

Vorbemerkung

Im Rahmen des ATV-Regelwerkes Abwasser-Abfall ist als Ausgabe Februar 1994 das erstmals aufgestellte Arbeitsblatt A 111 - Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Regenwasser Entlastungsanlagen in Abwasserkanälen und -leitungen erschienen.

Dieses Arbeitsblatt stellt eine Ergänzung dar zu den Festlegungen des ATV-Arbeitsblattes A 110 - Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen – und behandelt die Dimensionierung neu zu erstellender bzw. den Leistungsnachweis bestehender Regenwasser- Entlastungsanlagen. Anlagen im Sinne dieser Richtlinie sind Bauwerke und/oder Einrichtungen, die dem Zweck der Regenwasserentlastung dienen. Nach den dargestellten Regeln können auch gleichartige Anlagen auf Kläranlagen bemessen werden. Einrichtungen zum Zweck der Messung von Abwassermengen sind nicht Gegenstand dieser Richtlinie. Die richtige Auslegung und die Gewährleistung bestimmungsgemäßer Betriebsbedingungen haben besondere Bedeutung bei der Erfüllung der Anforderungen des ATV-Arbeitsblattes A 128 Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen.

Für die Leistungsnachweise von bestehenden Anlagen außerhalb der im einzelnen angegebenen Anwendungsbereiche dieser Richtlinie muß auf die Spezial-Literatur (Abschnitt 7), Untersuchungen vor Ort oder auf Modellversuche verwiesen werden.

Im Zuge der Einspruchsberatung zu diesem Arbeitsblatt ist eine Reihe von Anregungen zu Detailfragen gemacht worden, die über den Rahmen eines Arbeitsblattes hinausgehen. Die vorliegende Veröffentlichung ist deshalb als Begleitveröffentlichung zu A 111 gedacht mit dem Ziel, vorgesehene Spezial-Literatur zusätzlich verfügbar zu machen.

Dr -Ing. Harald O. Howe, Sprecher AG 1.2.2

Kriterien zur realen Beurteilung bei der überfallhöhenabhängigen Entlastungsmessung



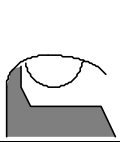
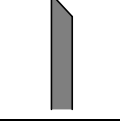


1. Einleitung

Mit der heute zur Verfügung stehenden Soft- und Hardware ist ein geübter Ingenieur in der Lage, die Wasserspiegelverläufe sowohl im Kanalnetz als auch im Vorfluter relativ genau zu berechnen. Die zur Verfügung stehenden Programme gestatten es sogar, instationär ungleichförmige Abflüsse rechnerisch zu verfolgen.

Einer kritischen Betrachtung muß man in diesem Zusammenhang der hydraulischen Berechnung von Entlastungsanlagen unterziehen. Diese bezieht sich auf die konkrete Verwendung der hydrodynamischen Beiwerte für den vollkommenen Überfall (v.Ü.), den unvollkommenen Überfall (u. Ü.) sowie auf die Veränderung der Wasserspiegellage, die durch Tauchwände (TW) bzw. Schrägwehre oder Streichwehre hervorgerufen wird.

Die heutzutage im allgemeinen bei Anwendung der "allgemein anerkannten Regeln der Technik" (a. a. R. d. T.) verwendeten Beiwerte für den v. Ü. und u. Ü. sind in den Bildern 1 und 2 dargestellt. Sie sind mit dem Stand der Technik in keiner Weise mehr vergleichbar, lassen sie doch entscheidende hydraulische bzw. geometrische Einflußgrößen außer Acht.

In dieser Arbeit soll deshalb der Versuch unternommen werden, die wesentlichen Einflußgrößen, die das Abflußgeschehen von Entlastungsanlagen beeinflussen, mit Hilfe dimensionsanalytischer Untersuchungen qualitativ und zum Teil auch in quantitativer Hinsicht anzugeben.

Kronenform		μ
	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 O.W.-Seite und geneigter U.W.-Seite	0,75
	Dachförmig, mit abgerundeter Krone	0,79

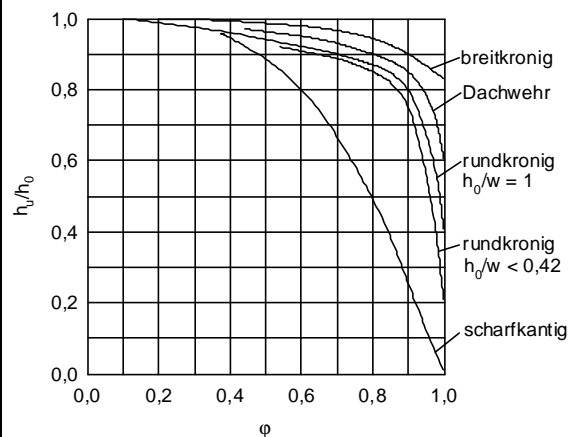


Bild 2 ϕ -Werte für den unvollkommenen Überfall [15]

Bild 1 μ -Werte für den vollkommenen Überfall [15]

2. Grundlegende Betrachtungen

Will man den Abfluß über einer Entlastungsanlage hydraulisch beschreiben, so muß es möglich sein, bei Kenntnis der Geometrie des Überfalles und des Gerinnes sowie der gemessenen Wasserstände im Ober- und Unterwasser diesen konkreten Bedingungen auch eine bestimmte Entlastungsmenge zuzuordnen. Diese Überlegungen beziehen sich auf das gesamte mögliche Abflußspektrum vom Tauchstrahl über den Wellstrahl bis hin zum Überströmen bzw. auf den v. Ü. und den u. Ü.

Beim v. Ü. haben die Bedingungen des Unterwassers keinen Einfluß auf das Oberwasser, dieses kann frei und ungehindert abfließen.

Steigt bei konstantem Q das Unterwasser durch bestimmte Bedingungen an, so wird bei Erreichen eines bestimmten Unterwasserstandes auch das Oberwasser beeinflusst, es kann nicht mehr ungestört abfließen, sondern wird durch die konkreten Bedingungen des Unterwassers gesteuert. Dadurch kommt es zum Ansteigen von h auf h' (Bild 3). Der Überfall ist jetzt unvollkommen.

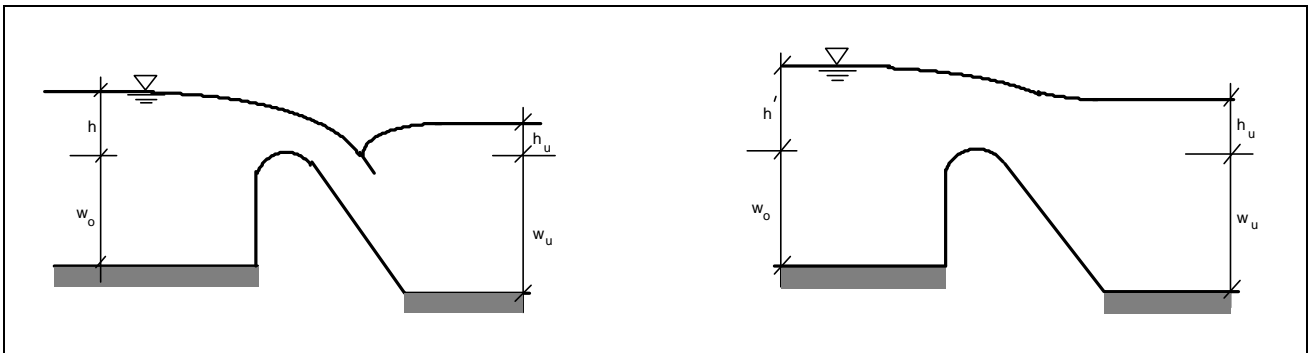


Bild 3 Vollkommener und unvollkommener Überfall bei konstantem Q

Für den vollkommenen Überfall gilt die Polenigleichung:

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (1)$$

Setzt man $C_h = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g}$ mit C_h in $m^{1/2}/s$ so folgt

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

Beim u. Ü. ist bei konstantem Q $h' > h$ und somit auch $C_h' > C_h$.

