Hydraulische Modellversuche für die Abwassertechnik

Autor(en): **Vischer, Daniel / Volkart, Peter / Näf, Otto**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria**

Band (Jahr): **68 (1976)**

Heft 2-3

PDF erstellt am: **24.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-939276

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Hydraulische Modellversuche für die Abwassertechnik

Daniel Vischer, Peter Volkart, Otto Näf

DK 629.33.001:62

1. Einleitung

Vielfältig sind die Wege, die das Schmutz- und Regenwasser in den Kanalisationen zurücklegt. Sowohl dem Gesicht als auch dem Geruch entzogen strömt es in mannigfachen unterirdischen Leitungen von den Hausanschlüssen und Strassenabläufen zu den Vorflutern. Seine Bewegung wird dabei im wesentlichen von zwei Einflüssen bestimmt: Einerseits unterliegt es der treibenden Schwerkraft und andererseits den bremsenden hydraulischen Effekten, wie den

— Rohrreibungsverlusten
— Vereinigungsverlusten bei Zusammenflüssen
— Trennverlusten bei Verzweigungen (Ueberläufen usw.)
— Krümmerverlusten bei Umlenkungen
— Verengungs- oder Erweiterungsverlusten bei Rohrquerschnittsänderungen.

Es wird vom Praktiker — gleichsam in einer ersten Annäherung an die Wirklichkeit — als Wasser behandelt. Doch ist es je nach Belastung mit Schwimm- und Schwebestoffen oder gar mit Geschiebe befrachtet und weist damit komplexere Eigenschaften auf. In gewissen Fällen — und weiter unten wird davon noch die Rede sein — ist es derart mit Luftblasen durchsetzt, dass es als Wasser-Luft-Gemisch in Erscheinung tritt.

Sowohl in dieser wie in jener Form stellt es den Hydrauliker immer wieder vor interessante Aufgaben: Wie können in flachen Gebieten die erwähnten Verluste klein gehalten werden? Wie ist die Kontinuität des Schwerstofftransportes in den Leitungen gewährleistet? Wie sollen die Schwerstoffe in den Kläranlagen ausgeschieden werden? Wie lassen sich in steilen Gebieten Erosionsschäden im Leitungssystem vermeiden? Welche Belüftungsmassnahmen sind erforderlich, um das Einfangen und Ausstossen grösserer Luftmassen — und die damit verbundenen Pulsationen — zu vermeiden? Wo kann der Durchfluss zuverlässig gemessen werden? usw.

Zur Lösung dieser Aufgaben bieten sich grundsätzlich drei Methoden an:

1. Die Berechnung der Phänomene anhand von Formeln, unter Umständen mit Hilfe des Computers (die auf Datenträger gebrachten Formeln und Algorithmen werden als mathematisches Modell bezeichnet).
2. Die Nachbildung der Phänomene an einem physikalischen Modell (das im Unterschied zum mathematischen Modell eine physikalische Analogie ausnützt).
3. Die Klarstellung der Phänomene durch Versuche in situ.

Welche von diesen drei Methoden aber bei einem vertretbaren Aufwand zum wünschbaren Ergebnis führt, hängt von der Art der Aufgabe ab. In manchen Fällen ist die Berechnung der Phänomene als Methode erprobt und darum gegeben. In vielen anderen Fällen lassen sich die Phänomene jedoch rechnerisch zu wenig genau erfassen, so dass die Nachbildung an einem physikalischen Modell [1] oder in situ unerlässlich wird.

Im folgenden soll nun anhand einiger Beispiele gezeigt werden, für welche Aufgaben sich die Nachbildung der Phänomene im hydraulischen Modell als besonders geeignet erweist. Die entsprechenden Beschreibungen stellen einen Ausschnitt aus einigen laufenden Forschungsarbeiten der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) an der ETH Zürich dar.

2. Steile Kanalisationsleitungen

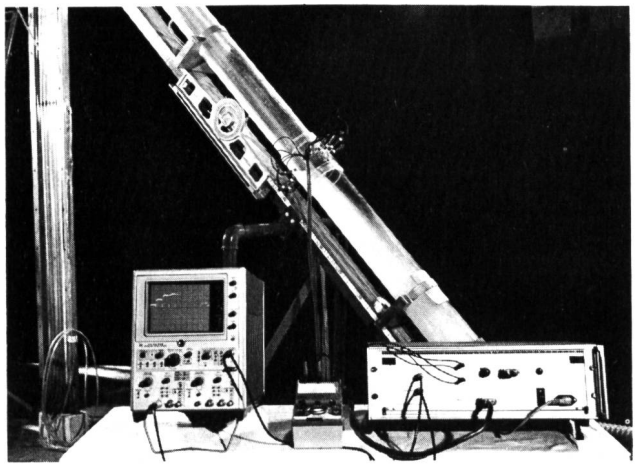
2.1 Problemstellung

Kanalisationssysteme in steilen Gebieten werfen immer wieder Probleme auf. Zur Brechung der Erosionskraft des schiessenden Wassers gelangen in der Praxis beispielsweise Absturzkammern oder Fallschächte [2] zur Ausführung. Angesichts der hohen Kosten dieser Sonderbauwerke stellt sich aber die Frage, ob nicht die Verwendung längerer steiler Teilstücke mit Gefällen bis 50 oder gar 100 % bisweilen wirtschaftlicher wäre. Diese Lösungsmöglichkeit wurde bis heute nur sehr zurückhaltend angewendet mit der Begründung, dass der starke Abrieb der Rohrwandung durch die Schwebestoffe und insbesondere durch den Sand einen Ersatz des betreffenden Leitungsabschnittes nach 15 bis 20 Jahren erfordere. Beim heutigen Stand der maschinellen Leitungsverlegetechnik kann es aber durchaus billiger sein, ein oberflächennah verlegtes Teilstück periodisch zu ersetzen, als zu dessen Schutz eines oder gar mehrere der tiefbaulich viel anspruchsvolleren und darum teureren Sonderbauwerke zu errichten.

Bei der Bemessung einer solchen steilen Kanalisationsleitung liegt zurzeit wohl das grösste Problem darin, dass das hydrodynamische Phänomen der Luftaufnahme schnellfliessenden Wassers in geschlossenen Profilen quantitativ nur sehr ungenau definiert ist. Bekanntlich nimmt ein Wasserabfluss mit freier Oberfläche von einer gewissen Querturbulenz an — sicher also in einer längeren, steilen Kanalisationsleitung — beträchtliche Mengen von Luft in Blasenform auf; es bildet sich demzufolge mit zunehmender Fliesslänge ein Wasser-Luftgemisch mit weissschäumendem Aussehen. Diese natürliche Luftaufnahme hat eine Veränderung der Geschwindigkeitsprofile zur Folge und bewirkt eine Vergrösserung des benetzten Querschnittes.

Nun ist aber, nicht zuletzt um Rückstauungen in Hausanschlüssen zu vermeiden, in einer Kanalisationsleitung grundsätzlich ein Abfluss mit freier Oberfläche vorzusehen. Dies bedeutet im Fall der steilen, geschlossenen Kanalisationsleitung mit ihrem durch Luftaufnahme vergrösser-

Bild 1 Steile Kanalisationsleitung, Vorversuchsanlage, Plexiglasleitung mit Innendurchmesser 110 mm und 100 % Gefälle. Eine Messharfe dient der Bestimmung der mittleren Gemischoberfläche. Die 10 Messwerte im Querschnitt werden auf dem Oszillographen angezeigt.



ten benetzten Querschnitt, dass die Wahl eines genügenden Rohrdurchmessers nur dann möglich ist, wenn über das Ausmass des Wasser-Luftgemisches nähere Angaben gemacht werden können. Deshalb bezweckt eine von R. Heierli angeregte Untersuchung an der VAW, die Hydraulik teilgefüllter, steiler Rohrleitungen an Versuchsanlagen derart zu erforschen, dass der Praxis zuverlässige Bemessungsregeln und -formeln zur Verfügung gestellt werden können. Der Bau der Anlagen und der Messgeräte wurde dabei weitgehend durch eine Spende der «Eidg. Stiftung zur Förderung schweizerischer Volkswirtschaft durch wissenschaftliche Forschung» ermöglicht.

Zuerst wurde an der VAW eine kleine Vorversuchsanlage in Form einer Rohrleitung von 110 mm Durchmesser und 5 m Länge mit verstellbarer Neigung aufgebaut, um daran einerseits die komplizierten Messgeräte zu entwickeln und zu testen und andererseits wertvolle Beobachtungen und Messungen über das Abflussverhalten auf den ersten Metern — also in der sogenannten Beschleunigungsstrecke — zu gewinnen. Da bei diesem Problem die üblicherweise im wasserbaulichen Versuchswesen geltenden Aehnlichkeitsgesetze für Reinwasser nicht einfach für ein Wasser-Luftgemisch (und damit für eine Zweiphasenströmung) übernommen werden dürfen, wurde anschliessend eine Grossanlage erstellt, die den praxisnahen Durchmesser von 240 mm und eine Länge von rund 50 m aufweist. Bei den Messungen an dieser grossen Versuchsleitung lag das Hauptinteresse dann vor allem auf der Gesamtentwicklung der Luftaufnahme von der Beschleunigungsstrecke bis zu einem Gleichgewichtszustand zwischen den beiden Phasen Wasser und Luft.

