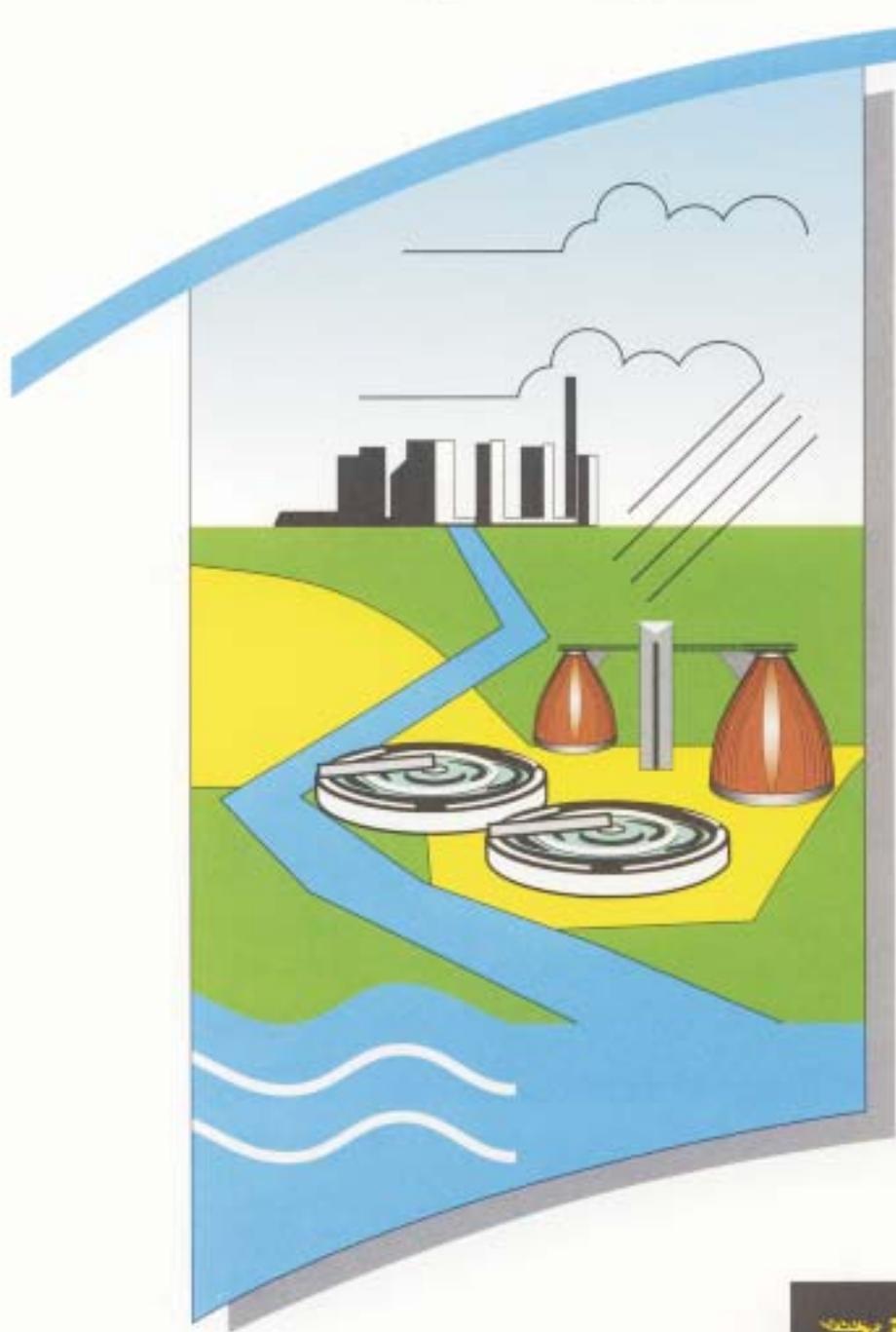


Handbuch Wasser 4

Wirtschaftliche Aspekte bei Gestaltung, Konstruktion und Ausrüstung von Regenbecken



WASSER



MINISTERIUM
FÜR UMWELT
UND VERKEHR

IMPRESSUM

Herausgeber	Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg
ISSN	0941-780 X (Zentraler Fachdienst Wasser, Boden, Abfall, Altlasten bei der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg) 0949-0272 (Handbuch Wasser 4)
Bearbeitung	Prof. Dr.-Ing. P. G. Brunner, Karlsruhe Dipl. Ing. Wolfgang F. Henrich, Pforzheim Dipl.-Ing. Hartmut Roth, Karlsruhe Dipl. Ing. Rolf Günther, Freudenstadt Prof. Dr.-Ing. habil. Hansjörg Brombach, Bad Mergentheim
Umschlaggestaltung	Stephan May, Marzell-Schielberg Christel Klenk, Sinsheim
Druck	Druckerei Ernst Grässer, Karlsruhe
Gedruckt auf	Recyclingpapier aus 50 % Altpapier, 80 g/m ² Umschlagkarton aus 100 % Altpapier, 250 g/m ²
Bezug	Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg Referat 15 - Bibliothek Postfach 21 07 52, 76157 Karlsruhe Telefax 0721/983-1456
Preis	30,-- DM

Nachdruck - auch auszugsweise - ist nur unter Quellenangabe und Überlassung von Belegexemplaren nach vorheriger Zustimmung des Herausgebers gestattet. Die Verwendung für Werbezwecke ist grundsätzlich untersagt.

Karlsruhe, 1997

Zusammenfassung

Der Aspekt der Wirtschaftlichkeit von Abwasseranlagen steht immer mehr im Blickpunkt der öffentlichen Diskussion. Es ist bekannt, daß das größte Kosteneinsparungspotential im konzeptionellen Bereich zu erwarten ist, wobei den Betriebskosten einer Anlage eine entscheidende Bedeutung zukommt.

Gerade bei Regenbecken stellt die eigentliche Volumenberechnung nur einen Ansatzpunkt für wirtschaftliche Überlegungen dar. Ebenso wichtig sind Fragen wie z.B. ob das ermittelte Volumen als Rund- oder Rechteckbecken in ein Bauwerk umgesetzt wird. Daneben kommt der Auswahl geeigneter, störungsarmer Drosselorgane und an den Beckentyp angepaßter Reinigungseinrichtungen eine maßgebende Rolle zu. Sie gewährleisten einen geordneten Betrieb und bestimmen wesentlich den erforderlichen Aufwand an Personal und Betriebsmittel. Somit sind Gesichtspunkte der Gestaltung, Konstruktion und Ausrüstung auch entscheidend für die Wirtschaftlichkeit eines Regenbeckens.

In den Beiträgen des vorliegenden Bandes werden neben dem aktuellen Stand der Entwicklungen und Möglichkeiten in diesem Bereich ausgewählte Themen wie der Einsatz von Meßgeräten und Möglichkeiten des Grobstoffrückhalts behandelt. Sie dienen der Information und Unterstützung der Arbeit der technischen Bediensteten bei den Verwaltungsbehörden.

Inhalt

Wirtschaftliche Gesichtspunkte bei der Konstruktion von Regenbecken	7
Prof. Dr.-Ing. P. G. Brunner, Fachhochschule Karlsruhe - Hochschule für Technik	
Konstruktive Gestaltung und Reinigung von Regenbecken	35
Dipl.-Ing. W. Henrich, Weber Ingenieure, Pforzheim	
Grobstoffrückhalt an Regenbecken	67
Dipl.-Ing. H. Roth, Regierungspräsidium Karlsruhe	
Drossel- und Entlastungsanlagen an Regenbecken	97
Dipl.-Ing. R. Günther, Landratsamt Freudenstadt	
Messen an Regenbecken?	127
Prof. Dr. H. Brombach, UFT, Bad Mergentheim	

Wirtschaftliche Gesichtspunkte bei der Konstruktion von Regenbecken

Prof. Dr.-Ing. P. G. Brunner

Fachhochschule Karlsruhe, Hochschule für Technik

1	Spannungsfeld zwischen Volumenermittlung und Konstruktion	9
2	Die Rolle des Konstrukteurs bei der wirtschaftlichen Planung von Regenbecken	10
3	Kosten und kostendämpfende Maßnahmen bei der Konstruktion von Regenüberlaufbecken	13

Anlagen 1 - 7

1 Spannungsfeld zwischen Volumenermittlung und Konstruktion

Entwässerungsanlagen sind Elemente der kommunalen Infrastruktur. Die Kosten betragen je Einwohner nach dem Preisstand von 1994

Einwohner	Kosten in DM/E
10.000	6.600,00
20.000	5.800,00
50.000	5.000,00
100.000	4.800,00

Der Kostenanteil der Regenwasserbehandlung durch Regenbecken macht daran maximal 10 % aus. Die Betriebskosten für die Regenbecken liegen bei 5 % der Ausgaben für den Kanalbetrieb [6].

Unter Berufung auf Europäische Normen sollen die auf Kanäle entfallenden Kosten in Zukunft steigen, ohne daß ein ernsthafter Protest der Kostenträger zu hören ist [5]. Der relativ geringe Betrag für die Regenwasserbehandlung erscheint hingegen nach verbreiteter Ansicht viel zu hoch. Die Kosten dafür müßten aus kommunaler Sicht in Zukunft gesenkt werden.

Anlage 1 zeigt den Umfang der möglichen Kostenbeeinflussung auf [5]. Das Einsparpotential im Rahmen der Projektausführung wird danach gering eingeschätzt. Auch die Projektplanung ab Phase 3 HOAI (Entwurfsplanung, Genehmigungsplanung, Ausführungsplanung, usw.) bietet nur ein beschränktes Sparpotential. Die eigentlichen Möglichkeiten der Kostenbeeinflussung liegen in den frühen Stadien einer Planung: Bedarfsdefinition, Projektdefinition, generelle Planung sowie die Phasen 1 und 2 HOAI (Grundlagenermittlung, Vorplanung).

Beim speziellen Fall der Regenbecken vollziehen sich die kostenrelevanten Entscheidungen auf zwei Ebenen: Der Volumenermittlung und der siedlungswasserwirtschaftlichen Konstruktion. Volumenermittler und Konstrukteur sind keineswegs immer das gleiche Ingenieurbüro oder die gleiche Person. Die Volumenermittlung kann im Rahmen eines generellen Entwässerungsprojektes bzw. einer Schmutzfrachtberechnung zeitlich und personell getrennt von der nachfolgenden Konstruktion durchgeführt werden.

Die vorausgehende Volumenermittlung bestimmt in der Regel stärker die Kosten als die nachfolgende Konstruktion. Sie erfolgt in der Praxis innerhalb eines weiten Freiraums von unterschiedlichen Modellen und Berechnungsverfahren. Entsprechend können die Rechenergebnisse verschiedener Volumenermittler voneinander abweichen. Die größten Möglichkeiten der Volumenbeeinflussung bestehen grundsätzlich im Rahmen einer Schmutzfrachtberechnung beim Nachweisverfahren.

Dabei müssen allerdings bereits detaillierte Festlegungen getroffen werden wie z. B.

- Standort
- Beckenanordnung (Hauptschluß, Nebenschluß)
- Beckenart (Regenrückhaltebecken RRB, Fangbecken FB, Durchlaufbecken DB, Stauraumkanal mit unten liegender Entlastung SKU)

- Drosselabflüsse
- Höhenlage von Überlaufschwelen (aktivierbarer Netzspeicher)
- Absetzwirkung in Becken und Stauraumkanälen
- Schmutzwassereinleitungsstellen aus Trennsystemen und Gewerbebetrieben

Diese Vorgehensweise erfordert eine Fülle von Detailkenntnissen über das zu bearbeitende Netz und eine Fülle von Berechnungsvarianten. Andererseits ermöglicht sie eine Minimierung der Beckenvolumina wie bei keinem anderen Berechnungsverfahren.

2 Die Rolle des Konstrukteurs bei der wirtschaftlichen Planung von Regenbecken

Ein Konstrukteur muß alle Vorgaben einer Schmutzfrachtberechnung exakt und im Detail umsetzen. Sein Freiraum ist extrem eingeschränkt. Ihm bleibt noch die Wahl zwischen Rund- und Rechteckbecken bzw. zwischen offenen und geschlossenen Becken. Insbesondere muß er seine Konstruktion und die Beckenabmessungen so wählen, daß sich eine in der Schmutzfrachtberechnung angenommene Absetzwirkung im realen Bauwerk auch tatsächlich im berechneten Umfang einstellt. Hier besteht immer das Risiko, daß zwischen den Annahmen der Schmutzfrachtberechnung und den real erzielten Ergebnissen erhebliche Abweichungen auftreten. Das soll an häufig vorkommenden Problemen erläutert werden:

Bei der Schmutzfrachtberechnung kann der Volumenermittler bei den handelsüblichen Berechnungsmodellen bezüglich der Absetzwirkung in Becken und Stauraumkanälen zwischen vier Gruppen wählen: Schlecht, mittel, gut, hoch. Die Absetzrate im Becken beträgt dann ausgedrückt in % der abfiltrierbaren Stoffe AFS

Absetzrate der AFS	schlecht	mittel	gut	hoch
%	5	15	25	60

Der Volumenermittler entscheidet sich in der Regel für die gute Absetzwirkung und erhält zur Belohnung vom Programm ein besonders kleines Beckenvolumen. Der Konstrukteur steht später vor der Aufgabe, diese rechnerische Absetzwirkung im von ihm konstruierten Bauwerk in die Tat umzusetzen. Bei den in Angelbachtal durchgeführten Untersuchungen der Mischwasserverschmutzung betrug der Anteil der absetzbaren Stoffe an den AFS beispielsweise durchschnittlich nur 63 % [3]. Eine Volumenermittlung, die im Rahmen der Schmutzfrachtberechnung mit der Absetzrate "hoch" durchgeführt wurde, verlangt vom Konstrukteur, daß er alle absetzbaren Stoffe im Becken entfernt. Das wird beispielsweise bei einem Rechteckdurchlaufbecken nur gelingen, wenn der Zufluß mittels Einlaufkonstruktion sorgfältig über die Beckenbreite verteilt wird, der Klärüberlauf schwach mit $75 \text{ m}^3/\text{h} \cdot \text{m}$ belastet wird und die Oberflächenbeschickung deutlich unter 10 m/h liegt. Realistischerweise sollten derart optimistische Festlegungen von vornherein vermieden werden, um damit vorprogrammierte Diskrepanzen zwischen geschönter Volumenermittlung und realer Konstruktion auszuschließen.

Als weiteres Beispiel sei die Wahl von Hauptschluß HS und Nebenschluß NS angeführt. Bei Durchlaufbecken bringt eine Volumenermittlung mittels Schmutzfrachtberechnung bei Becken im Nebenschluß gegenüber dem Hauptschluß eine Volumenverkleinerung von ca. 20 %. Die Gründe dafür sind in Nr. 4.3.2.5 von A 128 wie folgt dargelegt:

”Durchlaufbecken sollten möglichst im Nebenschluß angeordnet sein, da bei dieser Anordnung in der Regel Mischwasser mit einer etwas geringeren Schmutzkonzentration gespeichert und entlastet wird. Die Ursache liegt darin, daß sich zu Beginn und Ende eines Regenereignisses der Trockenwetterabfluß mit einem verhältnismäßig niedrigen Regenabfluß mischt. Durch die geringe Verdünnung ist dieses Mischwasser stärker verschmutzt. Es fließt beim Nebenschluß bis zur Größe des Drosselabflusses am Becken vorbei. Die insgesamt entlastete Schmutzwasserfracht geht dadurch gegenüber Durchlaufbecken im Hauptschluß etwas zurück.”

Der Volumenermittler legt bei der Schmutzfrachtberechnung deshalb in der Regel den Nebenschluß zugrunde. Der Konstrukteur ist daran später zwingend gebunden. Die Erfahrung zeigt, daß das in der Praxis oft nicht geschieht. Einer der Gründe dafür ist die äußerst knappe Formulierung im ATV-Arbeitsblatt A 128. Dort heißt es: "Beim Hauptschluß wird der zur Kläranlage weitergeführte Abfluß durch das Becken geleitet, beim Nebenschluß wird er am Becken vorbeigeführt" [2]. Diese Aussage ist richtig, stellt aber lediglich eine notwendige Bedingung dar, die einer Präzisierung bedarf. Diese ist im ATV-Arbeitsblatt A 166 erfolgt [1]. Dort ist der Hauptschluß HS definiert als eine Anordnung, bei der Speicherkammer und Kanalnetz hydraulisch gekoppelt sind, die Speicherkammer füllt bzw. entleert sich gleichzeitig mit dem Kanalnetz. Anlage 2 zeigt am Beispiel eines Fangbeckens FB bzw. Fangkanals SKO Konstruktionsweisen, die dem Hauptschluß zuzuordnen sind [1].

Der echte Nebenschluß ist definiert als Anordnung, bei der Speicherkammer und Kanalnetz sowohl bei der Füllung als auch bei der Entleerung hydraulisch entkoppelt sind. Die Speicherkammer füllt und entleert sich später als das Kanalnetz. Kennzeichnend für den echten Nebenschluß ist eine hohe Trennbauwerksschwelle, die beim Durchlaufbecken mindestens in Höhe des Klärüberlaufs KÜ bzw. beim Fangbecken mindestens in Höhe des Beckenüberlaufs BÜ liegt. Die Entleerung eines Beckens im echten Nebenschluß erfolgt entweder ganz über Pumpen oder über einen geregelten Entleerungsschieber. Becken im echten Nebenschluß eignen sich besonders als Notfallbecken, um bei Unfällen wassergefährdende Flüssigkeiten zwischenspeichern zu können. Anlage 2 zeigt am Beispiel eines Fangbeckens Konstruktionsweisen, die dem echten Nebenschluß NS zuzuordnen sind [1]. Die Erfahrung zeigt, daß der echte Nebenschluß aus Kostengründen konstruktiv selten verwirklicht wird. In Becken Nr. 5 von Anlage 2 wurde beispielsweise der gesteuerte Entleerungsschieber durch eine Rückschlagklappe ersetzt. Die Eigenschaft des echten Nebenschlusses geht dadurch verloren.

Konstruktionen, die weder dem Hauptschluß noch dem Nebenschluß eindeutig zuzuordnen sind, werden als unechter Nebenschluß uNS bezeichnet. Beispiele dafür sind in Anlage 2 dargestellt. Wurde im Rahmen einer Schmutzfrachtberechnung ein Becken im Nebenschluß berechnet, so kann der Konstrukteur neben Lösungen nach Nr. 7 und 8 auch den unechten Nebenschluß nach Nr. 5 von Anlage 2 wählen, da der im Arbeitsblatt A 128 beschriebene Effekt der Aufkonzentrierung nicht stattfindet. In Schwierigkeiten gerät ein Konstrukteur hingegen, wenn er für ein im Nebenschluß berechnetes Durchlaufbecken einen unechten Nebenschluß nach Nr. 6 von Anlage 2 wählen würde. Typisch für die Konstruktion Nr. 6 ist der Umstand, daß die Schwellenhöhe des TB deutlich tiefer liegt als die Schwelle des Klärüberlaufs bzw. beim FB des Beckenüberlaufs. Der Konstrukteur strebt damit geringe Energiekosten bei der Beckenentleerung an, indem er einen Teil des Speichervolumens im freien Gefälle entleert. Aufgrund des in Nr. 4.3.2.5 von A 128 beschriebenen Effekts gerät er in Widerspruch zu einer Schmutzfrachtberechnung mit Nebenschluß. Die Konstruktion nach Nr. 6 von Anlage 2 stellt nämlich nur im unteren Teil ein Nebenschlußbecken dar, im oberhalb der TB-Schwelle liegenden Teil aber ein Hauptschlußbecken. Je größer der Hauptschlußteil bei unechtem Nebenschluß ist, um so weniger ist eine Volumenreduzierung von 20 % gegenüber dem Hauptschluß gerechtfertigt. Der Konstrukteur muß Prioritäten setzen und entscheiden, ob er der Minimierung der Baukosten (Volumenreduzierung) oder der Minimierung der Betriebskosten (Pumpkostenreduzierung) den Vorzug geben will.

Was ist zu tun, wenn es dem Konstrukteur nicht gelingt, die Vorgaben einer Schmutzfrachtberechnung im Nachweisverfahren voll umzusetzen und er in wesentlichen Punkten davon abweichen will? Dann muß die Schmutzfrachtberechnung mit den aktualisierten Vorgaben neu durchgeführt werden und das aktualisierte Ergebnis der weiteren Planung zugrundegelegt werden. Das kann in der Praxis erhebliche Probleme schaffen, insbesondere wenn das konstruierende Ingenieurbüro die Schmutzfrachtberechnung nicht selbst durchgeführt hat bzw. die neue Berechnung nicht selbst durchführen kann. Eine Volumenermittlung mittels Schmutzfrachtberechnung im Nachweisverfahren ist deshalb keineswegs als die ideale Lösung schlechthin anzusehen, da erfahrungsgemäß Defizite bei der Umsetzung der Berechnung entstehen, die häufig nicht behoben werden.