Rechnerisch ergäbe sich nach Gleichung (2) ein zu großer Abfluß. Da dieser aber konstant ist, muß mit einem Faktor φ multipliziert werden, der kleiner als 1 ist.

$$Q = \varphi \cdot C_h' \cdot b \cdot h'^{3/2} \quad (3)$$

φ kann experimentell über Gleichung (4) bestimmt werden.

$$\varphi = \left(\frac{h}{h'} \right)^{3/2} \frac{C_h}{C_h'} \quad (4)$$

Bei der rechnerischen Handhabung verschwindet in Gleichung (3) der Strich. h ist dann der rückgestaute Wasserspiegel und C_n der dazu gehörige Beiwert.

Betrachtet man eine konkrete Überfallmenge Q und läßt den Unterwasserspiegel in Schritten ansteigen, so können die folgenden Beobachtungen gemacht werden.

- Der bei geringen Unterwasserständen vorliegende Tauchstrahl trifft mit einer bestimmten Neigung ins Unterwasser ein. Der eintauchende Strahl besitzt eine hohe kinetische Energie und bewirkt eine Wirbelbildung, die so gerichtet ist, daß sich das Unterwasser diesem eintauchenden Strahl entgegenbewegt. Der Eintauchwinkel nimmt kleinere Werte an, wenn h_u größer wird. Dies ist mit einer Verringerung der kinetischen Energie verbunden.
- Bei steigendem Unterwasser kann der dadurch hervorgerufene vergrößerte Widerstand durch die Energie des flacher werdenden Strahles nicht mehr überwunden werden. Der Überfallstrahl fließt über dem Unterwasser ab. Dieser Vorgang erfolgt wellenförmig und ist mit der Herausbildung einer langgezogenen Walze verbunden. Man spricht vom Wellstrahl.
- Bei weiterem Ansteigen des Unterwassers kommt es zur Annäherung von Ober- und Unterwasser, das Wehr wird überströmt.

In der russischen Literatur spricht man interessanterweise vom überschwemmten (u. Ü.) und vom nicht überschwemmten Überfall (v. Ü.), eine sicher vorstellbare Beschreibung der Begriffe.

Wasserspiegelverläufe sind Wirkungen, die durch die Geometrie des Wehres und durch hydromechanische Randbedingungen festliegen. Grundsätzlich ist es möglich, bei Kenntnis des Wasserspiegelverlaufes und der exakten Geometrie des Wehres den Abfluß als Zielgröße zu bestimmen. Somit würde sich jeder Überfall auch zur Messung eignen.

3. Dimensionsanalytische Untersuchungen an Entlastungsanlagen

3.1 Allgemeine Betrachtungen

Die Dimensionsanalyse ist ein äußerst brauchbares und praktisches Werkzeug der modernen Hydromechanik. Sie setzt den Ingenieur in die Lage,

- die wissenschaftliche Arbeit systematisch zu planen
- eine Verringerung der Anzahl der zu untersuchenden Größen und damit eine Versuchsoptimierung vorzunehmen und
- durch die dimensionslose Darstellung der zu ermittelnden Kennzahlen eine Verallgemeinerung der Ergebnisse zu garantieren.

Hierbei ist die entscheidende Phase das Festlegen der Einflußgrößen, also der Größen, die die Strömung im wesentlichen beeinflussen. Diese kann man in 4 Kategorien einteilen, in

- geometrische Größen, die beispielsweise durch Länge, Breite, Höhe, Fläche oder Winkel angegeben werden
- kinematische Größen, wie Geschwindigkeit und Beschleunigung
- dynamische Größen, die durch Kräfte beschrieben werden (Schwerkkräfte, Reibungskräfte, Trägheitskräfte, Kapillarkräfte, Elastizitätskräfte)
- Eigenschaften des Fluids (Dichte Temperatur, Zähigkeit, Oberflächenspannung)

Dynamische Ähnlichkeit liefert die Voraussetzung, daß in geometrisch ähnlichen Modellen zeitabhängige Vorgänge kinematisch ähnlich ablaufen. Volle dynamische Ähnlichkeit ist gewährleistet, wenn alle wirkenden Kräfteverhältnisse zwischen Natur und Modell gleich sind. Dieses ist natürlich ein Wunschdenken und stellt keinen praktischen Lösungsansatz dar. In den meisten Fällen reicht es aus, 2 Kräfte in Beziehung zu setzen. Betrachtet man nur Trägheits- und Schwerkkräfte, so gilt das Froudesche Ähnlichkeitsgesetz, für Entlastungsanlagen die entscheidende Beziehung.

3.2 Anwendung der Dimensionsanalyse auf eine breitkronige Schwelle

Auf eine breitkronige Schwelle soll mit Hilfe des II - Theorems von Buckingham eine Dimensionsanalyse durchgeführt werden.

Vollkommener Überfall

Der v. Ü. ist nur von der Geometrie des Wehres und von den Bedingungen im Oberwasser abhängig. Bild 4 zeigt diesen Überfalltyp, wobei nur eine von 4 möglichen Wasserspiegelverläufen dargestellt ist. Diese Wasserspiegelverläufe werden durch das Verhältnis l/h klassifiziert.

Offensichtlich hängt der spezifische Abfluß

$$q = \frac{Q}{b}$$

von folgenden Größen ab:

- Wehrhöhe w_0
- Überfallhöhe h
- Wehrlänge l
- Neigung $1 : n$
- Erdbeschleunigung g
- Dichte ρ

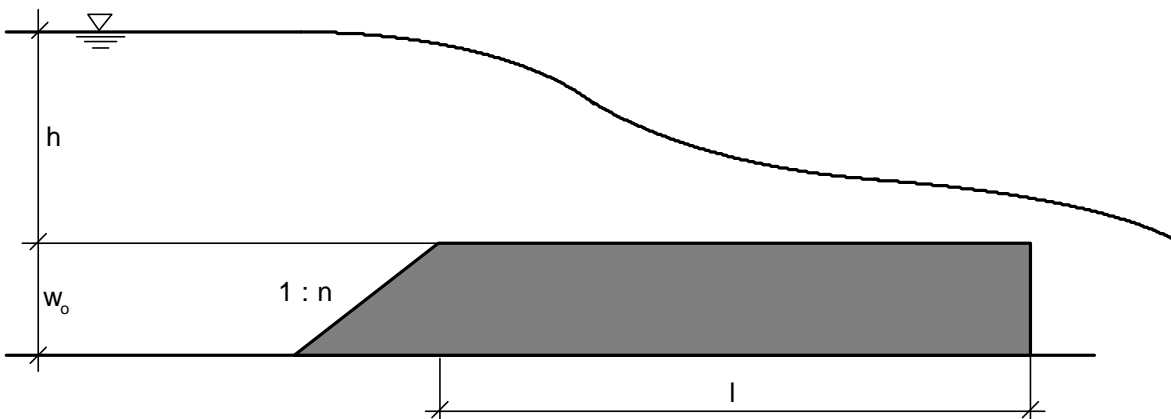


Bild 4 Vollkommener Überfall über das breitkronige Wehr

Es gilt allgemein $f(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$

und konkret: $f(\rho, g, h, w_0, l, 1:n, q) = 0$ (5)

Besitzen diese 7 Größen die für hydraulische Fragen wichtigen Grundgrößen

Masse	M	in kg
Länge	L	in m
Zeit	T	in s

so läßt sich nach *Buckingham*, bei 7 Einflußgrößen und 3 Grundgrößen mit (7-3) Π - Zahlen, Gleichung (5) in die Form

$$\Phi(\Pi_1, \Pi_2, \Pi_3, \Pi_4) = 0 \quad (6)$$

bringen, wobei jede Π - Zahl eine dimensionslose Kennzahl darstellt. Die Π - Zahlen werden nun jeweils als Produkt dreier x - Größen mit unbekanntem Exponenten und einer anderen x - Größe mit bekanntem Exponenten bestimmt.

