des unvollkommenen Überfalles nach rechts.

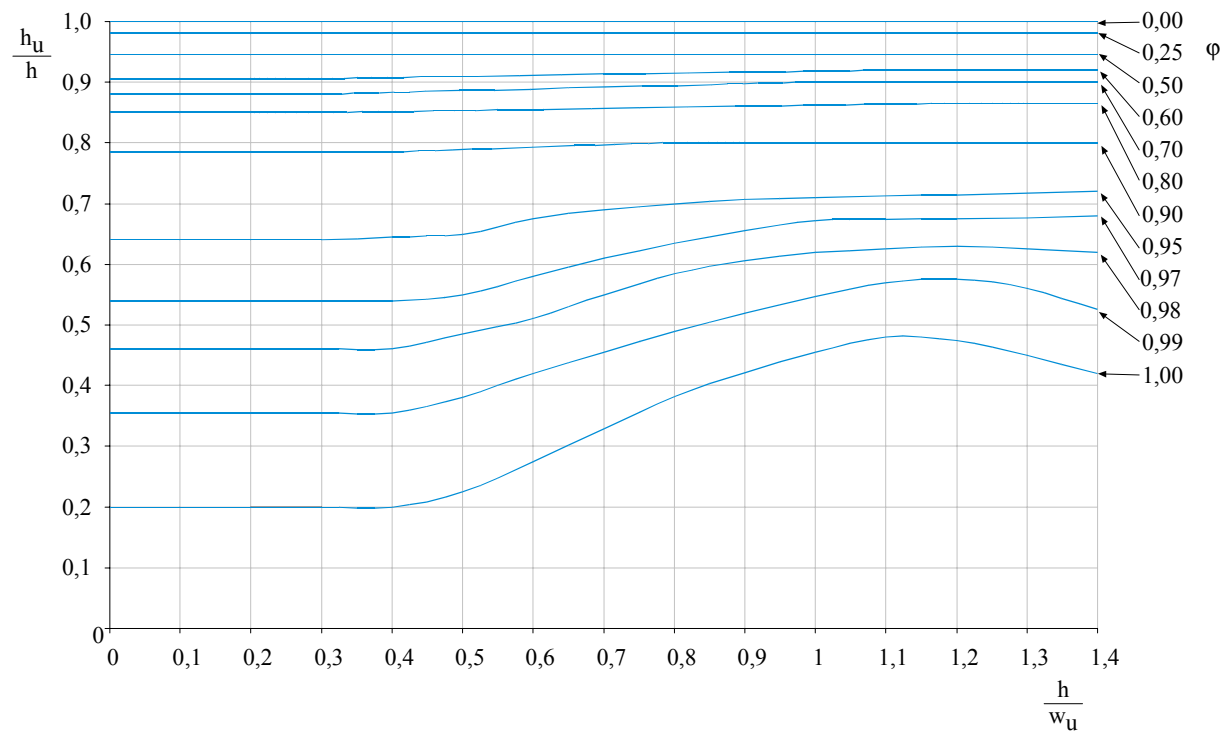


Abbildung 5: Unvollkommener Überfall am Standardprofil

Die umfangreichsten Untersuchungen des unvollkommenen Überfalles am Standardprofil wurden vom *U.S. Bureau of Reclamation* (1948) durchgeführt und werden von *Naudascher* (1992) zitiert. Sie sind in Abbildung 6 dargestellt. Die untersuchten Intervalle sind durch die Grenzen.

$$0 < \frac{w_u}{H} \leq 4,0$$

sowie

$$-0,20 \leq \frac{h_u}{H} < 1,0$$

festgelegt. Diese Ergebnisse sollen kurz diskutiert werden.

Betrachtet werden konstante  $\frac{h_u}{H}$  bzw.  $\frac{h_u}{h}$  - Werte.

Nicht ein Einzelner  $\varphi$ - Wert ist als Lösung abzulesen, sondern in jedem Fall ein Intervall.