Die Arbeit eines Konstrukteurs vereinfacht sich erheblich, wenn die vorausgehende Volumenermittlung nach einem Näherungsverfahren durchgeführt wurde. Der Freiraum für die konstruktive Umsetzung der Volumenermittlung ist wesentlich größer als bei einer Schmutzfrachtberechnung im Nachweisverfahren und erlaubt es dem Konstrukteur, in weitem Rahmen Abweichungen von den Annahmen der Volumenberechnung vorzunehmen. So kann beispielsweise statt echtem Nebenschluß der unechte Nebenschluß oder Hauptschluß gebaut werden, statt eines Fangbeckens ein Durchlaufbecken; einer Absetzwirkung im Durchlaufbecken kann durch Standardnachweise Genüge getan werden. Ein solches Näherungsverfahren ist beispielsweise die Bemessung mit vereinfachtem Aufteilungsverfahren nach ATV-Arbeitsblatt A 128 oder das GAAP-Verfahren. Die Näherungsverfahren sind dadurch gekennzeichnet, daß an einer Entlastungsstelle ein Gesamtvolumen ermittelt wird, das sich aus dem Netzspeicher- und Beckenvolumen zusammensetzt. Das durch Näherungsverfahren ermittelte Volumen muß nicht ausschließlich durch Becken bereitgestellt werden, sofern ein Netzspeicher mitwirkt, wie das insbesondere in flachen Netzen der Fall ist. Der Netzspeicher darf beim Näherungsverfahren nach A 128 mit 66 % des aktivierten Volumens angesetzt werden nach der Gleichung

$$V = V(\text{Becken}) + 0,66 * V(\text{Netz}) < V(\text{erforderlich}).$$

In Anlage 2 sind zur Erläuterung die mit 66 % anzusetzenden Netzspeicherteile gekennzeichnet. Die gleiche Vorgehensweise ist bei Volumenermittlungen nach dem GAAP-Verfahren zweckmäßig. Die Nutzung des Netzspeichers durch den Konstrukteur ermöglicht in der Regel auch bei Näherungsverfahren eine wirtschaftliche Lösung.

Mindestbeckenvolumen ergeben sich bei Durchlaufbecken aus der Notwendigkeit, die Klärbedingung "Oberflächenbeschickung $q < 10 \text{ m/h}$ beim kritischen Zufluß" einzuhalten. Das kann gegenüber einem FB zu einer Beckenvergrößerung führen.

Auch die Volumenermittlung nach der derzeit ausgesetzten VwV des Landes Baden-Württemberg über Anordnung und Bemessung von Regenentlasungs- und Regenwasserbehandlungsanlagen stellt ein Näherungsverfahren dar. Die Anrechnung des Netzspeichers oberhalb des Beckenüberlaufs und die Volumenminderung bei Durchlaufbecken sind darin nicht zugelassen. Bei einer Fortschreibung der VwV sollte überprüft werden, ob bzw. in welchem Umfang diese Reserven künftig genutzt werden sollen.

Um die Arbeit des Konstrukteurs und des amtlichen Prüfenieurs zu erleichtern, enthält das ATV-Arbeitsblatt A 166 eine drei Seiten umfassende Liste, die in Anlage 6 wiedergegeben ist. Darin sind alle hydraulischen Nachweise zusammengestellt, die durch den Konstrukteur erbracht werden müssen. Die Auflistung zeigt, wie umfangreich und umfassend die Tätigkeit des Konstrukteurs sein muß, und welche hohe Sachkunde erforderlich ist.

3 Kosten und kostendämpfende Maßnahmen bei der Konstruktion von Regenüberlaufbecken

Die rasche Akzeptanz der Regenbecken zu Beginn der siebziger Jahre erfolgte in erster Linie unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten. Man hatte erkannt, daß bei gleichen Ansprüchen an den Gewässerschutz der Einsatz von Regenbecken im Vergleich zu Regenüberläufen erhebliche Kosteneinsparungen ermöglicht. Begründet ist das in den unterschiedlichen erforderlichen Rohrdimensionen der Ableitungskanälen und den damit verbundenen Kosten (Reduzierung des Gesamtabflusses Q_0 durch einen Regenüberlauf auf ca. 15 %, durch ein Regenüberlaufbecken auf ca. 1 %).

Die Konstruktion eines Regenbeckens muß den Grundsätzen von Wirtschaftlichkeit und Sparsamkeit öffentlicher Einrichtungen entsprechen. Diesen Anspruch hat der Konstrukteur auf drei Ebenen zu erfüllen:

- durch die Berücksichtigung der Grundsätze zur Kostendämpfung, wie sie im ATV-Arbeitsblatt A 166 niedergelegt sind
- durch die Ausarbeitung von mindestens drei Lösungsvorschlägen im Rahmen der Vorplanung nach § 55 HOAI
- durch den Wirtschaftlichkeitsnachweis bei eventueller Inanspruchnahme von Landeszuschüssen entsprechend den jeweiligen Landesregelungen

Die allgemeinen Grundsätze zur Kostendämpfung sind im Anlage 7 niedergelegt. Sie gliedern sich in Einsparmöglichkeiten bei der Anordnung auf dem Grundstück, bei Bauweise und Kubatur sowie bei Ausrüstungen und Ausstattungen. Dabei wird insbesondere darauf hingewiesen, daß die im ATV-Arbeitsblatt A 128 enthaltenen Prinzipskizzen mit den getrennt dargestellten Elementen TB, BÜ, KÜ, usw. lediglich der Erläuterung der Funktionsweise dienen. Der Konstrukteur soll diese Elemente unter ökonomischen Gesichtspunkten zu einem Baukörper vereinigen.

Bezüglich der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung nach § 55 Phase 2 sagt die HOAI, daß die Untersuchung der alternativen Lösungsmöglichkeiten nach gleichen Anforderungen mit zeichnerischer Darstellung und Bewertung zu erfolgen hat. Was dabei im konkreten Fall der Regenbecken zu tun ist, zeigt beispielsweise Anlage 3 [4]. Darin sind die spezifischen Baukosten von Regenüberlaufbecken und Kanalstauräumen (DM/m³) in Abhängigkeit vom Nutzvolumen der Speicher qualitativ dargestellt, ohne daß konkrete Preise genannt werden. Danach bestehen je nach der vom Konstrukteur gewählten Bauform (Rechteckbecken geschlossen/offen, Rundbecken geschlossen/offen, Stauraumkanal) erhebliche Kostenunterschiede. Aus Anlage 3 lassen sich folgende Aussagen ableiten:

- offene Becken sind in der Regel billiger als geschlossene Becken
- Rundbecken sind in der Regel billiger als Rechteckbecken

Nach statistischen Erhebungen werden offene Becken trotz ihres Kostenvorteils im Vergleich zu geschlossenen Becken relativ selten gebaut. Offene Becken sind meist nur am Standort von Kläranlagen anzutreffen, denn im Baugebiet sind sie seitens der Gemeinden unerwünscht, im Außenbereich seitens des Naturschutzes.

Dem Konstrukteur bleibt noch die Wahl zwischen Rechteckbecken, Rundbecken und Stauraumkanal. Nach Anlage 3 müßten Rundbecken aufgrund ihres Kostenvorteils eine dominierende Rolle spielen. Das war aber in der Vergangenheit nicht der Fall. Bisher

wurden weniger Rund- als Rechteckbecken gebaut. Dafür werden im wesentlichen drei Gründe angeführt:

- die wichtigsten Rundbeckenformen, Wirbelschachtbecken und Zyklonbecken, sind durch Patente dem Zugriff des Konstrukteurs entzogen
- Grundstücke sind in der Regel rechteckig, selten rund
- Rundbecken lassen sich nicht durch Spülkippen und Schwallspülung reinigen

Diese Argumente dürfen zumindest teilweise hinterfragt werden. Heute sind Wirbelschachtbecken und Zyklonbecken nicht mehr durch Patente geschützt. Schwallspüler und Kippen sind zwar gute aber nicht die einzigen brauchbaren Beckenreinigungssysteme. Die verfügbare Grundstücksform kann hingegen bei der Wahl der Beckenform eine maßgebliche Rolle spielen. Ein restriktiver Faktor ist auch das benötigte Beckenvolumen. Wirbelschachtbecken sind nur bis zu ca. 600 m³ Nutzvolumen und Zyklonenbecken nur bis zu ca. 2 200 m³ vorteilhaft. Große Regenüberlaufbecken mit über 2 200 m³ Nutzvolumen sind den Rechteckbecken vorbehalten. Die weitaus größte Zahl der Regenüberlaufbecken hat allerdings ein Nutzvolumen unter 2 200 m³. In diesem Bereich kann der Konstrukteur zwischen Rund- und Rechteckbecken wählen.

Um zu überprüfen, ob die in Anlage 3 aufgezeigten Tendenzen der aktuellen Praxis entsprechen, wurde eine Auswertung der Kosten von Rechteckbecken, Rundbecken und Stauraumkanälen durchgeführt, die im Zeitraum 1987 bis 1993 im Regierungsbezirk Karlsruhe gebaut wurden. Dabei wurden 25 geschlossene Rechteckbecken, 20 geschlossene Rundbecken und 15 Stauraumkanäle erfaßt. Alle Baukosten wurden entsprechend den Leitlinien zur Durchführung von Kostenvergleichsrechnungen auf das Bezugsjahr 1994 umgerechnet. Nicht enthalten sind die Kosten für den Grunderwerb sowie die Ingenieurhonorare, die mit ca. 10 % der Baukosten veranschlagt werden können. Zulaufleitungen wurden mit einer Länge von 10 m und Entlastungskanäle mit einer Länge von 25 m einbezogen.

Das Ergebnis der Auswertung ist im Anlage 4 dargestellt. Es enthält spezifische Baukosten in DM/m³ in Abhängigkeit von der Größe des Nutzvolumens der Speicher. Die höchsten spezifischen Kosten weisen Stauraumkanäle auf. Preiswerter sind Rechteckbecken, noch preiswerter sind Rundbecken. Die bereits in Anlage 3 gemachten Aussagen über die Kosten von Rund- und Rechteckbecken werden durch Anlage 4 bestätigt. Es macht daher Sinn, daß beispielsweise in den Informationen zum Wirtschaftlichkeitsnachweis nach den Förderrichtlinien Baden-Württemberg für Rechteckbecken eine zusätzliche Rundbeckenvariante verlangt wird [7].

Überraschend ist die in Anlage 4 getroffene Aussage bezüglich der Stauraumkanäle, da sie deutlich von Anlage 3 abweicht. Die Kostenangaben von Anlage 4 enthalten Gesamtkosten, d. h. die Kosten für den Kanal und die Nebenanlagen. Unter Nebenanlagen versteht man Drosselschacht, Drosselorgan, Entlastungsbauwerk, Entlastungskanal und die mechanischen Reinigungsvorrichtungen. Die Nebenanlagen sind erforderlich, um einen Transportkanal in einen Stauraumkanal zu verwandeln. Die Kosten der Nebenanlagen von Stauraumkanälen wurden separat erfaßt und in Anlage 5 den Gesamtkosten gegenübergestellt. Aus Anlage 4 und Anlage 5 ergibt sich folgende Erkenntnis: Bei Stauraumkanälen entfällt ein hoher Kostenanteil auf die Nebenanlagen. Bis zu etwa 600 m³ Speichervolumen liegen die Kosten für die Nebenanlagen unter den Kosten für Rundbecken. Bei großen Stauraumkanälen besteht kein Kostenvorteil gegenüber Rundbecken. Schließt man die Kosten für den Kanalbau mit ein, wie das beispielsweise für Stauraumkanäle im Nebenschluß geschehen müßte, dann liegen die Baukosten von Stauraumkanälen über denen von Becken.

Bei Stauraumkanälen mit unten liegender Entlastung SKU muß entsprechend den vorausgegangenen Ausführungen berücksichtigt werden, daß gegenüber 1 m³ Rechteck-/Rundbecken 1,5 m³ SKU erforderlich sind. Die Kostenvorteile bei Nutzung eines vorhandenen Transportkanals als Stauraumkanal SKU sind im Vergleich zu den Kosten von Rundbecken gering. Der eigentliche Vorteil von Stauraumkanälen liegt - wie bereits dargelegt - in der Kombination mit Regenüberlaufbecken, wenn durch Nutzung eines Netzpeichervolumens das zusätzlich zu bauende Beckenvolumen minimiert wird.

Literatur

- [1] ATV Arbeitsblatt A 166. Bauwerke der zentralen Regenwasserbehandlung und -rückhaltung. (Entwurf).
GFA, Hennef 1997.

- [2] ATV Arbeitsblatt A 128. Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen.
GFA, St. Augustin 1992.

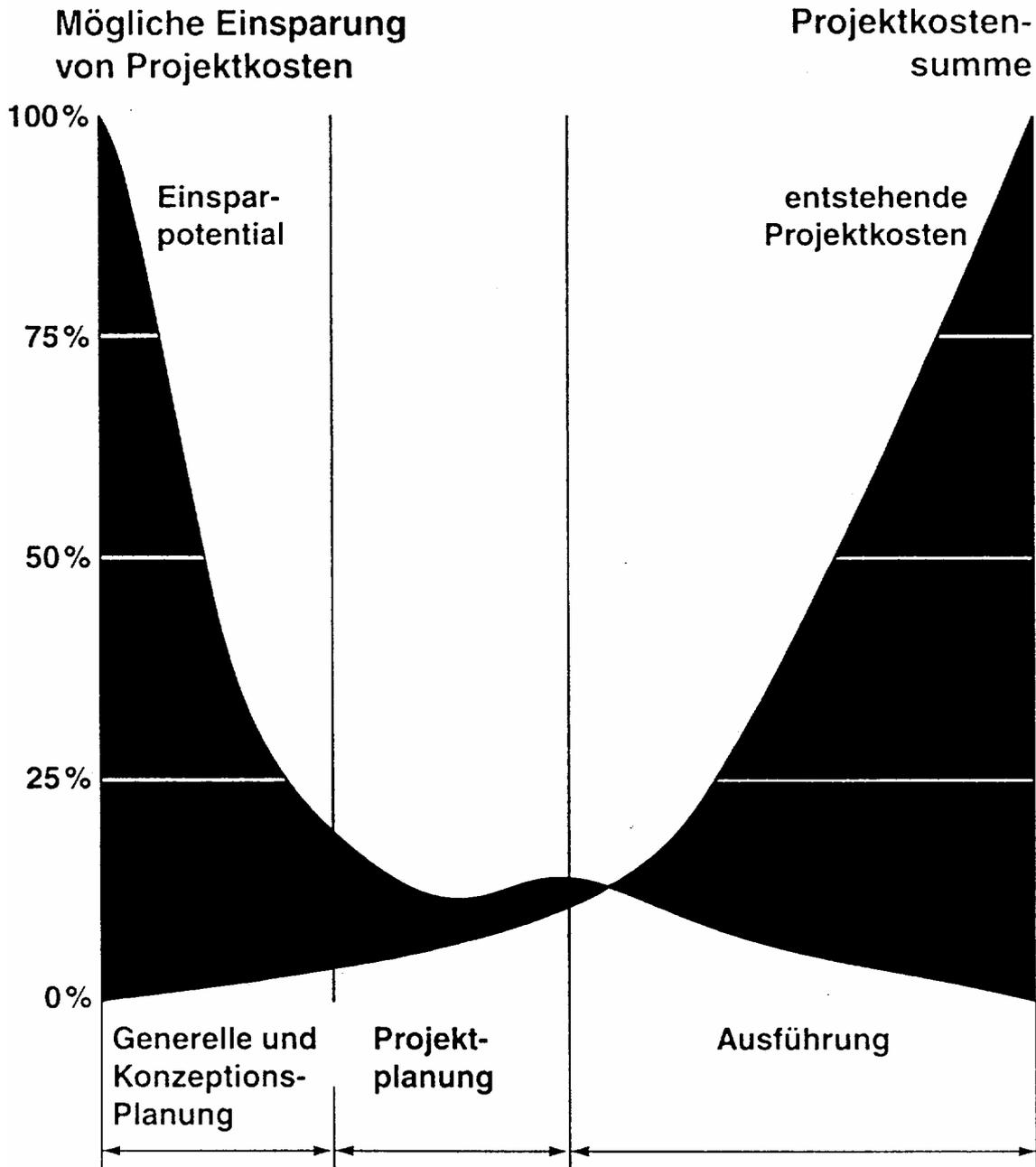
- [3] Brunner, P. Regenwasserbehandlung in Bodenfilterbecken
Wasserwirtschaft 1995. S. 134.

- [4] Ministerium für Regenwasserbehandlung in Baden-Württemberg, Heft 20,
Umwelt Stuttgart 1987

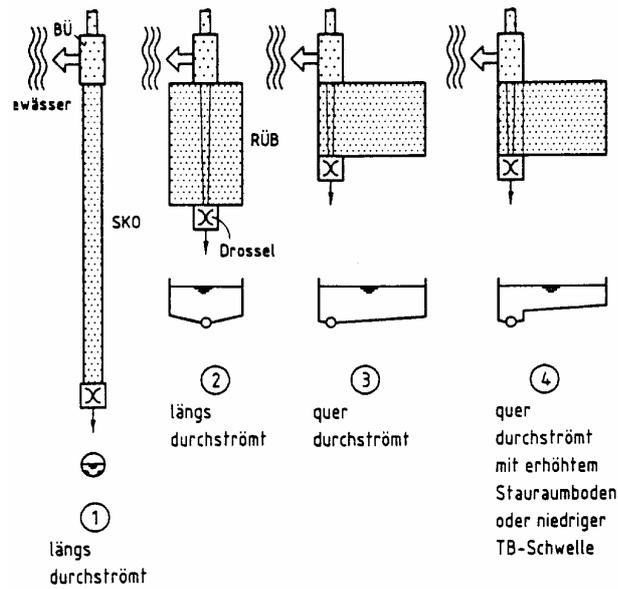
- [5] Pecher, R. Ökonomische Folgen der europäischen Normung.
ATV-Schriftenreihe Nr. 04, S. 33, GFA, Hennef 1996.