Die wiederkehrenden Variablen seien

$$x_1 = \rho \quad x_2 = g \quad x_3 = h$$

$$\Pi_1 = \rho^{a_1} g^{b_1} h^{c_1} w_0$$

$$\Pi_2 = \rho^{a_2} g^{b_2} h^{c_2} l$$

$$\Pi_3 = \rho^{a_3} g^{b_3} h^{c_3} (1:n)$$

$$\Pi_4 = \rho^{a_4} g^{b_4} h^{c_4} q$$

(7)

Π_1 und Π_4 sollen berechnet werden:

$$\Pi_1 = (\text{ML}^{-3})^{a_1} (\text{LT}^{-2})^{b_1} (\text{L})^{c_1} \cdot \text{L} \quad (8)$$

Da Π_1 dimensionslos ist, müssen die Exponenten so beschaffen sein, daß die Maßeinheiten für die Masse, die Zeit und die Länge insgesamt verschwinden.

$$\left. \begin{array}{l} \text{L: } -3a_1 + b_1 + c_1 + 1 = 0 \\ \text{M: } a_1 = 0 \\ \text{T: } -2b_1 = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} a_1 = 0 \\ b_1 = 0 \\ c_1 = -1 \end{array}$$

Eingesetzt in Π_1 (7) folgt

$$\Pi_1 = \rho^0 g^0 h^{-1} w_0 = \frac{w_0}{h}$$

$$\Pi_4 = (\text{ML}^{-3})^{a_4} (\text{LT}^{-2})^{b_4} \text{L}^{c_4} \cdot \text{L}^2 \cdot \text{T}^{-1}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{L: } -3a_4 + b_4 + c_4 + 2 = 0 \\ \text{M: } 1a_4 = 0 \\ \text{T: } -2b_4 - 1 = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} a_4 = 0 \\ b_4 = -\frac{1}{2} \\ c_4 = -1 \end{array}$$

$$\Pi_4 = \rho^0 g^{\frac{1}{2}} h^{-\frac{3}{2}} \cdot q = \frac{q}{\sqrt{gh} h} = \frac{v}{\sqrt{gh}} = \text{Fr}$$

Für Π_4 gilt auch $\Pi_4 = \frac{q}{\sqrt{2g} h^{3/2}}$ (weil jede Π -Zahl mit einer Konstanten multipliziert werden kann).

Die restlichen Größen erhält man zu

$$\Pi_2 = \frac{l}{h} \quad \Pi_3 = 1:n$$

Somit kann Gleichung (6) in die Form

$$\Phi\left(\frac{w_0}{h}, \frac{l}{h}, \frac{1}{n}, \frac{q}{\sqrt{gh} h}\right) = 0 \quad (9)$$

gebracht werden.

Π_4 läßt sich als Funktion der Restgrößen darstellen.

$$\frac{q}{\sqrt{2g} h^{3/2}} = \Phi_1\left(\frac{w_0}{h}, \frac{l}{h}, 1:n\right) \quad (10)$$

$$q = \Phi_1\left(\frac{w_0}{h}, \frac{l}{h}, 1:n\right) \cdot \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (11)$$

Gleichung (11) entspricht der Polengleichung (2), und es gilt

$$C_h = \sqrt{2g} \Phi_1\left(\frac{w_0}{h}, \frac{l}{h}, 1:n\right)$$

Der Abfluß ist also abhängig von der Neigung und den Verhältnissen

$$\frac{\text{Wehrhöhe im Oberwasser}}{\text{Überfallhöhe}} = \frac{w_0}{h}$$

$$\frac{\text{Wehrlänge}}{\text{Überfallhöhe}} = \frac{l}{h}$$

Neigung, Wehrlänge, Wehrhöhe und Überfallhöhe beeinflussen also im entscheidenden Maße das Leistungsvermögen.

Betrachtet man in Bild 1 die erste Wehrschwelle, so gilt dort $1:n = 1:0$. Es ist keine weitere Abhängigkeit signalisiert, der Spielraum liegt zwischen

$$\mu = 0,49 - 0,51 \quad \text{bzw.}$$

$$C_h = (1,45 - 1,50) m^{3/2} / s$$

Beispiel 1

Gegeben sei eine Schwelle nach Bild 1 (scharfkantig) mit den folgenden Größen

$$w_0 = 0,5\text{m}$$

$$l = 2,0\text{m}$$

$$h = 0,5\text{m}$$

$$b = 2,0\text{m}$$

Unabhängig von jeder Geometrie wird mit $\mu = 0,5$ (Bild 1) gerechnet.

$$Q = C_h \cdot b \cdot h^{3/2}$$

$$C_h = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} = \frac{2}{3} \cdot 0,5 \cdot \sqrt{2g} = 1,47 \text{ m}^{1/2} / \text{s}$$

$$Q = 1,47 \cdot 2 \cdot 0,5^{3/2}$$

$$Q = 1,039 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Berücksichtigt man die in Gleichung (11) vorgegebenen Abhängigkeiten [14], [17], so erhält man

$$C_h = 1,58 \text{ m}^{1/2} / \text{s} \quad \text{und somit}$$

$$Q = 1,58 \cdot 2 \cdot 0,5^{3/2}$$

$$Q = 1,12 \text{ m}^3 / \text{s}$$

eine Änderung um 7,8%.

Läßt man die Überfallhöhe und die Wehrhöhe konstant, verringert aber l um 0,5 m auf $l=1,5$ m, so erhält man für C_h

$$C_h = 1,63 \text{ m}^{1/2} / \text{s} \quad \text{und folglich}$$

$$Q = 1,15 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Bei der Berücksichtigung der tatsächlichen Abhängigkeiten fließen also 11 % mehr, insgesamt sind beim v. Ü. Differenzen von über 25 % möglich.

Der Einfluß durch die Länge des Wehres ist erheblich, werden doch durch die l/h - Intervalle die Wasserspiegelverläufe festgelegt. Diese bestimmen aber in starkem Maße die Abflußleistung dieser Anlagen.

Analoge Überlegungen können bei breitkronigen Wehren für alle anderen vorkommenden Einlaufgeometrien gemacht werden (unterschiedliche Neigungen, angefast bzw. angerundet). In [14] sind diese Verhältnisse dargestellt.

Unvollkommener Überfall

Die Erkenntnis, daß der u. Ü. durch das Unterwasser gesteuert wird, ist hydraulisch Stand der Technik. Die praktische Konsequenz hieraus, das Einbeziehen der gesamten Unterwassertiefe, wird nur in wenigen Fällen gezogen [2], [5], [6], [7] und bleibt im allgemeinen auf das Standardprofil begrenzt. Bild 2 zeigt die Beiwerte so, wie sie heute Allgemeingut sind.