2.2 Versuche

Es zeigte sich sehr bald — und dies durchaus in Uebereinstimmung mit Erfahrungen bei anderen Aufgaben — dass die gewünschte quantitative Erfassung der Luftaufnahme nicht zuletzt ein messtechnisches Problem darstellt. Bekannte, einfache Methoden zur Geschwindigkeitsmessung wie etwa anhand von Pitotrohren oder Propellern waren nicht verwendbar, weil die Dichte des zu messenden Wasser-Luftgemisches zeitlich nicht konstant ist. Auch bedeutete der Zugang zur freien Gemischoberfläche im geschlossenen Profil eine wesentliche Erschwerung.

2.2.1 Versuchsanlagen

Eine erste Vorversuchsanlage (Bild 1) weist — wie bereits erwähnt — einen Innendurchmesser von 110 mm und eine Länge von rund 5 m auf. Das Gefälle der ganz aus Plexiglas erstellten Kreisrohrleitung kann zwischen 0 und 100 % beliebig variiert werden. Die Wassermengen des Reinwasserzuflusses werden in konventioneller Art und Weise mittels eines Ueberfalles gemessen.

Diese Vorversuchsanlage ist überdies mit einem Tank zum Ueberstauen des Einlaufs ausgerüstet. Damit lassen sich unter anderem abwärts laufende Gemischzapfen erzeugen, welche längs der Rohrleitung pulsierende Unterdruckstösse bewirken. Auch dieses Phänomen ist ja in der Praxis bestens bekannt und hat zu mancherlei Schwierigkeiten geführt.

Die Hauptversuchsanlage besteht aus einer im Freien auf einem Baugerüst montierten PVC-Kreisrohrleitung mit dem Innendurchmesser 240 mm. Einzelne Rohrschüsse aus durchsichtigem Plexiglas erlauben den Blick ins Innere. Die Beschaffenheit der benetzten Wandungen ist derart, dass der Abfluss des Wassers dem hydraulisch glatten Bereich zugeordnet werden kann. Auch die in der Praxis verwendeten Rohrstränge der Kanalisationstechnik liegen ja in strömungstechnischer Hinsicht in der Grenzzone zwischen dem hydraulisch glatten Bereich und dem Uebergang zum hydraulisch rauhen. Das Gefälle der Rohrleitung beträgt rund 20 % und ermöglicht es, die Entwicklung der Luftaufnahme bei verschiedenen Zuflussmengen bis zu einem Gleichgewichtszustand messtechnisch innerhalb der verfügbaren Rohrlänge von 50 m zu erfassen.

2.2.2 Messtechnik

Es wurde der Zugang zu folgenden Messdaten gesucht und nach teilweise mehrjährigen Anstrengungen auch gefunden:

— die Luftkonzentration des Abflusses in beliebigen Punkten eines Querschnittes,
— die Geschwindigkeit in beliebigen Punkten des Gemisches,
— die mittlere und höchste Gemischoberfläche,
— die Drücke im freien Abfluss und bei der Bildung von Instabilitäten,
— die Menge und die Geschwindigkeit der mittransportierten Luft im nicht benetzten Querschnitt.

Durch Kombination einzelner Daten lassen sich für jeden Messquerschnitt unter anderem die Isotachenbilder (Linien gleicher Geschwindigkeiten) sowie die Linien gleicher Luftkonzentrationen zeichnen. Ebenso sind Aussagen über die gewellte Form der freien Oberfläche möglich. Dabei dient die Kontinuitätsbedingung des reinen Wasseranteils zusätzlich als Summenkontrolle.

Die einzelnen Messsonden sind in einem Messquerschnitt (Bild 2) eines einzigen, leicht versetzbaren Plexiglasrohrstücks angeordnet. Dieses ist um seine Längsachse drehbar, so dass grundsätzlich jeder Punkt der 50 m langen Versuchsleitung erreicht und im Messquerschnitt erfasst werden kann.

Im Rahmen dieses Aufsatzes geht es sicher zu weit, alle Details der einzelnen Apparaturen darzulegen. Deshalb werden in der Folge jeweils lediglich die Messprinzipien beschrieben.

Die Geschwindigkeitsmessung

Zur Ermittlung der lokalen Längsgeschwindigkeiten im Gemischabfluss dienen die mitgerissenen Luftblasen der Grössenordnung 2 bis 8 mm als Markierelemente. Diese verringern lokal den elektrischen Leitwert des Gemisches, was in der entsprechenden Sonde in zwei sich in einem bekannten Abstand folgenden Elektrodenpaaren festgestellt wird. Und zwar liefern die beiden Elektrodenpaare je eine für den Durchgang der Markierelemente charakteristische Signalfolge. Gelingt es herauszufinden, um welchen zeitlichen Betrag diese beiden Signalfolgen verschoben sind, so ergibt sich die mittlere Geschwindigkeit im jeweiligen, eng begrenzten Umkreis der Sonde als Quotient des exakt bekannten Abstands und dieses Betrags. Zu dessen Bestimmung wird auf elektronischem Wege die Kreuzkorrelation zwischen den beiden Signalfolgen gebildet, so dass auf einem Oszillographen direkt eine Kurve mit der Zeit als Abszisse und dem Korrelationskoeffizienten als Ordinate sichtbar wird; der Abgriff eines eindeutigen Maximums dieser Funktion liefert dann nach Umrechnung die gesuchte Zeitverschiebung.

Die geometrische Form der Geschwindigkeitssonde zeigte ursprünglich zwei Paare senkrecht zur Oberfläche des Abflusses eintauchende Metallstäbe mit Fischprofil. Die Stäbe waren mittels Schrumpfschlauch gegen das Wasser isoliert; nur die untersten Enden blieben blank und wirkten paarweise als Messelektroden. Diese Anordnung

mit vier in der Strömung stehenden Profilen war aber infolge sich überlagernder Wirbel oft instabil. Die endgültige Ausführung, wie sie aus Bild 2 ersichtlich ist, besteht deshalb aus einem dünnen, parallel zur Strömung stehenden isolierten Röhrchen von 4 mm Aussendurchmesser. Zwei leitenden Ringen dieses Röhrchens steht ein Metallband an der Innenwandung des Messquerschnittes als Gegenelektrode gegenüber. Und da die Empfindlichkeit der Sonde auf Leitwertänderungen mit zunehmendem seitlichen Abstand stark abnimmt, werden nur die Einflüsse der Luftblasen (bzw. Markierungselemente) in der unmittelbaren Umgebung der Sonde registriert [3].

Zur Eichung dieser Sonde dienten Vergleichsmessungen in denjenigen Zonen der Zweiphasenströmung, welche den Einsatz eines Pitotrohres gerade noch zuliessen. Dementsprechend liegt die Messgenauigkeit in derselben Grössenordnung wie bei den üblichen Reinwassersonden. Der Zeitaufwand zur punktweisen Bestimmung von Geschwindigkeiten ist gross.

Die Luftkonzentrationsmessung

Auch zur Bestimmung der lokalen Luftkonzentrationen machte man sich zunutze, dass der elektrische Widerstand der Luft um ein Vielfaches höher ist als derjenige des normalen Leitungswassers.

Der Prototyp einer Konzentrationssonde ist in Bild 3 zu sehen. Das auf die beiden dünnen Drahtspitzen zuströmende Gemisch wird von diesen durchstossen; der Wechsel von nicht leitenden Luftblasen mit der Wasserphase bewirkt eine Signalfolge mit aperiodischen Maxima und Minima. Das eigentliche Problem besteht nun darin, diesen Signalfolgen einen eindeutigen Wert der Luftkonzentration beizuordnen. Um dieses Problem zu lösen, wurde eine besondere Eichanlage gebaut, die folgendermassen funktioniert: An einer bestimmten Stelle des durchflossenen Rohrs wird mit einem strömungsgerecht zugespitzten Röhrchen Wasser-Luftgemisch abgesaugt, und zwar wird die Absauggeschwindigkeit gleich der Anströmungsgeschwindigkeit gehalten. Dieser Vorgang dauert rund eine Viertelstunde, während der in der angeschlossenen Eichanlage die beiden Phasen Wasser und Luft in zwei getrennten Behältern aufgefangen und volumetrisch bestimmt werden. Auf diese Weise ist der Anteil Luft im Wasser und damit die Luftkonzentration leicht zu errechnen und mit der entsprechenden Signalfolge der Konzentrationssonde in Beziehung zu bringen. Das Gleiche wird dann für andere Punkte des durchflossenen Rohres und folglich für andere Luftkonzentrationen wiederholt, bis die gesuchte Eichkurve bekannt ist. Das Prozedere dieser Eichung ist zwar sehr zeitaufwendig, doch hat sich gezeigt, dass die Eichkurve einer Sonde zeitlich einigermassen konstant bleibt und deshalb nur zu Beginn und am Ende einer grösseren Messerie aufgestellt werden muss.

Gemäss Bild 3 weist die Sonde im hinteren Abschnitt noch ein zweites Paar von Drahtfühlern auf, die durch eine Kunststoffhülle derart geschützt sind, dass sie zwar mit dem Wasseranteil des Gemisches, nicht aber mit den Luftblasen in Berührung kommen. Mit diesen Referenzelektroden können allfällige Leitwertschwankungen des Wassers ausgeglichen werden. Auf diese Weise liefert die Konzentrationssonde sehr genaue Resultate. So ist es durchaus möglich, mehrere Zwischenpunkte im Messquerschnitt zu bestimmen, selbst wenn die luftenthaltende Schicht an der freien Oberfläche nur einige Millimeter stark ist.

