Zeitschrift: Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 37 (1945)
Heft: 12

Artikel: Beitrag zum Sandfangproblem [Fortsetzung]
Autor: Kropf, A.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-920803

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 15.07.2025

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

Beitrag zum Sandfangproblem

Von Dipl.-Ing. *A. Kropf*, Abteilungschef der Eidg. Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz (Fortsetztung)

Vergleichen wir die Messresultate für Quarzsand mit der nach Stokes-Oseen errechneten dick ausgezogenen Kurve, so stellen wir eine merkliche Abweichung fest, indem die gemessenen Werte durchwegs kleiner ausgefallen sind. Diese Unstimmigkeit ist in erster Linie auf den Umstand zurückzuführen, dass die Sandkörner niemals ganz glatt sind und von der angenommenen theoretischen Kugelgestalt mehr oder weniger abweichen. Um diese Schwierigkeiten zu umgehen, wurde in der Praxis der Bodenanalyse der Begriff «Teilchen gleichen hydraulischen Wertes» eingeführt und darunter Teilchen mit gleicher Fallgeschwindigkeit bezeichnet. Man rechnet alsdann mit einem «Aequivalentdurchmesser», der dem Durchmesser einer idealen Kugel mit derselben Fallgeschwindigkeit entspricht.

Wir bezeichnen mit:

$\varnothing_i$ den Aequivalentdurchmesser
$\varnothing_m$ den mittleren Korndurchmesser und
$\alpha = \frac{\varnothing_i}{\varnothing_m}$ das Verhältnis dieser beiden Werte.

Gestützt auf die Messungen von Fair ergibt sich α für Quarzsand im Mittel zu 0,68 und für Kohle zu 0,60. Die nach Einführung dieser α-Werte erhaltenen Kurven stimmen namentlich für Quarzsand auffallend genau mit den Messpunkten überein. Für Kohle ist die Uebereinstimmung weniger gut, was auf die unregelmässigere, mehr plattenförmige Struktur der Kohlenteilchen zurückzuführen ist. Immerhin ist damit der Beweis erbracht, dass die Stokes-Oseen'sche Gleichung den Absetzvorgang in ruhendem Wasser für alle in der Praxis vorkommenden Durchmesser recht gut wiedergibt. Ohne Korrekturfaktor α entspricht sie dem Idealzustand und liefert für die Sinkgeschwindigkeit v_s^*-Werte, die nicht übertroffen werden können.

3. Gegenüberstellung der verschiedenen Sandfang-Bauarten

In der Abwasserpraxis kennt man den horizontal durchflossenen Sandfang, der oft (unseres Erachtens irreführenderweise) «Spülsandfang» genannt wird, und den Tiefsandfang mit vertikalem Durchfluss. Beim Spülsandfang wird die Fliessgeschwindigkeit allgemein zu rund 30 cm/sec gewählt, weil bei dieser Geschwindigkeit die zu Boden gesunkenen Körner liegen bleiben, während die organischen Schmutzstoffe weiterschweben. Die saubere Trennung zwischen Sand und organischen Schmutzstoffen bietet aber Schwierigkeiten, weil die Durchflussgeschwindigkeit je nach der Wassermenge ziemlich stark von den genannten 30 cm/sec abweicht. Aus diesem Grunde werden in der Regel die Sandfänge in mehrere Kammern aufgelöst, die sukzessiv bei steigendem Zufluss eingeschaltet werden. Es ist auch versucht worden, durch geeignete Formgebung des Rinnenquerschnitts die Fliessgeschwindigkeit möglichst konstant zu halten, aber ohne wesentlichen Erfolg.

Beim Tiefsandfang scheinen die Verhältnisse günstiger zu liegen, weil durch Anordnung konzentrischer Ueberfälle der durchflossene Querschnitt mit zunehmender Wassermenge stufenweise zunimmt und dadurch die vertikale Fliessgeschwindigkeit innerhalb gewisser Grenzen eingegabelt bleibt. Nun lässt sich im Laboratorium zeigen, dass durch vertikale Wasserbewegung (Schlämmen) eine Trennung der grobdispersen organischen Schmutzstoffe (Papier, Fäkalien usw.) vom feinen Sand nicht durchführbar ist. Wird nämlich die Steiggeschwindigkeit so klein gewählt, dass die feinen Sandkörner im Trichter liegen bleiben, so setzen sich ebenfalls die nicht erwünschten organischen Sperrstoffe ab; wird hingegen durch Steigerung der Strömung oder durch Einblasen von Druckluft dafür gesorgt, dass jene an die Oberfläche gelangen, um vom Abwasser fortgeschwemmt zu werden, so bleibt in der Trichterspitze nur der grobe Sand liegen. Also bringt diese Lösung, die übrigens dem allgemeinen Grundsatz, wonach für sandigen Schlamm flache Becken zweckmässiger sind, widerspricht, keine wesentliche Verbesserung.

Unser Bestreben geht nun dahin, unter Beibehaltung des Prinzips des horizontal durchflossenen Sandfangs durch Einbau eines sog. «Staukörpers» die Geschwindigkeit im Sandfang möglichst konstant zu gestalten, aber so gross zu wählen, dass der abgelagerte Sand auf der Sohle weiter wandert und durch einen Bodenschlitz in eine darunterliegende Kammer fällt.

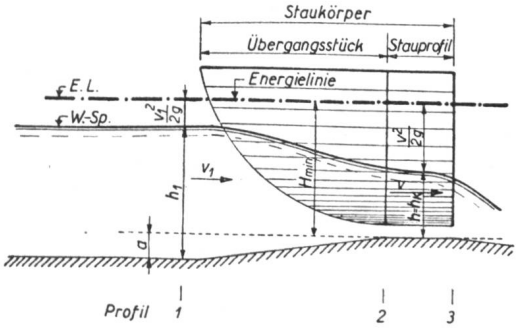


Abb. 2

C. Der Staukörper

1. *Mathematische Ableitung seiner Form*

In einem rechteckigen Gerinne kann die Fliessgeschwindigkeit durch Einbau eines besonders geformten Staubleches konstant gehalten werden. Solche Staubleche, die in Amerika unter der Bezeichnung «sutro-weir» seit Jahrzehnten bekannt sind, werden mit Vorteil durch Staukörper ersetzt, um die Querkontraktion zu vermeiden und dadurch eine bessere Wasserführung zu erreichen.

Der Staukörper besteht aus einem zylindrischen Teilstück mit dem gesuchten Stauprofil als Leitlinie und einem Uebergangsstück, welches allmählich vom Rechteckprofil zum eigentlichen Stauprofil überführt (Abb. 2). Auf der Strecke 1—2 lassen wir die Kanalsohle vorerst um den Betrag a ansteigen.

Zur Ableitung des Stauprofils nehmen wir an, dass im rechteckigen Gerinne von der Breite b_1 strömender Abfluss mit der Geschwindigkeit v_1 herrsche. Durch den Staukörper wird der Wasserstrahl eingeschnürt und der Abfluss vom strömenden in den schiessenden übergeführt; deshalb stellt sich irgendwo innerhalb des zylindrischen Teilstückes (Profil 2—3) des Staukörpers die kritische Tiefe h_k ein.

Unsere Aufgabe besteht nun darin, die Form des Stauprofils so zu wählen, dass die Geschwindigkeit v_1 im Profil 1 für alle Wassermengen konstant wird. Dabei vernachlässigen wir die Reibungsverluste zwischen den Profilen 1—3, was wegen des kurzen Bauwerkes ohne weiteres zulässig ist. Wie nachstehend bewiesen werden soll, lautet die Funktion $h(x)$, die der gestellten Forderung v_1 = konstant genügt:

$$h = \left(\frac{C}{x}\right)^2 \text{ oder } x = \frac{C}{h^{\frac{1}{2}}} \tag{10}$$

Hierin ist h die Wassertiefe im Stauprofil (2—3) und C eine Konstante mit der Dimension (Länge) $^{3/2}$.