- [6] Pecher, K.H. Kosten der Regenwasserableitung und -behandlung
ATV-Seminar, Aktuelles zur Regenwasserbehandlung, Bremen 1994

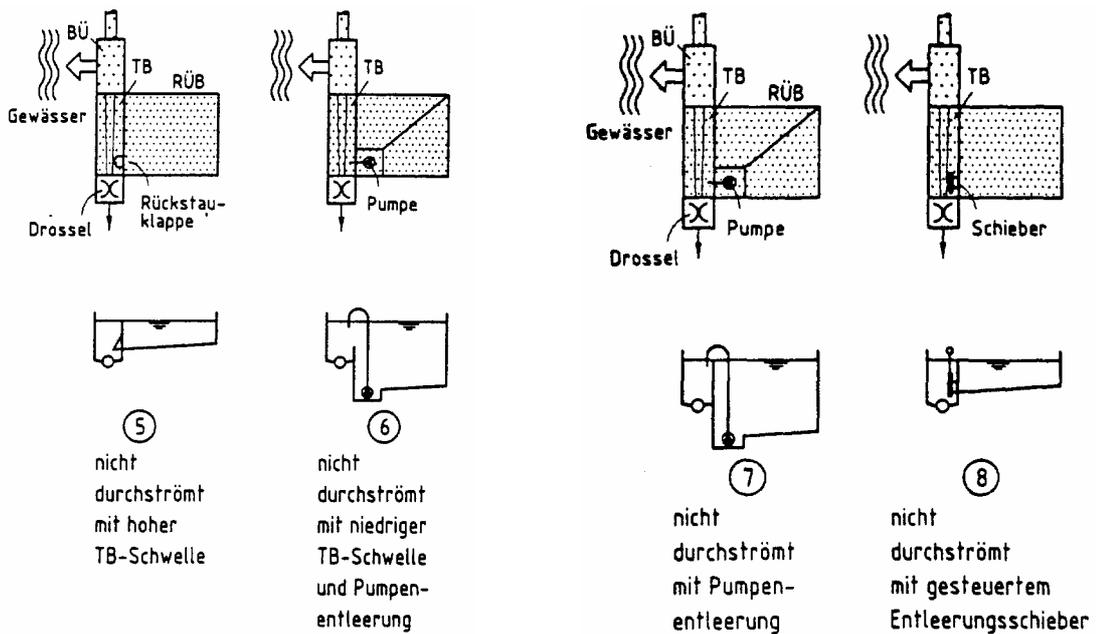
- [7] LfU Informationen zum Wirtschaftlichkeitsnachweis nach den Förderrichtlinien
Baden-Württemberg, Bereich Abwasserbehandlung.
Landesanstalt für Umweltschutz LfU, Karlsruhe 1996



Mögliche Beeinflussung der Projektkosten zwischen Planungsbeginn und Ende der Bauabwicklung und dabei entstehende Projektkosten

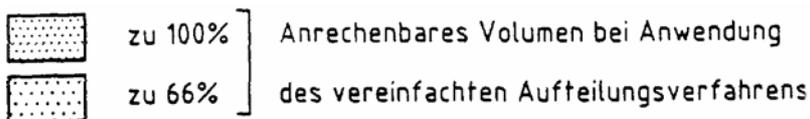


Hauptanschlußbecken

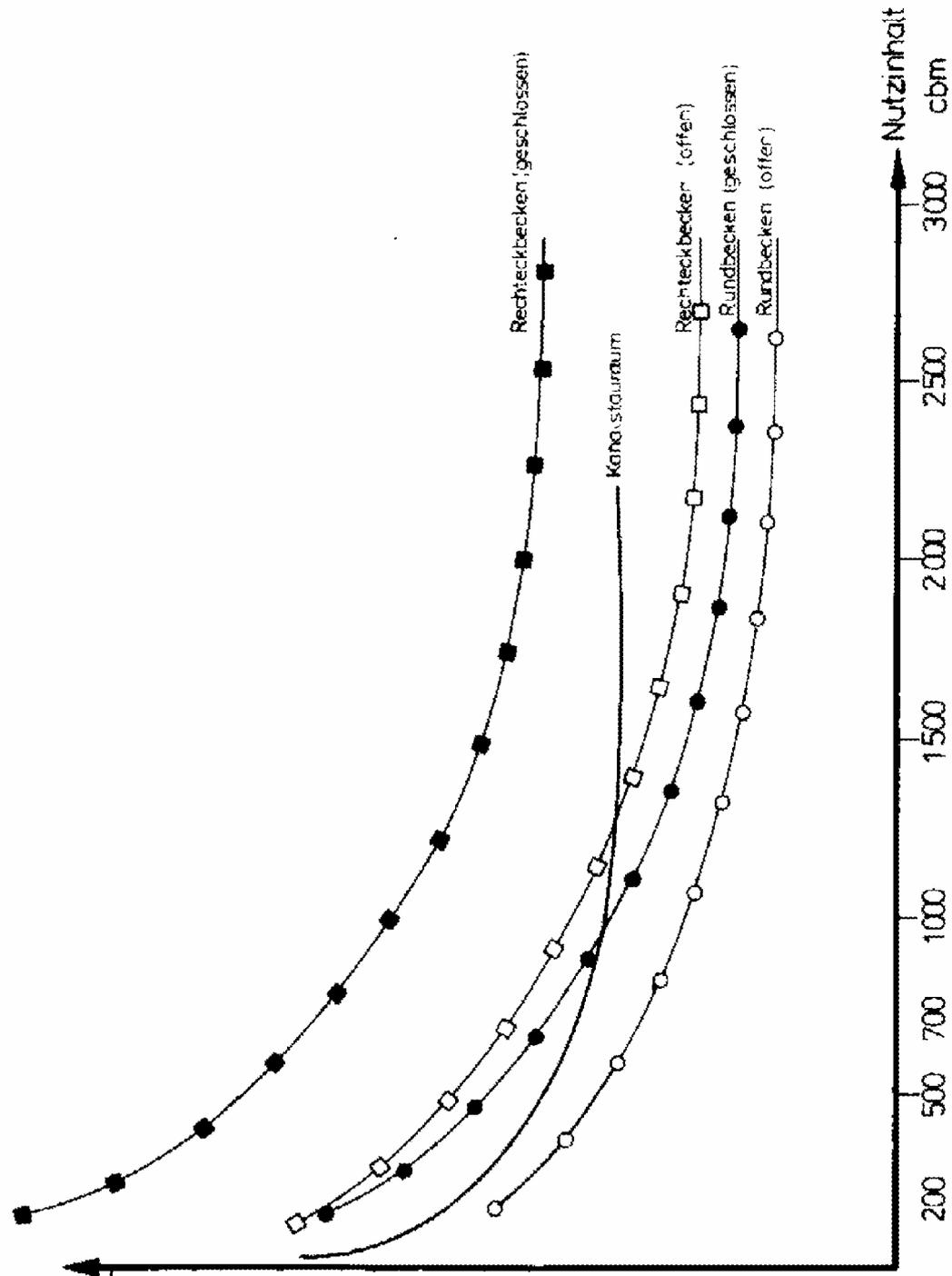


unechte Nebenschlußbecken

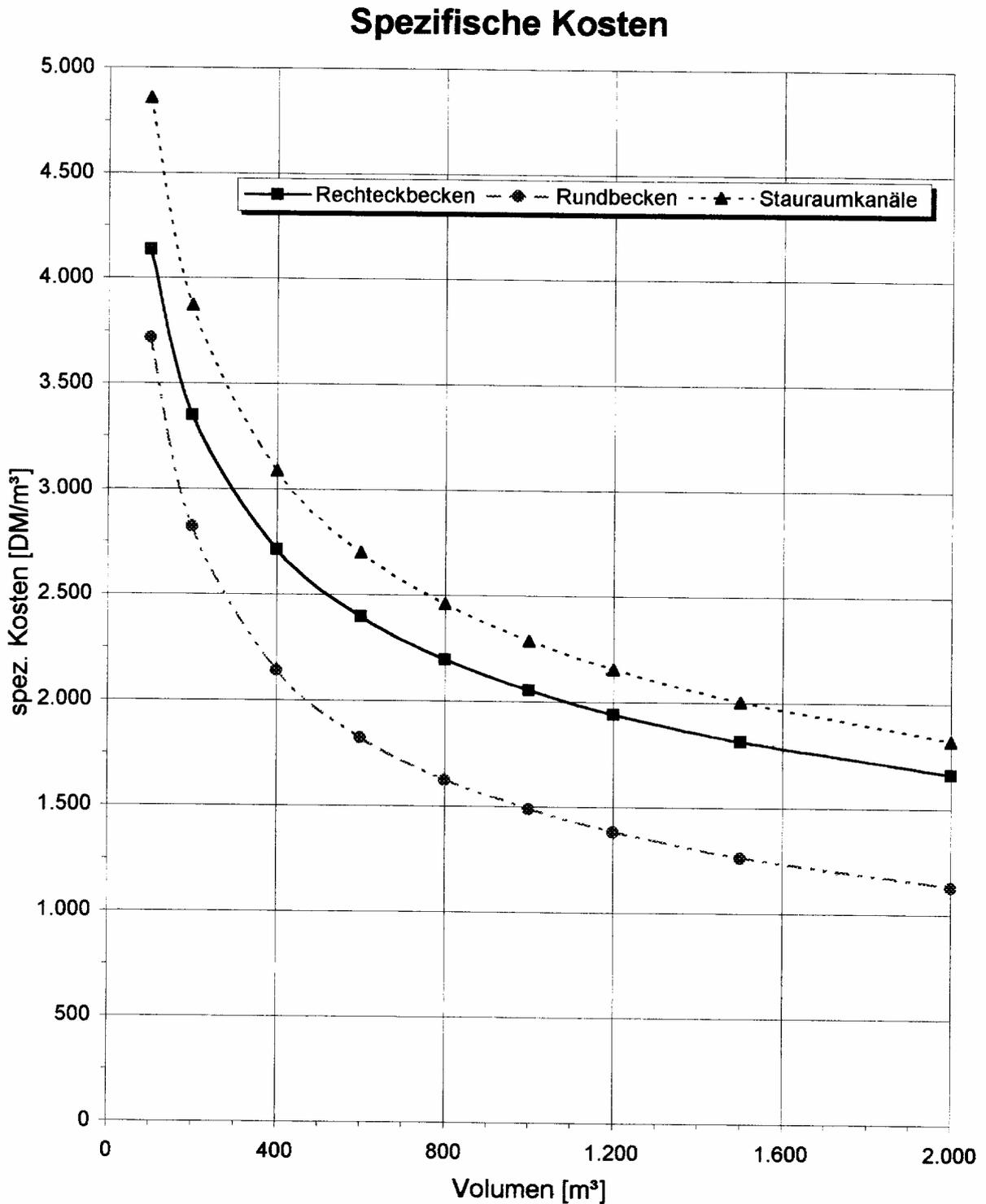
Nebenschlußbecken



Anordnung von Regenüberlaufbecken im Hauptschluß, unechten Nebenschluß und Nebenschluß. Darstellung am Beispiel eines Fangbeckens

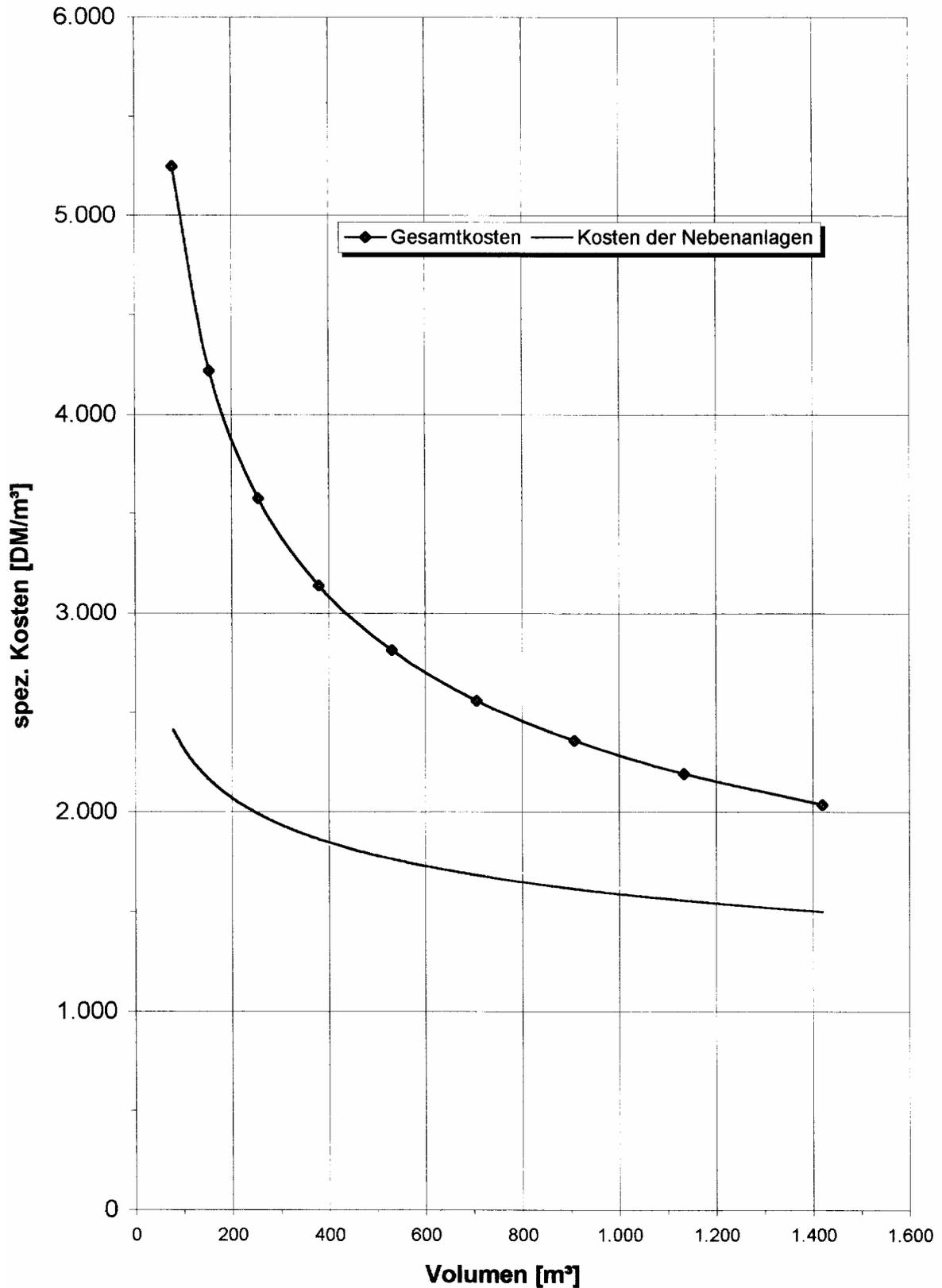


Generelle Darstellung der spezifischen Baukosten DM/m³ von Rechteck-, Rundbecken und Stauraumkanälen. (ohne Kosten für die Ausrüstung)



Spezifische Gesamtkosten (Bau und Ausrüstung) von Stauraumkanälen, Rechteck- und Rundbecken in Abhängigkeit vom Nutzvolumen. (Bezugsjahr: 1994)

Kostenvergleich Stauraumkanäle



Spezifische Gesamtkosten von Stauraumkanälen verglichen mit den Kosten der Nebenanlagen von Stauraumkanälen

Hydraulische Nachweise

Die hydraulische Funktion des Regenbeckens und seiner Einzelkomponenten ist rechnerisch nachzuweisen und in einem hydraulischen Längsschnitt (Zeichnung oder Liste) darzustellen. In Abhängigkeit von ihrer Funktion gelten für die einzelnen Bauwerkskomponenten unterschiedliche Lastfälle, Nachweis- und Zielgrößen, die in der nachfolgenden Tabelle dargestellt sind.

Die maßgeblichen Zuflüsse und die dazugehörigen Wasserspiegellagen im Zulaufbereich des Regenbeckens sind der Kanalnetzrechnung zu entnehmen. Der rechnerisch zu erwartende Maximalzufluß ist zu ermitteln.

Bauwerkskomponenten	Lastfälle	Nachweisgröße	Zielgröße
Zulaufkanal Stauraumkanal	Q _{tx heute}	Teilfüllungsgeschwindigkeit	v _T ≥ 0,80 m/s
		Teilfüllungshöhe	h _T ≥ 0,05 m
		Schleppspannung	τ ≥ 2 N/m ²
	Q _o BHW	Wasserspiegel	WSp _o ≤ WSp gemäß Kanalnetzrechnung
	max. Q _o , HW ₁	Wasserspiegel	keine schädliche Überflutung
Trennbauwerk	Q _D	Wasserspiegel	WSp = OK Schwelle
	Q _o BHW	Wasserspiegel	WSp ≤ WSp gemäß Kanalnetzrechnung
	max. Q _o BHW	Wasserspiegel	keine Gefährdung
Beckenüberlauf	Q _{krit}	Wasserspiegel	WSp _o < OK Schwelle
	Q _D + Q _{KÜ}	Wasserspiegel	WSp _o < OK Schwelle
	Q _o BHW	Wasserspiegel	vollkommener Überfall WSp ≤ WSp gem. Kanalnetzrechnung
		Überfallhöhe	h _ü ≤ 0,30 m bis 0,50 m
	max. Q _o BHW	Wasserspiegel	keine Gefährdung

Wirtschaftliche Gesichtspunkte bei der Konstruktion von Regenbecken

Bauwerkskomponenten	Lastfälle	Nachweisgröße	Zielgröße
Klärüberlauf (Schwelle ungedrosselt)	Q_{krit} BHW	Wasserspiegel	vollkommener Überfall
	Q_{krit}	Schwellenbelastung	$75 \text{ m}^3/(\text{m}\cdot\text{h})$
Klärüberlauf (Schlitze, Rohre)	$Q_{krit} - Q_D$ BHW	Wasserspiegel	vollkommener Überfall
	$Q_{krit} - Q_D$	Auslauf aus einem Schlitz/Rohr bei Einstau BÜ-Schwelle	$Q_{KÜ} = Q_{krit} - Q_D$
Notüberlauf RRB	max. Q_0 BHW	Wasserspiegel	$W_{sp_0} \leq W_{Sp}$ gemäß Kanalnetzrechnung
Entlastungskanal BÜ	max. Q_0 BHW	Leistungsfähigkeit	$Q_V \geq Q_0$
Entlastungskanal KÜ	max. $Q_{KÜ}$ BHW	Leistungsfähigkeit	$Q \geq \max. Q_{KÜ}$
Auslaufbauwerk Gewässer	$Q_{KÜ}$ MNW $Q_{BÜ}$ MNW	Fließgeschwindigkeit v_E im Einleitungsbauwerk	$v_E < 1 \text{ m/s}$ gemäß Vorgabe der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung bei schiffbaren Gewässern
	Q_0 MNW Q_0 HW ₁ Q_0 BHW	Fließgeschwindigkeitsvektor rechtwinklig zur Fließrichtung des Gewässers	$v_Q < 0,30$ bis $1,0 \text{ m/s}$ gemäß Vorgabe der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung bei schiffbaren Gewässern
		Schleppspannung im Gewässer (Einleitungsbereich)	$\tau < \tau$ zulässig
	$Q_0 - Q_D$	Vorflutnachweis	Keine schädlichen Überflutungen
Trockenwetterrinne	Q_{tx} heute	Teilfüllungsgeschwindigkeit	$v_T \geq 0,80 \text{ m/s}$
	Q_D	Teilfüllungshöhe	$\leq h_T \leq h$
		Schleppspannung	$\tau \geq 2 \text{ N/m}^2$
			keine Überstauung
Spülwassersumpf	$Q_{spül}$	Volumen	$V > Q_{spül}$

Bauwerkskomponenten	Lastfälle	Nachweisgröße	Zielgröße
Drosseleinrichtung	$Q_{tx \text{ heute}}$ Q_D	Mindestöffnungsquerschnitt	$A \geq 0,15 \cdot A_D$
		Trennschärfe	$T \leq 1,1$
		Minstdurchfluß	Wirbelgeräte: $Q_{\min} = 25 \text{ l/s}$ Steuerorgane: $Q_{\min} = 25 \text{ l/s}$ Regelorgane: $Q_{\min} = 10 \text{ l/s}$ Pumpen: $Q_{\min} = 5 \text{ l/s}$
		Mindestnennweite	DN 200
Tauchwand	max. $Q_{KÜ}$ max. $Q_{BÜ}$	Tauchwandverlust	horizontaler Abstand $> 2 h_{\ddot{u}}$ $h_{\ddot{u}} < \text{Eintauchtiefe} < 2 h_{\ddot{u}}$
Rechen	max. Q_0	Rechenverlust	Unschädliche Überströmung
Entleerungspumpe und Druckrohrleitung	Q_p	freier Kugeldurchgang	$D \geq 80 \text{ mm}$
		Mindestnennweite	DN $\geq 80 \text{ mm}$
		Fließgeschwindigkeit	$1,0 < v < 2,4 \text{ m/s}$
		Trennschärfe	$T \leq 1,1$
Speicherraum		Mindestvolumen	$V_{FB} \geq 50 \text{ m}^3, V_{DB} \geq 100 \text{ m}^3$
		Volumen	$V \geq V_{\text{erf}}$
		Entleerungszeit	$T_E \leq 15 \text{ h}$
Sedimentationsraum Rechteckbecken (DB, RKB)	$Q_{KÜ}$ bei NS Q_{krit} bei HS	L/B (je Kammer)	$L/B \geq 3$
horizontale Fließgeschwindigkeit		$V_h \leq 0,05 \text{ m/s}$	
Sedimentationsraum Rundbecken Rechteckbecken (DB, RKB)	$Q_{KÜ}$ bei NS Q_{krit} bei HS	Spez. Zulaufleistung	$P_{\text{spez}} \leq 0,080 \text{ Watt/m}^3$
Oberflächenbeschickung		$q_A \leq 10 \text{ m/h}$	

Wirtschaftliche Gesichtspunkte bei der Konstruktion von Regenbecken

Bauwerkskomponenten	Lastfälle	Nachweisgröße	Zielgröße
Leichtstoffrückhalt (RKB)		Volumennachweis über Phasentrennfläche von Wasser und Leichtstoff	$V_{LS} \geq 5 \text{ m}^3$
		Eintauchtiefe der Tauchwand unterhalb Phasentrennfläche von Wasser und Leichtstoff	$T \geq 10 \text{ cm}$
Stauraumkanal mit unten liegender Entlastung	Q_{krit}	horizontale Fließgeschwindigkeit am Beginn des Entlastungsbauwerkes	$v_h \leq 0,30 \text{ m/s}$
Ablaufkanal	Q_D	Schleppspannung	$\tau \geq 2 \text{ N/m}$

Kostendämpfende Maßnahmen bei der Konstruktion von Regenbecken

1 Allgemeines

Kostenbewußte Gestaltung bedeutet:

- das Grundstück, seine Beschaffenheit und Besonderheiten optimal zu nutzen,
- die Baukörper hinsichtlich ihrer Bauweise und Kubatur unter Beachtung der wasserwirtschaftlichen und betrieblichen Erfordernisse zu optimieren,
- die Ausrüstung und Ausstattung unter dem Gesichtspunkt eines sicheren Betriebes ohne überzogene Komfortansprüche zu wählen.