Es soll hier nur wieder der breitkronige Fall betrachtet werden, generell könnten weitere Wehrformen behandelt werden. War in Bild 1 noch der Unterschied zwischen scharfkantigem und angerundetem Einlauf gemacht, so fällt diese Differenzierung hier vollkommen weg. Der u. Ü. ist also nur vom "Breitkronigen Wehr" abhängig, beginnt bei allen geometrischen Bedingungen und bei allen möglichen Abflüssen bei dem Verhältnis

$$\frac{h_u}{h} = 0,8$$

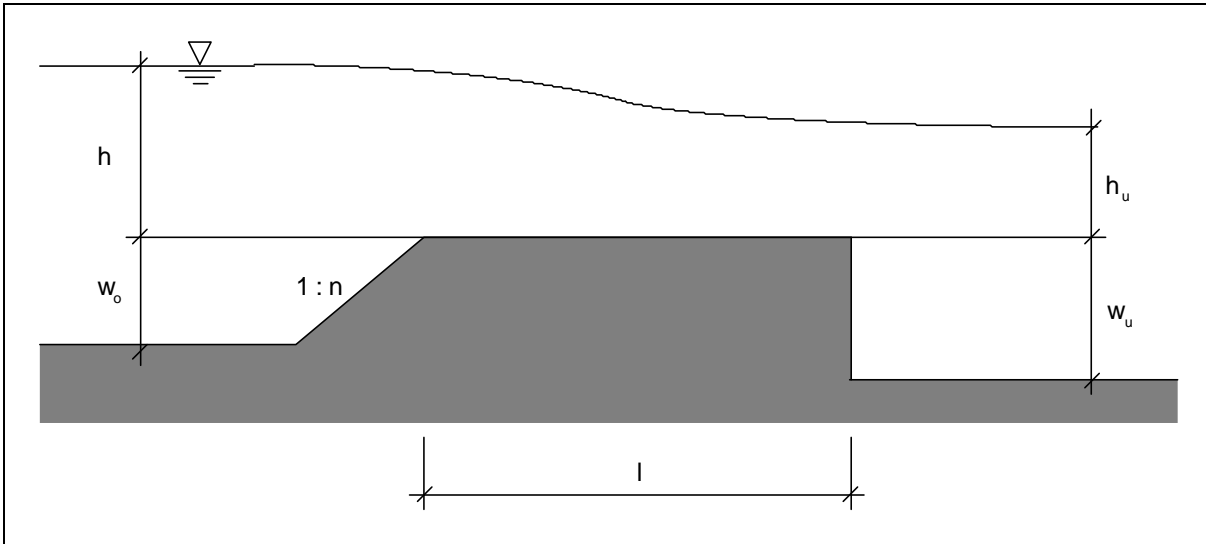


Bild 5 Der u. Ü. am breitkronigen Wehr

Bei der dimensionsanalytischen Darstellung muß zusätzlich die Größe h_u , aber auch die gesamte Unterwassertiefe $h_u + w_u$, einbezogen werden. Als abhängige Größe für den Beiwert φ des u. Ü. nach Gleichung (3) erhält man dann neben q und $1:n$

$$\varphi = f\left(\frac{h_u}{h}; \frac{h_u}{h_u + w_u}\right) \quad (12)$$

Einige allgemeingültige Erkenntnisse, die sich bei der Beobachtung und Auswertung von Laborversuchen ergeben haben, sollen formuliert werden:

- die sich einstellenden Wasserspiegelverläufe beim Übergang zum u. Ü. hängen vom Verhältnis l/h ab. Die qualitativen Unterschiede sind erheblich
- im $\left(\frac{h_u}{h}, \frac{h_u}{h_u + w_u}\right)$ Koordinatensystem ist bei steigenden Unterwasserständen für jeden Durchfluß eine eigene individuelle Abflußkurve vorhanden, die bei größeren Q - Werten nach rechts wandert.
- der Beginn des u. Ü. liegt nicht konstant bei $\frac{h_u}{h} = 0,8$, sondern z. B. bei $1:n = 1:0$ im Intervall

$$0,80 < \frac{h_u}{h} < 0,87$$

und bei einem angerundeten Einlauf

$$0,75 < \frac{h_u}{h} < 0,83$$

Aus diesen Erkenntnissen kann geschlußfolgert werden, daß diese Überfallform im gesamten Abflußspektrum als Meßwehr geeignet ist.

Beispiel 2

Zu berechnen ist die Abflußleistung über eine breite Schwelle, einmal nach Bild 2 und zum anderen nach Beziehungen aus Gleichung (12).

Gegeben:

$$\begin{aligned} b &= 2,00 \text{ m} \\ w_0 &= 0,60 \text{ m} \\ l &= 2,40 \text{ m} \\ h &= 1,00 \text{ m} \\ h_u &= 0,88 \text{ m} \\ w_u &= 0,70 \text{ m} \end{aligned}$$

Nach Bild 2 folgt für

$$\frac{h_u}{h} = \frac{0,88}{1} = 0,88 \quad \Rightarrow \quad \varphi = 0,90$$

$$Q = 0,9 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,5 \sqrt{2g} \cdot 2 \cdot 1,0^{3/2} = 2,66 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Nach eigenen Untersuchungen folgt aus den Werten über Gleichung (12)

$$\left. \begin{aligned} \frac{h_u}{h} &= 0,88 \\ \frac{h_u}{h_u + w_u} &= 0,59 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \varphi = 0,995$$

$$\begin{aligned} Q &= \varphi \cdot C_h \cdot b \cdot h^{3/2} \\ &= 0,995 \cdot 1,66 \cdot 2 \cdot 1^{3/2} = 3,303 \text{ m}^3 / \text{s} \end{aligned}$$

Der Unterschied beträgt rund 25 %.

3.3 Anwendung der Dimensionsanalyse auf Tauchwände

Tauchwände an Entlastungsanlagen bewirken einmal eine Reduzierung des Austrages von Schwimmstoffen, bewirken aber zum anderen als hydraulische Störgröße eine Wasserspiegeländerung Δh . Diese Änderung kann verschwindend klein sein, sie kann aber auch Werte annehmen, die dann eine, aus der Messung der gestörten Oberwassertiefe, abgeleitete Abflußmenge fragwürdig erscheinen läßt.

Im Bild 6 ist der Abfluß unter einer Tauchwand dargestellt.

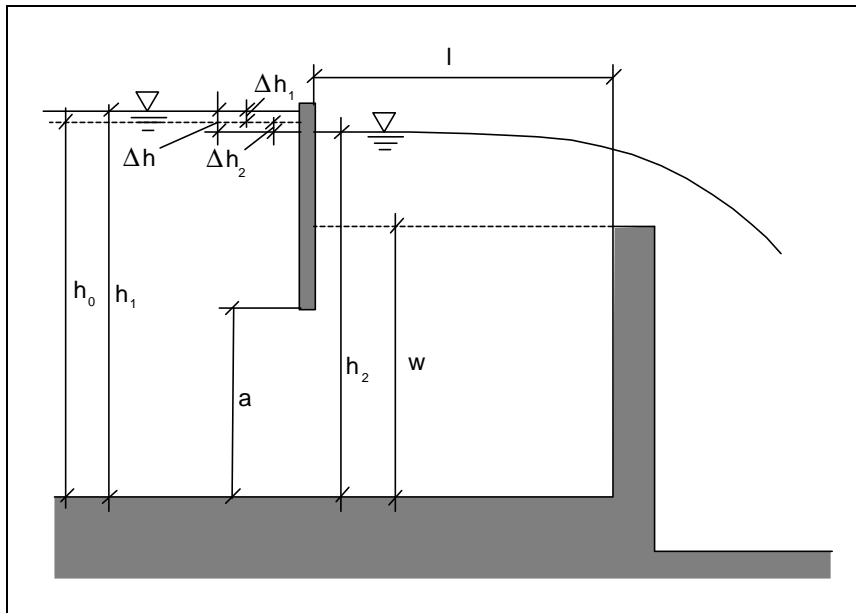


Bild 6 Einfluß einer Tauchwand

Die sich einstellende Spiegeländerung Δh ist abhängig von

$$\Delta h = f(\rho, g, a, l, w, q) \quad (13)$$

Analog der Gleichung (10) kann folgende Abhängigkeit formuliert werden

$$\frac{\Delta h}{a} = \Phi_1 \left(\frac{v_a}{\sqrt{ga}}, \frac{w}{a}, \frac{l}{a} \right) \quad (14)$$

Δh setzt sich noch aus Δh_1 und Δh_2 zusammen, beide Größen beziehen sich auf den ungestörten Wasserstand h_0 .