Die Oberflächenform des Gemisches

Da der Spiegel sowohl des Wassers als auch des Wasser-Luftgemisches in einem Kreisrohr nicht eben ist, sondern

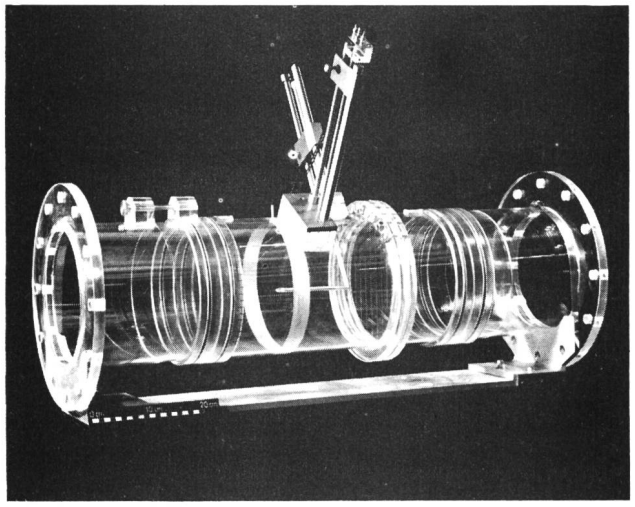


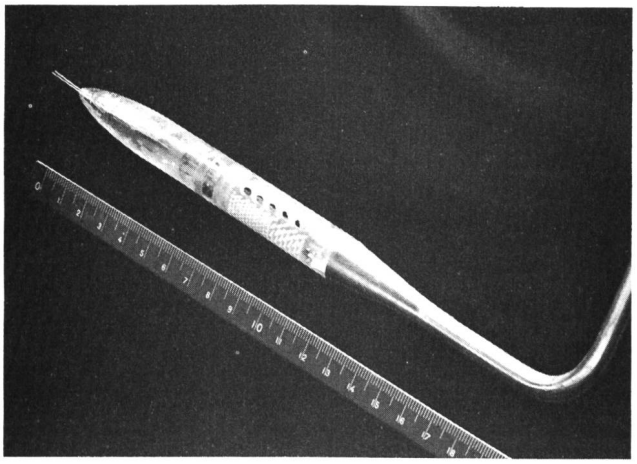
Bild 2 Versetzbarer Messquerschnitt für die Hauptversuchsanlage mit 240 mm Innendurchmesser. Die vordere und höhergestellte Sonde dient der Geschwindigkeitsmessung, als Gegenelektrode dient das Metallband am Rohrumfang links vom Fuss dieser Sonde. Die hintere und tiefergestellte Sonde ermittelt die örtliche Luftkonzentration des Gemisches. Die schwach sichtbare Messharfe über den Rohrquerschnitt rechts der beiden Sonden dient der Bestimmung der Gemischoberfläche.

sich vor allem in Wandnähe aufwölbt, war es angezeigt, die tatsächliche Oberflächenform zu bestimmen. In Bild 2 sieht man, dass an einer Stelle des Messquerschnittes eine Vielzahl von dünnen, parallelen Drähten gespannt ist. Je zwei benachbarte Drähte bilden jeweils während einer kurzen, vorgegebenen Zeit eine Messstrecke, in welcher wiederum mittels Leitwertmessung die Gemischhöhe erhoben wird. Solcherart lässt sich die mittlere benetzte Querschnittsfläche des Rohrs aus den mittleren Gemischhöhen bestimmen. In Analogie dazu erhält man auch die grösstmögliche benetzte Querschnittsfläche.

2.3 Ein Auswertungsbeispiel

Bild 4 zeigt die Auswertung der Messungen in einem Querprofil der Hauptversuchsanlage. Die mit grauem Raster ausgelegte Fläche gibt den Bereich an, der dauernd oder auch nur kurzzeitig von Luftblasen durchsetzt wird. Das darunterliegende weisse Segment umfasst dagegen den Bereich, der zu jeder Zeit nur von reinem Wasser durchströmt wird. Dabei wird der Raster in der rechten Hälfte

Bild 3 Konzentrationssonde. An der Spitze erkennt man die Elektroden, die die Konzentration messen. Im Innern des durchbohrten Plexiglasrohrs befinden sich die Referenzelektroden, die nur mit dem Wasser in Berührung kommen; sie gleichen den Einfluss von Leitwertschwankungen des Wassers aus.



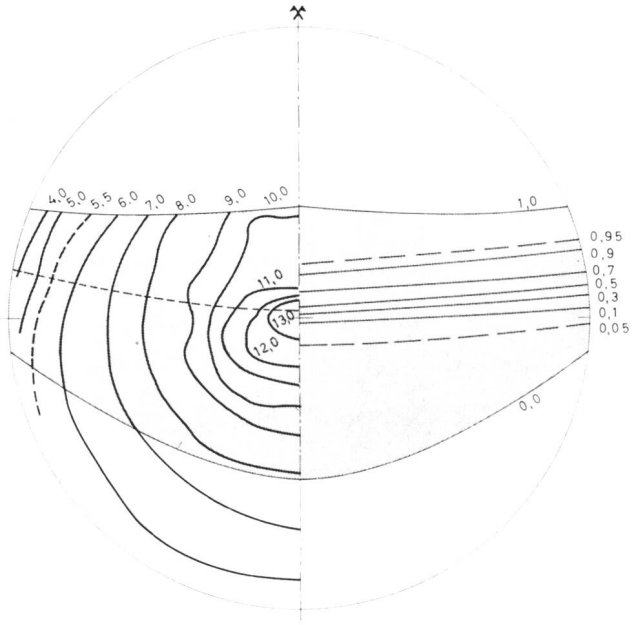


Bild 4 Auswertungsbeispiel der Messungen an der Hauptversuchsanlage. Der Abfluss erreicht 200 l/s (Wasser), das Gefälle 20,5 %, der Messquerschnitt befindet sich 37,5 m unterhalb des Rohreinlaufs bzw. der kritischen Abflusshöhe. Die mittlere Strömungsgeschwindigkeit beträgt 9,3 m/s. In der linken Bildhälfte sind die Isotachen (m/s) und strichliert die mittlere Gemischoberfläche eingezeichnet. In der rechten Bildhälfte sind die Linien gleicher Luftkonzentration dargestellt.

des Bildes durch die Konzentrationskurve C = 1,0 oben und C = 0,0 unten begrenzt. Der Wert C = 1,0 bedeutet die Grenze zu reiner Luft, der Wert C = 0,0 diejenige zu reinem Wasser; weitere Kurven, die andere Punkte gleicher Luftkonzentration verbinden, zeigen entsprechende Zwischenwerte an. Die Luftkonzentration C ist also als Quotient aus dem Luftvolumen und der Summe aus dem Luft- und Wasservolumen definiert, so dass ihre Werte immer zwischen 0,0 und 1,0 liegen. In der linken Hälfte des Bildes sind die Isotachen mit Zahlenwerten in m/s dargestellt. Und die von der Rohrachse her zur Wandung aufsteigende, gestrichelte Linie entspricht der mittleren Gemischoberfläche. Durch diese Fläche strömt genauso viel Wasser wie der Leitung zugeführt wird, zusätzlich einem Anteil an aufgenommener Luft.

Die Auswertung ganzer Sequenzen solcher Messungen soll es erlauben, die Gesetzmässigkeiten der Luftaufnahme in steilen Kanalisationsleitungen zu finden; entsprechende Resultate sind im Verlauf des Jahres 1976 zu erwarten.

3. Regenwasserentlastungen

3.1 Problemstellung

Die in der Schweiz und anderorts verbreitete Mischkanalisation ist dadurch gekennzeichnet, dass sie sowohl das Schmutz- als auch das Niederschlagswasser aufnimmt und gemeinsam — das heisst gemischt — abführt. Dabei kann das Niederschlagswasser im Gefolge von Starkregen mengenmässig das Schmutzwasser um ein Vielfaches übersteigen, was eine entsprechend grosse Bemessung der Kanalisationsleitungen und der damit verbundenen Einrichtungen bedingt. Nun ist es allerdings nicht üblich, das Mischwasser unvermindert der Kläranlage zuzuführen, weil diese sonst ebenfalls entsprechend gross ausgelegt werden müsste. Die Kläranlage würde dadurch sehr teuer und überdies nur in seltenen Fällen — nämlich bei extremen Starkregen — vollständig ausgelastet.

Zur Verminderung des Mischwassers dienen sogenannte Regenwasserentlastungen, die längs den Kanalisationsleitungen vor allem dort angebracht werden, wo ein Vorfluter in der Nähe ist. Ihre Wirkung zielt darauf ab, der Kläranlage nur noch eine Wassermenge zuzuführen, die dem 2- bis 5fachen Trockenwetteranfall entspricht. Der gesamte übrige Mischwasseranfall wird als Ueberschuss in den Vorfluter entlastet.

Die Regenwasserentlastungen müssen verschiedenen Anforderungen genügen. Da sie in der Mischkanalisation verhältnismässig häufig eingebaut werden, sollen sie möglichst billig und betriebssicher sein. Letzteres bedingt unter anderem, dass sie keine beweglichen und darum störungsanfällige Teile aufweisen und unter keinen Umständen verstopfen. In hydraulischer Hinsicht sollen sie auch kein Hindernis darstellen, das allzu grosse Verluste verursacht; und dann sollen sie vor allem ihrer Trennfunktion genügen. Das heisst, sie sollen den Mischwasseranfall bis zu einer bestimmten, vorgegebenen Wassermenge — der sogenannten Grenzwassermenge — unverändert weiterleiten und die darüber hinaus anfallende Wassermenge möglichst vollständig dem Vorfluter zuführen. Die Tatsache, dass diese Trennung ohne Verwendung beweglicher Teile (Regulierorgane) nicht genau gelingt, macht eine gewisse Toleranz erforderlich.