Hierzu bedarf es im Regelfall der Untersuchung gleichwertiger Planungsvarianten, die hinsichtlich der zu erwartenden Bau- und Betriebskosten vergleichend zu bewerten sind. Vorhandene Anlagenteile mit erhaltenswerter Substanz sind einzubinden. Die Durchführung vergleichender Kostenberechnungen erfolgt nach den "Leitlinien zur Durchführung von Kostenvergleichsrechnungen" der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA). Bei allen Kostenbetrachtungen sollen Investitions-, Energie- und Personalkosten vergleichend betrachtet werden.

2 Einsparmöglichkeiten bei der Anordnung auf dem Grundstück

Eine gewässernahe Lage des Bauwerkes auf dem Baugrundstück ermöglicht kurze Entlastungsleitungen. Die Kosten für Erschließungs- und Unterhaltungswege können durch möglichst dichtes Heranrücken an die öffentlichen Verkehrsanlagen minimiert werden. In hängigem Gelände kann durch geschickte Platzierung der erforderliche Bodenaushub reduziert werden.

Wegen der häufig erforderlichen aufwendigen Gestaltung der Auslaufbauwerke (Toskolk, Sohl- und Böschungsbefestigung, naturnahe Gestaltung, Verkehrs-

sicherungsmaßnahmen) sollten die Entlastungsleitungen des Klär- und Beckenüberlaufs möglichst zu einem gemeinsamen Auslaufbauwerk geführt werden.

In Abhängigkeit von der prognostizierten baulichen Entwicklung im Einzugsgebiet kann der Bau eines Regenbeckens in Ausbaustufen vorgesehen werden, wenn hierdurch ein günstigerer Kostendeckungsgrad erreicht und die bauliche Entwicklung im Einzugsgebiet nicht behindert wird.

3 Einsparmöglichkeiten bei Bauweise und Kubatur

Beträgt die Entfernung des Regenüberlaufbeckens zur nächstgelegenen Wohnbebauung mehr als 200 - 300 m, so kann im Regelfall auf eine geschlossene Ausführung von Regenüberlaufbecken verzichtet werden. Regenbecken in Trennsystemen können grundsätzlich in offener Bauweise konzipiert werden. Bei Becken mit Dauerstau ist die offene Bauweise anzustreben.

Aus Gründen der Verkehrssicherung ist bei offenen Becken jedoch eine Einzäunung der Beckenanlage erforderlich. Die Kosten hierfür liegen häufig über den Kosten einer Bauwerksdecke.

Bei der Variantenbetrachtung ist zu untersuchen, welcher Beckentyp der Kostengünstigste ist. Aufgrund der statischen Bedingungen benötigen Rundbecken weniger Bewehrung als rechteckige Baukörper. Außerdem haben Rundbecken gegenüber anderen Beckenformen bei gleichem Volumen die geringsten Umfassungsflächen (Sohle, Wände und Decke).

Da die Erdbauweise erheblich preiswerter als die Betonbauweise ist, sollen Regenrückhaltebecken und ständig gefüllte Regenklärbecken vorzugsweise in Erdbauweise mit Sohl- und Böschungsdichtungen geplant werden. Regenüberlaufbecken und nicht ständig gefüllte Regenklärbecken sind dagegen grundsätzlich in Massivbauweise zu konzipieren.

Der Wasserspiegel des Regenbeckens soll so hoch wie möglich und die Beckensohle so tief wie möglich angeordnet werden, um flache und unwirtschaftliche Becken zu vermeiden.

Aus Reinigungs- und Kostengründen soll auf die Anordnung von Fußvouten an Längs- und Querwänden verzichtet werden.

Eine Ausführung der Beckensohle in Vakuumbeton oder ein Bearbeiten mit Flügelglättern schafft ausreichend glatte Flächen. Eine Beschichtung oder Ausfließung der Betonsohle ist nicht erforderlich.

Bei Einsatz von Spülkippen können die bei breiten Becken erforderlich werdenden Spülstraßen durch 0,30 - 0,50 m hohe Leitwände geschaffen werden.

Durch geeignete Materialwahl sind häufig Kostenvorteile erreichbar. Vorgefertigte Betonteile sind häufig kostengünstiger als Ortbetonbauweise. Tauchwände und -schürzen, Überfallkanten u. a. sind oft sinnvoll in Edelstahl ausgeführt.

Das Ziel, Regenbecken um jeden Preis im freien Gefälle zu entleeren, kann zu unwirtschaftlich flachen Becken führen. Der Einsatz von Pumpen zur Beckenentleerung schafft häufig den größeren Freiheitsgrad zur wirtschaftlichen Gestaltung. Vergleichende Betrachtungen der Bau-, Betriebs- und Unterhaltungskosten sind hierbei unerlässlich.

Durch kompakte Bauweise lassen sich der Verbrauch von Stahl und Beton, die Erdarbeiten, der Verbau und ggf. die Wasserhaltung minimieren. Hierzu sollten Trennbauwerk, Beckenüberlauf und Drosselbauwerk nach Möglichkeit mit dem Speicherraum zu einem Baukörper vereinigt werden. Aus statischen Gründen sollte dabei eine gemeinsame Gründungsebene angestrebt werden.

Vermeidbare Ecken, Vorbauten, Ausbuchtungen und Kragarme bedingen einen unnötig hohen Stahlverbrauch und Schalungsaufwand. Durch Einsatz von Systemschalungen läßt sich der

Schalungsaufwand minimieren und die Bauzeit verkürzen.

Die Unterteilung des Nutzvolumens in mehrere Beckenkammern nur zur Erleichterung der Beckenreinigung führt zu Investitionskosten für die zusätzlich erforderlich werdenden Trennwände und Einstiege. Eine Gegenüberstellung dieser Kosten mit den einsparbaren Betriebskosten lassen u. U. den wirtschaftlichen Nutzen solcher Trennwände zweifelhaft erscheinen.

Auch der Bau von Verbundbecken anstelle von Durchlaufbecken erfordert aufgrund der zusätzlich erforderlich werdenden Trennwand höhere Investitionskosten bei geringerer Absetzwirkung im Durchlaufteil.

4 Einsparmöglichkeiten bei Ausrüstungen und Ausstattungen

Da Regenbecken nicht ständig besetzte Betriebspunkte sind, lassen sich Aufenthalts- und Sanitärräume für die Mitarbeiter des Kanalbetriebs nur in den wenigsten Fällen rechtfertigen. Die Kosten hierfür stehen - bei im Regelfall weniger als 20 - 30 Inspektionen/Jahr - in keinem Verhältnis zum Nutzen. Sinnvoller ist es, die Betriebsfahrzeuge des Kanalbetriebes mit Frischwassertanks und Wasserzapfstellen auszustatten.

Auf die Anordnung von Kranbahnen mit Laufkatzen zur Durchführung von Wartungs- und Inspektionsarbeiten an Ausrüstungsgegenständen (z. B. Pumpen) sollte in der Regel wegen der nicht unerheblichen Bau- und Betriebskosten (TÜV) verzichtet werden. In die Bauwerksdecke eingelassene Montagehaken oder umsetzbare Mastgalgen erfüllen in den meisten Fällen den gewünschten Zweck.

Treppen in Betonbauweise sind baukostenaufwendig und schwierig zu reinigen. Statt dessen sollten bei größeren Becken Schwimm- oder Seilzugtreppen vorgesehen werden. Bei kleineren Becken wie auch für Fluchtwege reichen im Regelfall ortsfeste Leitern aus. "Besichtigungspodeste und -brücken" sind verzichtbar. Bei Verzicht auf die Aufteilung

des Beckenvolumens in mehrere Kammern läßt sich die Anzahl der Ein- und Ausstiege verringern. Ist die Trennwand aus hydraulischen oder statischen Gründen erforderlich, so kann eine offene Durchgangsöffnung angeordnet werden.

Regenbecken sollten vorzugsweise so gestaltet werden, daß sie natürlich belichtet und belüftet werden. Dies kann durch Gitterrostöffnungen, Abluftkamine oder aufklappbare Belichtungsöffnungen erreicht werden.

Bei der Wahl der Reinigungseinrichtung ist neben den Herstellungskosten der oft nicht unerhebliche Energieverbrauch zu beachten (z. B. mehrere Strahlbelüfter).

Werden Regenbecken durch Pumpen entleert, sollten vorzugsweise naß aufgestellte Tauchmotorpumpen gewählt werden, weil hierfür kein zusätzlicher umbauter Raum erforderlich wird.

Überwachungs- und Fernwirkssysteme können zur Reduzierung der Personalkosten beitragen.

Konstruktive Gestaltung und Reinigung von Regenbecken

Dipl. Ing. Wolfgang F. Henrich

Weber-Ingenieure GmbH, Pforzheim

1	Vorwort	37
2	Bauwerksanordnung und Gestaltung	37
2.1	Anordnung auf dem Grundstück	37
2.2	Offene oder geschlossene Becken	38
2.3	Infrastruktur.....	39
3	Beckenformen.....	39
3.1	Rundbecken.....	39
3.1.1	Konstruktive Gestaltung von Wirbelschachtbecken.....	40
3.1.2	Konstruktive Gestaltung von Regenzyklonbecken.....	40
3.1.3	Gestaltung von Rundbecken als Durchlaufbecken.....	42
3.1.4	Reinigungseinrichtungen für Rundbecken.....	46
3.2	Rechteckbecken	47
3.2.1	Sohlausbildung von Rechteckbecken.....	47
3.2.2	Unterteilung des Beckenvolumens in mehrere Kammern.....	48
3.2.3	Gestaltung von Rechteckbecken als Durchlaufbecken.....	48
3.2.4	Reinigungseinrichtungen in Rechteckbecken.....	48
3.3	Becken mit unregelmäßigem Grundriß.....	56

4	Ausgewählte bautechnische und konstruktive Details	56
4.1	Sohlausbildung bei offenen Becken	56
4.2	Beckenwände.....	57
4.3	Beckendecken	58
4.4	Profilbeton.....	58
5	Zusammenfassung und Schlußbetrachtung	59
6	Richtlinien, Normen, Literatur	60

1 Vorwort

Bis 1995 wurden in Deutschland mehr als 20 000 Regenwasserbehandlungsanlagen in vielfältigen Bauformen erstellt, wobei der Bedarf an Regenüberlaufbecken, Regenklärbecken und Regenrückhaltebecken bei weitem noch nicht gedeckt ist. Da dem Konstrukteur eine maßgebende Rolle bei der wirtschaftlichen Planung von Regenbecken zukommt, werden im Folgenden konkrete Hinweise für die konstruktive Gestaltung und Reinigung von Regenbecken gegeben.

2 Bauwerksanordnung und Gestaltung

Bei der Beckenanordnung auf einem Grundstück sind zu beachten:

- Abwasserableitung während der Bauzeit
- Wasserhaltung beim Bau und Betrieb (Auftriebssicherheit)
- Topographie
- Höhenlage der vorhandenen Kanäle
- Verkehrsführung während der Bauzeit
- Wartung
- Altlasten
- Ver- und Entsorgungsleitungen
- Baufeld (Grenzabstände)

Bei der Bauwerksgestaltung eines Regenbeckens sind zu beachten:

- Erfahrungen des Betriebspersonals
- Mindesthöhe von 1,80 m in geschlossenen Bauwerken (Begehbarkeit)
- kein Einstau von Decken und Unterzügen wegen deren Verschmutzung, insbesondere durch fettige Ablagerungen (Ausnahme: Stauraumkanäle)
- Dimensionierung der Trockenwetterrinne für einen Volumenstrom von mindestens $1,5 Q_d$

2.1 Anordnung auf dem Grundstück

Die Bauwerksanordnung sollte u. a. folgenden Anforderungen entsprechen:

- Lage des Bauwerks nahe am Gewässer; damit kurze Entlastungskanäle,
- Anordnung möglichst außerhalb des Hochwasserbereichs bzw. Überschwemmungsgebietes
- ausreichend breiter Gewässerschutzstreifen bzw. Gewässerunterhaltungsweg
- günstiger Baugrund und niedriger Grundwasserstand
- günstige Zufahrtsmöglichkeit unter Berücksichtigung des Winterbetriebes
- kostengünstige Strom- und Brauchwasserversorgung sowie Telefonanschluß, wenn jeweils erforderlich

- Lage möglichst außerhalb des Straßenbereichs
- keine störenden Emissionen (Gerüche, Geräusche)

2.2 Offene oder geschlossene Becken

Regenüberlaufbecken können sowohl offen als auch geschlossen ausgebildet werden. Die Entscheidung darüber richtet sich vorrangig nach dem Standort des Beckens, aber auch nach dessen Funktion, den Baugrundverhältnissen und den Geboten der Wirtschaftlichkeit.

Offene Becken haben folgende Vorteile:

- optimale Übersichtlichkeit für Kontrolle
- günstigere Wartung und Reinigung
- geringere Unfallgefahr
- in der Regel wirtschaftlichere Bau- und Betriebskosten

Geschlossene Becken haben folgende Vorteile:

- insgesamt geringerer Flächenbedarf
- anderweitige Nutzung des Grundstückes möglich (z. B. als Grünanlage, Parkierungsfläche)
- keine Betriebsstörungen durch mutwillig eingeworfene Fremdkörper (Steine, Holz u. ä), sowie durch Laubfall und Samenflug
- keine Umzäunung erforderlich
- geringere Materialbeanspruchung durch jahres- und tageszeitliche Temperaturunterschiede (z. B. innerhalb weniger Stunden von bis über 30°C bei einem Sommergewitter)
- geringere Frostgefahr

Aus Gründen des Immissionsschutzes, der Optik und der Ästhetik sollten offene Becken in einem der ortsspezifischen Situation angemessenen Mindestabstand zur Wohnbebauung errichtet werden.

Auf dem Kläranlagengelände sollten offene Becken vorgezogen werden.

Obwohl außerhalb der Bebauung eine offene Beckengestaltung vorzuziehen ist, ergeben sich in zunehmendem Maße Konflikte mit den Belangen des Landschafts- und Naturschutzes. Deshalb sollte die Planung frühzeitig mit den dafür zuständigen Stellen abgestimmt werden.

2.3 Infrastruktur

Mit zunehmender Beckengröße und technischer Ausrüstung steigen die Anforderungen an eine den Betriebs- und Wartungsbedürfnissen entsprechende Infrastruktur.

Hierzu zählen:

- Wasseranschluß (wünschenswert für gelegentliche Beckenreinigungsarbeiten)
- Strom- und Telefonanschluß (wünschenswert für Option einer Fernüberwachung, auch wenn das Becken ohne Fremdenergie betrieben wird)
- Sanitäreinrichtungen (nur bei großen Anlagen sinnvoll)
- Betriebsraum für Gerätschaften (nur bei großen Anlagen sinnvoll)
- Zufahrten, Stellplätze, Wendemöglichkeiten (entsprechend den jeweiligen Erfordernissen)

3 Beckenformen

Regenbecken aus Stahlbeton werden überwiegend in folgenden Bauformen erstellt:

- Rundbecken
- Rechteckbecken
- Becken mit unregelmäßiger Grundfläche,

wobei der Stauraumkanal als Sonderfall eines langgestreckten Rechteckbeckens anzusehen ist.

3.1 Rundbecken

Runde Becken sind in der Regel durch einen tangentialen Zulauf gekennzeichnet, wodurch im Becken während der Beschickung eine Rotationsströmung erzeugt wird, die im Zusammenwirken mit dem in Beckenmitte oder nahe der Beckenmitte angeordneten Beckenablauf die hydraulische Räumung des Beckens (Selbstreinigung) begünstigt. Die Strömungsvorgänge in Rundbecken wurden in verschiedenen Forschungsvorhaben eingehend untersucht.

Der Zulauf in das Becken sollte sohlgleich mit der Beckensohle bzw. in Sohlhöhe der weiterführenden, spiralförmigen Trockenwetterrinne münden.

Bei tangential angeströmten Rundbecken wird grundsätzlich unterschieden zwischen:

- Wirbelschachtbecken
- Regenzyklonbecken

Daneben gibt es Zwischen- bzw. Übergangslösungen beider Beckenarten.

3.1.1 Konstruktive Gestaltung von Wirbelschachtbecken

Wirbelschachtbecken haben einen tangentialen Zulauf und einen mittigen Ablauf. In diesen Becken wird die spiralförmige Wirbelströmung durch Sekundärströmungen überlagert, die die Schlamm- und Schmutzpartikel zur Beckenmitte hin führen. Die Beckensohle ist flach geneigt (2 % - 5 %) und damit begehbar. Eine in die Beckensohle eingelassene Trockenwetterrinne führt zum mittigen Beckenablauf. Bei geschlossener Beckenausführung muß die erforderliche Mittelstütze über der mittigen Ablauföffnung aufgeständert werden, wobei aus Gründen der Wirtschaftlichkeit eine Mittelstütze erst ab ca. 10 m Beckendurchmesser unter Berücksichtigung der statischen Vorgaben (Belastung aus Erdüberdeckung und Verkehrslast) vorgesehen werden sollte.

Einbauten im Beckenraum (z. B. zusätzliche Stützen) sind zu vermeiden, da sie die Strömung empfindlich beeinträchtigen und Strömungstot- und -schwachzonen zur Folge haben, die zu verstärkten nierenförmigen Ablagerungen auf der Beckensohle führen.

Der Beckendurchmesser je Einzelbecken sollte nicht größer als 15 m sein. Hieraus ergibt sich eine wirtschaftliche Obergrenze für Wirbelschachtbecken von ca. 600 m³ Nutzinhalt. Bei Becken ab Durchmesser ca. 8 m wird die Installation von starren Rührwerken zur Unterstützung der Beckenreinigung empfohlen. Auch bei kleineren Wirbelschachtbecken sollte die Option einer späteren Nachrüstung mit Rührwerken bedacht werden.

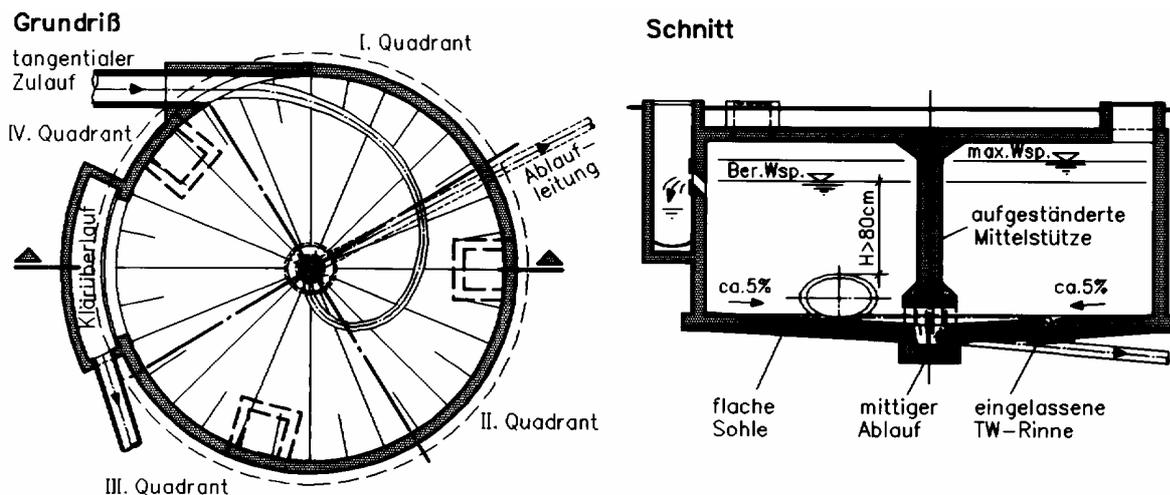


Bild 1: Geschlossenes Wirbelschachtbecken

3.1.2 Konstruktive Gestaltung von Regenzyklonenbecken

Regenzyklonenbecken haben einen exzentrischen Zulauf, der tangential an eine gedachte Innenkreisbahn von ca. $1/2 r$ - $3/4 r$, vorzugsweise $2/3 r$ führt.