Durch die Untersuchungen ist es möglich, bei Vorgabe von a , l , w und Q die Störung durch die Tauchwand so zu bestimmen, daß der ungestörte Wasserspiegel h_0 erhalten werden kann. Dieser wird dann in die Polengleichung eingesetzt.

Hager hat in [9] den Tauchwandeinfluß im Oberwasser von Standardüberfällen untersucht. Es ist eindeutig erkennbar, daß die Größen q , a , l und w und somit die in Gleichung (14) angegebenen Verhältnisse, die entscheidenden Einflußgrößen sind.

3.4 Zusammenstellung der wesentlichen Einflußgrößen auf die heutzutage üblichen Entlastungsanlagen

Tabelle 1 zeigt für die heutzutage verwendeten Überfallformen die ermittelten Abhängigkeiten, sowohl für den v. Ü. als auch für den u. Ü.

Für diese Entlastungsformen wurden vom Autor mathematische Beziehungen in Form von Tabellen, Kurven oder Gleichungen zusammengestellt. Neben der Auswertung umfangreicher Literaturquellen wurden auch eigene Untersuchungen einbezogen. Die Ergebnisse werden unter anderem in einer Software vorgestellt, die im Frühjahr 1994 zur Verfügung stehen wird. Neben den in Tabelle 1 vorgestellten Entlastungsanlagen werden

noch weitere hydraulische Entlastungsmöglichkeiten in das Programm einfließen (bei fortlaufender Numerierung aus Tabelle 1).

Tabelle 1

	Wehrtyp	vollkommen	unvollkommen	
1	scharfkantig			
1.1	ohne Seiteneinengung	$C_h = f\left(\frac{w_o}{h}\right)$	$\varphi = f\left(\frac{h_u}{h}; \frac{h_u}{h_u + w_u}\right)$	
1.2	mit Seiteneinengung	$C_h = f\left(\frac{w_o}{h}; \frac{b}{B}\right)$	$\varphi = f\left(\frac{h_u}{h}; \frac{h_u}{h_u + w_u}\right)$	
1.3	geneigt, ohne Seiteneinengung	$C_h = f\left(\frac{w_o}{h}; \alpha\right)$	$\varphi = f\left(\alpha; \frac{h_u}{h}; \frac{h_u}{h_u + w_u}\right)$	
2.	schmalkronig			
2.1	scharfkantig	$C_h = f\left(\frac{w_o}{h}; \frac{l}{h}\right)$	$\varphi = f\left(\frac{h_u}{h}; \frac{h_u}{h_u + w_u}\right)$	
2.2	angerundet	$C_h = f\left(\frac{w_o}{h}; \frac{r}{h}; \frac{l}{h}\right)$	$\varphi = f\left(\frac{h_u}{h}; \frac{h_u}{h_u + w_u}\right)$	
2.3	angefast	$C_h = f\left(\frac{w_o}{h}; \frac{a}{h}; \frac{l}{h}\right)$	$\varphi = f\left(\frac{h_u}{h}; \frac{h_u}{h_u + w_u}\right)$	
3.	breitkronig			
3.1	angeschrägt	$C_h = f\left(\frac{w_o}{h}; \frac{l}{h}; 1:n\right)$	$\varphi = f\left(\frac{h_u}{h}; \frac{h_u}{h_u + w_u}\right)$	
3.2	angerundet	$C_h = f\left(\frac{w_o}{h}; \frac{l}{h}; \frac{r}{h}\right)$	$\varphi = f\left(\frac{h_u}{h}; \frac{h_u}{h_u + w_u}\right)$	
3.3	angefast	$C_h = f\left(\frac{w_o}{h}; \frac{l}{h}; \frac{a}{h}\right)$	$\varphi = f\left(\frac{h_u}{h}; \frac{h_u}{h_u + w_u}\right)$	
4.	rundkronig			
4.1	halbkreisförmig	$C_h = f\left(\frac{w_o}{h}; \frac{r}{h}\right)$	$\varphi = f\left(\frac{h_u}{h}; \frac{h_u}{h_u + w_u}\right)$	
4.2	druckfreie Profile, Standardprofile	$C_h = f\left(\frac{w_o}{h_E}; \frac{h}{h_E}\right)$	$\varphi = f\left(\frac{h_u}{h}; \frac{h_u}{h_u + w_u}\right)$	
4.3	Standardprofil mit breitkronigem Auslauf	$C_h = f\left(\frac{a}{h_E}; \frac{l}{h_E}; \frac{w_o}{h_E}; \frac{h}{h_E}\right)$	$\varphi = f\left(\frac{a}{h_E}; \frac{h_u}{h}; \frac{h_u}{h_u + w_u}\right)$	

5. Schützöffnungen
 - 5.1 Schützöffnungen mit beidseitigem Atmosphärendruck
 - 5.1.1 Freier Ausfluß
 - 5.1.2 Rückgestauter Ausfluß
 - 5.2 Ausfluß aus Schützöffnungen (Druckstollen)
6. Gleichzeitig über- und unterströmte Wehre
7. Schachtüberfälle
8. Einfluß von Schrägwehren ($0^\circ < \alpha < 90^\circ$)
9. Einfluß von Tauchwänden

4. Betrachtungen zu einer Überfallform, die aus einer Kombination zwischen Standardprofil und breitkronigem Wehr entstanden ist

Für die in Tabelle 1 als Standardprofil mit breitkronigem Auslauf bezeichnete Entlastungsschwelle sollen die Beiwerte im einzelnen ausgewiesen werden. Dazu ist es notwendig, einige grundlegende Betrachtungen anzustellen.

Ein Standardprofil ergibt sich, wenn der Überfall entsprechend der Strahlunterfläche eines belüfteten Strahles über ein scharfkantiges Wehr ausgebildet wird. Da sich für jede Überfallhöhe eine andere Strahlunterfläche ergibt, erfolgt die konkrete Festlegung der Wehrgeometrie für eine bestimmte Entwurfsüberfallhöhe h_E . Zu dieser gehören ein Entwurfsüberfallbeiwert C_{h_E} und eine Entwurfsüberfallmenge Q_E . Für diesen Entwurfsfall liegt ein druckfreies Profil vor.

Ist die vorhandene Überfallhöhe $h < h_E$ so folgt für

$$0 < \frac{h}{h_E} < 1 \quad \Rightarrow \quad \text{Überdruck auf dem Rücken.}$$

Ist die vorhandene Überfallhöhe $h > h_E$ so folgt für

$$\frac{h}{h_E} > 1 \quad \Rightarrow \quad \text{Unterdruck auf dem Rücken.}$$

In Tabelle 1 ist dieses Profil im Punkt 4.2 vorgestellt.