Ohne uns vorderhand dabei aufzuhalten, dass die gesuchte Funktion für $h = o$, $x = \infty$ liefert (siehe Abb. 3), wollen wir die Konstante C ermitteln. Der benetzte Querschnitt ergibt sich durch Integration zu:

$$F = 2\int_o^h x \cdot dy = 2C\int_o^h y^{-\frac{1}{2}} dy = \left[4C \cdot y^{\frac{1}{2}}\right]_o^h = 4C \cdot h^{\frac{1}{2}}. \tag{11}$$

Die mittlere Geschwindigkeit beträgt demnach:

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{Q}{4 \cdot C \cdot h^{\frac{1}{2}}} \tag{12}$$

und die Geschwindigkeitshöhe:

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{Q^2}{32 \cdot C^2 \cdot g \cdot h} \tag{13}$$

Der Ausdruck für die Energielinienhöhe lautet:

$$H = h + \frac{v^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{32\,C^2 \cdot g}\, h^{-1} \tag{14}$$

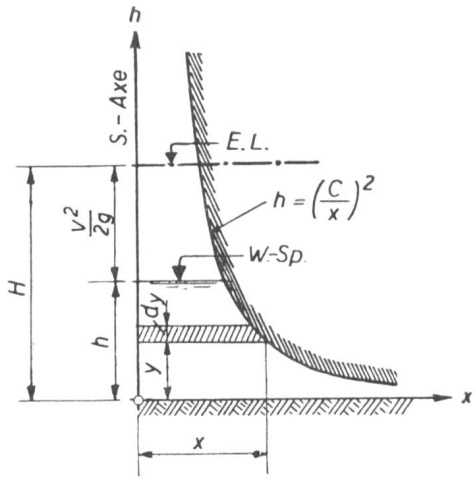


Abb. 3

Soll h der kritischen Tiefe h_k entsprechen, so muss bekanntlich H ein Minimum oder $\frac{dH}{dh} = o$ sein. Gleichung (14) nach h differenziert und gleich null gesetzt ergibt:

$$\frac{dH}{dh} = 0 = 1 - \frac{Q^2}{32 \cdot C^2 \cdot g} \cdot h^{-2} \tag{15}$$

woraus:

$$h = \frac{Q}{4 \cdot C \cdot \sqrt{2g}} \tag{15a}$$

Unter dieser Bedingung wird

$$H_{min} = \frac{Q}{4 \cdot C \cdot \sqrt{2g}} + \frac{Q^2 \cdot 4 \cdot C\sqrt{2g}}{32 \cdot C^2 \cdot g \cdot Q} = \frac{2 \cdot Q}{4 \cdot C \cdot \sqrt{2g}} = 2\,h \tag{16}$$

Anderseits besteht nach *Bernoulli* die Beziehung (siehe Abb. 2)

$$H_{min} = h_1 + \frac{v_1^2}{2g} - a \tag{17}$$

und da wir in der Wahl der Sohlenerhebung a noch frei sind, setzen wir $a = \frac{v_1^2}{2g}$ und erhalten:

$$H_{min} = h_1 = 2\,h. \tag{17a}$$

Unter dieser Voraussetzung ergibt sich die mittlere Fliessgeschwindigkeit v_1 im Profil 1 unmittelbar vor dem Staukörper zu:

$$v_1 = \frac{Q}{b_1 \cdot h_1} = \frac{4 \cdot h \cdot C \cdot \sqrt{2g}}{b_1 \cdot 2 \cdot h} = \frac{2 \cdot C \cdot \sqrt{2g}}{b_1} = \text{konst.} \tag{18}$$

Damit ist der Beweis erbracht, dass die angenommene Funktion (10) der gestellten Forderung Genüge leistet und im Profil 1 tatsächlich eine von der Wassermenge unabhängige, d. h. konstante Geschwindigkeit v_1 liefert. Aus Gleichung (18) ergibt sich die gesuchte Konstante zu:

$$C = \frac{b_1 \cdot v_1}{2\sqrt{2g}} \tag{19}$$

Damit ist die Form des Stauprofils eindeutig als Funktion der Gerinnebreite b_1 und der gewünschten konstanten Geschwindigkeit v_1 definiert. Zusammenfassend ergeben sich hiefür folgende Beziehungen:

Form:

(10) $$h = \frac{v_1^2 \cdot b_1^2}{8g \cdot x^2} \quad \text{oder} \quad x = \frac{b_1 \cdot v_1}{2\sqrt{2g \cdot h}}$$

Wassertiefe h_1 im Einlaufprofil 1:

(17a) $$h_1 = H_{min} = 2h$$

Wassermenge Q:

(18) $$Q = b_1 \cdot v_1 \cdot h_1 = 2 b_1 \cdot v_1 \cdot h$$

Benetzter Querschnitt:

(11) $$F = 4C \cdot \sqrt{h} = 4 x_h \cdot h$$

2. Der Staukörper bei endlichen Breitenabmessungen

Im vorangehenden Abschnitt haben wir schon darauf hingewiesen, dass die durch Gleichung (10) definierte Form des Staukörpers praktisch nicht ausführbar ist, weil die Querschnittsbasis unendlich breit wird. Für praktische Anwendungen sind wir daher genötigt, die erhaltene Funktion $h(x)$ auf den endlichen Bereich bis zum Punkt P_0 (Abb. 4) mit den Koordinaten (x_0, h_0) zu beschränken und die rechts davon gelegene schraffierte Fläche F_0 wegzudenken. Als Ersatz wird der verbleibende benetzte Querschnitt $(P_0 A O D E)$ um einen äquivalenten Betrag ergänzt, was einer Vertiefung der Sohle um das Mass t entspricht. Das neue benetzte Profil ist demnach bei endlichen Abmessungen durch die Fläche $(P_0 B C D E)$ gegeben.

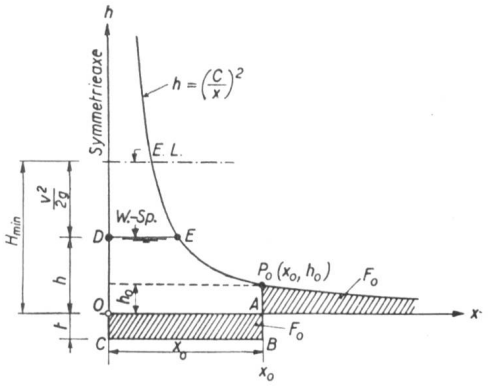


Abb. 4

Die abgeschnittene Fläche F_0 beträgt nach Gleichung (11):

$$F_0 = 2 \cdot x_0 h_0 - x_0 h_0 = x_0 h_0 = x_0 t.$$

Demnach ist die beim Uebergang vom allgemeinen Stauprofil zu demjenigen mit endlichen Breitenabmessungen erforderliche Tieferlegung der Sohle

$$t = h_0.$$

Das der ursprünglichen Funktion äquivalente Profil ragt also, bei endlichen Abmessungen, um den Betrag $t = h_0$ unter die Abszissenaxe. (Siehe Abb. 5.) Es bleibt noch zu verifizieren, ob unter den ver-

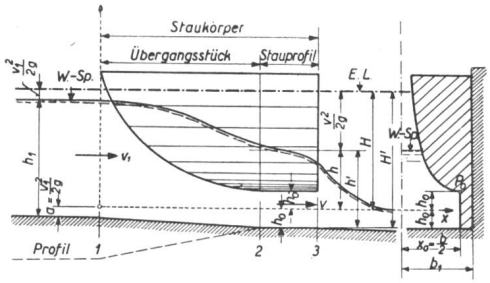


Abb. 5

änderten Verhältnissen die neue Wassertiefe $h' = h + h_0$ immer noch der kritischen Tiefe entspricht. Nun haben wir für die Energielinienhöhe H':

$$H' = h' + \frac{v^2}{2g} = h + h_0 + \frac{v^2}{2g} = H + h_0,$$

die dann ihr Minimum erreicht, wenn

$$\frac{dH'}{dh} = \frac{dH}{dh} = 0.$$

Es ist dies aber die Bedingung, die der früheren Ableitung des Stauprofiles zugrundegelegt wurde; damit ist der Beweis erbracht, dass die Abflussverhältnisse durch Begrenzung des Stauprofiles auf endliche Breitenabmessungen, unter entsprechender Kompensation der abgeschnittenen Beitragsflächen des benetzten Querschnittes, keine prinzipielle Aenderung erfahren haben. Im übrigen ist die Lage des Staukörpers, bezogen auf die Sohle der Sandfangkammer, eindeutig definiert.