Die Beckensohle ist gegliedert in einen flachen Außenkreisring (Neigung ca. 5° - 12°, vorzugsweise 8°), einen steiler geneigten Mitteltrichter (mindestens 25° Neigung) und einen steilen Innenkegel (Neigung größer 35°, vorzugsweise 45°) mit strömungsbedingter Mittelstütze, die auch bei offenen Becken erforderlich ist. Der Beckenablauf ist exzentrisch angeordnet und erfolgt tangential von der umlaufenden Sohlrinne zwischen Innenkegel und Mitteltrichter aus.

Die Hydraulik des Regenzyklons hat eine eigene dreidimensionale Charakteristik. Neben der unechten Rotationsbewegung wird das Beckenzentrum über eine nach innen gerichtete Strömung auf Sohlhöhe versorgt. Dadurch erfolgt auf der Beckensohle ein spiralförmig zum Mitteltrichter verlaufender Feststofftransport, der durch eine ausgeprägte Trockenwetter-

rinne, die in die Beckensohle eingelassen oder auf diese aufgesetzt werden kann, noch verstärkt wird. Dieser bewirkt - insbesondere bei Becken mit Anordnung im Hauptschluß - eine weitgehende Selbstreinigung der gegliederten Beckensohle.

Da die Begehbarkeit des Beckens im Bereich des steiler geneigten Mitteltrichters erschwert ist, empfiehlt sich die Anordnung einer Treppe (ohne Geländer) bis zur umlaufenden Sohlrinne. Die Begehbarkeit des flacher geneigten Außenkreisringes wird durch einen umlaufenden Handlauf verbessert.

Becken mit Durchmesser bis über 20 m je Einzelbecken bzw. bis zu 2 200 m³ Nutzvolumen haben sich bewährt. Sind bei großen geschlossenen Becken aus Gründen der Statik außer der Mittelstütze noch zusätzliche Stützen erforderlich, so können diese im Brechpunkt von Außenkreisring zu Mitteltrichter angeordnet werden. Hierbei darf der tangentialer Zustrom in das Becken jedoch nicht gestört werden. Bei größeren Regenzyklonbecken mit sehr breiten Außenkreisring und Anordnung des Beckens im Nebenschluß wird die Installation von Rührwerken zur Unterstützung der Beckenreinigung empfohlen oder sollte als Option für eine spätere Nachrüstung bedacht werden.

Regenzyklonbecken sind hinsichtlich ihres Selbstreinigungsvermögens in der Regel günstiger zu beurteilen als Wirbelschachtbecken; allerdings ist die gegliederte Sohle aufwendiger, auch ist der erforderliche Höhenversatz zwischen Zu- und Ablaufkanal größer.

Die strömungsbedingte Mittelstütze eines Regenzyklonbeckens kann in Form einer größeren Hohlstütze als Pumpenschacht ausgebildet werden, wobei Naß- oder Trockenaufstellung der Pumpen möglich ist. Bei Beckenanordnung im Nebenschluß dient dieses mittige Pumpwerk als Entleerungspumpwerk; bei Anordnung im Hauptschluß kann der Pumpensumpf etwas vertieft werden, so daß das Pumpwerk sowohl bei Trockenwetter als Schmutzwasserpumpwerk, als auch bei Regenwetter nach Abklingen des Regenereignisses als Entleerungspumpwerk verwendet werden kann. In beiden Fällen ist die Naßaufstellung der Pumpen eine besonders wirtschaftliche Lösung, da das Volumen des Pumpenschachtes oberhalb der Einschaltkote als Beckenvolumen anrechenbar ist.

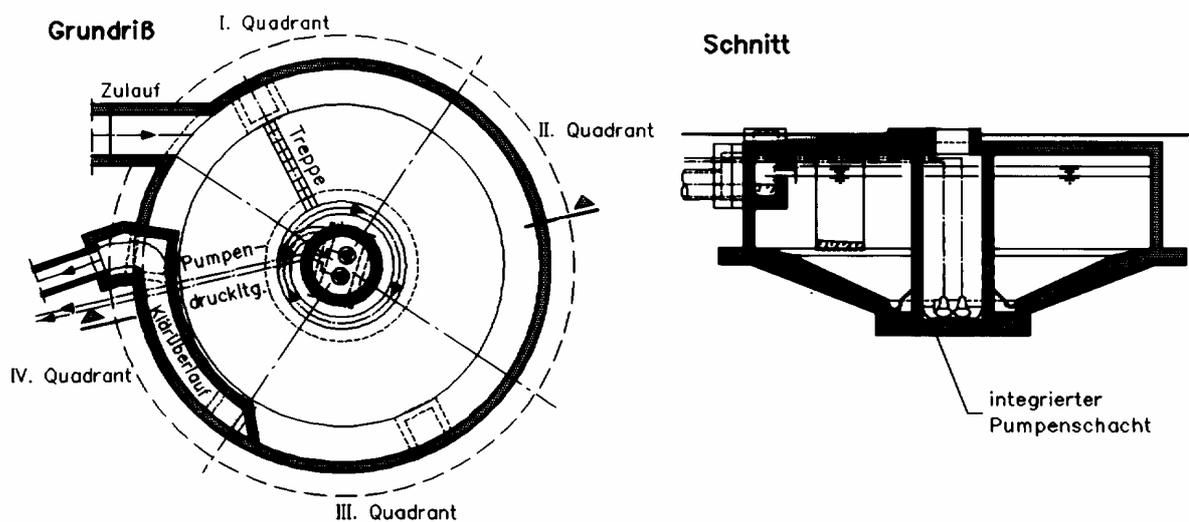


Bild 2: Geschlossenes Regenzyklonbecken als Durchlaufbecken im Nebenschluß mit in Beckenmitte integriertem Pumpwerk

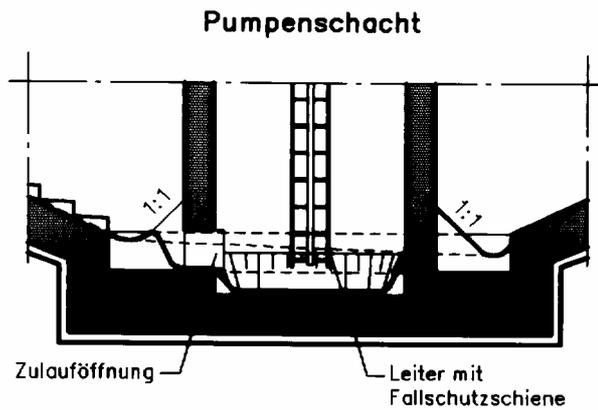


Bild 3: Beispiel für Detail Sohlausbildung im Bereich mittlerer Pumpenschacht

3.1.3 Gestaltung von Rundbecken als Durchlaufbecken

Für Wirbelschachtbecken und Regenzyklonbecken gilt gleichermaßen, daß der Klärüberlauf am Beckenrand im 4. Quadranten anzuordnen ist, gezählt in Drehrichtung vom Zulauf her. Der Klärüberlauf kann innenliegend oder außenliegend erstellt werden, wobei die außenliegende Anordnung hydraulisch günstiger, aber auch kostenaufwendiger ist. Bei kleinen Becken sollte der Klärüberlauf aus hydraulischen Gründen stets außenliegend angeordnet werden. Der Klärüberlauf benötigt eine Tauchwand; die Klärüberlaufwassermenge ist zu drosseln. Alternativ hierzu ist eine Ausbildung als Schlitzüberlauf möglich.

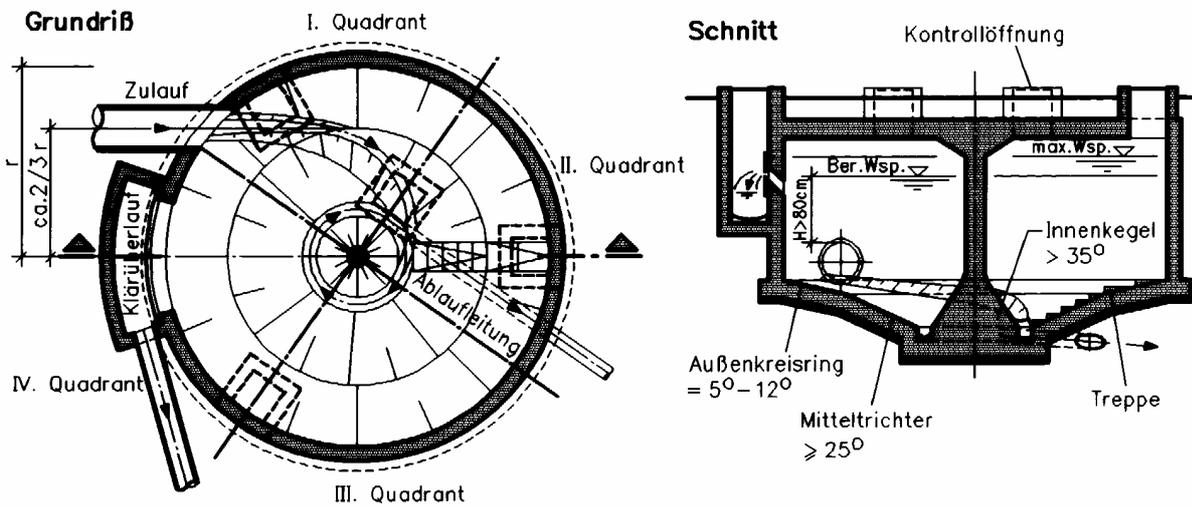
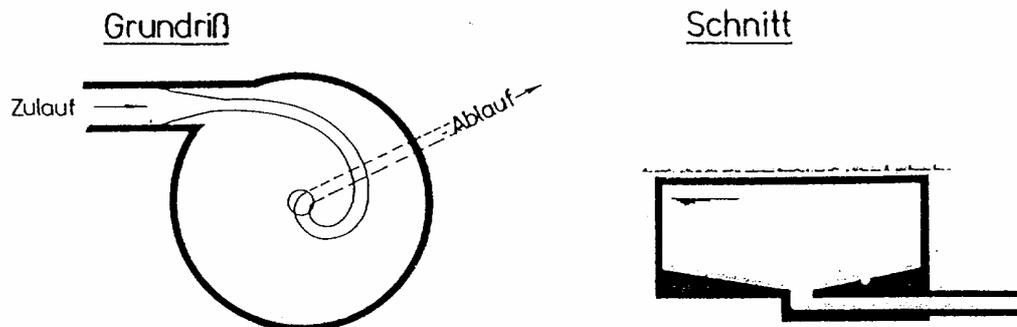


Bild 4: Regenzyklonbecken mit außenliegendem Klärüberlauf

Regenklärbecken und Regenüberlaufbecken sollen als Durchlaufbecken partikuläre Stoffe sedimentieren und aufschwimmbare Stoffe - insbesondere Öle und Kraftstoffe - zurückhalten. Der Zulaufscheitel sollte bei Durchlaufbecken nicht höher sein als 2/3 der Wassertiefe am Beckenrand bei Anspringen des Klärüberlaufes.

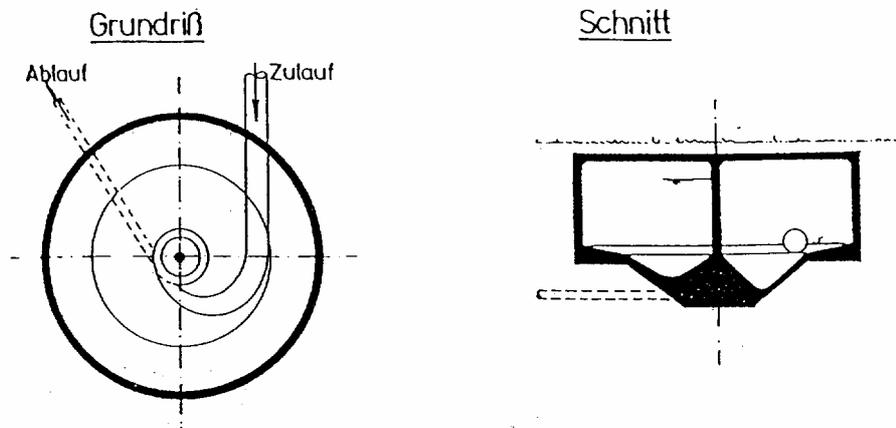
Wirbelschachtbecken



Bedingungen für das Wirbelschachtbecken:

- Zulauf tangential, Ablauf mittig
- Klärüberlauf im 4. Quadranten (vom Zulauf aus), bevorzugt außenliegende Anordnung
- Drehrichtung vorzugsweise im Uhrzeigersinn
- Durchmesser ≤ 15 m
- Durchmesser / Stauhöhe $\approx 4 / 1$
- Vermeiden von Einbauten im Beckenraum, welche die Strömung beeinflussen
- Sohlgefälle 2% - 5% zur Mitte (Begehbarkeit der Sohle!)
- Einsatz von starren Rührwerken bei Becken mit Durchmesser $> \text{ca. } 8$ m empfehlenswert
- Bei Aufteilung des Gesamtbeckenvolumens in mehrere parallele Einzelbecken ist der Zulauf zum zweiten und ggf. zu den weiteren Becken ebenfalls tangential, ohne Absturz und im Bereich der Sohle anzuordnen (Einhaltung der Zulaufbedingungen für jedes Becken)

Regenzyklon



Bedingungen für das Regenzyklonbecken:

- . Zulauf exzentrisch und tangential an eine gedachte Innenkreisbahn von vorzugsweise $\frac{2}{3} r$
- . gegliederte Sohle: - Außenkreisring ($5^\circ - 12^\circ$)
- steiler geneigter Mitteltrichter ($> 25^\circ$)
- steiler Innenkegel ($35^\circ - 45^\circ$)
- . strömungsbedingte Mittelstütze (auch bei offenen Becken)
- . exzentrischer Ablauf tangential von der umlaufenden Sohlrinne zwischen Innenkegel und Mitteltrichter
- . Klärüberlauf im 4. Quadranten (vom Zulauf aus), bevorzugt außenliegende Anordnung
- . Drehrichtung vorzugsweise im Uhrzeigersinn
- . Durchmesser ≤ 24 m
- . Durchmesser / Stauhöhe $\sim 5 / 1$
- . Anordnung von zusätzlichen Stützen bei großen, geschlossenen Becken im Brechpunkt von Außenkreisring zu Mitteltrichter möglich
- . Begehbarkeit des Beckens erschwert
- . Einsatz von starren Rührwerken bei Becken mit sehr breitem Außenkreisring und Anordnung des Beckens im Nebenschluß empfehlenswert
- . Bei Aufteilung des Gesamtbeckenvolumens in mehrere parallele Einzelbecken ist der Zulauf zum zweiten und ggf. zu den weiteren Becken ebenfalls tangential, ohne Absturz und im Bereich der Sohle anzuordnen (Einhaltung der Zulaufbedingungen für jedes Becken)

Bei tangential angeströmten Rundbecken ist die auf das Beckenvolumen bezogene spezifische Zulaufleistung

$$P_{spez} = \frac{Q_{zu} \times v_{zu}^2 \times \rho}{2 \times V} \left[\frac{m^3 \times m^2 \times kg}{s \times s^2 \times m^3 \times m^3} = Watt / m^3 \right]$$

nachzuweisen, wobei diese kleiner als 0,08 W/m³ sein muß, um die geforderte Klärwirkung einzuhalten.

- Hierbei gilt:
- Q_{zu} = Beckenzuflußmenge [m³ / s]
 - v_{zu} = Zuflußgeschwindigkeit [m/s]
 - ρ = Dichte [kg / m³] ≈ 1000 [kg / m³] für Abwasser
 - V = Beckenvolumen [m³]

Herleitung der Formel

- ① Arbeit $\boxed{W = G \times H}$ [Joule] mit: H = Energiehöhe [m]
G = Gewichtskraft [N]

- ② jetzt: $\boxed{G = m \times g}$ [N] wobei: m = Masse [kg]

- ③ bzw.: $\boxed{m = Vol \times \rho}$ [kg]

mit: ρ = Dichte $\left[\frac{kg}{m^3} \right]$

ρ = 1.000 $\left[\frac{kg}{m^3} \right]$ für Abwasser

und Volumenstrom: $Q_{zu} = \frac{Vol}{t} \left[\frac{m^3}{s} \right]$

also: Vol = Q_{zu} x t [m³]

folgt für Gleichung ③: m = Vol x ρ = Q_{zu} x t x ρ $\left[\frac{m^3 \times kg}{m^3} \right]$

- ④ damit in Gleichung ②: $\boxed{G = m \times g = Q_{zu} \times t \times \rho \times g}$ $\left[\frac{kg \times m}{s^2} \right]$

⑤ ferner: Energiehöhe $H = \frac{v_{zu}^2}{2g}$ [m]

⑥ in Gleichung ① eingesetzt: $W = G \times H = Q_{zu} \times t \times \rho \times g \times \frac{v_{zu}^2}{2g}$ $\left[\frac{\text{kg} \times \text{m} \times \text{m}}{\text{s}^2} \right]$

⑦ jetzt: Leistung = $\frac{\text{Arbeit}}{\text{Zeit}}$ $P = \frac{W}{t}$ [Watt]

also: $P = Q_{zu} \times t \times \rho \times \frac{v_{zu}^2}{2} \times \frac{1}{t}$ $\left[\frac{\text{kg} \times \text{m}^2}{\text{s}^2 \times \text{s}} = \text{W} \right]$

Die spezifische, auf das Beckenvolumen V [m^3] bezogene Leistung ist somit:

$$P_{\text{spez}} = \frac{P}{V} = \frac{Q_{zu} \times v_{zu}^2 \times \rho}{2 \times V} \left[\frac{\text{W}}{\text{m}^3} \right]$$

Diese Kenngröße ersetzt den bei Rundbecken nicht schlüssig nachvollziehbarem Nachweis der (horizontalen) Durchströmungsgeschwindigkeit von Durchlaufbecken.

Nicht sinnvoll und mit den Bemessungsvorgaben nicht vereinbar ist die Anordnung eines quer (diagonal) durchströmten Rundbeckens.

Im Nebenschluß angeordnete, von innen nach außen radial wie Nachklärbecken durchströmte Rundbecken mit mittigem Zulauf und um das ganze Becken umlaufendem Klärüberlauf erfüllen zwar die Klärbedingungen; da diese Bauweise jedoch unwirtschaftlich ist, sollten solche Regenüberlaufbecken nicht mehr vorgesehen werden.

3.1.4 Reinigungseinrichtungen für Rundbecken

Bei Rundbecken haben sich kleine starre Rührwerke (Unterwassermotoren mit Flügelrad-Propeller) und niedrigen Anschlußwerten (i. d. R. ca. 2 kW) bewährt. Bis 10 m Durchmesser reicht ein Aggregat aus. In Becken mit größerem Durchmesser sind 2-3 Rührwerke erforderlich. Bei Wirbelschachtbecken kommen daneben auch vereinzelt Strahlreiniger oder - in seltenen Fällen - auch schwenkende Rührwerke zum Einsatz.

In Durchlaufbecken dürfen die Strömungserzeuger nur dann arbeiten, wenn kein Ansprechen des Klärüberlaufs zu befürchten ist (tendenzabhängige Freigabe bei sinkendem Wasserstand). Um Energie zu sparen, können solche Aggregate bei Wasserständen oberhalb von ca. 0,3 x Beckentiefe auch im Intervallbetrieb, d. h. taktend, arbeiten.

Bei Nebenschlußbecken mit Pumpenentleerung durch Abwassertauchpumpen in einem neben dem Becken angeordneten Pumpenschacht kann bei starkem Schlammanfall mit erhöhtem Anteil an Feindsanden und/oder bindigen Erdanteilen - bedingt durch die Bautätigkeit im Einzugsgebiet und durch die dort anstehenden Bodenarten - die zusätzliche Installation eines Rührwerkes im Pumpensumpf sinnvoll sein. Dieses Rührwerk sollte ab einem definierten Wasserstand (= Einschaltpunkt) im Pumpensumpf - unabhängig von den Laufzeiten der Entleerungspumpen - so lange taktend arbeiten (z. B. 2 min. EIN, 28 min. AUS), bis dieser Wasserstand bei der Beckenentleerung wieder unterschritten und der Ausschaltpunkt des Rührwerkes erreicht ist. Eine solche Betriebsweise verhindert auch bei langen Standzeiten des Abwassers im Pumpensumpf, wie er bei einem über mehrere Tage

andauernden Landregen auftreten kann, ein "Verbacken" des Schlamm-Sand-Lehmgemisches auf der Pumpensumpfssole und ermöglicht nach Abklingen des Regenereignisses eine problemlose Entleerung und Entschlammung von Becken und Pumpensumpf.