Bei  $\frac{h_u}{H} = 0,20 \rightarrow 0,80 < \varphi < 0,995$

Bei  $\frac{h_u}{H} = 0,80 \rightarrow 0,78 < \varphi < 0,92$

Bei  $\frac{h_u}{H} = -0,10 \rightarrow 0,97 < \varphi < 1,0$

Betrachtet werden konstante  $\frac{w_u}{H}$  bzw.  $\frac{w_u}{h}$  - Werte. Im Intervall  $3,0 < \frac{w_u}{H} < 4,0$  ist die

Änderung des Abminderungsfaktors sehr gering. Bei  $\frac{w_u}{H} = 1$  hat sich für  $\varphi = 0,98$  der

zugehörige Wert von  $\frac{h_u}{H}$  von  $\frac{h_u}{H} = 0,42$  auf  $\frac{h_u}{H} = 0,65$  verschoben. Der Einfluss des

Unterwassers ist also bemerkenswert. Betrachtet werden konstante  $\varphi$ - Werte. Das einem konstanten  $\varphi$ - Wert ein konstantes Verhältnis  $\frac{h_u}{H}$  zugeordnet wird, ist nicht aufrechtzuerhalten.

Für jeden Abfluss  $Q$  und jede Wehrhöhe  $w_u$  im Unterwasser gibt es einen eindeutig festgelegten individuellen Verlauf der Abminderungsfaktoren. Ändert sich nur eine der beiden Größen, so nehmen die  $\varphi$ - Werte einen anderen Verlauf im dargestellten Koordinatensystem.

Betrachtet man wieder  $\varphi = 0,98$ , so ändert sich  $\frac{h_u}{H}$  zuerst von  $\frac{h_u}{H} = 0,42$  auf  $\frac{h_u}{H} = 0,65$ . Dies

war bei  $\frac{w_u}{H} = 1$  der Fall. Verringert man dieses Verhältnis auf  $\frac{w_u}{H} = 0,5$ , so ist bis  $\frac{h_u}{H} = -0,2$

der Abminderungsfaktor  $\varphi = 0,98$ .

Ein Ergebnis wäre noch heraus zu stellen. Es gibt Bereiche, in denen trotz auftretendem Fließwechsel auf der Wehrkrone der Überfall bereits vom Unterwasser gestört ist und kein vollkommener Überfallzustand vorliegt. Dieses Phänomen tritt bei kleinen Werten von  $\frac{w_u}{H}$  auf. Diese Ergebnisse wurden vom Autor beim Standardprofil und anderen Profilen

experimentell bestätigt.

*Schmidt* (1957) schreibt, dass Abbildung 5 aus den Ergebnissen der amerikanischen Experimentatoren zusammengestellt worden ist. *Naudascher* (1992) zeigt dies in einem  $x = \frac{w_u}{H}$  und  $y = \frac{h_u}{H}$  System.

*Ven-te-chow* (1959) zeigt die analogen Ergebnisse in einem  $x = 1 + \frac{w_u}{H}$  sowie  $y = 1 - \frac{h_u}{H}$  System.

Die Abbildung 6 ist auf die Energiehöhen  $H$  bezogen, Abbildung 5 aber auf die Überfallhöhe  $h$ . Dies ist sicherlich ein Widerspruch.

Ein weiterer Widerspruch ist der Verlauf der Grenzkurve zwischen dem vollkommenen und dem unvollkommenen Überfall.

Sowohl die von *Naudascher* stammende Abbildung als auch die von *Ven-te-chow* zeigen nicht die Variabilität der Grenzkurve nach *Schmidt* (Abbildung 5).

*Laco* (1961) zeigt in einem  $x = 1 + \frac{w_u}{H}$  sowie  $y = 1 - \frac{h_u}{H}$  System ebenfalls die Ergebnisse der amerikanischen Experimentatoren. Die Kurvenverläufe sind mit denen der Abbildung 6 vergleichbar. Nur die Grenzkurve verläuft anders. Sie entspricht der erwarteten Dynamik nach *Schmidt*.