Für den Entwurfsfall wurde vom Autor die folgende Beziehung ermittelt:

$$C_{h_E} = 2,198 \left[1 - 0,00329 \frac{h_E}{w_0} + 0,1009 \left(\frac{h_E}{w_0} \right)^2 \right] \quad (15)$$

Die Werte stimmen ausgezeichnet mit denen von *Bollrich* in [1] vorgestellten Überfallbeiwerten überein, die auf *Schirmer* [11] zurückgehen.

Verbindet man dieses Standardprofil mit einem breitkronigen Auslauf nach Bild 7, so gelten die in Tabelle 1 unter 4.3 angegebenen Abhängigkeiten. Betrachtet man Bild 7, so liegt für

$\frac{a}{h_E} \rightarrow \infty$ das normale Standardprofil und für $\frac{a}{h_E} \rightarrow 0$ das breitkronige Wehr vor. Hier

werden also die günstigen Überfallbeiwerte des Standardprofiles mit der hohen Rückstauenebene des breitkronigen Wehres verbunden. Es wird sich zeigen, daß es mit dieser Kombination möglich ist optimale, hydraulisch transparente, Bedingungen zu schaffen, die es gestatten in jeder Situation zu messen. Somit kann diese Schwelle als Meßeinrichtung genutzt werden.

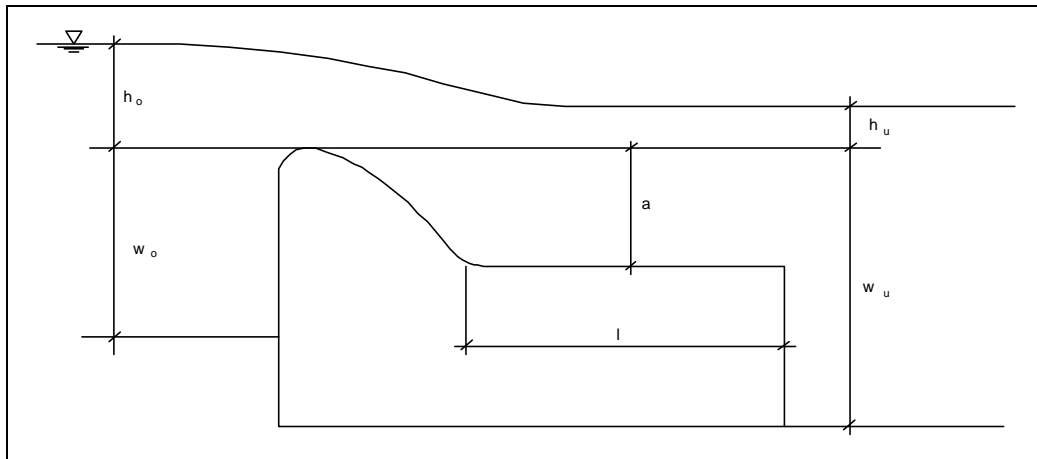


Bild 7 Standardprofil mit breiten Kronigen Auslauf

Die durchgeführten Versuche bezogen sich auf das folgende Intervall

$$0 \leq \frac{h}{h_E} \leq 3$$

Ablösungserscheinungen traten vereinzelt und dann aber erst für $\frac{h}{h_E} > 2,8$ auf, so daß das hydraulisch definierte Entlastungsintervall mit

$$0 \leq \frac{h}{h_E} \leq 2,5$$

abgesichert ist.

Es wurden 4 Überfallformen entwickelt und aus GFK hergestellt. Tabelle 2 zeigt wesentliche Parameter.

Tabelle 2

	h_E in m	$\frac{a}{h_E}$	q_{\max} in $\frac{l}{s \cdot m}$	$\left(\frac{h}{h_E}\right)_{\max}$
Profil 1	0,1	0,92	250	2,5
Profil 2	0,16	0,92	500	2,5
Profil 3	0,20	0,92	750	2,5
Profil 4	0,25	0,92	1000	2,5

Da das Verhältnis $\frac{l}{h_E}$ auch konstant ist, folgt für den vollkommenen Überfall, daß nur noch die Abhängigkeit

$$C_h = \left(\frac{w_0}{h_E}; \frac{h}{h_E} \right)$$

berücksichtigt werden muß.

Beim u. Ü. gilt:

$$\varphi = f \left(\frac{h_u}{h}; \frac{h_u}{h_u + w_u} \right)$$

Bedenken gegen die Verwendung von Unterdruckprofilen sind in diesem Rahmen grundlos. Beim reinen Standardprofil ist die Unterdruckbildung am größten, sie ist neben $\frac{h}{h_E}$ noch abhängig vom Verhältnis $\frac{w_0}{h_E}$ und nimmt bei kleiner werdenden Verhältnissen zu. Die ermittelten funktionalen Abhängigkeiten begrenzen den relativen, auf die Überfallhöhe h bezogenen, Minimaldruck auf

$$\frac{p}{\rho \cdot g \cdot h} > -2$$

Durch den Einfluß von a bzw. von $\frac{a}{h_E}$ wird zusätzlich eine Verkleinerung des Unterdruckes bewirkt. Ersichtlich wird dies im Bild 8, wo der C_h - Wert nach Erreichen eines Maximalwertes wieder abnimmt.