Mit dem auf endliche Dimensionen reduzierten Staukörper ist die Voraussetzung v_1 = konstant indessen nur bedingt erfüllt, weil die Stauwirkung erst von einer gewissen Wassermenge an einsetzt. Wir haben aber alles Interesse, diesen Bereich der konstanten Geschwindigkeit soweit als möglich zu erfassen und zu diesem Zwecke h_0 möglichst klein zu wählen. Da aber aus praktischen Ueberlegungen heraus eine Verbreiterung des Gerinnes zwischen Profil 1 und 2 nicht in Frage kommt, ist die aufgestellte Forderung für den Spezialfall $b = b_1 = 2x_0$ am besten erfüllt; dabei wird:

$$h_0 = \frac{C^2}{x_0^2} = \frac{C^2}{\left(\frac{b_1}{2}\right)^2} = \frac{b_1^2 \cdot v_1^2}{8g \cdot \frac{b_1^2}{4}} = \frac{v_1^2}{2g} = a$$

und die Sohle zwischen den Profilen 1 und 3 horizontal. Wird dagegen $x_0 < \frac{b_1}{2}$ gewählt, so fällt die Sohle von 1 nach 3 um den Betrag $h_0 - \frac{v_1^2}{2g}$ ab. Dieser Umstand bedingt eine Schwierigkeit in der praktischen Anwendung des gewonnenen Resultates auf horizontale Sandfänge üblicher Art. In der Regel setzt sich der Sand beim normalen Sandfang auf die Sohle und bleibt dort in der trogförmigen Vertiefung der Sohle, die als Sandsammelraum bezeichnet wer-

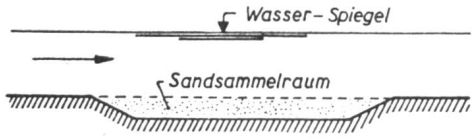


Abb. 6 Schematischer Längsschnitt durch einen Horizontal-Sandfang üblicher Bauart.

den kann, liegen. Sobald diese gefüllt ist, muss die Ausräumung einsetzen, da sonst das abgesetzte Sandgut infolge der immer grösser werdenden Geschwindigkeit wieder in den Ablauf gespült werden kann (siehe Abb. 6).

Beim Sandfang mit Staukörper ist eine solche trogförmige Vertiefung zur Aufnahme des Sandfanggutes a priori nicht gegeben, denn die Lage der Kanalsohle unter der x-Axe ist eindeutig fixiert. Zudem senkt sich die Sohle gegen den Staukörper um einen bestimmten Betrag. Wollten wir also eine trogförmige Vertiefung gemäss der gestrichelten Linie in Abb. 5 gleichwohl vorsehen, so würden wir die konstante Geschwindigkeit v_1 wieder preisgeben. Das führt uns auf den Gedanken, statt v_1 so klein zu wählen, dass die feinsten Sandteilchen, einmal abgesetzt, auf der Sohle ruhig liegen bleiben — ($v_1 \cong 30$ cm/sec) — v_1 im Gegenteil derart festzulegen, dass die zu Boden gesunkenen Sandkörner sich auf der glatten Betonsohle noch langsam fortbewegen. Um sie aufzufangen, werden am Boden der Rinne Querschlitze angeordnet, durch die der Sand in eine darunterliegende Auffangkammer fallen soll. Erst ein nach diesen Grundsätzen gebauter Sandfang verdient u. E. die Bezeichnung «Spülsandfang», weil das auszuscheidende Gut tatsächlich abgespült wird. Zur Bestimmung der geeigneten Form des Spülschlitzes und der erforderlichen Geschwindigkeit v_1 in Funktion des Korndurchmessers haben wir Versuche angestellt, über die im zweiten Teil dieser Arbeit berichtet werden soll. Vorgreifend können wir sagen, dass eine Geschwindigkeit $v_1 = 45 \div 50$ cm/sec für normale Fälle ausreicht.

3. Wasserspiegelverlauf im Sandfang und hydraulische Berechnung des Einlaufes

Durch die Anordnung des Staukörpers haben wir erreicht, dass die Geschwindigkeit v_1 im Profil 1, unmittelbar vor der Einschnürung, für alle Wassermengen praktisch konstant bleibt. Soll bei einer gewissen Wassermenge Q die Geschwindigkeit auf der ganzen Länge der Sandfangkammer zwischen dem Einlaufprofil 0 und Profil 1 unverändert bleiben, so muss die zugehörige Wassertiefe h_1 dem Normalabfluss entsprechen. Das entsprechende Sohlengefälle $J_s = J_e$ ergibt sich aus der *Stricklers*chen Abflussformel zu:

$$J_s = \frac{v_1^2}{k^2 \cdot R^{4/3}} = C_1 \cdot R^{-4/3}$$

Da der hydraulische Radius R von der Wassermenge Q abhängt, kann J_s nicht konstant sein. Streng genommen lässt sich also die Forderung $v_1 =$ konstant auf die ganze Länge des Sandfanges nur für eine Wassermenge, die wir mit Q_o bezeichnen, erfüllen. Je nachdem $Q \gtrless Q_o$, ergeben sich folgende drei in Abb. 7 dargestellten Abflussmöglichkeiten:

Fall	Wassermenge Q	Energielinien-gefälle Je	Profil 0		Art der Wasserbewegung
			Wassertiefe h_o	Geschwindigkeit v_o	
I	$Q_I = Q_o$	$J_e = J_s$	$h_o = h_1$	$v_o = v_1$	gleichförmig
II	$Q_{II} > Q_o$	$J_e < J_s$	$h_o < h_1$	$v_o > v_1$	verzögert (Staukurve)
III	$Q_{III} < Q_o$	$J_e > J_s$	$h_o > h_1$	$v_o < v_1$	beschleunigt (Absenkungskurve)

Für andere Werte von Q ist die Bewegung entweder verzögert oder beschleunigt stationär. Bei den kleinen vorkommenden Geschwindigkeiten $v = 0{,}5$ m/sec und der relativ kurzen Länge des Bauwerkes ist der Unterschied zwischen v_o und v_1 indessen gering, jedenfalls viel kleiner als die üblichen Schwankungen bei einem gewöhnlichen Horizontal-Sandfang ohne Staukörper.

Die Geschwindigkeit v_1 ist als Grenzwert aufzufassen, der nicht unterschritten werden sollte. Der Anordnung gemäss Fall II fällt daher die grössere Bedeutung zu, weil eine Zunahme der Geschwindigkeit in der Nähe des Einlaufes weniger ungünstig in Erscheinung tritt als beim umgekehrten Fall, wo dem vorzeitigen Ausscheiden organischer Schmutzstoffe Vorschub geleistet wird. Daher werden wir in der Regel für Q_o die kleinste praktisch vorkommende Wassermenge, bei der eine Sandführung noch zu erwarten ist (z. B. $Q_o \cong \frac{1}{2} \div \frac{1}{3} Q_{TW}$) annehmen und daraus die entsprechende Sohlenneigung der Sandfangkammer ermitteln. Jedenfalls haben wir es jetzt

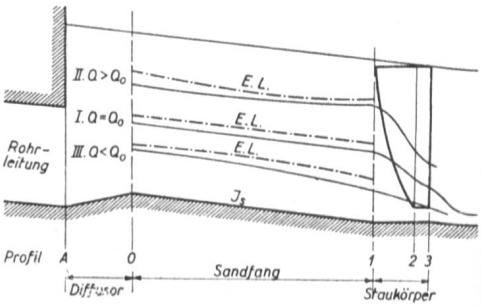


Abb. 7

in der Hand, die Abmessungen des Sandfanges den vorhandenen Verhältnissen weitgehend anzupassen und die hydraulische Berechnung der zu erwartenden Wasserspiegellagen mit aller gewünschten Genauigkeit durchzuführen.