Bezeichnet man die Grenzwassermenge mit Q_{Gr} und die bei höherem Mischwasseranfall tatsächlich weitergeleitete Wassermenge mit Q_{ab} so lässt sich diese Toleranz, die auch als Mehrbelastung M bezeichnet wird, mit dem Quotienten $M = 100\ (Q_{ab} - Q_{Gr})/Q_{Gr}$ in Prozenten angeben. Bei einer idealen Regenwasserentlastung wäre infolge $Q_{ab} = Q_{Gr}$ die Mehrbelastung $M = 0\ \%$. Doch wird in der

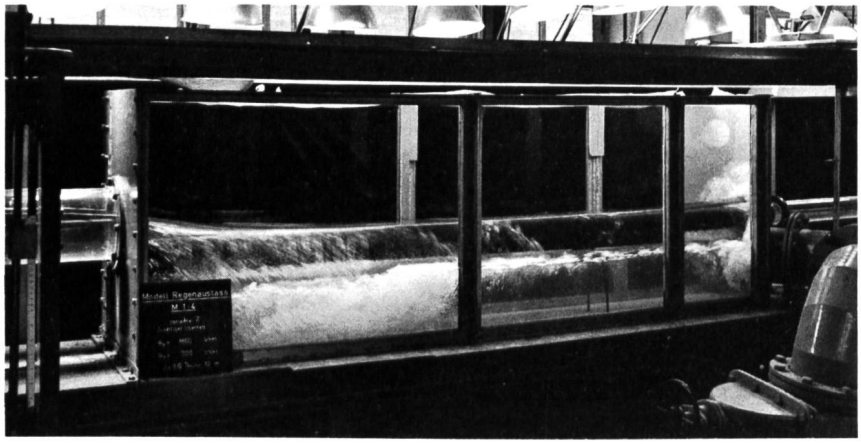


Bild 5 Zweiseitig entlastendes Streichwehr mit niedrigen Ueberlaufschwellen. Die Streichwehrlänge entspricht dem zwölffachen Durchmesser des Zuflussrohrs, die Beaufschlagung der zehnfachen Grenzwassermenge [4].

Praxis schon bei einer Mehrbelastung von M = 50 % von einer sehr guten Trennschärfe gesprochen.

In den Mischkanalisationen stehen heute verschiedene Typen von Regenwasserentlastungen im Einsatz; sie werden mit folgenden Stichworten gekennzeichnet:

1. Die ein- oder zweiseitigen Streichwehre mit niedrigen Ueberlaufschwellen für den strömenden Fliessbereich, das heisst also für schwache Fliessgefälle (Bild 5).

2. Die ein- oder zweiseitigen Streichwehre mit niedrigen Ueberlaufschwellen und anschliessender Teildrosselung für den strömenden und schwach schiessenden Fliessbereich, also für mittlere Fliessgefälle.

3. Die Streichwehre mit hochgezogenen Ueberfallschwellen und anschliessender Drosselstrecke für den schiessenden Fliessbereich, (das heisst der schiessende Zufluss wird durch die Drosselstrecke derart eingestaut, dass die Ueberfallschwellen im strömenden Fliessbereich liegen) und damit für grössere Fliessgefälle.

4. Die Bodenöffnungen (auch Springüberläufe und englisch «leaping weir» genannt) für den stark schiessenden Fliessbereich, also für starkes Fliessgefälle.

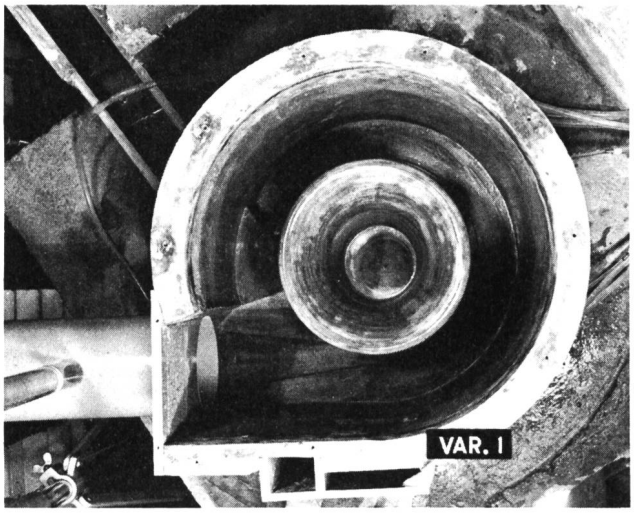


Bild 6 Tulpenförmige Regenwasserentlastung, Variante mit tangentialem Zulauf. Trockenwetterrinne am Schachtfuss und Dosieröffnungen in der Schachtwand. Maximaler Mischwasseranfall in Natur: 92 m³/s (Projekt: Ingenieurunternehmung AG Bern für die Anlage Eichholz in Bern) [7].

3.2 Modellversuche

3.2.1 Frühere Untersuchungen

Die VAW hat sich in den letzten Jahren mit allen 4 Typen von Regenwasserentlastungen befasst (vgl. auch Bild 5) und darüber in [4] und [5] einlässlich berichtet. Ueberdies hat sie Sonderausführungen überprüft, die für entsprechende Sonderfälle vorgeschlagen und verwirklicht wurden (vgl. Bilder 6 und 7) [6, 7].

3.2.2 Rechnerische Weiterentwicklungen

Die Ergebnisse in [4] für Streichwehre mit niedrigen Ueberlaufschwellen und anschliessender Teildrosselung regten A. Hörler zu weiteren Untersuchungen an. Dieser stellte nämlich fest, dass ein solches Streichwehr vor allem am oberen und unteren Ende stark entlastet, während es im mittleren Teil wenig wirksam ist. Dies lässt sich folgendermassen erklären: Der Zufluss zum Streichwehr erfährt — wie jeder Zufluss zu einem Wehr — eine Beschleunigung und weist darum einen sinkenden Wasserspiegel auf. Diese Senkungskurve setzt sich längs dem Streichwehr fort und führt dazu, dass am oberen Ende noch einigermassen grosse Ueberfallhöhen vorhanden sind, im mittleren Teil jedoch nur noch geringe. In beiden Bereichen herrscht aber Schiessen, so dass die Drosselung einen Stauschwall und damit einen Fliesswechsel erzwingt, was am unteren Ende des Streichwehrs wiederum grosse Ueberfallhöhen ergibt. Nun ist aber die über das Streichwehr fallende Wassermenge — wie bei anderen Wehren — proportional zur Länge der Wehrschwelle und überproportional (nämlich mit der 1,5ten Potenz wachsend) zur zugehörigen Ueberfallhöhe, womit verständlich wird, weshalb der mittlere Teil des Streichwehrs infolge der dortigen kleinen Ueberfallhöhen nur wenig zur Entlastung beiträgt.

Aufgrund dieser Beobachtung und Deutung schlug A. Hörler vor, den mittleren Teil des Streichwehrs auszulassen, um so einen noch gedrungeneren und folglich billigeren Typ einer Regenwasserentlastung zu erhalten (Bild 8). Zusammen mit E. Hörler entwickelte er ausgehend von den Formeln von K. Taubmann [4] auch entsprechende Formeln und stellte diese [8] zur Diskussion. Und insbesondere beauftragte er die VAW mit der Ueberprüfung und Verfeinerung am hydraulischen Modell.

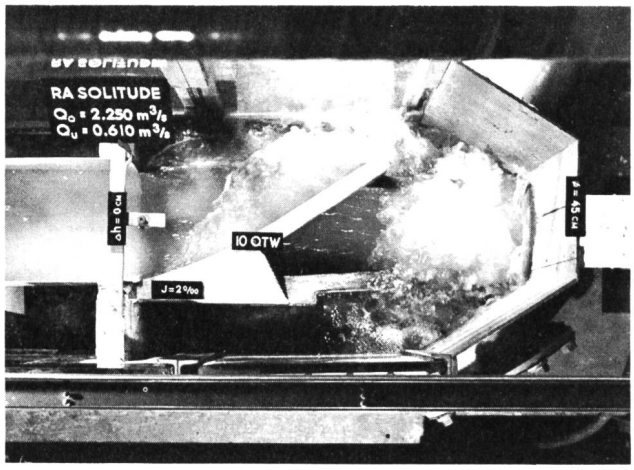
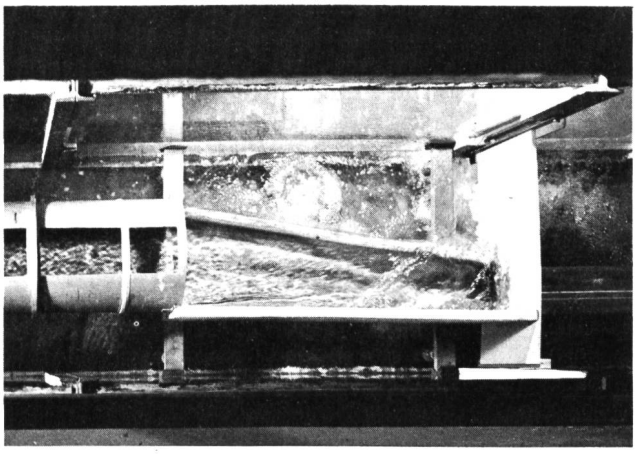


Bild 7 Vor- und Feinentlastung bei einem Streichwehr mit niedrigen Ueberlaufschwellen und anschliessendem Drosselkonus (Projekt: Gruner AG, Ingenieurunternehmung, Basel, für die Anlage Solitude in Basel) [6].