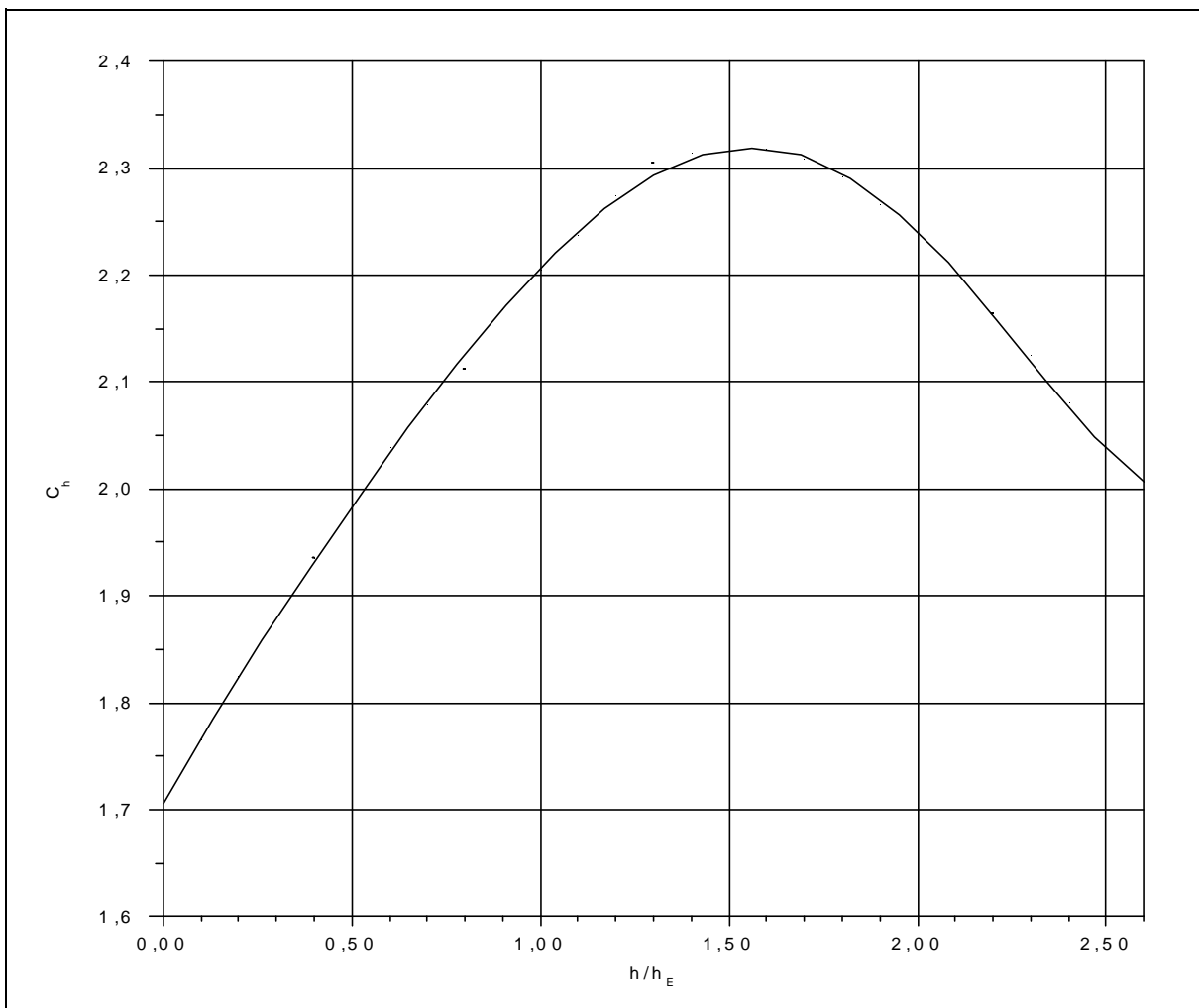


Bild 8 Überfallbeiwerte vollkommener Überfall

Ursache dieser Abnahme ist der Einfluß des breitkronigen Rückens, der die Wasserspiegellage und somit das Krümmungsverhalten so ändert, daß die Fliehkraft die Sohle nicht mehr entlastet, sondern belastet.

Im Bild 8 ist für $\frac{h_E}{w_0} = 0,1$ (Π - Zahlen können durch ihre Kehrwerte ersetzt werden), sowie

für die konstanten Werte aus Tabelle 2 die Abhängigkeit $C_h = f\left(\frac{h}{h_E}\right)$ dargestellt. Für die anderen $\frac{h_E}{w_0}$ - Werte sind die Abhängigkeiten hier nicht angegeben.

Der u. Ü. ist in Bild 9 dargestellt. Hier ist sehr schön der Einfluß des breitkronigen Rückens zu sehen, denn der Beginn des u. Ü. erfolgt sehr spät. Man kann fast sagen, daß die wesentliche Beeinflussung erst beginnt, wenn $h_u \sim 0,6 h$ ist, da dann die φ -Werte im praktischen Bereich nicht kleiner als 0,97 sind. Die Grenzkurve zwischen dem v. Ü. und dem u. Ü. ist durch die Kurve $\varphi = 1$ angegeben.

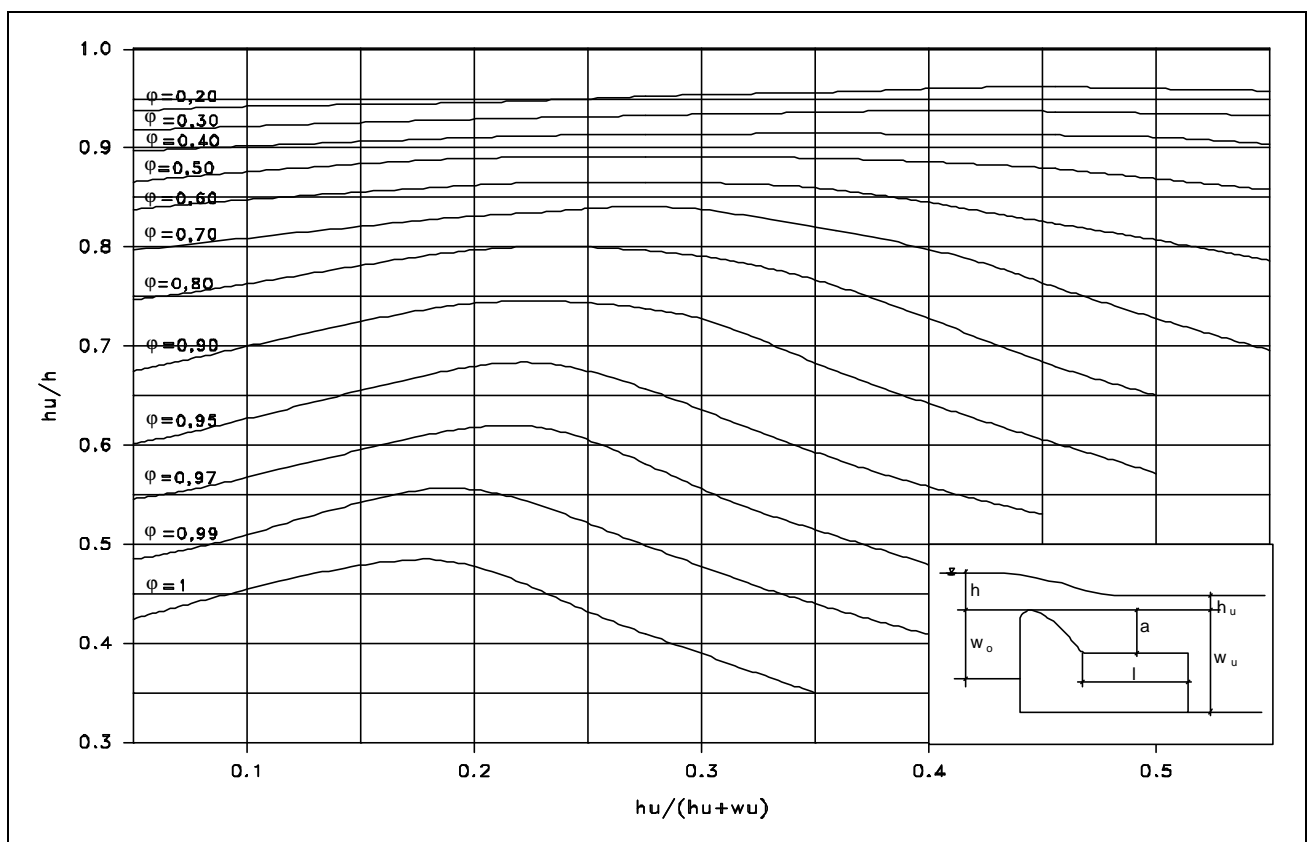


Bild 9 φ - Kurven für den unvollkommenen Überfall

Beispiel 3

Gegeben sei ein Standardprofil mit breitkronigem Auslauf und den konstanten Werten nach Tabelle 2.

$$\begin{aligned} h_E &= 0,2\text{m} & b &= 4\text{m} \\ w_0 &= 2,0\text{m} & h &= 0,45\text{m} \\ w_u &= 1,5\text{m} \end{aligned}$$

- Berechne: 3.a die Überfallmenge beim v. Ü.
 3.b den Beginn des u. Ü.
 3.c die Überfallmenge, wenn $h_u = 0,30$ m ist

Lösung:

3.a Da $\frac{h_E}{w_0} = \frac{0,2}{2,0} = 0,1$ folgt aus Bild 8 mit

$$\frac{h}{h_E} = \frac{0,45}{0,20} = 2,25 \Rightarrow C_h = 2,14 \text{ m}^{1/2} / \text{s}$$

$$Q = C_h \cdot b \cdot h^{3/2} = 2,58 \text{ m}^3 / \text{s}$$

- 3.b Beim Beginn des u. Ü. muß die entsprechende Abflußkurve den Parameter $\varphi = 1$ schneiden.