3.2 Rechteckbecken

Anfangs wurden Rechteckbecken überwiegend mit aufgelöster Sohle (Höckersohle) zur hydraulischen Selbstreinigung des Beckens gebaut. Bei sinkendem Wasserstand im Becken sollte sich aufgrund der abnehmenden, durchflossenen Querschnittsfläche die Fließgeschwindigkeit bzw. Schleppspannung so erhöhen, daß der Schlamm bei der Beckenentleerung mit ausgetragen wird. Diese hydraulische Selbstreinigung hat sich mit zufriedenstellendem Reinigungsergebnis jedoch nur bei den mit hohen Investitionskosten verbundenen Schlangenrinnenbecken eingestellt; bei allen anderen Sohlausbildungen von Rechteckbecken ist i. d. R. der Einsatz von zusätzlichen Reinigungseinrichtungen erforderlich.

Bleibt die Beckenanordnung (Hauptschluß/Nebenschluß/unechter Nebenschluß) und die Beckenfunktion (Regenüberlaufbecken/Regenklärbecken/Regenrückhaltebecken) als Unterscheidungsmerkmal von Rechteckbecken unberücksichtigt, so kann bei Rechteckbecken grundsätzlich unterschieden werden zwischen:

- Becken mit flacher Sohlausbildung
- Becken mit geneigter Sohle
- Becken mit aufgelöster Sohle und zusätzlichen Sohlhöckern,

wobei die Gestaltung der Sohle nach strömungs- und reinigungstechnischen Aspekten erfolgt, also von dem gewählten Reinigungsverfahren abhängig ist.

3.2.1 Sohlausbildung von Rechteckbecken

Eine flache Sohlausbildung ist ausführungstechnisch am einfachsten. Das erforderliche Längs- und/oder Quergefälle richtet sich nach dem vorgesehenen Reinigungssystem. Wird der Trockenwetterzufluß durch das Becken geführt, ist hierfür ein eigenes Gerinne erforderlich, das mindestens für $1,5 Q_d$ bemessen ist. Beim Beckenabfluß von $1,2 Q_{tx}$ darf der Rückstau die Beckensohle nicht benetzen. Ein Sohlabsturz vor der Drossel ist deshalb fast immer erforderlich.

Für die Herstellung einer steiler als 30° geneigten Sohle ist eine obere Schalung erforderlich, die gegen Auftrieb gesichert werden muß. Dies führt zu Mehrkosten.

Bei aufgelöster Sohle ist die Schlangenrinne parallelen Sohlhöckern vorzuziehen. Die Mindestgeschwindigkeit von $0,80 \text{ m/s}$ beim Trockenwetterabfluß Q_{tx} ist einzuhalten. Der hydraulische Höhenverlust sollte mit mindestens $1 - 2 \text{ cm}$ je Umlenkung berücksichtigt werden.

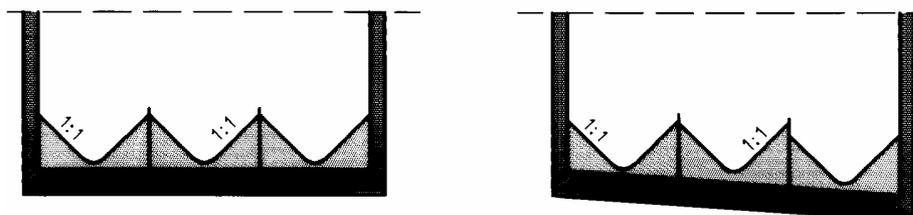


Bild 5: Querschnitt Parallelrinnenbecken

Querschnitt Schlangenrinnenbecken

Höcker- oder Schlangentrassen können mit Hilfe von Schablonen in Profilbeton hergestellt werden. Der Einsatz von Betonfertigteilen kann wirtschaftliche Vorteile bringen. Werden die Fertigteile mit einem Hohlkörper ausgestattet, sind diese abzudichten und die Fertigteile gegen Auftrieb zu sichern.

Becken mit aufgelöster Sohle sind schlecht begehbar, ebenso Becken mit geneigter Sohle.

3.2.2 Unterteilung des Beckenvolumens in mehrere Kammern

Die Unterteilung des Beckenvolumens von Rechteckbecken in mehrere Kammern kann aus folgenden Gründen sinnvoll sein:

- statische Gesichtspunkte
- bessere Sedimentation bei Durchlaufbecken
- betriebliche Vorteile bei Entleerung und Reinigung, falls die Kammern nacheinander beschickt werden.

Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten ist zu prüfen, ob die Kammern neben- oder übereinander angeordnet werden sollen. Durch die Anordnung der Kammern übereinander können Bodenaustausch (bei nicht tragfähigem Untergrund) und Landschaftsverbrauch minimiert werden.

Die Unterteilung des Nutzvolumens in mehrere Beckenkammern nur zur Erleichterung der Beckenreinigung führt zu Investitionskosten für die zusätzlich erforderlich werdenden Trennwände und Einstiege. Eine Gegenüberstellung dieser Kosten mit den einsparbaren Betriebskosten lassen u. U. den wirtschaftlichen Nutzen solcher Trennwände zweifelhaft erscheinen.

3.2.3 Gestaltung von Rechteckbecken als Durchlaufbecken

Besondere Bedeutung kommt bei Rechteckbecken, die als Durchlaufbecken betrieben werden, der Gestaltung des Einlauf- bzw. Verteilungsbauwerkes vor dem Sedimentationsraum, den Abmessungen des Sedimentationsraumes hinsichtlich Längen-/Breiten- und Höhenverhältnis und der Anordnung des Klärüberlaufes am Ende des Sedimentationsraumes zu. Hierauf wird im Rahmen dieser Veranstaltung in den nachfolgenden Referaten noch ausführlich eingegangen.

Werden große Rechteckbecken in Kammern unterteilt, sollte jede Einzelkammer diesen Vorgaben entsprechen. Um Querströmungen zu verhindern, sollte die Trennung der einzelnen Kammern durch Wände und nicht durch Stützen erfolgen.

Der Speicherraum (Sedimentationsraum) von Rechteckbecken ist möglichst von Einbauten freizuhalten, um den gleichförmigen Durchfluß nicht zu stören. Die Nachweise für Oberflächenbeschickung und Horizontalgeschwindigkeit sind zu führen.

3.2.4 Reinigungseinrichtungen in Rechteckbecken

Während Schlangentrassenbecken - wie bereits ausgeführt - ein zufriedenstellendes Selbstreinigungsverhalten zeigen, welches allerdings durch den Höhenverlust der durch das Becken führenden Rinne "erkauft" wird, sind bei Becken mit flacher Sohl Ausbildung und bei Becken mit parallelen Sohlhöcker Reinigungseinrichtungen erforderlich. In aller Regel gilt dies auch bei Becken mit steiler geneigter Sohle.

Nach heutigem Stand haben sich folgende Reinigungseinrichtungen bewährt:

- Spülkippen und Schwallspüler
- Strömungserzeuger

3.2.4.1 Spülkippen

Rechteckbecken mit in Längsrichtung flach geneigter, ebener Sohle eignen sich besonders gut für den Einsatz von Spülkippen, da in diesen Becken seitlich begrenzte, parallele Spülbahnen ohne großen Bauaufwand erstellt werden können. Am Ende der Spülbahn ist ein ausreichend bemessener Spülsumpf zum Auffangen des Spülschwall vorzusehen.

Gelegentlich werden Spülkippen auch in Stauraumkanälen eingesetzt.

Spülkippen sind drehbar aufgehängte Tröge, die nach der Entleerung des Beckens automatisch mit Wasser oder Abwasser gefüllt werden. Der asymmetrisch geformte Querschnitt des Troges sorgt dafür, daß kurz vor der Völlfüllung der Trog plötzlich umkippt und dabei seine Wasserfüllung ausschüttet. Das Spülwasser schießt mit großer Geschwindigkeit über den als Spülbahn ausgebildeten Beckenboden und nimmt dabei die Ablagerungen mit. Spülkippen benötigen relativ wenig Spülwasser, Fallhöhen von wenigen Metern und nur geringe elektrische Energie. Bei hartnäckiger Verschmutzung kann mehrmals gespült werden.

Bewährte Spülmedien sind Abwasser, Oberflächenwasser, Grundwasser und auch Trinkwasser.

Die Größe des Spülsumpfes und die Auslegung der Spülkippen sind u. a. abhängig von Fallhöhe, Sohlgefälle, Umlenkradius, Spülbahnlänge und -breite, Geometrie und Konstruktion der Kippe. Die erforderlichen technischen Angaben stellen die Herstellerfirmen zur Verfügung.

Spülkippen sollten wegen der Verschmutzungsgefahr möglichst oberhalb des Wasserspiegels angeordnet werden.

Bei ihrem Einsatz sollten folgende Punkte berücksichtigt werden:

- Fallhöhe für das Spülwasser $\geq 2,5$ m
- Übergangsradius von der Wand zur Sohle $\geq 2,0$ m
- Sohlgefälle 1 - 3 %
- Spülbahnlänge 15 m - ca. 50 m
- Der Ablaufsumpf sollte die 1,5-fache Spülwassermenge eines Spülganges aufnehmen können.
- Die Gestaltung des Querschnittes im Ablaufsumpf sollte möglichst rechteckig sein, um ein "Rückschwappen" des Spülgutes auf die Beckensohle zu verhindern.
- Die Spülrichtung sollte möglichst entgegen der Beschickungsrichtung erfolgen, damit schwere Partikel, die zuerst sedimentieren, sich in der Nähe des Ablaufsumpfes ablagern und bei der Spülung auf kurzem Wege dorthin gelangen.
- Der Übergang von Längswand bzw. Leitprofil zur Beckensohle ist rechteckig und ohne Vouten zu gestalten, da sonst das Spülwasser - insbesondere am Ende der Spülbahn -

zu deren Mitte hin abgedrängt wird und in den Randbereichen Restverschmutzungen verbleiben.

- Bei breiten Becken können die erforderlichen Spülbahnen durch 0,30 - 0,50 m hohe Leitwände hergestellt werden.
- Die Sohle ist möglichst glatt auszubilden. Sohlen aus Vakuumbeton sind gegenüber Sohlen mit Glattstrich vorteilhafter. Bei großen Becken empfiehlt sich eine Bearbeitung der Beckensohle mit Flügelglättern.
- Becken, die über Pumpenförderung entleert werden müssen, sollten mit robusten Trog-schnecken ausgestattet werden, die in der Lage sind, den beim Spülvorgang anfallenden Schlamm zu heben. Bei der Entleerung mit Pumpen haben sich parallel geschaltete Rührwerke zur gleichmäßigen Verteilung des Schmutzaustrags bewährt.
- Der zur Kläranlage weiterführende Kanal sollte in der Lage sein, bei Trockenwetterabfluß den Transport des bei der Spülung anfallenden Schlammes zu gewährleisten.

Wichtig ist bei Becken mit mehreren Spülbahnen die Abfolge der Spülung. Grundsätzlich sollte diese so erfolgen, daß mit der Spülung der letzten Spülbahn der Spülschwall auch noch den Ablaufsumpf der bereits gespülten Bahnen durchläuft und diesen von den verbliebenen Schlammabschwemmungen der vorherigen Spülungen reinigt. Bei großen Becken ist ggf. abschließend eine gesonderte Spülung des Ablaufsumpfes erforderlich.

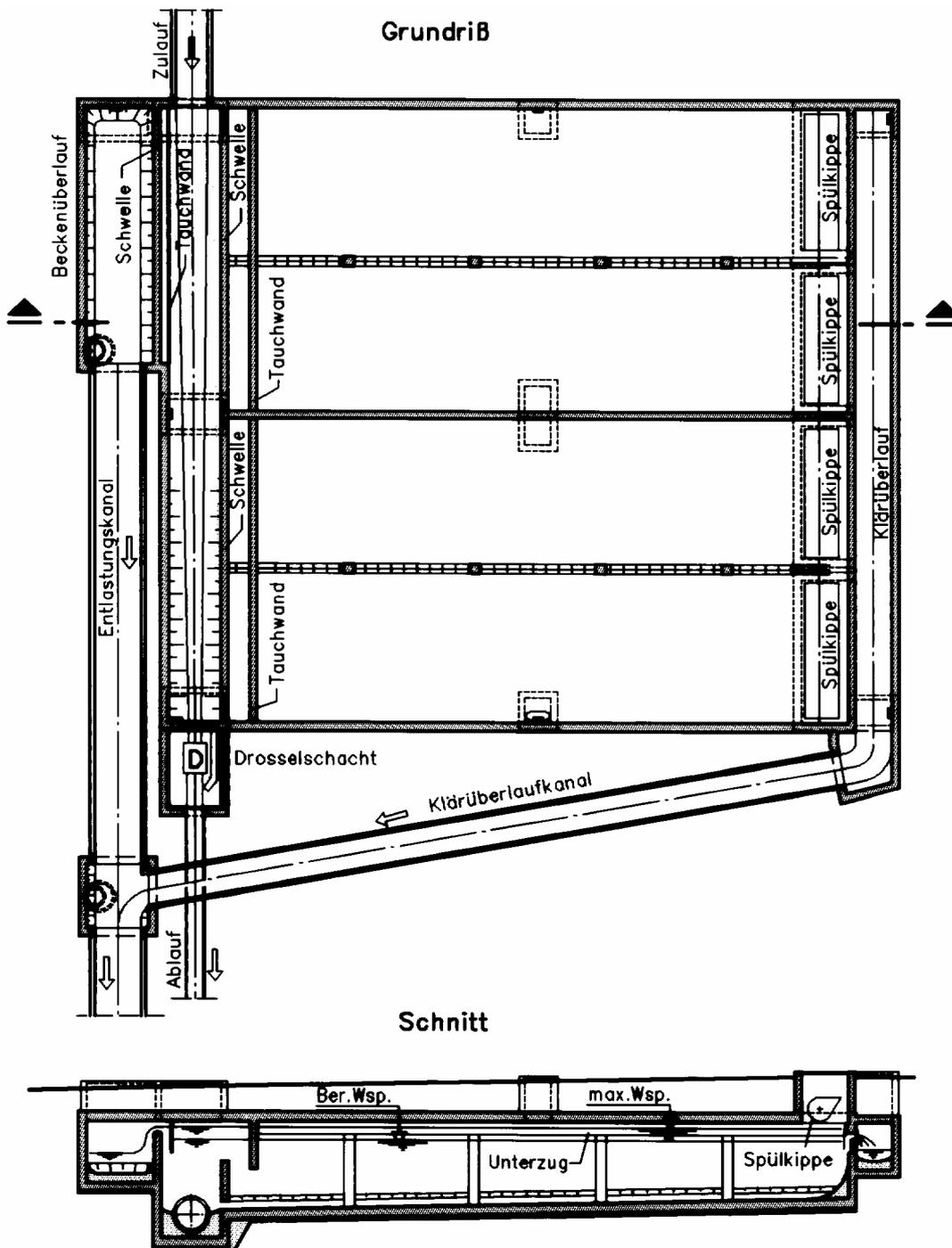


Bild 6: Systemzeichnung eines Rechteckbeckens (Durchlaufbecken) im unechten Nebenschluß mit Spülkippen

3.2.4.2 Schwallspüler

Bei der Schwallspüleinrichtung wird ein großes Spülwasservolumen benötigt. Dies erfordert einen entsprechend großen Auffangsumpf, verbunden mit Höhenverlust, was in Becken und Stauraumkanälen in flachem Gelände, die im Freispiegelabfluß entleert werden, problematisch sein kann. Abhilfe kann dadurch geschaffen werden, daß die Anzahl der Spülbahnen erhöht wird und die Spülbahnen nacheinander beaufschlagt werden. Als Spülwasser wird üblicherweise Abwasser verwendet, das parallel zum Beckeneinstau in einer Spülkammer gesammelt wird.

Die konstruktive Ausführung unterscheidet:

- Schwallspüleinrichtungen mit Spülklappen, die rein hydraulisch-mechanisch arbeiten,
- Schwallspüleinrichtungen mit Spülklappen, die elektro-hydraulisch betätigt werden,
- Schwallspüleinrichtungen mit Unterdruck-Vorratsbehältern.

Für die Schwallspülung wird am Beginn der Spülbahn eine Kammer zur Speicherung des Spülwassers angeordnet. Die Spülkammer füllt sich beim Beckeneinstau. Je nach System wird das Entleeren der Spülkammer durch eine verriegelte Klappe oder durch ein Vakuum in der Spülkammer verhindert. Zur Spülung wird nach der Entleerung des Beckens die Verriegelung der Klappe bzw. das Vakuum in der Spülkammer aufgehoben und so das gespeicherte Wasser schlagartig freigegeben. Die Spülung mit dem Vakuumsystem erlaubt über die Vakuumpumpe auch bei teilgefülltem Becken die Vollfüllung der Spülkammer und somit die bestmögliche Reinigung des Beckens. Während beim Vakuumsystem die Spülkammer dauerhaft luftdicht sein muß, ist bei dem Klappensystem auf die Dichtigkeit der Klappe zu achten.

Die meisten der für den Einsatz von Spülkippen genannten Punkte gelten sinngemäß auch für den Einsatz von Schwallspülungen.

Die übliche Aufstauhöhe im Spülwasserbehälter liegt bei Schwallspülanlagen mit Spülklappen bei ca. 1,2 m. Im Becken lassen sich damit Spüllängen bis 40 m bei einem Sohlgefälle von ca. 1 % erreichen.

In Stauraumkanälen mit günstiger Profilierung und gleichem Sohlgefälle können Spüllängen bis 60 m erreicht werden.

Schwallspülanlagen mit Unterdruck-Vorratsbehälter lassen Aufstauhöhen bis 3 m zu. Dadurch ergeben sich entsprechend größere Spüllängen.

Werden Spülkippen oder Schwallspülungen in Regenbecken unmittelbar vor kleinen Kläranlagen eingesetzt, so muß beachtet werden, daß der plötzliche Schmutzstoß nach dem Abklingen des Regens die mechanische Stufe nicht überlasten darf.

3.2.4.3 Strömungserzeuger

Strömungserzeuger sind Aggregate, die mittels Flügelrad oder Wasserstrahlpumpe den Wasserkörper im Regenbecken in Bewegung halten, auf diese Weise einem Absetzen der Schwebstoffe entgegenwirken und gleichzeitig Beckensohle und -wände sauberhalten. Dies ist jedoch nur zum Teil erfolgreich, da sich dennoch schwere Stoffe auf der Beckensohle absetzen können; deshalb kann eine Kombination von Spülkippen und Strömungserzeugern sinnvoll sein.

Konstruktiv läßt sich unterscheiden in:

- starre Rührwerke,
- schwenkende Rührwerke,
- starre Strahlreiniger,
- schwenkende Strahlreiniger,
- Impulsstrahlreiniger

die jeweils ihren besten Wirkungsgrad abhängig von der Beckenkonstruktion entwickeln.

Ähnlich wie beim Einsatz von Spülkippen ist für Rührwerke und Strahlreiniger eine in Längsrichtung flach geneigte, ebene Beckensohle (Gefälle ca. 1 %) anzustreben, wobei die Aufteilung in einzelne Spülbahnen entfällt.

Rührwerke ziehen das Abwasser zur Umwälzung von hinten an und drücken es nach vorne. Jets hingegen ziehen das Abwasser unten an, entnehmen es also dem gesamten Umfeld des Aggregates und drücken es in einem gerichteten Strahl nach vorne. Rührwerke sollten deshalb mit einem Abstand zur Beckenwand montiert werden. Jets hingegen sind in der Nähe des Beckenrands zu befestigen. Werden die Aggregate starr an der Beckensohle installiert, so kann es sein, daß vor den Geräten jeweils rechts und links neben dem gerichteten Strahl nicht durchströmte Zonen (Strömungstotzonen) entstehen, in deren Bereich sich an der Beckensohle Ablagerungen bilden. Diese Ablagerungen können durch den Einbau von schwenkenden Geräten verhindert werden. Durch schwenkende Geräte kann auch die Anzahl der Strömungserzeuger wesentlich reduziert werden.