Bild 8 Kurzes, einseitiges Streichwehr mit niedriger Ueberlaufschwelle und anschliessender Teildrosselung. Die Streichwehrlänge entspricht dem dreifachen Durchmesser des Zuflussrohrs, die Beaufschlagung von links dem fünffachen Grenzabfluss.



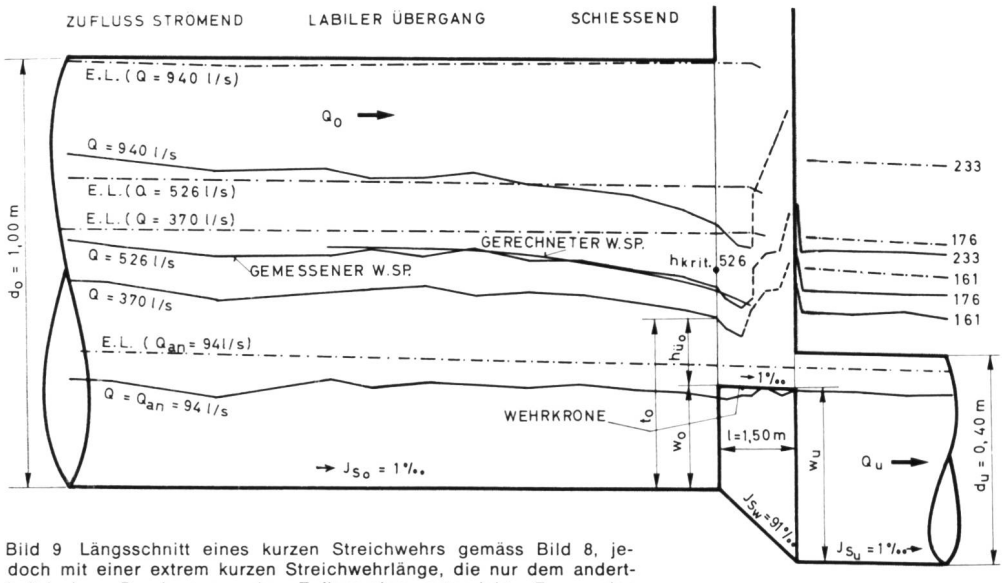


Bild 9 Längsschnitt eines kurzen Streichwehrs gemäss Bild 8, jedoch mit einer extrem kurzen Streichwehrlänge, die nur dem anderthalbfachen Durchmesser des Zuflussrohrs entspricht. Es wurden verschiedene Beaufschlagungen bis zur zehnfachen Grenzwassermenge untersucht. Das Ergebnis dieses und anderer Versuche soll der Praxis etwa Ende 1976 zur Verfügung gestellt werden.

Für eine mittlere Wassermenge ist auch die nach Hörler gerechnete Absenkkurve eingezeichnet.

Wird der Modellmassstab auf Naturmasse umgerechnet, entsprechen die Abmessungen etwa folgenden Werten:

Durchmesser des Zuflussrohrs	100 cm
Durchmesser des Abflussrohrs	40 cm
Gefälle der Rohre	1 ‰
einseitiges Streichwehr	
Länge	150 cm
Höhen	19,6 bis 33,1 cm
Sohlengefälle	91 ‰

Die für verschiedene Wassermengen gemessenen Wasserspiegel und Energielinien sind ebenfalls wiedergegeben und zeigen die beschriebenen Erscheinungen vor und längs dem Streichwehr. Die auf die Naturmasse übertragenen Werte sind:

Grenzwassermenge	94 l/s
Grösster Zufluss (zehnfache Grenzwassermenge)	940 l/s
Entsprechender Abfluss	233 l/s
Entsprechende Mehrbelastung	148 %

3.2.3 Laufende Untersuchungen

In der von den früheren Untersuchungen an Streichwehren noch bestehenden Versuchsanlage werden zurzeit deshalb neue Messungen an verkürzten, ein- oder zweiseitigen Streichwehren mit niedrigen Ueberlaufschwellen und anschliessender Teildrosselung durchgeführt. Gemessen werden die Senkungskurve vor und längs dem Streichwehr, die Ueberfallwassermenge und die Mehrbelastung der weitergeleiteten Wassermenge.

Die Versuchsparameter sind die Streichwehrform — wie die Länge, die Lage und die Form der Ueberfallschwellen sowie die Lage der Sohle längs denselben — und das Gefälle der Zu- und Ableitung. In Bild 9 ist in rund zehnfacher Ueberhöhung ein Beispiel eines bereits untersuchten Streichwehrtyps dargestellt.

4. Ausläufe von Regenklärbecken

4.1 Problemstellung

Regenklärbecken stellen im wesentlichen eine Kombination aus einer Regenwasserentlastung und einem Regenrückhaltebecken dar. Sie unterbrechen, wenn sie im Hauptschluss angeordnet sind, eine Kanalisationsleitung gleichsam durch einen kleinen Speicher mit einem bodenebenen Zu- und Auslauf und einem Entlastungsüberfall; sie funktionieren wie folgt: Solange der Zufluss nicht mehr als beispielsweise dem zwei- bis dreifachen Trockenwetterabfluss entspricht, verlässt er das Regenklärbecken durch den Auslauf praktisch unverändert und fliesst zur Kläranlage. Uebersteigt der Zufluss aber diesen Grenzwert, so wirkt das Regenklärbecken für den Ueberschuss als Retentionsraum und wird angefüllt, bis der Entlastungsüberfall anspringt und den Ueberschuss einem Vorfluter zuführt. Das volle Regenklärbecken wirkt dann als Absetzbecken, was ihm seine Bezeichnung einträgt. Sinkt der Zufluss später wieder unter den Grenzwert, so entleert sich das Regenklärbecken durch den Auslauf und schwemmt dabei die abgesetzten Schwebstoffe und zurückgehaltenen Schwimmstoffe zur Kläranlage.

Für diese Funktion des Regenklärbeckens ist die Steuerung des Auslaufs entscheidend. Denn von der Steuerung hängt es ab, ob der Abfluss aus dem Regenklärbecken unabhängig vom Beckenspiegel einigermassen auf den Grenzwert beschränkt werden kann.

In der Praxis werden für die Steuerung verschiedene Mittel eingesetzt. Zu den einfacheren gehören feste Drosseleinrichtungen, die den Anforderungen nur näherungsweise entsprechen, das heisst die den Grenzwert des Abflusses nicht genau, sondern nur innerhalb gewisser Toleranzen einhalten. Ihr Vorteil ist der, dass sie keine beweglichen Teile aufweisen und darum wartungsgünstig sind, sofern sie im Auslauf keine Verstopfungen verursachen. Eine allseits befriedigende Lösung existiert aber bis jetzt noch nicht.

Deshalb werden heute meist Steuerungen mittels beweglicher Drosseleinrichtungen verwendet, das heisst, im Auslauf wird ein elektrisch oder elektro-pneumatisch angetriebener Schieber eingebaut, dessen Stellung selbsttätig darauf ausgerichtet ist, den Abfluss auf dem Grenzwert zu halten. Dabei wird der Abfluss allerdings nicht direkt erfasst, sondern über den Wasserstand im Auslaufrohr bestimmt. In anderen Worten: Der Schieber wird durch den Unterwasserstand des Regenklärbeckens gesteuert.

Diese Art Steuerung setzt nun aber voraus, dass dem Grenzabfluss ein eindeutiger Wasserstand im Auslaufrohr entspricht. Wie verschiedene schlechte Erfahrungen gezeigt haben, ist eine solche Eindeutigkeit aber nicht ohne weiteres gegeben. Denn die Drosselwirkung des Schiebers verursacht im Auslaufrohr natürlich eine verzögerte Bewegung und bei Uebergang von Schiessen zu Strömen sogar einen Wassersprung oder einen gewellten Abfluss, was eine zuverlässige Wasserstandsmessung erschwert oder gar unmöglich macht.

Im Hinblick auf diese Schwierigkeit stellte das Eidg. Amt für Umweltschutz der VAW zwei Fragen:

1. In welchem Abstand vom Schieber kann im geraden, kreisrunden Auslaufrohr eine für die Steuerung brauchbare Wasserstandsmessung durchgeführt werden?

2. Mit welcher Energieumwandlungsanlage kann dieser Abstand minimal gehalten werden?

Die erste Frage wird von der VAW zurzeit mit Hilfe von Berechnungen behandelt, deren Ergebnisse demnächst

veröffentlicht werden können. Die zweite Frage gibt Anlass zu hydraulischen Modellversuchen, die hier kurz dargestellt werden.

4.2 Modellversuche

4.2.1 Wirbelkammer zur Energieumwandlung

Die gesuchte Energieumwandlungsanlage soll verschiedenen Anforderungen genügen. Sie soll — wie erwähnt — den Abstand zwischen dem Schieber im Auslauf des Regenklärbeckens und der Wasserstands-Messstelle möglichst klein halten. Ausserdem soll sie aber einfach und gedrängt gestaltet sein, damit sie ohne grosse Kosten verwirklicht werden kann. Und damit sie weder Ablagerungen noch Verstopfungen verursacht, soll sie ohne die sonst in Tosbecken und Toskammern üblichen Schikanen ausgebildet werden, ja sie soll sogar eine Rinne für mindestens den doppelten Trockenwetteranfall aufweisen, die frei von jeglichen störenden Einbauten bleibt.