Im Intervall  $5 > 1 + \frac{w_u}{H} > 3,2$  liegt der Beginn des unvollkommenen Überfalles bei  $\frac{h_u}{H} = 0,2$ .

Für die  $x$ - Achse nach *Schmidt* ergibt sich  $0,25 < \frac{H}{w_u} < 0,416$ .

Bei einer immer größer werdenden Wehrhöhe im Unterwasser strebt der Ausdruck  $\frac{H}{w_u} \rightarrow 0$

Der Beginn des vollkommenen Überfalls bleibt konstant.

Im Intervall  $3,2 > 1 + \frac{w_u}{H} > 1,714$  verschiebt sich der Beginn des unvollkommenen Überfalles

zuerst von  $\frac{h_u}{H} = 0,2$  auf  $\frac{h_u}{H} = 0,48$  um dann von  $\frac{h_u}{H} = 0,48$  auf  $\frac{h_u}{H} = 0,40$  abzusinken.

Das zugeordnete Intervall bei *Schmidt* entspricht  $0,416 < \frac{H}{w_u} < 1,40$ . Die Achsenbeziehungen müßten sich eigentlich auf die Energiehöhe beziehen.

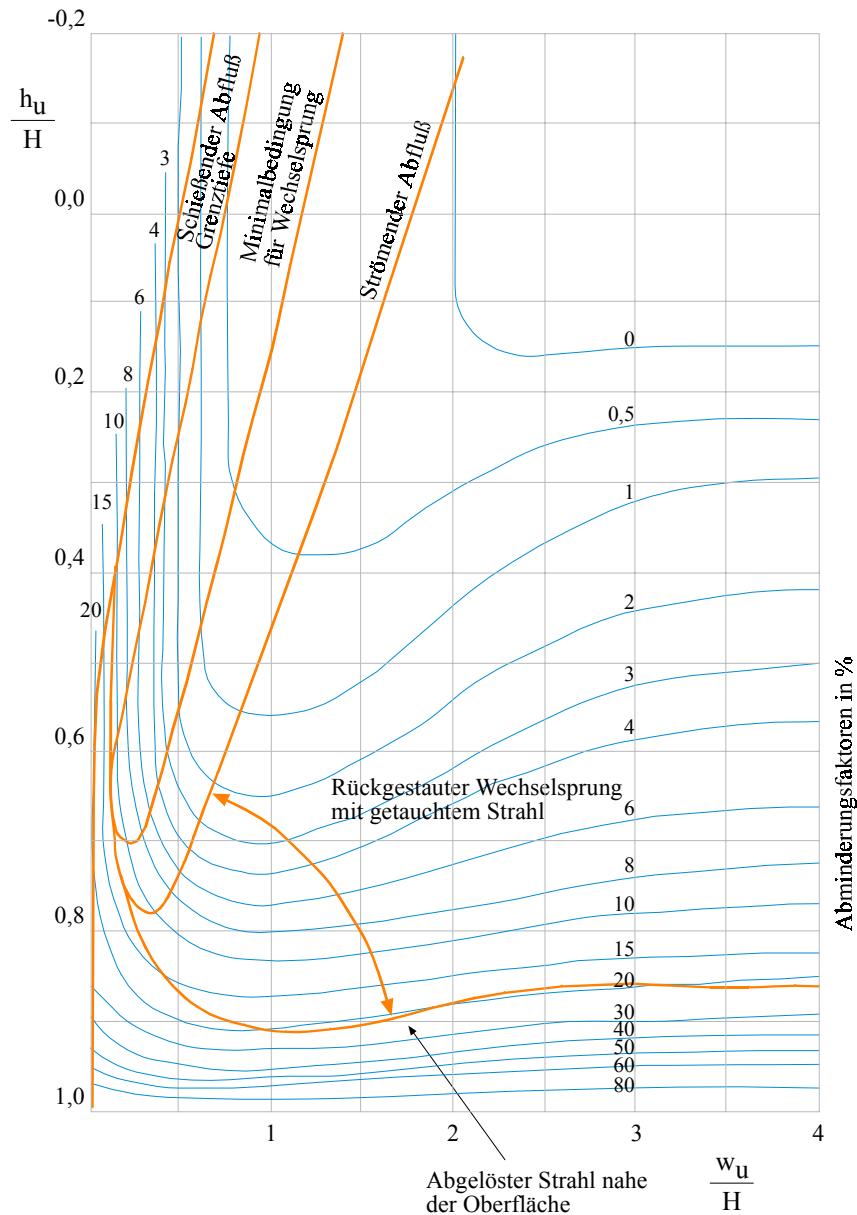


Abbildung 6: Abminderungsbeiwerte durch Rückstaueffekte (aus Naudascher)

## Dachwehr

Von *Keutner* stammen Untersuchungen am Dachwehr, allerdings nur an einem einzigen mit einer An- und Ablaufneigung von 1:2,5. Diese Kurve ist in Abbildung 4 dargestellt. Sie steht im Gegensatz zu den Untersuchungen an rundkronigen, also hydraulisch ähnlichen Überfällen, denn der Beginn des unvollkommenen Überfalles liegt in der Nähe des breitkronigen Wehres. Sie hat sicherlich keine Berechtigung.

### Scharfkantiges Wehr

Der in Abbildung 4 dargestellte Kurvenverlauf stört die Harmonie der Gesamtabbildung, denn alle anderen Kurven streben für  $\varphi \rightarrow 0$  zu  $\frac{h_u}{h} \rightarrow 1$ . Dem scharfkantigen Wehr liegt nach