Von grosser Bedeutung ist die zweckmässige Ausbildung des *Einlaufes,* weil sonst die gute Wirkung des Sandfanges in Frage gestellt wird. Zunächst muss die Ablagerung von Sand im *Zulaufkanal* vermieden werden. Es bedingt dies ein hinreichendes Sohlengefälle, damit bei Teilfüllung die minimale Fliessgeschwindigkeit 0,5 m/sec nicht unterschritten wird. Zudem hat sich als günstig erwiesen, wenn der Normalabfluss von der Trockenwettermenge an abwärts schiessend erfolgt. Wir müssen aber verhindern, dass die schiessende Bewegung sich auf das Sandfanggerinne ausdehnt, da sich sonst der unvermeidliche Wassersprung beim Uebergang vom Schiessen zum Strömen erst kurz vor dem Staukörper einstellt. Es bedingt dies die Einschaltung eines diffusorartigen Uebergangsstückes mit Gegengefälle zwischen Rohrauslauf (Profil A) und Sandfangeinlauf (Profil o), das nach folgenden Gesichtspunkten zu bemessen ist:

a) Max. Oeffnungswinkel des Diffusors bezogen auf die Längsaxe $\delta = 5^{\circ}$.

b) Der Wassersprung darf unter keinen Umständen unterhalb von Profil o, sondern er muss noch innerhalb der Rohrleitung, möglichst nahe am Auslauf auftreten. Zur Erfüllung dieser Forderung wird die Sohlenerhebung Δs so gewählt, dass sich beide Energielinien im Profil A schneiden (siehe Abb. 8).

c) Im eingestauten Teil der Rohrleitung darf die Fliessgeschwindigkeit den minimalen Wert von 0,5 m/sec nicht unterschreiten, da sich sonst in der Sohlenvertiefung Sand ablagert.

Die Berechnung des Wasserspiegelverlaufs im Uebergangsstück lässt sich, von Profil o ausgehend, durchführen. Im nächsten Kapitel bringen wir als Beispiel die vollständige hydraulische Berechnung unseres im Werdhölzli aufgestellten Versuchssandfanges nebst einem Vergleich der gemessenen und gerechneten Werte.

II. Versuchstechnischer Teil

D. Hydraulische Dimensionierung des Versuchssandfanges und Vergleich mit den gemessenen Werten

1. Abwassertechnische Grundlagen

Angeschlossene Einwohnerzahl	5000 E.
Abwassermenge pro Einwohner	300 l/K Tg.
Trockenwetterzufluss V = 5000 × 0,3 =	1500 m³/Tg.

Mittlerer Stundenzufluss in den Tagesstunden:

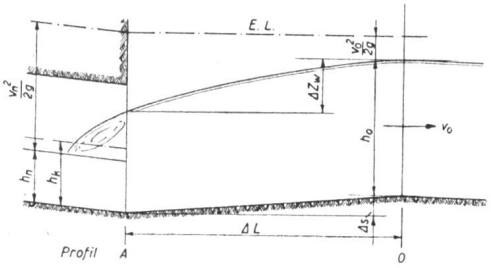


Abb. 8

$$Q_{TW} \cong \frac{V}{18} = \frac{1500}{18} = 83 \text{ m}^3/h = \qquad 23 \text{ l/sec}$$

Max. Zufluss bei Regenwetter:

$$Q_R = 3\, Q_{TW} \cong 250 \text{ m}^3/h \cong \qquad 70 \text{ l/sec}$$

Kleinste Sinkgeschwindigkeit der noch auszuscheidenden Sandkörner ø = 0,2 mm $\quad v_s = 36$ m/h

Theoretische Oberfläche des Sandfanges:

$$F = \frac{Q_{max}}{v_s} = \frac{250\, m^3/h}{36\, m/h} = \qquad 7 \text{ m}^2$$

Wahl der Sandfangdimensionen:

Breite $b_1 = 0{,}43\, m$

Länge $L = \dfrac{7{,}0}{0{,}43} = 16{,}3\, m$

Gestützt auf die Bemerkung Seite 115 wird die Länge des Sandfanges inkl. Staukörper zu $L = 8{,}0$ m gewählt.

2. Anordnung der Bodenschlitze

Eine in der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E.T.H. durchgeführte Voruntersuchung mit Reinwasser ergab wichtige Anhaltspunkte für die zweckmässige Ausbildung der Bodenschlitze. Nach dieser Untersuchung ist ein erster Spülschlitz unmittelbar nach dem Uebergangsstück, ca. 10—40 cm unterhalb Profil o, anzuordnen. Durch diesen ersten Schlitz wird mehr als $^4/_5$ der Sandmenge ausgeschieden, und zwar sind es in erster Linie die groben Elemente, die hier zurückgehalten werden, weil, wie auf Seite 115 bemerkt, der grösste Teil des zufliesenden Sandes sich als Sandbank auf der Kanalsohle fortbewegt. Ohne diesen ersten Schlitz verlandet die eigentliche Sandfangrinne trotz der gewählten Fliessgeschwindigkeiten $v_1 \cong 0{,}45$ m/sec innerhalb weniger Stunden. Die Lage des zweiten Spülschlitzes unmittelbar vor dem Staukörper ist ohne weiteres gegeben; ihm fliessen nur die kleinsten Sandkörner zu, die den oberen Schlitz übersprungen und erst unterhalb die Sohle erreicht haben. Diese feinen Elemente werden aber erst dann restlos vom Schlitz erfasst, wenn durch ihn eine kleine Strömung besteht. Zu diesem Zwecke wurde eine Umlaufleitung zwischen Sandkammer und Unterwasserrinne (unterhalb des Staukörpers) eingebaut. Die durchfliessende Wassermenge wurde mittels Wasseruhr gemessen; sie betrug rund $^1/_{10}$ des Gesamtzu-

laufes. Das Oeffnen der Umlaufleitung bedingt selbstverständlich eine Aenderung der Abflussverhältnisse im Sandfang im Sinne einer Absenkung des Wasserspiegels bzw. Erhöhung der Fliessgeschwindigkeit v_1, die gegebenenfalls zu berücksichtigen ist.

3. *Staukörper*

Mit Rücksicht auf die Umlaufleitung wurde die Geschwindigkeit v_1 zu 4,2 dm/sec angenommen; bei offener Umlaufleitung stellt sich $v_1 = 4{,}5$ dm/sec ein.

Die Gleichung des Staukörpers lautet, wenn wir als Längeneinheit den dm einführen:

$$(10) \qquad h = \frac{v_1^2 \cdot b_1^2}{8g \cdot x^2} = \frac{4{,}2^2 \cdot 4{,}3^2}{8 \cdot 98{,}1} \cdot \frac{1}{x^2} = \frac{0{,}4156}{x^2} \quad dm$$

und der Ausdruck für die Wassermenge:

$$(18) \qquad Q = 2\, b_1 \cdot v_1 \cdot h = 36{,}1 \cdot h \quad \text{l/sec}$$

Das Resultat dieser Rechnung ist in folgender Tabelle 1 aufgeführt.

Tabelle 1

Form des Staukörpers			Wassertiefe	Wassermenge
Abszisse x	Ordinate h	Neigung der Tangente $tg\,\alpha'$	$h_1 = 2h$	Q
dm	dm		dm	l/sec
2,15	0,0899	— 0,084	0,1789	3,24
$x_0 = 2{,}00$	$h_0 = 0{,}104$	—	0,208	3,71
1,80	0,1282	—	—	—
1,60	0,1625	— 0,203	0,3250	5,87
1,40	0,2122	—	—	—
1,20	0,2890	— 0,481	0,5780	10,43
1,00	0,4156	—	0,8312	15,00
0,90	0,5130	—	—	—
0,80	0,6490	— 1,625	1,298	23,43
0,70	0,8480	—	—	—
0,60	1,155	—	2,310	41,69
0,50	1,663	—	—	—
0,40	2,598	—	5,196	93,79
0,30	4,618	—30,786	9,236	—

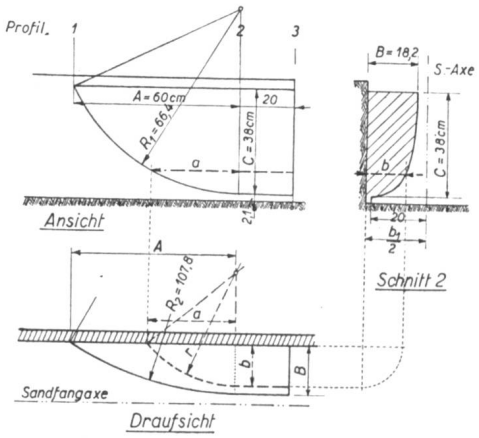


Abb. 9 Geometrische Definition des Uebergangsstückes vom Rechteck- zum Stauprofil.