Ausgehend von einem Vorschlag von J. Koral wurde in einem Modell ungefähr im Massstab 1:2 eine erste Möglichkeit für eine solche Energieumwandlungsanlage entwickelt. Sie besteht gemäss Bild 10 aus einer Toskammer, die im folgenden als Wirbelkammer bezeichnet wird. Sie ist unmittelbar unterwasserseitig des Regenklärbekkens angeordnet und weist an ihrem Grund eine schlangenförmige Trockenwetterrinne für den doppelten Trockenwetteranfall auf. Solange dieser Grenzwert nicht überschritten wird, fliesst der Abfluss aus dem Regenklärbecken praktisch unbehindert ins Auslaufrohr. Bei Ueberschreiten des Grenzwertes verlässt der Abfluss aber die Trockenwetterrinne und zwar, bedingt durch die Zentrifugalkraft, an der Aussenseite der ersten Krümmung. Dort trifft das Wasser auf einen Trennkeil, der die Strömung hälftig in zwei Arme aufteilt, die am unteren Wirbelkammerende durch eine halbkreisförmige Leitwand geführt, frontal aufeinanderstossen und entsprechend grosse Stossverluste erleiden. Auf diese Weise entsteht eine sehr wirksame Energieumwandlung (Umwandlung von Bewegungsenergie in Wärme, die wegen des geringen Wärmeäquivalents allerdings nicht spürbar ist). Die Wirbelkammer beruht also — wie andere Energieumwandlungsanlagen in der Hydraulik — auf dem Gegenstromprinzip. Damit sie auch dann funktioniert, wenn die Trockenwetterrinne unter der Leitwand verstopft, wird diese nur gerade so hoch wie nötig geführt. Das heisst die Leitwand kann zur Entlastung überströmt werden.

Das Ziel der hydraulischen Versuche ist es natürlich, die Form der Wirbelkammer auszufeilen und entsprechende Richtwerte aufzustellen. Bei der quadratischen Anordnung gemäss Bild 10 entspricht die Seitenlänge ungefähr dem 5fachen Durchmesser des kreisförmigen Auslaufrohres. Das heisst für die Praxis, dass für ein Auslaufrohr von 30 cm Durchmesser eine Wirbelkammer von 150 cm Seitenlänge erstellt werden muss.

4.2.2 Versuchsanlage

Für das hydraulische Modell wurde folgende Anordnung gewählt: Ein rechteckiger Speicher steht für das Regenklärbecken und erlaubt einen Aufstau des Beckenspiegels von 4 m (Naturmass unter Voraussetzung eines Modellmassstabes von rund 1:2). Am Auslauf ist ein Plattenschieber angebracht und das Auslaufrohr weist einen Durchmesser von 30 cm sowie ein Gefälle von 4 ‰ auf. Der Grundriss der Wirbelkammer ist gemäss Bild 10 quadratisch, mit einer Seitenlänge von 150 cm. Als Variante steht aber auch eine annähernd gleich wirksame, kreisförmige Wirbelkammer von 150 cm Durchmesser zur Verfügung. Unterwasserseitig der Wirbelkammer kann das aus Plexiglas hergestellte Auslaufrohr auf 15 m betrachtet und mit Piezometeranschlüssen kontrolliert werden. Die Abflussmessung erfolgt mittels Dreieckmessüberfall.

Als Versuchsparameter müssen neben der Form der Wirbelkammer selbstverständlich der Aufstau des Beckenspiegels und das Gefälle des Ausflussrohres beachtet werden. Als Ergebnisse werden sowohl die Energieverluste in der Wirbelkammer (und damit deren Wirksamkeit) als auch der Abstand zwischen dem Schieber und der potentiellen Wasserstands-Messstelle festgehalten. Im Sinne eines Richtwertes wurde angenommen, dass diese Messstelle dort liegt, wo der Wasserstand im Auslaufrohr bis zu 95 % an die Normalabflusstiefe heranreicht.

Für einen Aufstau des Beckenspiegels von 2 m wurde beispielsweise mit der Anordnung von Bild 10 erreicht, dass über 90 % der kinetischen Energie in der Wirbelkammer abgebaut werden, so dass die Wasserstands-Messstelle in einem Abstand von rund 10 m placiert werden kann. Bild 11 zeigt diese Wirbelkammer in voller Aktion, wobei die Strömung durch eingestreute Konfetti sichtbar gemacht ist.

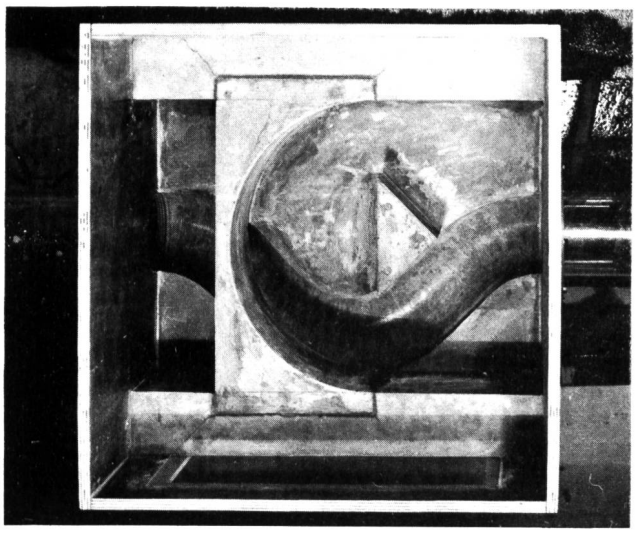
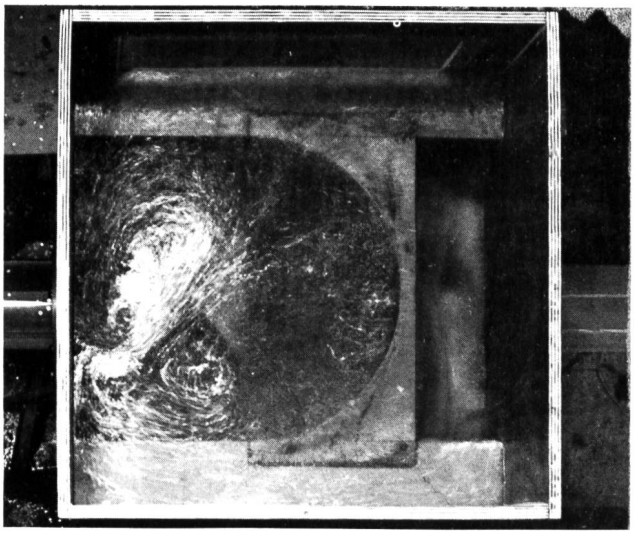


Bild 10 Wirbelkammer. Zulauf von links, Auslauf nach rechts. Schlangenförmige Trockenwetterrinne. Trennkeil für Mischwasser. Halbkreisförmige Leitwand, die bei Verstopfung des unter ihr angebrachten Durchlasses überströmt wird.

Bild 11 Gleiche Wirbelkammer wie Bild 10, hier in Betrieb.



5. Einschichtung von Abwasser in Seen

5.1 Problemstellung

Die allgemeine Problemstellung wurde von E. A. Thomas [9] wie folgt umschrieben: «Früher wurden die Abwässer der Seegemeinden in zahllosen kleinen Röhren zu den Seeufern geleitet. Heute werden sie mehr und mehr in grossen zentralen Kläranlagen gesammelt, mechanisch-biologisch gereinigt und neuerdings auch von Phosphaten weitgehend befreit; dann aber erfolgt die Abwassereinleitung an einer einzigen Stelle in einem grösseren Strom. Von den Gesichtspunkten der See-Eutrophierung, aber auch der Trinkwasserversorgung, der Badehygiene und der Fischerei aus ist es deshalb von Interesse, die Ausbreitung des Abwassers in Seen zu kennen.

In den temperaturbedingten Zirkulationszeiten der Seen im Herbst und im Frühling ist mit einer raschen Einmischung des eingeleiteten Abwassers in eine grosse Menge des Seewassers zu rechnen, bei Stagnationszeiten mit der Einschichtung und Ausbreitung in einer nach den Umständen bestimmten Tiefenschicht.» Zu diesen Umständen gehören insbesondere die Einleitungstiefe, die Einleitungsgeschwindigkeit und die Dichteverhältnisse im Abwasser und im See, also drei Grössen, von denen zwei durch die bauliche Gestaltung der Einleitung beeinflusst werden können und eine praktisch gegeben ist. Es erhebt sich somit die Frage nach den Kriterien für die optimale Gestaltung.

Die Fachleute sind sich heute darüber einig, dass diese Kriterien auf die Sommerstagnationszeit des Sees auszurichten sind. Denn in dieser Zeit ist es besonders unerwünscht, wenn das noch mit Nährstoffen befrachtete Abwasser an die Seeoberfläche (Epilimnion) aufsteigt und dort die Algenproduktion und damit letztlich die Eutrophierung fördert. Andererseits darf es aber auch nicht soweit absinken, dass es die tiefliegenden Fassungen der Wasserversorgung direkt kontaminiert.

5.2 Rechnerische und experimentelle Untersuchungen

Bevor die Frage nach der optimalen Gestaltung der Abwassereinleitung beantwortet werden kann, muss das Phänomen der Einschichtung erklärt werden.

Vom hydromechanischen Standpunkt aus handelt es sich beim Einleitungsvorgang zunächst, das heisst in der Nahzone, um die turbulente Diffusion eines Wasserstrahls. Dieser breitet sich nach Verlassen des Einleitungsrohres aus, vermischt sich mit der umgebenden Flüssigkeitsmasse und beschreibt im allgemeinen eine gekrümmte Strahlbahn. Natürlich hängen die Ausbreitung, der Vermischungsgrad und die Strahlbahn von den Randbedingungen des Strahles, von seiner Dichte sowie der Dichte und Stratifizierung der umgebenden Flüssigkeitsmasse — im vorliegenden Falle also des Sees — ab.