*Bazin* die folgende Gleichung zu Grunde

$$\varphi = 1.05 \cdot \left( 1 + 0.2 \cdot \frac{h_u}{w_u} \right) \cdot \sqrt[3]{1 - \frac{h_u}{h}} \quad (11)$$

$$\varphi = 1.05 \cdot \left( 1 + 0.2 \cdot \frac{h_u}{w_u} \right) \cdot \varphi_s \quad (12)$$

Auch hier ist eindeutig der Einfluss des Unterwassers, bedingt durch die Wehrhöhe im Unterwasser, die entscheidende Triebkraft. *Schmidt* hat nun nicht die ganze Gleichung, sondern nur den vom Unterwasser unabhängigen letzten Faktor abgebildet, so dass die scharfkantige Kurve der Gleichung

$$\varphi_s = \sqrt[3]{1 - \frac{h_u}{h}} \quad (13)$$

entspricht. Damit steht eindeutig fest, dass die abgebildete scharfkantige Kurve nur einer von unendlich vielen Möglichkeiten entspricht.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Verwendung der Kurven von Abbildung 4 zu erheblichen Fehlern führt.

### Literatur:

*Schmidt, M.*: Gerinnehydraulik. Bauverlag Wiesbaden 1957

*Schmidt, M.*: Die Berechnung unvollkommener Überfälle. Wasserwirtschaft /Wassertechnik. Heft 7. 1957

*Naudascher, E.*: Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke. Springer- Verlag.1992

*Mostkow, M.*: Handbuch der Hydraulik. VEB Verlag Technik Berlin 1956

*Ven Te Chow*: Open-Channel Hydraulics. Habana 1959

*Schmidt, Euler, Schneider, Knauf*: Grundlagen des Wasserbaus. Werner- Verlag 1994

*Laco, V.*: Dokonalý a Nedokonalý Prepad Vody. Bratislava 1961

*Rehbock, T.*: Der Wasserbau: 3. Teil des Handbuches der Ingenieurwissenschaften. 2. Band. Stauwerke. Verlag von Wilhelm Engelmann. Leipzig 1912