Für $x = x_0 = 2{,}0$ dm ist $h_0 = 0{,}104$ dm, demnach die Höhenlage des Staukörpers 0,21 dm über der Sohle; das Sohlengefälle zwischen Profil 1 und 3 beträgt 1,4 mm auf 80 cm, d. h. 1,75 ‰.

Das Uebergangsstück zwischen dem Rechteckprofil der Sandfangrinne und dem Stauprofil wird durch horizontale Kreissegmente definiert gemäss Abb. 9.

In Abb. 10 haben wir die gerechnete Wasserstandskurve in Funktion der Wassermenge aufgezeichnet und als Vergleich die gemessenen Werte bei geschlossenem und offenem Umlaufrohr eingetragen.

Man erkennt daraus die befriedigende Uebereinstimmung zwischen Messung und Rechnung. Der im Sandfang eingebaute Staukörper kann also auch als Messgerät zur Bestimmung der Zuflussmenge herangezogen werden. Für die normalen Bedürfnisse der Abwasserpraxis ist eine Eichung nicht erforderlich.

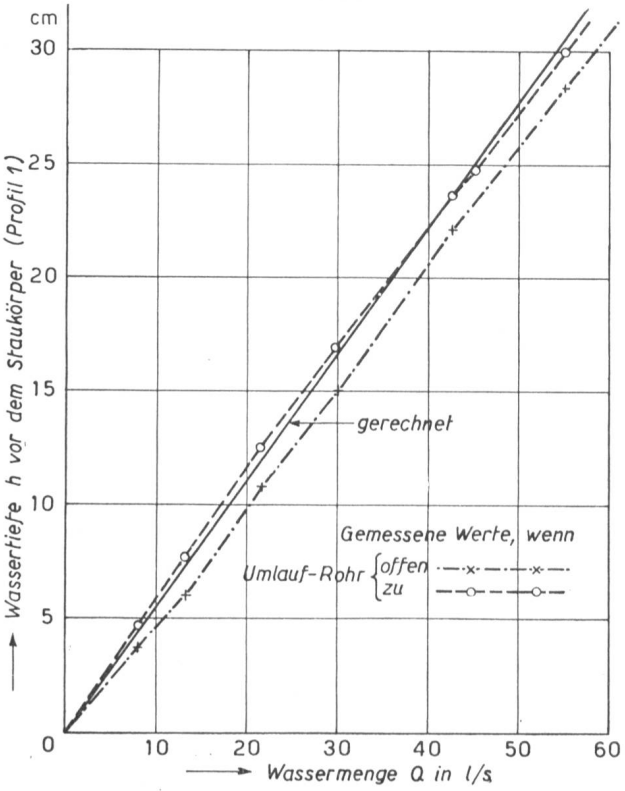


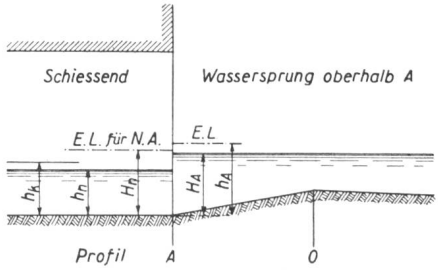
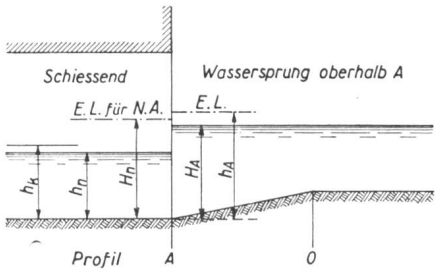
Abb. 10 Gerechnete und gemessene Wasserstandskurven in Funktion der Wassermenge.

4. *Hydraulische Berechnung der Wasserspiegel im Sandfang bis zum Einlauf*

a) Staukurvenrechnung zwischen Profil 1 — 0.

Da es sich um ein prismatisches Gerinne handelt, erfolgt die Berechnung von Profil 1 ausgehend rückwärts unter Zugrundelegung der nach ΔL explizit aufgelösten Staukurvenformel:

Tabelle 2

Profil Nr.	Gemessene Werte W. Tiefe h_m	Gemessene Werte Geschw. v	Gerechnete Werte W. Tiefe h_r	Gerechnete Werte Geschw. v	$\Delta h = h_m - h_r$	h_n**)	h_k	Energielinienhöhe H_n**)	Energielinienhöhe H_A	Bemerkung: **) h_n und H_n bedeuten Wassertiefe und Energielinienhöhe bei Normalabfluss
	cm	m/sec	cm	m/sec	cm	cm	cm	cm	cm	
1. Q = 8.0 l/sec			[$\beta = 1/2$]							
A	9,25	0,485	8,90	0,510	0,35	6,4	7,0	9,6	10,23	
0	4,70	0,398	4,60	0,404	0,10					
1	4,72	0,394	4,33	0,420	0,29					
2. Q = 22,0 l/sec			[$\beta^* = 0{,}2$]							
A	15,25	0,705	15,15	0,703	0,10	11,0	11,75	16,5	17,65	
0	11,58	0,442	11,50	0,445	0,08					
1	12,32	0,416	12,20	0,420	0,12					
3. Q = 55,0 l/sec			[$\beta^* = 0{,}8$]							
A	30,24	1,120	30,64	1,120	—0,40	—	19,0	—	37,04	
0	29,25	0,437	29,70	0,430	-0,45					
1	30,30	0,422	30,50	0,420	—0,20					

$$\Delta L = \frac{(h_u - h_o) + \beta \dfrac{(v_u^2 - v_o^2)}{2g}}{J_s - \dfrac{v_m^2}{k^2 \cdot R_m^{4/3}}}$$

Für diesen Fall wählen wir:

$J_s = 1{,}5\ ‰ = 0{,}0015$ Sohlengefälle der Sandfangrinne.
$k = 90$ Rauhigkeitsbeiwert nach Strickler.
$\beta = 2/3$ (Allmähliche Querschnittänderung).

Die Wassermenge Q_o, für die im ganzen Gerinne Normalabfluss herrscht (Fall I), ergibt sich zu Q_o = 9,4 l/sec. Darüber hinaus haben wir verzögerte Bewegung (Fall II = Staukurve), während für $Q < Q_o$ beschleunigter Abfluss vorliegt (Fall III = Absenkungskurve). Das Resultat der Rechnung ist für die drei Wassermengen Q = 8, 22 und 55 l/sec in Tabelle 2 wiedergegeben.

b) Zulaufkanal.

Gewählt wird: Eternitrohr $\varnothing$ = 25 cm, k = 100. Für $Q \leq Q_{TW}$ soll der Normalabfluss im Rohr schiessend sein.

$Q_{TW} \simeq 22$ l/sec $\qquad h_k = h_o = 11{,}75$ cm [1])

Füllungsgrad $p = \dfrac{11{,}75}{25} = 47\ \%$ $\qquad \dfrac{Q}{Q_v} = 45\ \%$

[1]) Siehe A. Kropf, Dimensionierung von Kanalisationen, Diagramm III, S. B. Z. 1945, Bd. 125.

Wassermenge bei voller Füllung:

$$Q_v = \frac{Q}{0{,}45} = \frac{22}{0{,}45} = 49 \text{ l/sec}$$

Erforderliches Sohlengefälle für k = 100:

$$J_s = 4\ ‰$$

Bemerkung: Im ausgeführten Versuchssandfang weist der Zulaufkanal E. R. $\varnothing$ 25 cm ein Sohlengefälle von 4,1 ‰ und einen Rauhigkeitskoeffizienten nach Strickler k = 110 auf. Da wir in diesem Kapitel die gerechneten Werte mit den gemessenen vergleichen, müssen wir die Berechnung mit den tatsächlichen, im Modell vorhandenen Werten weiterführen.

c) Uebergangsstück (Diffusor). 1. Annäherung. (Siehe Abb. 11)

$$\Delta s = (h_A - h_o) + \left(\frac{v_A^2 - v_o^2}{2g}\right)$$

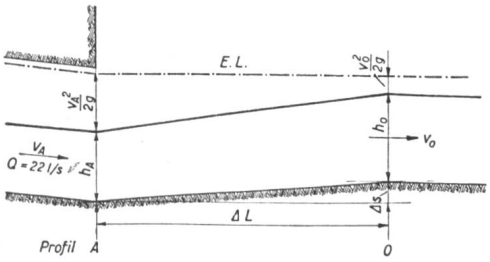


Abb. 11

Profil A.