Nach erfolgter turbulenter Diffusion erreicht der Wasserstrahl gleichsam die Fernzone, in der molare Diffusionsprozesse und Prozesse der Eigenturbulenz der umgebenden Flüssigkeitsmasse verantwortlich für den Ausbreitungsvorgang sind. In dieser Fernzone findet die eigentliche Einschichtung statt.

Es ist nun nach dem heutigen Stand des Wissens möglich, das Geschehen in der Nahzone rechnerisch zu erfassen, wenn der Einleitungsvorgang nicht durch Randeffekte gestört wird, das heisst, wenn das Einleitungsrohr frei ausmündet. Liegt das Einleitungsrohr dagegen auf dem Seegrund auf oder befindet sich nur wenig darüber, so bietet die rechnerische Erfassung der turbulenten Diffusion grosse Schwierigkeiten. Und gerade dieser Fall ist für die Praxis ebenfalls interessant.

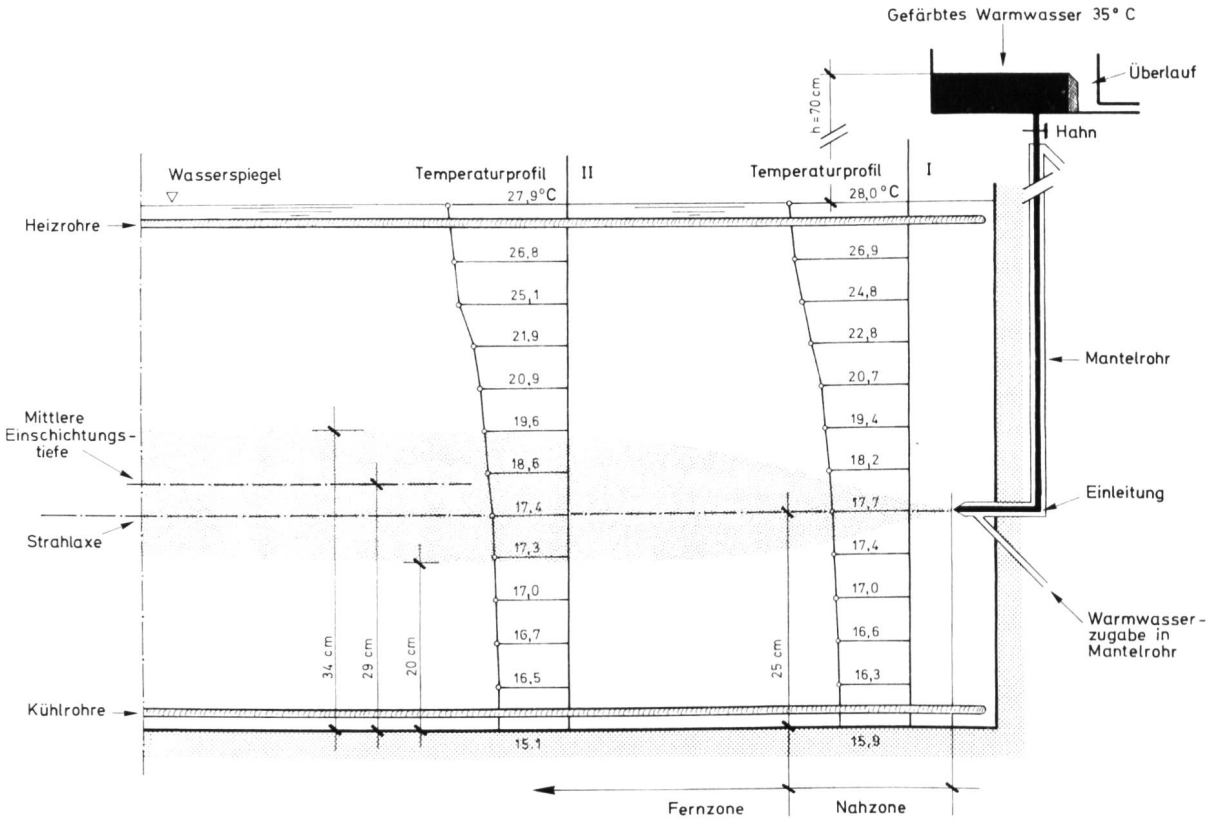


Bild 12 Längsschnitt durch die Versuchsanlage zur Nachbildung des Einschichtungsvorganges. Darstellung der Temperaturgradienten im Behälter und der Ausbreitung des gefärbten Warmwassers des Versuchs gemäss Bild 13.

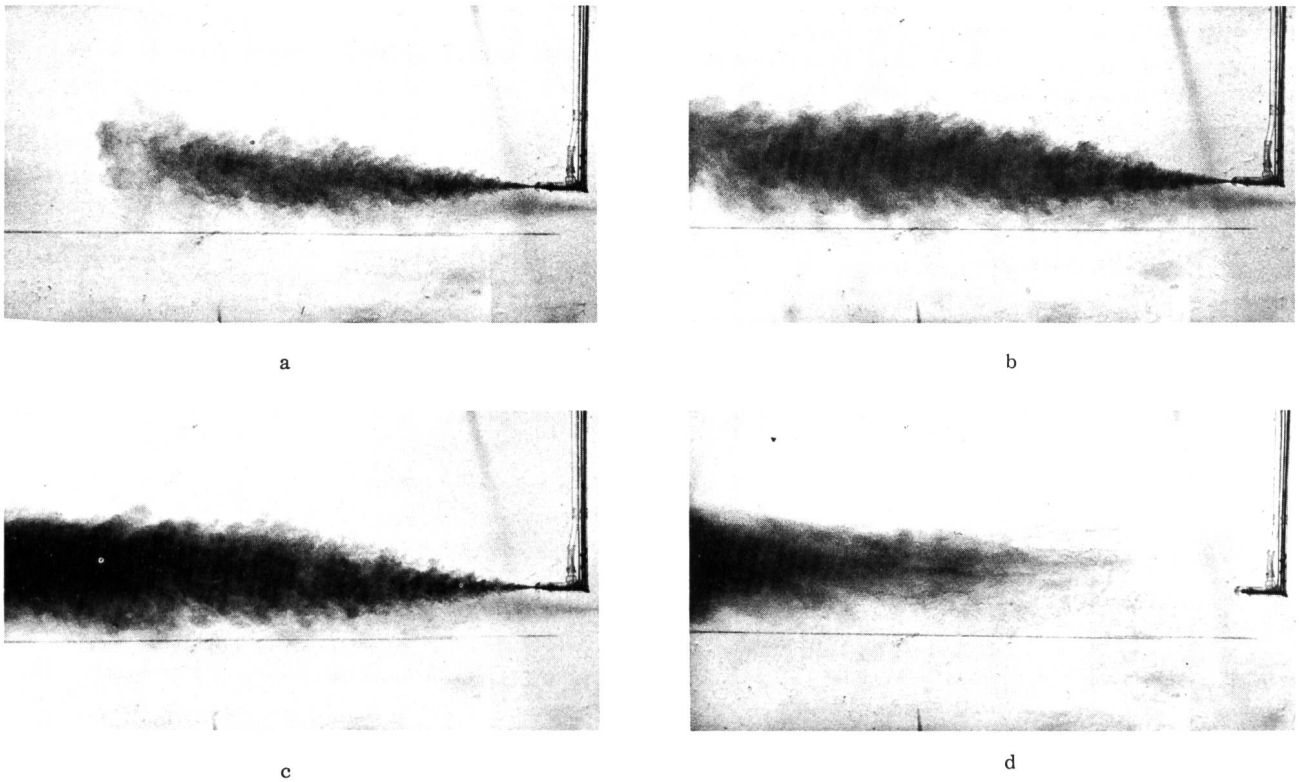


Bild 13 Vier Versuchsphasen in der Versuchsanlage gemäss Bild 12. a) Versuchsbeginn, b) Zustand nach 1 Minute, c) Zustand nach 2 Minuten, d) Endzustand nach Unterbrechung der Einleitung; die Einschichtung erfolgt etwas über dem Einleitungsrohr.

Aehnlich verhält es sich mit der experimentellen Nachbildung des Geschehens im hydraulischen Modell. Eine Einleitung, die unbeeinflusst durch Randeffekte erfolgt, lässt sich recht zutreffend darstellen. Die Bilder 12 und 13 zeigen einen entsprechenden Versuch in einem Behälter von 2,8 m Länge, 1 m Breite und 0,7 m Tiefe.

Die in Bild 12 dargestellten Temperatur- und damit Dichtegradienten im Behälter werden dem Behälterwasser durch Kühl- und Heizrohre aufgezwungen. Und zwar halten diese Rohre die Wassertemperatur am Grund auf rund 16 °C und an der Oberfläche auf rund 28 °C. Die simulierte Abwassereinleitung erfolgt 25 cm über Boden; das Einleitungsrohr mündet frei aus und weist an seiner Eintrittsöffnung einen Durchmesser von 0,3 cm auf. Die Geschwindigkeit des einströmenden Strahls beträgt 83 cm/s und die Dauer des Einströmens 120 s. Von besonderer Bedeutung für den Ausbreitungsvorgang sowohl in der Nah- wie in der Fernzone ist natürlich die Temperatur des eingeleiteten Strahls von 35 °C, eine Temperatur, die durch ein koaxial über das Leitungsrohr geschobenes, gegenläufiges Heizrohr sorgsam auf dem Sollwert gehalten wird. Diese Temperatur liegt um 17,5 °C über der Temperatur von 17,4 °C des die Mündung umgebenden Behälterwassers.