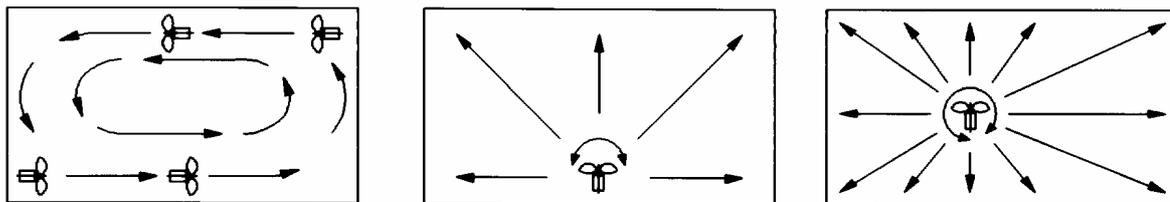


Bild 7: Vergleich der Wirkungsweise von starren und schwenkbaren Strömungserzeugern

Während sich in Rundbecken starre Rührwerke bewährt haben, sind in Rechteckbecken mit einem Verhältnis Länge/Breite $< 2/1$ und bei strömungsungünstiger Kontur schwenkende Rührwerke sinnvoll. Bei anderen Längen- und Breitenverhältnissen kann der Einsatz mehrerer Schwenkgeräte erforderlich werden. Schwenkende Geräte erreichen auch bei schwierigen Verhältnissen allgemein bessere Reinigungsergebnisse und erfordern in der Regel kleine Anschlußleistungen von 2 - 5 kW. Sie müssen ausgeschaltet werden, bevor die Rührwerksflügel aus dem Wasser auftauchen, um Zerstörung durch Unwucht zu vermeiden. Das vorzeitige Ausschalten kann in größeren Becken ohne Sumpf oder Mittelrinne zu Problemen führen, weil in der letzten Entleerungsphase kein Reinigungsbetrieb möglich ist.

In Rechteckbecken mit großen Längen und geringen Breiten sind stationäre Strahlreiniger wirkungsvoll. Strahlreiniger für größere Becken erfordern Motorleistungen im Bereich von 5 - 16 kW, was bei entsprechendem Beckenvolumen und mehreren Aggregaten zu erheblichen elektrischen Anschlußwerten und daraus resultierenden Betriebskosten führen kann.

Bei den z. T. großen elektrischen Anschlußwerten von Strahlreinigern ist es wichtig, daß die Aggregate - auch nach einer evtl. kurzzeitigen Netzunterbrechung - gestaffelt anlaufen. Bei günstiger Positionierung des Ansaugrohres bieten Strahlreiniger den Vorteil, daß sie die bereits wasserfrei gewordene Beckensohle noch reinigen können.

Impulsstrahlreiniger werden überwiegend zur Reinigung flacher Stauraumkanäle eingesetzt.

Für Rührwerke und Strahlreiniger ist systemtypisch, daß verzopfendes Material, Plastikteile und grobe Stoffe (wie Holz und Tierkadaver) die Funktion behindern können und dann ein Wartungseinsatz erforderlich wird.

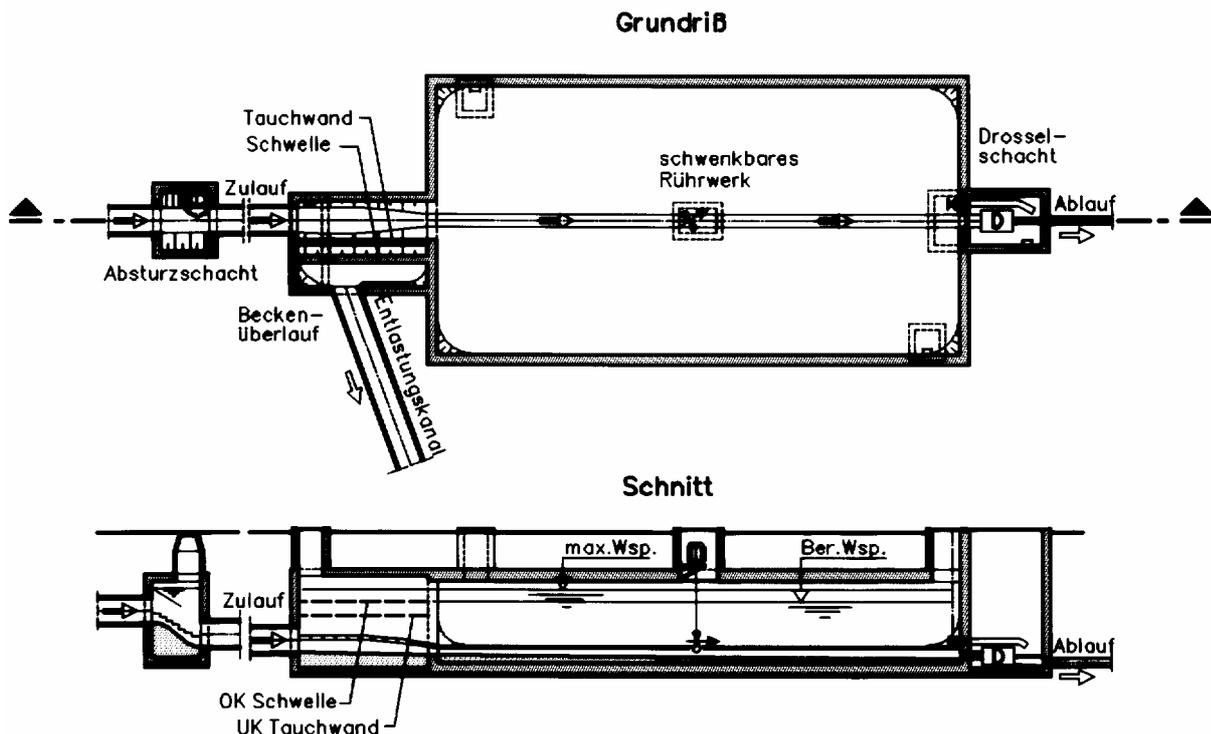


Bild 8: Systemzeichnung eines Rechteckbeckens (Fangbecken) im Hauptschluß mit schwenkbarem Rührwerk

Rechteckbecken mit mittig oder seitlich angeordneter Trockenwetterrinne und einem Sohlgefälle sowohl in Längs- als auch in Querrichtung zur Trockenwetterrinne hin können nur mit schwenkenden Aggregaten befriedigend gereinigt werden, es sei denn, die Anzahl der starren Aggregate wird unwirtschaftlich erhöht.

Werden starre Strahlreiniger oder Rührwerke auf einer verstellbaren Grundplatte montiert, so sind nachträgliche Richtungskorrekturen, die oftmals im Zuge der Betriebsoptimierung erforderlich werden, ohne großen Aufwand möglich.

Bei Nebenschlußbecken mit extremen Schlammanfall, die durch Spülkippen gereinigt werden, haben sich Rührwerke im Sumpf der Entleerungspumpen bewährt, weil sie einer Verdichtung des Schlammes entgegenwirken. Wie bei Abwassertauchmotorpumpen kommen nur explosionsgeschützte Aggregate zum Einsatz.

Mit schwenkenden Rührwerken von ca. 5,5 kW lassen sich Sohlflächen bis 15 m x 15 m reinigen.

Beim Einsatz starrer Strahlreiniger lassen sich Sohlflächen bis 10 m x 20 m mit einem Aggregat und einer Motorleistung von ca. 11,5 kW reinigen. Mit schwenkenden Strahlreinigern können - bei günstiger Positionierung an einer wasserführenden Rinne - Sohlflächen bis 25 m x 50 m mit einem Aggregat von ca. 1,5 kW gereinigt werden.

Längere Becken erfordern ggf. zwei Aggregate hintereinander, deren Wirkungsbereiche sich überschneiden. Bei breiteren Kammern können mehrere Aggregate parallel eingebaut werden.

In Stauraumkanälen können Impulsstrahlreiniger von ca. 16 kW bei günstigen Randbedingungen (geringe Rohrrauhigkeit) und bei einem Sohlgefälle von ca. 6 ‰ Längen bis 100 m bzw. bei einem Sohlgefälle von 2 ‰ Längen bis 150 m reinigen. Bei längeren Kanälen, größeren Sohlgefällen oder Richtungsänderungen des Kanals werden mehrere hintereinandergeschaltete Aggregate erforderlich.

Die Ausbildung von Rechteckbecken mit gegenläufigem Sohlgefälle von ca. 1 % zu einer angeschrägten mittigen Vertiefung von ca. 40 cm ist besonders günstig für den Einsatz von schwenkenden Rührwerken, da in dieser Vertiefung das Rührwerk bis zur vollständigen Beckenentleerung laufen kann. Der Abfluß der Beckenentleerungswassermenge erfolgt daher über eine von dieser mittigen Vertiefung abgehenden, in die Bodenplatte eingelassene Sohlrinne.

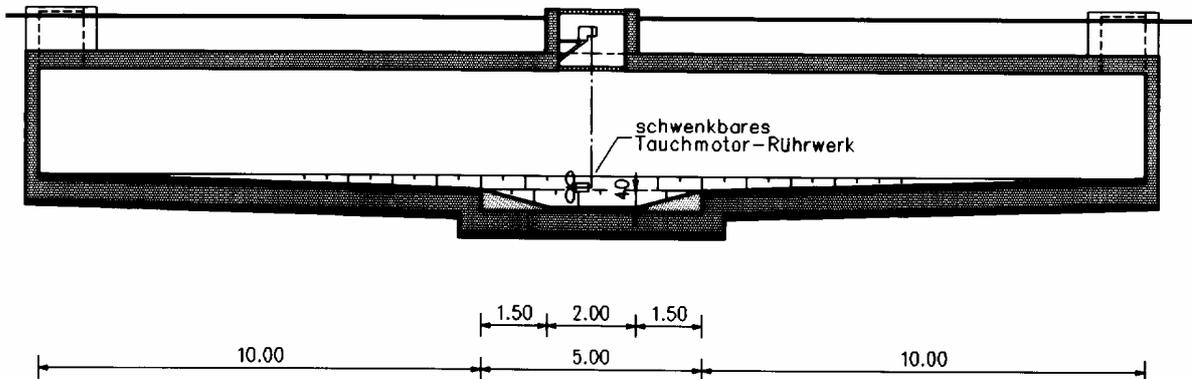


Bild 9: Optimierte Sohlausbildung für Einsatz von schwenkenden Rührwerken

Da Rührwerke und Strahlreiner mit elektrischer Energie versorgt werden müssen, sind Kabelleerrohre in Richtung Schaltanlage erforderlich, die sich zweckmäßigerweise oberhalb des max. Wasserspiegels - möglichst im Bereich einer Einstiegs- oder Montageöffnung - befinden. Dort werden dann die Aggregatkabel über explosionsgeschützte Klemmenkästen angeschlossen.

Im Wand- und Sohlbereich werden die Aggregatkabel problemloser unter PVC-Kabelabdeckhauben als über Leerrohre geführt.

Die Umwälzaggregate haben sich durch den gleichmäßigen Schmutzaustrag während der Beckenentleerung bewährt. Diese Betriebsweise kann sich jedoch insbesondere bei Durchlaufbecken bei einem Regenereignis, das auf ein teilgefülltes Becken trifft und zum Anspringen des Klärüberlaufs führt, für den Schmutzaustrag nachteilig auswirken. Die Geräte sollten daher nur mit entsprechender Steuerung eingesetzt werden.

An die Steuerung der Umwälzaggregate sind folgende Anforderungen zu stellen:

- Der Einschaltpunkt ist möglichst nahe der Beckensohle anzuordnen.
- Im Bereich von ca. 1 m unter dem Klär- bzw. Beckenüberlauf dürfen die Umwälzaggregate nicht betrieben werden.
- Zwischen dem Einschaltpunkt und dem zuvor genannten oberen Ruhebereich sind die Geräte nur bei sinkendem Wasserstand zu betreiben. Die Betriebsart ist durch Trendmelder sicherzustellen.

3.2.4.4 Sonstige Reinigungseinrichtungen in Rechteckbecken

Hierzu gehören:

- Räumer
- Beregnungs- und Spritzeinrichtungen
- Spülrinnen

Während mechanische Räumer in Nachklärbecken von Kläranlagen erfolgreich eingesetzt werden, haben sie sich in Regenbecken in der Kanalisation nur bedingt bewährt, weil ent-

weder ihre Reinigungswirkung im Sohlbereich nicht befriedigend oder der maschinelle Aufwand zu groß war.

Auch fest installierte Beregnungs- und Spritzeinrichtungen mit einer Vielzahl von kleinen Düsen haben sich nicht durchsetzen können.

Spülrinnen am Beckenboden oder entlang der Seitenwände von Rechteckbecken, die in Verbindung mit Pumpen und Schiebern arbeiten, können bei großen Becken wirksam sein, sind jedoch aufgrund ihres planerischen und baulichen Aufwandes projektspezifischen Sonderlösungen vorbehalten.

3.3 Becken mit unregelmäßigem Grundriß

Die Konstruktion eines Regenbeckens in Ortbetonbauweise mit unregelmäßigem Grundriß kann dann erforderlich werden, wenn bei dem vorgegebenem Beckenstandort der Zuschnitt des zur Verfügung stehenden Grundstückes eine Bauform als Rund- oder Rechteckbecken nicht zuläßt.

Da bei einer unregelmäßigen Beckenkonfiguration sich in aller Regel keine gleichförmige, richtungsstabile Strömung über den Beckenquerschnitt einstellen wird, sondern statt dessen häufig Kurzschlußströmungen auftreten, sollten solche Becken nur als Fangbecken und - im Hinblick auf die Beckenreinigung - möglichst nur im Hauptschluß betrieben werden. Durch die strömungsungünstige Kontur solcher Becken kann eine befriedigende Beckenreinigung nur bei Installation von schwenkenden Rührwerken erreicht werden.

Unter Berücksichtigung dieser Gesichtspunkte und aufgrund des planerischen und baulichen Aufwandes sollten daher Becken mit unregelmäßigem Grundriß nur in Ausnahmefällen erstellt werden.

4 Ausgewählte bautechnische und konstruktive Details

Um Bauwerke der Regenwasserbehandlung mit hoher Qualität, langer Lebensdauer und niedrigen Unterhaltungskosten erstellen zu können, sind bereits bei der Planung eine Reihe wichtiger konstruktiver Gesichtspunkte zu beachten. Von Bedeutung sind außerdem ein günstiges statisches System, die richtigen Baustoffe, eine ausreichende Betonüberdeckung, ein möglichst geringer Wasserzementfaktor und die sachgemäße Verarbeitung des Betons beim Einbringen, Verdichten und bei der Nachbehandlung.

In bautechnischer und wirtschaftlicher Hinsicht haben sich Bauwerke aus Stahlbeton seit Jahrzehnten bewährt. Bei diesen Bauwerken ist die Dichtheit weniger ein Problem des Baustoffes als vielmehr ein konstruktives Problem. Trennrisse aus Verformungsbehinderungen bei Zwangsbeanspruchungen und mangelhaft ausgeführte Arbeits- und Dehnungsfugen führen zu Undichtigkeiten.

4.1 Sohlausbildung bei offenen Becken

Bei Sonneneinstrahlung auf die Bauwerkssohle kommt es zu großen Wölbspannungen in der Sohle infolge des Temperaturgefälles im Bauteil. Die Wölbeffekte in der Bodenplatte sind rechnerisch nur schwer erfaßbar. Um diese Zwangsspannungen beherrschbar zu machen, muß die Bodenplatte bei offenen Becken durch Dehnfugen aufgeteilt werden, was vom statischen System her, aus Gründen der Dichtheit und im Hinblick auf die Auftriebsicherheit nicht erwünscht ist.

Das Risiko der Rißbildung wird durch die Anordnung einer geeigneten Gleitschicht vermindert (siehe Bild 10). Außerdem sollten Baugrundverzahnungen durch mehr als eine Einbindung vermieden werden. Ist eine mehrfache Baugrundverzahnung unvermeidlich, ist eine Ausführung gemäß Bild 11 erforderlich.

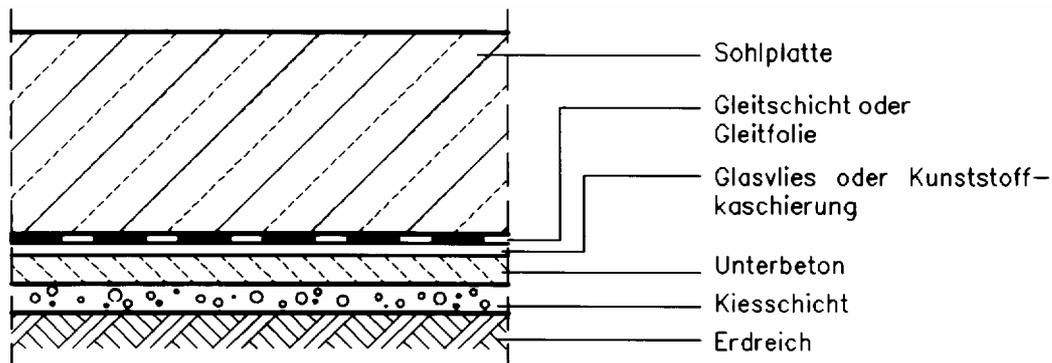


Bild 10: Beispiel für Ausbildung der Beckensohle mit Gleitschicht

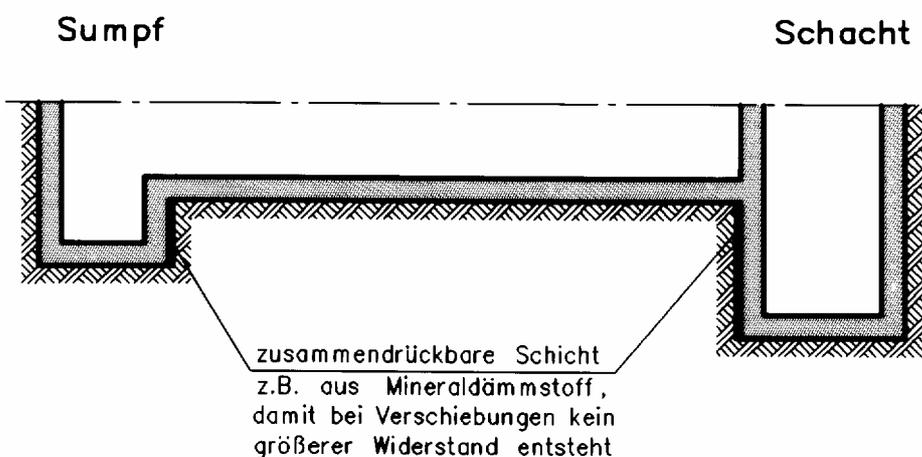


Bild 11: Beispiel für die Ausbildung der Sohle eines Regenbeckens bei mehrfacher Baugrundverzahnung

4.2 Beckenwände

Beckenwände werden durch Erd- und Wasserdruck belastet. Häufige Ursache dichtheitsgefährdender Trennrisse sind Spannungen infolge von Temperatur und Schwinden.

Augenmerk sollte dem Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme beim Abbinden des Betons gewidmet werden. Hierauf ist die Mindestbewehrung abzustimmen, wobei jedoch die Wirtschaftlichkeit zu beachten ist.

Auch durch horizontale Vorspannung können Spannungen infolge von Temperatureinflüssen oder Schwinden reduziert werden.

Durchspannungsfreie Schalungssysteme bieten hinsichtlich der Dichtheit des Bauwerkes die Gewähr, daß die Schwachstelle "Spannankerdurchführung" von vornherein vermieden wird. Werden dennoch Schalungssysteme mit Spanngliedern eingesetzt, sind die Spannlöcher wasserdicht zu verschließen.

Becken mit Wänden aus Betonfertigteilen können Preisvorteile bieten. Auf eine sorgfältige Fugenausbildung und -dichtung ist zu achten.

4.3 Beckendecken

Bei erdüberdeckten größeren Regenbecken besteht die Gefahr, daß Oberflächenwasser nicht von der Decke abfließen kann und die Erdschicht "versumpft". Die Oberseite sollte deshalb mit einem Quergefälle von 2 % - 5 % ausgeführt werden.

Auf eine Wärmedämmung oder Feuchtigkeitsisolierung kann bei Regenbecken in der Regel verzichtet werden. Die Bildung von Kondenswasser an der Deckenunterseite kann durch eine außenliegende Wärmedämmung bzw. eine genügend starke Erdüberdeckung verhindert werden.