E. R. o 25 cm, $k = 110$. $J_s = 4{,}1\ ‰$

Wassermenge bei voller Füllung:

$Q_1 = 55$ l/sec, $v_1 = 1{,}10$ m/sec

$$\frac{Q}{Q_1} = \frac{22}{55} = 40\ \%, \quad p = 44\ \%. \quad \frac{v}{v_1} = 94\ \%$$

$$h_A = 44\ \%.\ 25\ \text{cm} = 11\ \text{cm} \qquad h_k = 11{,}75\ \text{cm}$$

(Abfluss schiessend)

$$v_A = 94\ \%.\ 1{,}10\ \text{m/sec} = 1{,}04\ \text{m/sec}, \quad \frac{v_A^2}{2g} = 5{,}5\ \text{cm}.$$

Profil o.

$$h_o = 11{,}5\ \text{cm}, \quad v_o = 0{,}42\ \text{m/sec}, \quad \frac{v_o^2}{2g} = 0{,}9\ \text{cm}$$

$$\Delta s = (h_A - h_o) + \left(\frac{v_A^2 - v_o^2}{2g}\right)$$

$$= (11{,}0 - 11{,}5) + (5{,}5 - 0{,}9) = 4{,}1\ \text{cm}$$

Gewählt: $\Delta s = 4{,}3$ cm (Ausführung!)

$$\Delta L = 106\ \text{cm}, \quad \operatorname{tg}\delta = \frac{9}{106} = 0{,}085 \qquad \delta = 4^\circ\ 50'.$$

(δ = Oeffnungswinkel des Diffusors bezogen auf die Axe).

Nachdem auf Grund einer ersten Annäherung das Gegengefälle Δs im Uebergangsstück festgesetzt worden ist, können wir die sich tatsächlich einstellende Wasserspiegellage für verschiedene Wassermengen ermitteln.

Die Wassertiefe h_A im Auslaufquerschnitt errechnet sich, bis zur halben Füllung im Zulaufrohr, mittels der üblichen Staukurvenformel (siehe Abb. 12)

$$h_A = \Delta s + h_o - \beta\,\frac{(v_A^2 - v_o^2)}{2g} + \frac{v_m^2 \cdot \Delta L}{k^2 R_m^{4/3}}$$

in welcher, wegen der verzögerten Bewegung und der ausgeprägten Querschnittserweiterung, der nach Bernoulli theoretisch mögliche Rückgewinn an potentieller Energie

$$\frac{v_A^2 - v_o^2}{2g}$$

nur teilweise ($\beta \cong 1/2$) berücksichtigt wird.

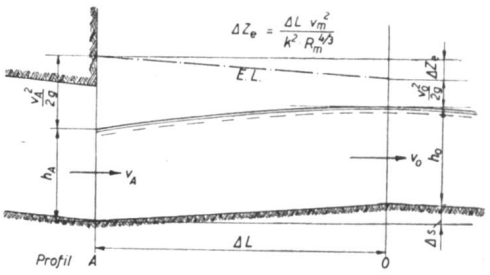


Abb. 12

Von der halben Füllung an aufwärts bis zur vollen Füllung und noch darüber hinaus — Zulaufrohr unter Druck — wird an Stelle der obigen Formel besser mit dem Borda-Carnotschen zusätzlichen Energieverlust beim Uebergang vom Kreisprofil zum Rechteckprofil mit halbkreisförmiger Sohle gerechnet. Der Ausdruck für den totalen Energieverlust ΔZ_e lautet alsdann:

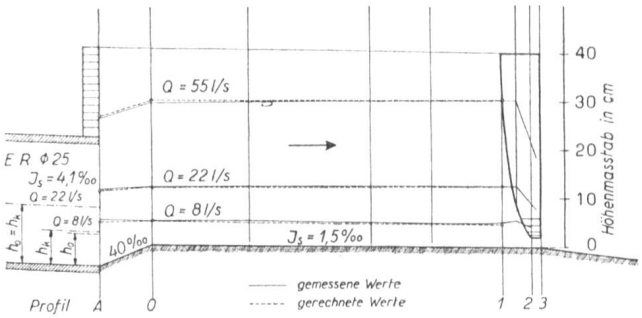


Abb. 13 Vergleich der gerechneten und gemessenen Wasserspiegellagen für $Q = 8$, 22 und 55 l/sec.

$$\Delta Z_e = \beta^* \cdot \underbrace{\frac{(v_A - v_o)^2}{2g}}_{\text{Borda-Carnot}} + \underbrace{\frac{v_m^2 \cdot \Delta L}{k^2 \cdot R_m^{4/3}}}_{\text{Reibung}}$$

und die Gleichung für h_A

$$h_A = \Delta s + h_o - \frac{(v_A^2 - v_o^2)}{2g} + \beta^* \cdot \frac{(v_A - v_o)^2}{2g} + \frac{v_m^2 \cdot \Delta L}{k^2 \cdot R_m^{4/3}}$$

Für β^* können auf Grund unserer Messungen folgende Werte angenommen werden:

Zwischen $1/2 - 1/1$ Füllung, $\beta^* = 0{,}2 - 0{,}4$
über $1/1$ Füllung $\beta^* = 0{,}8$.

In der Tabelle 2 sowie in Abb. 13 sind die Resultate der Rechnung den gemessenen Werten gegenübergestellt. Die Uebereinstimmung ist durchaus befriedigend.

Aus Tabelle 2 erkennt man, dass die Geschwindigkeit im Zulaufkanal, wie eingangs vorausgesetzt, allgemein grösser als 0,5 m/sec wird. Ferner findet der Wassersprung, wie gewünscht, innerhalb des Zulaufrohres statt, aber nicht weit entfernt vom Auslauf. Der Nachweis der Richtigkeit dieser Behauptung geht aus der Tatsache hervor, dass die E. L. im Schnitt A (H_A) höher liegt als diejenige für den entsprechenden Normalabfluss (H_n). Da der Wassersprung oberhalb des Schnittpunktes der zwei Energielinien erfolgen muss, findet er, wie gewünscht, innerhalb der Rohrleitung statt. Von Q_{TW} an aufwärts herrscht strömender Abfluss im Rohr, also kein Wassersprung mehr. Die angegebenen Kriterien genügen also zur eindeutigen Festlegung der Sandfangsohle derart, dass nirgends Sand liegen bleibt, aber auch der Absetzvorgang nicht gestört wird.

5. *Abflussverhältnisse im Unterwasserkanal*

Nach dem Sandfang fliesst das Abwasser dem Absetzbecken zu. Es ist daher wichtig, die gegenseitige Lage dieser zwei Bauwerke so zu wählen, dass die im Sandfang geschaffenen günstigen Abflussverhältnisse nicht nachteilig beeinflusst werden. Die ganze Theorie der Staukörper beruht auf der Voraussetzung, dass sich zwischen den Profilen 2—3 die kritische

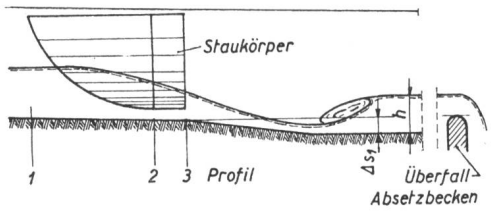


Abb. 14 Schematischer Längsschnitt des Verbindungskanales.