Annahme $h_u = 0,22$ m

$$\frac{h_u}{h} = \frac{0,21}{0,45} = 0,47 \quad \frac{h_u}{h_u + w_u} = 0,12$$

\Rightarrow Der Punkt liegt oberhalb von $\varphi = 1$ \Rightarrow u. Ü.

$$h_u = 0,20 \text{ m}$$

$$\frac{h_u}{h} = 0,44 \quad \frac{h_u}{h_u + w_u} \approx 0,12$$

\Rightarrow Der Punkt liegt unterhalb von $\varphi = 1$ \Rightarrow v. Ü.

Der u. Ü. beginnt also bei $h_u = 0,21$ m.

3.c $\frac{h_u}{h} = \frac{0,3}{0,45} = 0,67 \quad \frac{h_u}{h_u + w_u} = \frac{0,3}{0,3 + 1,5} = 0,17$

Aus Bild 9 folgt $\varphi \approx 0,95$

$$\begin{aligned} Q &= C_h \cdot \varphi \cdot b \cdot h^{3/2} \\ &= 2,14 \cdot 0,95 \cdot 4 \cdot 0,45^{3/2} \\ Q &= 2,45 \text{ m}^3 / \text{s} \end{aligned}$$

Schrägwehreinfluß

Im Bild 10 ist der Schrägwehreinfluß für die hier vorgestellte Entlastungsschwelle dargestellt. Der Wert $\frac{Q_\alpha}{Q_0}$ stellt einen Abminderungsfaktor dar. Dieser ist für $\alpha = 0^\circ$

(senkrechte Anströmung) natürlich 1. Wie ersichtlich, nimmt mit steigendem α und auch mit größer werdender Überfallhöhe die Abminderung zu. Es ist also eine größere Überfallhöhe notwendig, um die gleiche Entlastung zu erhalten.

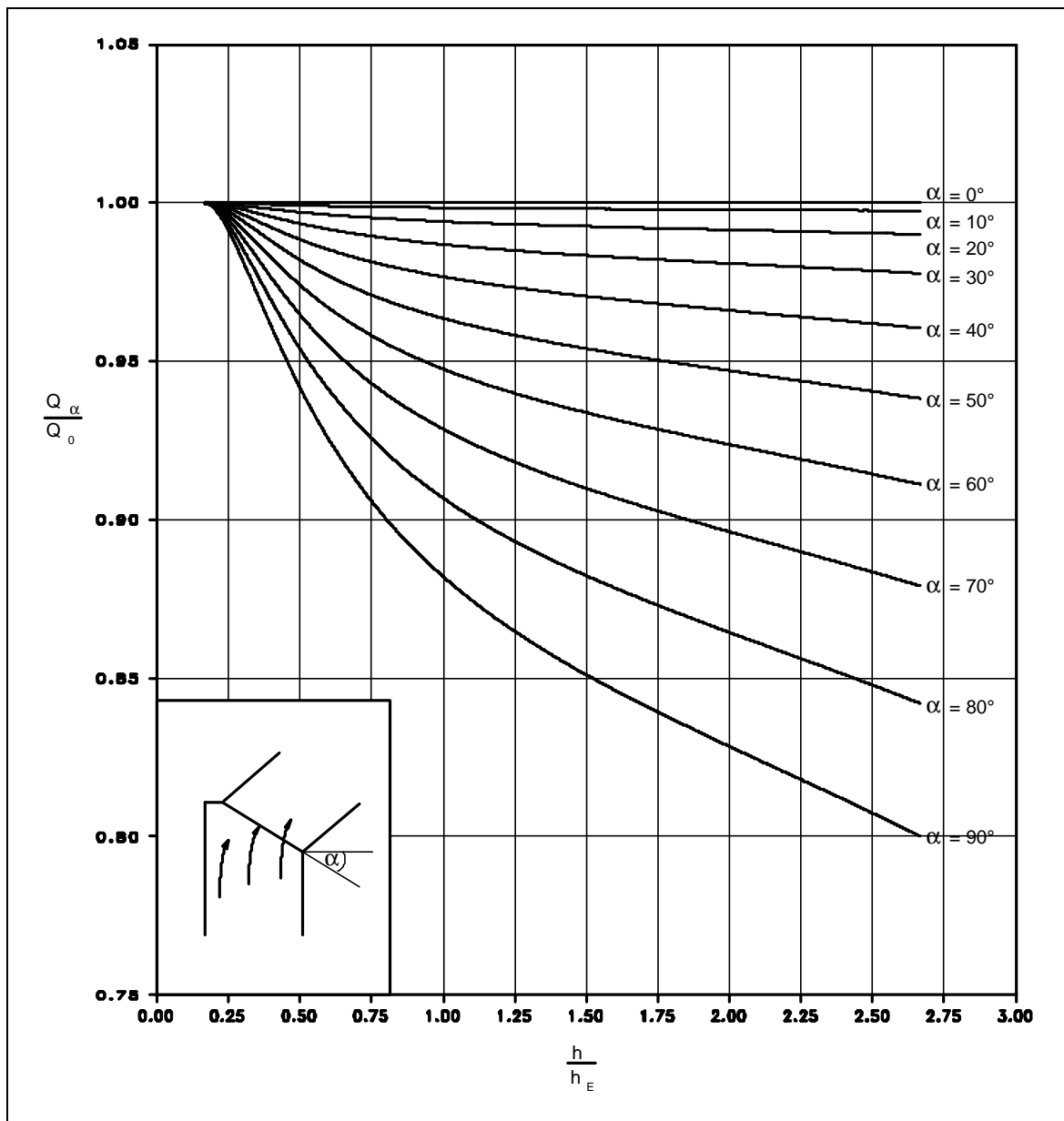


Bild 10 Schrägwehreinfluß beim Standardprofil mit breitkronigem Auslauf

Beispiel 4

Es ist mit $\alpha = 50^\circ$ die Entlastungsmenge für das Beispiel 3.a zu berechnen.
Aus Bild 10 folgt für

$$\frac{h}{h_E} = 2,25 \quad \Rightarrow \quad \frac{Q_{50}}{Q_0} \approx 0,94$$

$$Q_{50} = Q_0 \cdot 0,94$$

$$Q_{50} = 2,58 \cdot 0,94 = 2,43 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Die hier vorgestellte Entlastungsschwelle bietet innerhalb des Definitionsbereiches Kennlinien, die einerseits den vollkommenen und den unvollkommenen Überfall berücksichtigen und andererseits den Einfluß von Schräg- bzw. Streichwehr und Tauchwand auf den Wasserspiegelverlauf mit in die Rechnung einbeziehen. Vorteile dieser Schwelle sind:

- geringstmöglicher Meßfehler
- transparente hydraulische Verhältnisse
- eindeutige, hydraulisch nachgewiesene Bemessungsgrenzen
- keine Strahlablösung innerhalb der Bemessungsgrenzen
- von der Belüftungssituation unbeeinflusste Meßbereiche
- hohe Rückstauenebene
- bei geringem Freibord ist höhere Entlastungsmenge als bei traditioneller Betonschwelle (oder kürzere Schwellenlänge) möglich
- größeres nutzbares Stauvolumen durch niedrige Überfallhöhen und damit höher ansetzbare Schwellenkronen
- hohe Maßhaltigkeit durch industrielle Fertigung des Meßprofils
- gleichermaßen geeignet für Neubauten und Nachrüstungen