Aus Bild 12 wird auch ersichtlich, wie die beschriebene Nah- und die Fernzone aneinandergrenzen. Die eigentliche Nahzone ist bloss 38 cm lang, während sich die Fernzone über den verbleibenden Raum des Behälters erstreckt. Das eingeleitete Wasser schichtet sich dort in 20 bis 34 cm und schliesslich im Mittel 29 cm über Boden ein. Dies entspricht dem Umstand, dass sich das eingeleitete Wasser in der Nahzone mit ungefähr der 43fachen Menge Behälterwasser vermischt.

Die Bilder 13a bis 13d zeigen nun den Vorgang in seinem zeitlichen Ablauf. In Bild 13a beginnt der Versuch, das heisst die Einleitung des wärmeren Wassers. Bild 13b hält das Geschehen 1 Minute nach Versuchsbeginn fest und vermittelt einen guten Einblick in die turbulente Durchmischung des Strahls mit dem umgebenden Behälterwasser. Gemäss Bild 13c bildet sich 2 Minuten nach Versuchsbeginn schon eine ausgesprochene Wolke in einer bestimmten Einschichtungstiefe. Und Bild 13d hält den Endzustand nach Unterbrechung der Einleitung fest: Das eingeleitete Wasser verbleibt im ruhenden Behälterwasser praktisch am gleichen Ort.

Mit solchen und anderen Versuchen kann die von Randeffekten ungestörte Einleitung also gut nachgebildet werden. Immerhin erfordert die Uebertragung der Ergebnisse auf die Natur eine sorgfältige Beachtung der massgebenden Aehnlichkeitsgesetze.

Treten jedoch Randeffekte auf, wie eine Beeinflussung der Einleitung durch den Boden des Gefässes, so erweist sich die Nachbildung der Nahzone im Modell als bedeutend schwieriger. Die Versuchsanstalt beabsichtigt ihre bis heute gemachten experimentellen Erfahrungen demnächst auch auf dieses Problem anzuwenden. Zudem ist vorgesehen, die Ergebnisse durch Messungen zu überprüfen, welche in Zusammenarbeit mit der EAWAG im Bereich von bestehenden Abwassereinleitungen in situ durchgeführt werden.

Mit zunehmendem Einblick in das Phänomen der Einschichtung ist es dann auch möglich, die Frage nach der optimalen Gestaltung der Einleitung zu beantworten. Zurzeit ist aber noch nicht abzusehen, ob sich die gewollte Einschichtung während der Sommerstagnationszeit allein durch die Wahl einer bestimmten Einleitungstiefe erreichen lässt, oder ob ausserdem noch Massnahmen für die Gewährleistung einer bestimmten turbulenten Diffusion des Einleitungsstrahls notwendig sind. Die weiteren Berechnungen und Versuche, die im Rahmen eines Auftrags des Eidg. Amtes für Umweltschutz durchgeführt werden, sollen diesbezüglich Klarheit schaffen.

Literaturnachweis

[1] Vischer D.: Die Zukunft des wasserbaulichen Versuchswesens. Schweiz. Techn. Zeitschrift, Nr. 7, 1975.
[2] Vischer D.: Wirbelfallschächte in Kanalisationen; zwei hydraulische Modellversuche der VAW. Gas-Wasser-Abwasser Nr. 2, 1971.
[3] Gerber U.: Velocity Measurement of Water-Air Mixture, Paper of the International Seminar and Exposition on Water Resources Instrumentation of the IWRA in Chicago, June 1974.
[4] Taubmann K.: Strömungsvorgänge an Freispiegel-Kanal-Verzweigungen am Beispiel des Regenüberlaufes. VAW Mitt. Nr. 1, 1971.
[5] Taubmann K.: Regenüberläufe; eine Auswertung von Modellversuchen mit Anwendung auf die Kanalisationstechnik. Gas-Wasser-Abwasser Nr. 10, 1972.
[6] VAW-Bericht Nr. 629: Regenauslass Solitude Basel, Okt. 1973 (unveröffentlichter Bericht für das Gewässerschutzamt der Stadt Basel).
[7] VAW-Bericht Nr. 623: Hauptsammler Kanalisation Bümpliz, April 1973 (unveröffentlichter Bericht für das Tiefbauamt der Stadt Bern).
[8] Hörler A. und E. Hörler: Streichwehre mit niedrigen Ueberlaufschwellen in kreisförmigen Kanälen. gwf — wasser/abwasser, Heft 12, 1973.
[9] Thomas E.A.: Untersuchungen über Auswirkungen und Folgen der Einschichtung von Abwässern in Seen. Gas-Wasser-Abwasser Nr. 11, 1969.

Adresse der Verfasser: Prof. Dr. Daniel Vischer, Peter Volkart, dipl. Ing. ETH, und Otto Näf, dipl. Ing. ETH, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der ETH Zürich, Gloriastrasse 37/39, 8006 Zürich.

Zur Hydrologie des Langete-Hochwassers vom 30. August 1975

Ausmass, Ursachen und Sanierungsprobleme

DK 551.482.215.3 (494.241)

Valentin Binggeli, Sigmund Bitterli und Christian Leibundgut

1. Einführung

Seit Menschengedenken ist im zentralen Mittelland und im bekannten Ueberschwemmungsgebiet der Langete keine derartige Wassergrösse aufgetreten. Sie hat in Charakter, Abfluss-Spitze und Schadenfolge alle bisherigen Prognosen in den Schatten gestellt. Betroffen wurden vor allem die Talgebiete zwischen Emme und Wigger, insbesondere Langete, Oenz und Rot (St. Urban).

Die schwersten Ueberflutungen hatten die Dörfer Madiswil, Lotzwil und Langenthal zu erleiden. Hier auch ertönte erneut und doppelt ungeduldig der Ruf nach endlicher Sanierung. Was in dieser Richtung gegenwärtig im Gange ist, soll im Anschluss an die hydrologischen Erörterungen skizziert werden (Bild 1).

2. Das Einzugsgebiet der Langete

Die Flüsse des zentralen Molasse-Mittellandes weisen kleine Talräume und geringe Längen auf. Durchwegs handelt es sich in den überflutungsbetroffenen Bereichen um wenig breit ausgebildete Sohlentäler mit Schotterfüllung verschiedener Mächtigkeit, unter der die Molasse mit Sandsteinen und Lehmen liegt.

Vergleichen wir die einschlägigen Blätter der Landeskarte, so zeigt sich die Langete als Hauptflüsschen der zur Aare hin entwässerten nordwestlichen Napfabdachung. Das Gesamtgebiet deckt eine Fläche von 133 km². Der höchste Punkt liegt am Schilt im Ahorngrat auf 1119 m ü.M., der tiefste an der Aare bei 405 m.

Bild 1 Langenthal. Die rund einen Meter hoch überflutete Bahnhofstrasse im Morgengrauen des 30. August 1975.
(Aufnahme H. Scheidiger, Langenthal)

Ausser Rotbach (von Dürrenroth, 40 km²) und Ursenbach (20 km²) weisen alle Zuflüsse der Langete unbedeutend kleine Einzugsgebiete auf, so auch Mättenbach und Wyssbach aus dem Hochwachtgebiet, die in sowohl unerwarteter wie entscheidender Weise zur Katastrophe des 30. August 1975 beigetragen haben.

Häufigkeit und Heftigkeit der Langete-Hochwasser führen wir auf lokalklimatische Lage und Gliederung des Flussgebiets zurück. Von dem kleinen, fast gefällosen Sohlental aus verzweigt sich ein ausgedehntes hügelig-bergiges Quellgebiet, das grosse Regen- und Schneemengen empfängt. Der Anteil des Napfberglandes macht fast genau die Hälfte des Einzugsgebietes aus. Rechnen wir dazu den aus dem Plateauhügelland stammenden Ursenbach, so erhalten wir 95,6 km² «Bergzone». Für die Sommerhochwasser fällt ins Gewicht, dass über die Nordseite des Napfs ein «traditioneller Strich» intensiver Gewitter weggeht. Ein weiterer Grund dürfte mit einer stellenweise starken Entwaldung des Oberlaufgebietes gegeben sein.

Für alle weitern Randbedingungen, Angaben über Lage, Geologie, Klima und Hydrologie, über die untersuchten Hochwasser (Charakter, Ausmasse, Schuttführung, jahrweise und jahreszeitliche Verteilung), wie auch für Quellen- und Literaturangaben, sei verwiesen auf eine kürzliche, zusammenfassende Arbeit [1].

3. Grössenordnungen früherer Hochwasser

Ihrer Herkunft entsprechend hat die Langete seit eh und je spektakuläre Hochwasser geführt. So ist schon in einem Bericht von 1762 von «extra ordinari Wassergüssen» zu hören. Das Hochwasser von 1781 dürfte, nach der ersten eigentlichen Darstellung eines Langete-Hochwassers, an die Höhe des kürzlichen vom August 1975 herangekommen sein. So wurde auch Lotzwil schwer heimgesucht («5 bis 6 Häuser verderbt und die Strass völlig ruiniert»).

In den letzten 50 Jahren traten 64 Hochwasser mit Notablass in Langenthal ein, von 1950 bis 1975 waren es deren 25. In «guter» Erinnerung sind die Hochwasser von 1910, 1931, 1940, 1962 und besonders jenes von 1972, als man glaubte, das Hochwasser des Jahrhunderts erlebt zu