Tiefe einstellt. Unterhalb des Staukörpers ist der Abfluss somit schiessend und oberhalb strömend. Nun wissen wir, dass der U.-W.-Spiegel bis auf Höhe der kritischen Tiefe ansteigen darf, bevor eine Beeinflussung des Oberwassers überhaupt einsetzt. Dies liefert uns sofort das erforderliche Kriterium zur Bemessung des Verbindungskanals zur Vorreinigung, nämlich:

Ueberlaufkante des Absetzbeckens höchstens auf Kote des Staukörperbodens (Profil 3, siehe Abb. 14).

Demnach genügt es, die Wassertiefe h, bzw. die Vertiefung der Sohle Δs_1, so zu wählen, dass stets eine genügende Geschwindigkeit zur Abschwemmung der verbleibenden organischen Schmutzstoffe im Verbindungskanal gewährleistet ist ($v \geqq 0{,}2$ m/sec).

6. Rekapitulation der für die Sandfangberechnung massgebenden Kriterien

a) Konstante Fliessgeschwindigkeit vor dem Staukörper

$v_1 = 0{,}45$ m/sec.

b) Sohlengefälle der Sandfangrinne

Für $Q = {}^1/_2 \div {}^1/_3\, Q_{TW}$, Normalabfluss; daraus J_s.

c) Zulaufkanal

Möglichst glattes Rohrmaterial (Schleuderbeton oder Eternit), $k \geqq 100$.

Für $Q = Q_{TW}$, Normalabfluss ungefähr in der kritischen Tiefe; daraus J_s.
$Q_{max} = Q_v$ (volle Füllung).

d) Uebergangsstück

Max. Oeffnungswinkel des Diffusors 5°, daraus ΔL. Für $Q \cong Q_{TW}$, unter der Annahme des Normalabflusses im Zulaufrohr bis zum Auslaufprofil A unter Vernachlässigung der Reibungsverluste im Uebergangsstück, Schnittpunkt der beiden Energielinien im Profil A; daraus Δs. Alsdann vollständige Berechnungen der Wasserspiegellagen von Profil 0 aufwärts zur Ermittlung der effektiven Geschwindigkeiten im Zulaufrohr. $v_{min} = 0{,}5$ m/sec.

e) Unterwasserkanal und Absetzbecken

Ueberfallkante des Absetzbeckens höchstens auf gleicher Kote wie Sandfangsohle im Profil 3.

Sohlenvertiefung Δs_1 derart, dass $v \geqq 0{,}20$ m/sec für Q_{min}.

E. Versuche mit Abwasser.

1. Beschreibung der Versuchsanordnung

Um die Wirkungsweise des entwickelten Spülsandfanges mit normalem häuslichem Abwasser un-

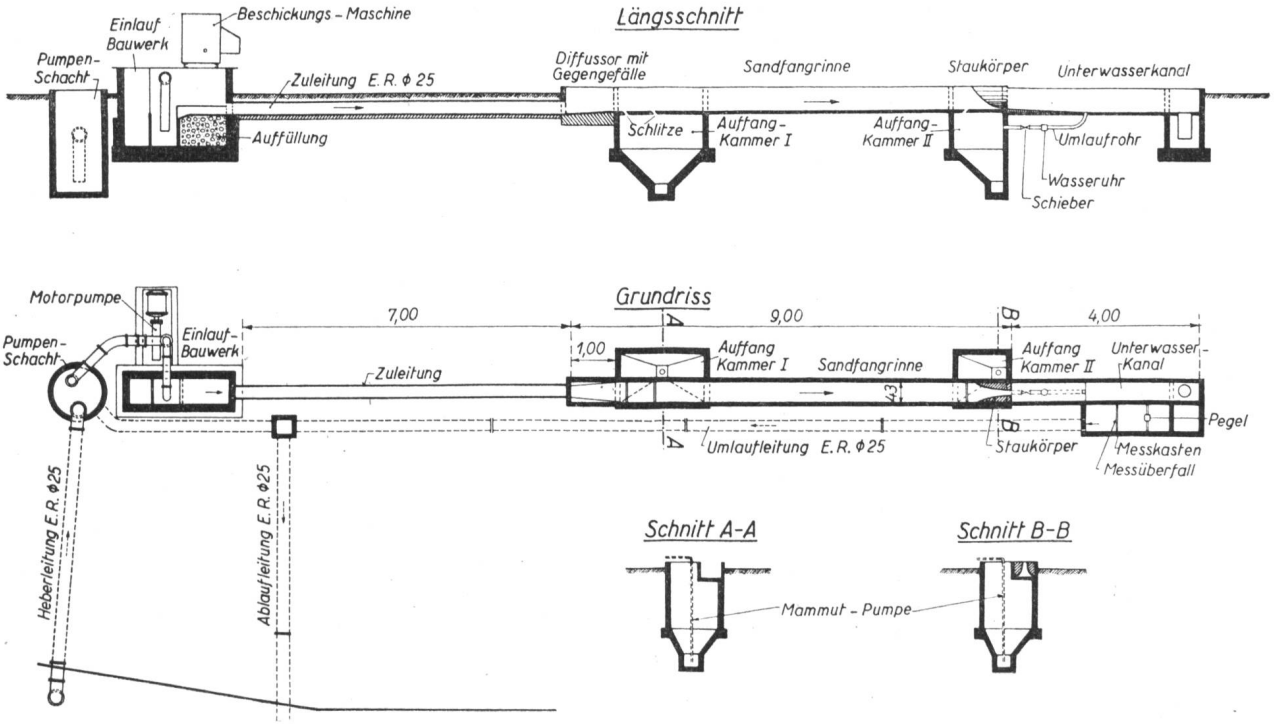


Abb. 15 Versuchsanordnung.

tersuchen zu können, wurde der im vorigen Kapitel hydraulisch durchgerechnete Sandfang auf dem Areal der städtischen Kläranlage Werdhölzli ausgeführt. Die Versuchsanordnung geht aus Abb. 15 hervor. Das Abwasser wird dem Zulaufkanal zu den Absetzbecken entnommen und mittels einer von der Firma Häny & Cie., Meilen, leihweise zur Verfügung gestellten Zentrifugalpumpe in die Einlaufkammer gehoben. Von da gelangt es durch eine 8 m lange Eternitleitung ∅ 25 cm (J_s = 4,1 ‰) in die 8 m lange Sandfangkammer mit Staukörper. In der Ablaufrinne ist ein Poncelet-Ueberfall zur Messung der Wassermengen eingebaut. Durch die Rücklaufleitung kann das Wasser entweder in den Zulaufkanal der städtischen Kläranlage oder in den Pumpenschacht zurückgeleitet werden. Diese Anordnung wurde vorgesehen, um auch Versuche mit reinem Wasser durchführen zu können.

Zur Beurteilung der Wirkung eines Sandfanges muss die zugeführte Sandmenge genau bekannt sein. Die Dosierung der Sandzufuhr erfolgt mittels einer über der Einlaufkammer montierten Beschickungsmaschine. Unter dem Sandfang befinden sich die zwei Auffangkammern mit zugehörigen Spülschlitzen. Zu ihrer Entleerung dient eine Mammutpumpe. In der ersten Kammer, die unter dem Einlaufquerschnitt angeordnet ist, sammelt sich der grösste Teil des Sandes an. Die feinen Körner, die über den Schlitz hinwegspringen, werden durch den zweiten unteren Schlitz vor dem Staukörper abgefangen. Der Staukörper selbst ist zur Innehaltung einer konstanten Geschwindigkeit von 42 cm/sec bemessen; bei offenem Umlaufrohr wird v_1 = 45 cm/sec. Zur Ermittlung der in der Umlaufleitung durchfliessenden Teilwassermenge wurde eine Wasseruhr eingebaut.

2. *Wasser- und Sandmenge*

Gemäss den auf Seite 151 angenommenen Berechnungsgrundlagen beträgt der mittlere Stundenzufluss in den Tagesstunden bei Trockenwetter Q_{TW} = 23 l/sec und der maximale Zufluss bei Regenwetter $Q_R = 3\ Q_{TW}$ = 70 l/sec.

Ein solcher Sandfang genügt für eine Ortschaft von rund 5000 Einwohnern; es handelt sich also hiebei nicht um Modellversuche, sondern um Untersuchungen im technischen Maßstab 1 : 1.

Die im Sandfang der städtischen Kläranlage Zürich abgesetzte Sandmenge beträgt im Maximum 900 m³/Jahr, was unter Berücksichtigung der angeschlossenen Einwohnerzahl 3,5 l Sand/E. Jahr ausmacht. Nach Imhoff beträgt die spezifische Sandmenge 5—12 l/E. Jahr. Unseren Versuchen legen wir absichtlich den höchsten dieser zwei Werte zu Grunde, was einen mittleren Sandanfall von 60 m³/Jahr ≃ 0,2 m³/Tg ergibt. Auf dieser Grundlage wurde folgende Geschiebefunktion willkürlich angenommen:

Wassermenge Q in l/sec	Sandmenge S in l/h
0—10	0
10—20	6
20—40	10
40—60	15
> 60	20

Die zur Verfügung stehende Pumpe förderte im Maximum 60 l/sec. Da es sich ferner nicht um eine ausgesprochene Schmutzwasserpumpe handelte, waren Verstopfungen des Laufrades häufig, was sich in einer mehr oder weniger raschen Abnahme der Fördermenge offenbarte. Für die anfänglich beabsichtigten Dauerversuche mit konstanter Wassermenge Q_{max} = 55 l/sec haben wir in der Tabelle 4 die mittlere, tatsächlich durchgeflossene Wassermenge angegeben, die allerdings nicht für alle Versuche gleich ausgefallen ist. Als Abschluss des Programmes wurden noch zwei Versuche mit variabler Wasserzufuhr durchgeführt in der Absicht, die tatsächlichen Verhältnisse in einer Kläranlage an einem Tag mit Gewitterregen nachzuahmen.

Wassermenge und Sandmenge wurden dabei nach folgendem Stundenplan eingestellt:

Tabelle 3

Zeit	Dauer in Stunden	Wassermenge Q in l/sec	Sandmenge S in l/h
6—11	5	22	10
11—13	2	30	10
13—18	5	22	10
18—24	6	55	20
0—2	2	8	0
2—6	4	13	6

Bei diesen 24stündigen Versuchen werden insgesamt rund 260 l Sand/Tag beschickt entsprechend einer spezifischen Sandmenge von 15,6 l/E. Jahr. Daraus erkennt man, dass die Versuche unter ungünstigen Bedingungen durchgeführt wurden, um bei der Uebertragung in die Praxis eine gewisse Sicherheit zu haben.

3. *Durchführung der Versuche*

Für die Versuche wurde gewöhnlicher Bausand mit einem mittleren Korndurchmesser d_m = 1,56 mm und einer max. Korngrösse bis 10 mm verwendet.

Vor jedem Versuch wurde die zu beschickende Sandmenge an der Luft nach möglichst guter, von Fall zu Fall gleichmässiger Entwässerung ge-

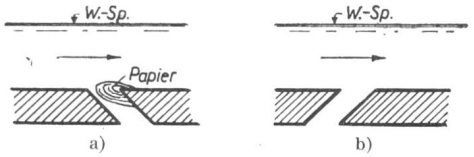


Abb. 16

wogen. Genauer ist das Wägen unter Wasser, welche Methode bei den Versuchen mit Reinwasser und Sand verwendet werden konnte und die gestattet, eine richtige Bilanz des Sandgewichtes zu erzielen und gleichzeitig die volumetrische Bestimmung der Mengen auf einheitlicher Basis durchzuführen.

Nach dem Versuche wurde das Wasser in den Auffangkammern abgelassen und alsdann der Sand sauber ausgeräumt. Die Herausnahme des in Kammer I in viel grösserem Ausmasse abgelagerten, aber wenig verschmutzten Sandes erfolgte soviel wie möglich getrennt vom Schlamm, der sich in der Kammer von selbst in einer Ecke gesondert absetzte. Das Volumen dieses Sandes und sein Gewicht unter Wasser wurden genau so bestimmt wie für das Beschikkungsmaterial. Die übrige Mischung der ersten Kammer sowie das Gemisch (Schlamm + Papier + feiner Sand) der zweiten Kammer wurden entwässert und dann in flüssig-plastischem Zustand an der Luft gewogen und das Volumen gemessen. Bei den Versuchen mit reinem Wasser wurde zudem die Kornzusammensetzung der beschickten und aufgefangenen Sandmengen durch Siebanalysen ermittelt. Die Wasserspiegellage des jeweiligen Abflusses wurde an sieben Stellen mittels Stechpegels gemessen und daraus die mittlere Geschwindigkeit in den einzelnen Profilen bestimmt.

4. Bodenschlitze

Die Vorversuche in der Versuchsanstalt für Wasserbau dienten unter anderem zur Bestimmung der günstigsten Form und Lage der Bodenschlitze. Vor allem hatten sie ergeben, dass die feinsten Sandkörner sicherer in die Kammer II fallen, wenn durch den betreffenden Bodenschlitz eine kleine Querströmung herrscht, die durch eine Umlaufleitung bewerkstelligt wird. Aus diesem Grunde wurde auch der Versuchssandfang mit Umlaufleitungen versehen, und die Bodenschlitze nach den Erkenntnissen der Vorversuche ausgebildet. Bei den Untersuchungen mit Abwasser wurde indessen nicht alles bestätigt. Der Versuch hat zunächst gezeigt, dass die Kammer I vorteilhafterweise mit zwei Schlitzen zu versehen ist. Ferner erwies sich die Anordnung des Bodenschlitzes der Kammer II insofern als unbefriedigend, als ganz besonders bei geöffnetem Umlaufrohr mit dem Sand auch das schwebende Papier in den Schlitz, bzw. in die Kammer angesogen wurde und jenen nach kurzer Zeit gemäss nachfolgender Skizze (Abb. 16a) bald verstopfte.

Die Umkehrung des Schlitzes stromabwärts (Abb. 16b) erwies sich als günstig, weil die Papierfetzen an der spitzen Kante hängen blieben. Ferner ist der Unterschied in der aufgefangenen Sandmenge zwischen den Lösungen ohne und mit Querströmung nicht erheblich, so dass für praktische Ausführungen die Umlaufleitung ohne weiteres fallen gelassen werden kann.

5. Bestimmung des organischen Anteils des in den Sandkammern abgelagerten Gemisches

Die bereits erwähnten Vorversuche hatten uns Aufschluss über den Nutzeffekt des entwickelten Spülsandfanges gegeben, wenn dieser mit reinem Wasser und Sand betrieben wird. Nun stellt die Praxis die weitere Forderung einer möglichst geringen Verschmutzung des abgeschiedenen Sandes durch organische grobdisperse Abwasserstoffe. Mit andern Worten soll der aufgefangene Sand möglichst rein sein, um ohne weitere Vorkehrungen wieder verwendet werden zu können. Die zweite Versuchsserie mit Abwasser bezweckt also in erster Linie, den Anteil organischer Beimengungen (Schlamm), die sich mit dem Sand absetzen, zahlenmässig zu erfassen. Hiefür wurden folgende Methoden ausprobiert:

a) Glühverlust

Die Differenz zwischen Trockenrückstand und Glührückstand liefert gewichtsmässig den gesuchten Anteil an organischen Stoffen. Das Ergebnis entspricht aber nicht den tatsächlichen Verhältnissen, weil die zwei Fraktionen im nassen Zustand im Wassergehalt und im spezifischen Gewicht sehr unterschiedliche Werte aufweisen. Im getrockneten Zustande macht der organische Anteil prozentual sehr wenig aus, während er nass, volumenmässig viel stärker in Erscheinung tritt. Um daher ein den Verhältnissen entsprechendes Bild zu erhalten, mussten wir eine Methode suchen, die uns gestattet, das Verhältnis Sand : Schlamm in Prozenten des Nassvolumens anzugeben.

b) Trennung der zwei Fraktionen durch Schlämmen im Trichterglas

Es wurde versucht, durch vertikale Wasserbewegung in einem Trichterglas eine Trennung der leichtern organischen Schmutzstoffe vom spezifisch schwereren Sand zu erreichen. Diese Methode führte aber nicht zum Ziele, weil die Sinkgeschwindigkeit auch vom Korndurchmesser abhängt, so dass der feine Sand lange vor den grobdispersen Stoffen (Papier, Fäkalien) abgeschwemmt wird.

(Fortsetzung folgt)