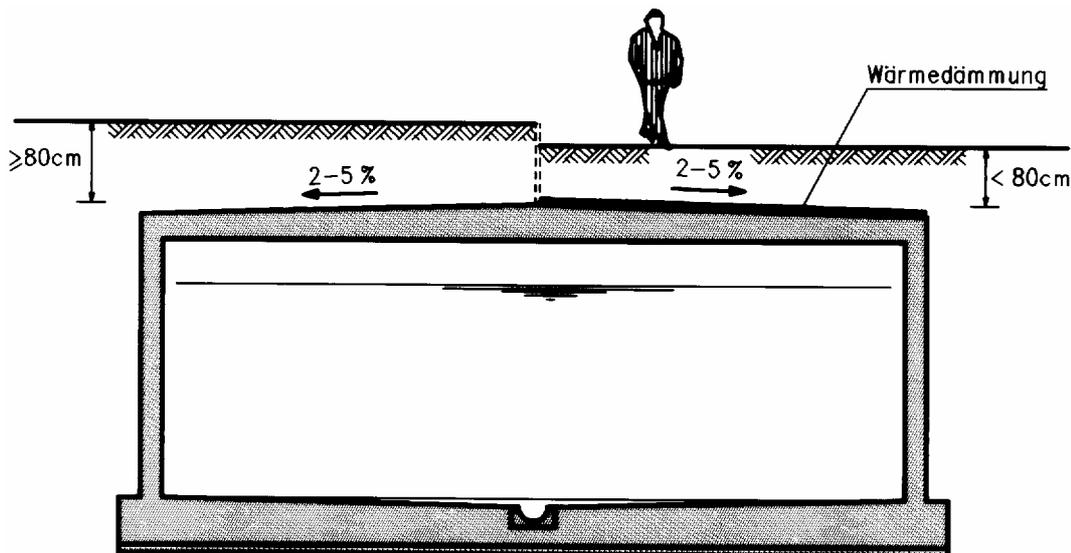


Bild 12: Beispiel für die Ausbildung der Deckenneigung und -isolierung

4.4 Profilbeton

Um Fugen zu vermeiden, sollte Profilbeton nur dort vorgesehen werden, wo Konstruktionsbeton nicht sinnvoll einzusetzen ist. Profilbeton, der flacher als 45° an den Konstruktionsbeton anschließt, sollte mit einer vertikalen Fuge an die Wand angeschlossen werden (Bild 13 links). Bei einem Anschluß steiler als 45° sollte die Fuge horizontal sein. Die erforderliche Aussparung bekommt man durch Einlegen eines Brettes bzw. einer Styroporplatte in die Schalung (Bild 13 Mitte). Analog ist beim Profilbetoneinbau mit einem Anschluß flacher als 45° eine Fugenaussparung gegen die Wand herzustellen (Bild 13 rechts). Nach Aushärten des Profilbetons sind diese Fugen dauerelastisch zu verschließen.

Bei Anschluß des Profilbetons mit horizontaler Fuge ist auf eine ausreichende Betondeckung im Bereich der Wandaussparung zu achten. Daher ist von vornherein eine größere Wandstärke vorzusehen. Solche Profilbetonanschlüsse sollten aus wirtschaftlichen Gründen nur in Sonderfällen (z. B. Wandausrundung unterhalb von Spülkippen) erfolgen. Ansonsten ist es fast immer möglich, bei einem steil geneigten Profilbeton unmittelbar vor dem Wandanschluß einen kurzen, flachgeneigten Übergang vorzusehen, so daß ein vertikaler Fugenanschluß ausgebildet werden kann (z. B. bei Wandausrundung in einem Pumpensumpf).

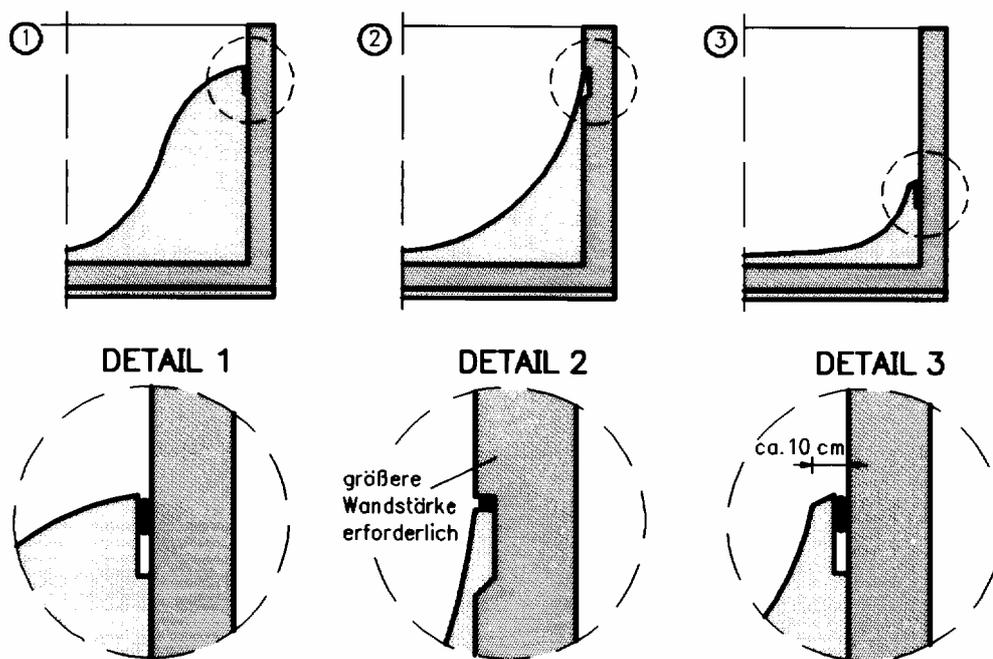


Bild 13: Beispiele für den Anschluß von Profilbeton an Wände

5 Zusammenfassung und Schlußbetrachtung

Regenbecken sind technische Einrichtungen zum Schutz der Gewässer, die nach funktionellen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten unter Beachtung der hydraulischen Vorgaben und ortsspezifischen Randbedingungen geplant und betrieben werden müssen.

Da noch längst nicht alle Regenbecken erstellt sind, sondern immer noch ein in den einzelnen Bundesländern allerdings unterschiedlicher hoher Fehlbedarf an Becken besteht, wurde die konstruktive Gestaltung und Reinigung von Regenbecken entsprechend dem derzeitigen Stand der Technik dargestellt.

Abschließend sei an dieser Stelle ausdrücklich darauf hingewiesen, daß bei der Konstruktion von Regenbecken immer die Gesichtspunkte einer kostenbewußten Gestaltung zu berücksichtigen sind, also:

- bestmögliche Nutzung des Grundstückes unter Einbeziehung seiner Beschaffenheit und Besonderheiten
- Optimierung der Baukörper hinsichtlich ihrer Bauweise und Kubatur unter Beachtung der wasserwirtschaftlichen und betrieblichen Erfordernisse
- Wahl der erforderlichen Beckenausrüstung und -ausstattung unter dem Gesichtspunkt eines sicheren Betriebes ohne überzogene Komfortansprüche.

6 Richtlinien, Normen, Literatur

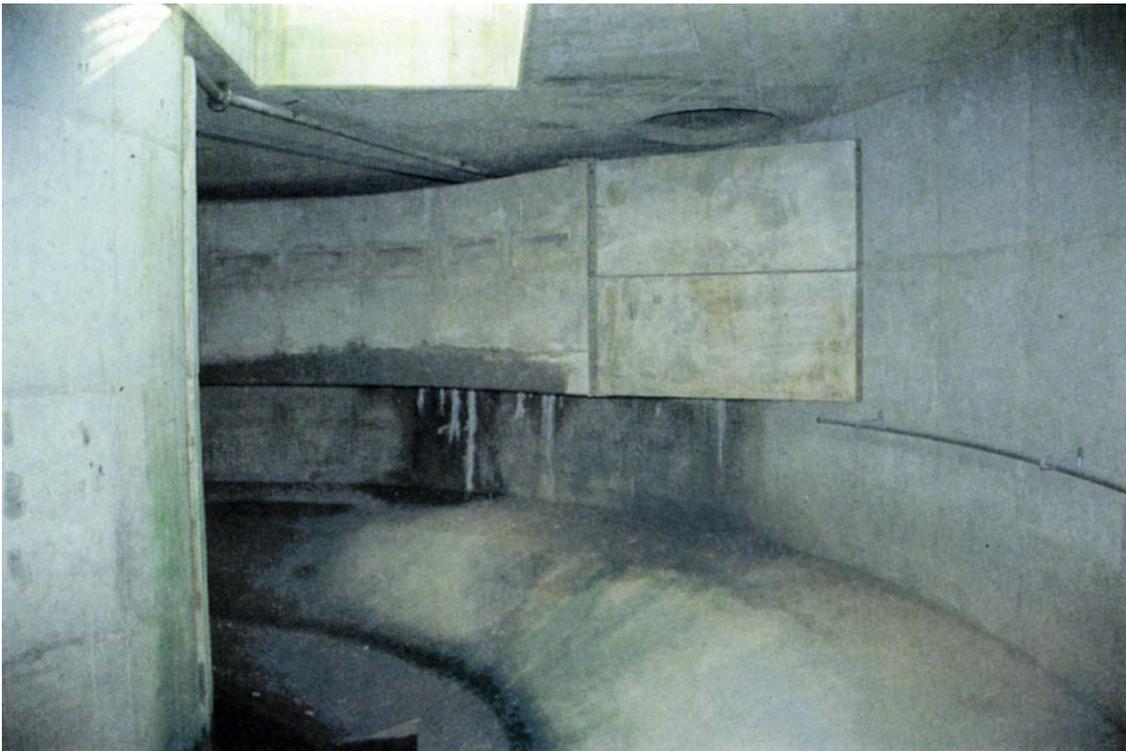
ATV-A 11	Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Regenwasser-Entlastungsanlagen in Abwasserkanälen und -leitungen
ATV-A 117	Richtlinien für die Bemessung, die Gestaltung und den Betrieb von Regenrückhaltebecken
ATV-A 118	Richtlinien für die hydraulische Berechnung von Schmutz-Regen- und Mischwasserkanälen
ATV-A 128	Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen
ATV-A 166 (Entwurf)	Bauwerke der zentralen Regenwasserbehandlung und -rückhaltung
ATV-M 176 (in Vorber.)	Bauwerke der zentralen Regenwasserbehandlung und -rückhaltung Beispiele für die konstruktive Gestaltung
ATV	ATV-Handbuch "Planung der Kanalisation", Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1994 (4. Auflage)
ATV	ATV-Handbuch "Bau und Betrieb der Kanalisation", Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1995 (4. Auflage)



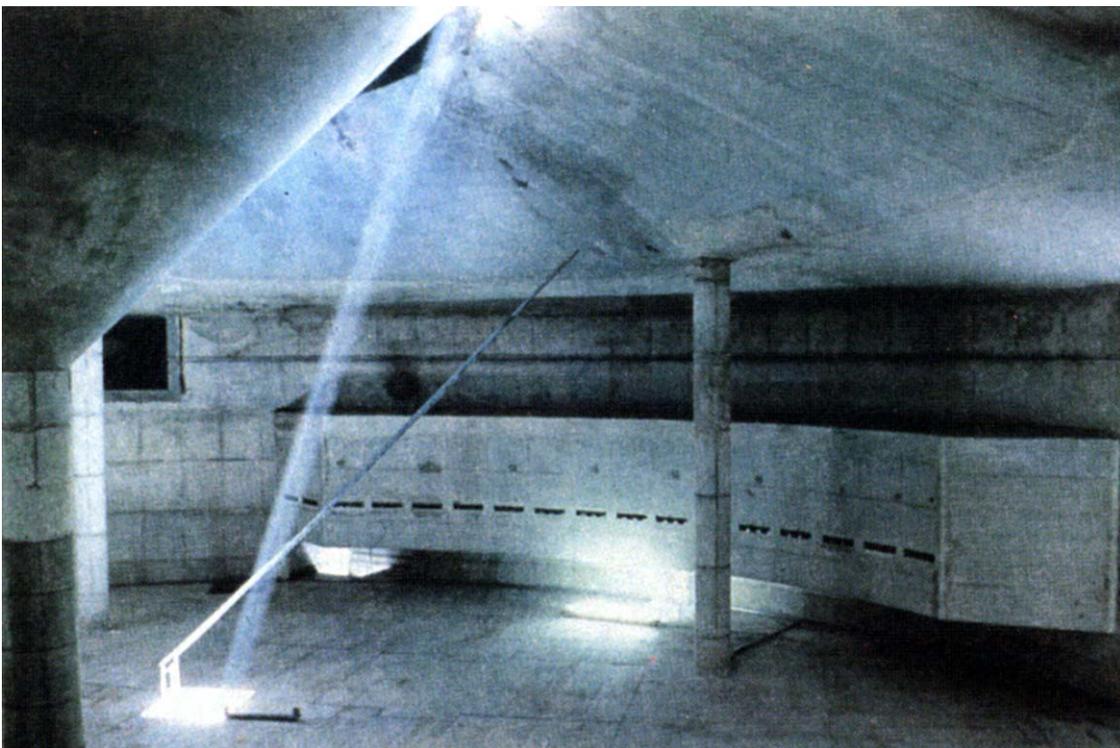
Wirbelschachtbecken mit mittig angeordneter Rohrschnecke zur Entleerung



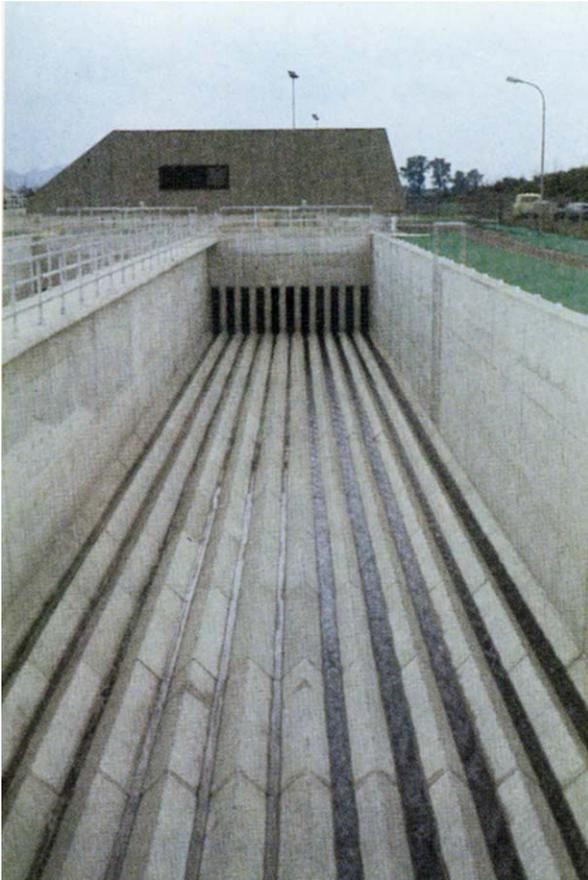
Offenes Regenzyklonbecken mit strömungsbedingter Mittelstütze und außenanliegendem Klärüberlauf (Drosselschlitz)



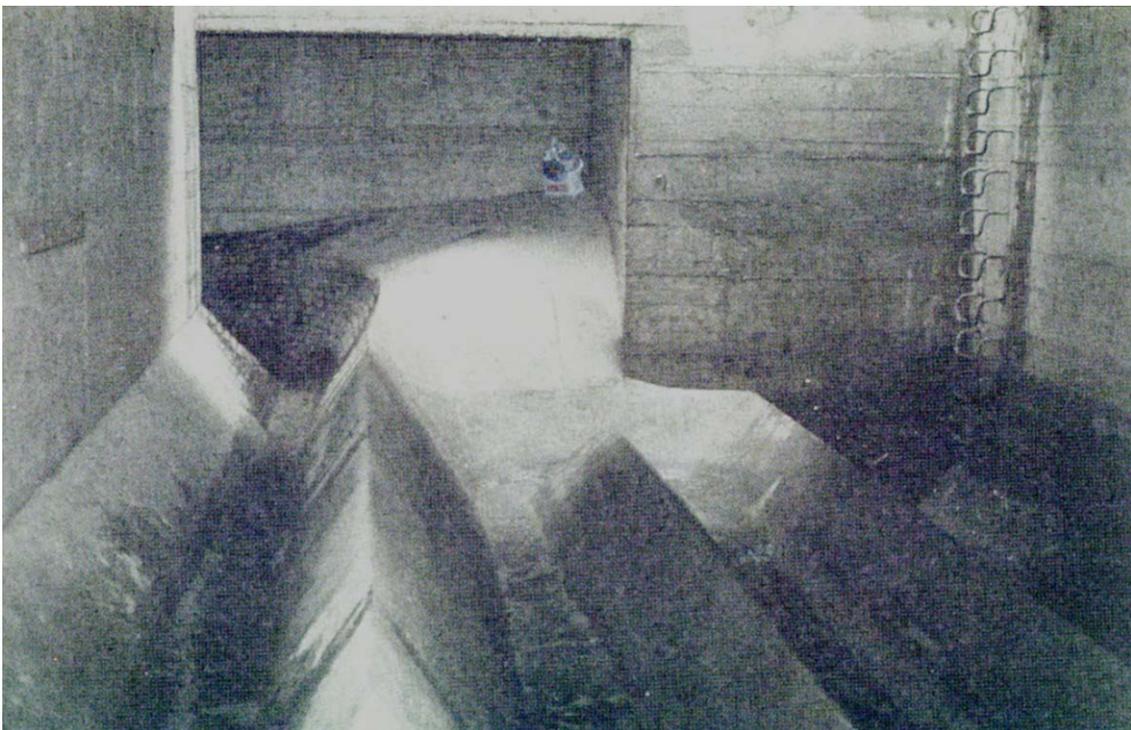
Geschlossenes Regenzyklonbecken mit innenliegendem Klärüberlauf



Großes geschlossenes Regenzyklonbecken mit zusätzlicher Stützreihe



Offenes Parallelrinnenbecken
(technisch überholt)



Geschlossenes Schlangeninnenbecken



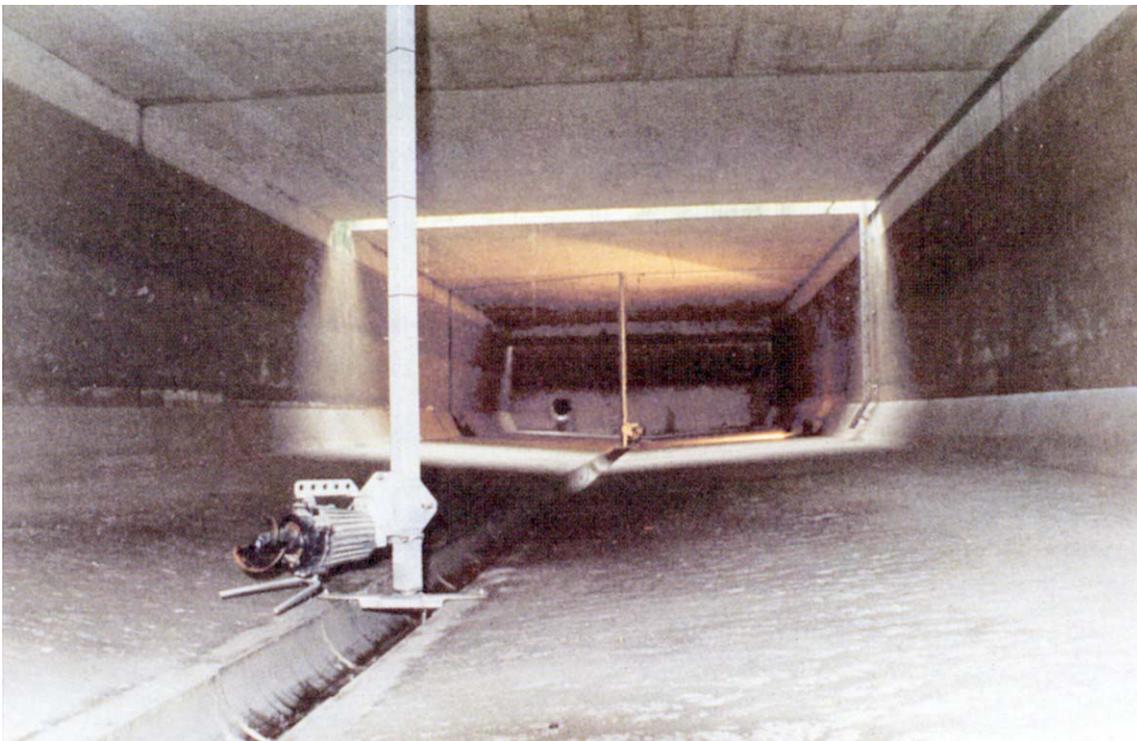
Rechteckbecken mit
Schwallspülung (im Betrieb)



Rechteckbecken mit Spülkippen (zwei Spülbahnen)



Rechteckbecken mit Spülkippen und zusätzlich starren Rührwerken



Großes Rechteckbecken mit zwei schenkenden Rührwerken

Grobstoffrückhalt an Regenbecken

Dipl.-Ing. Hartmut Roth
Regierungspräsidium Karlsruhe

1	Problemstellung	69
2	Rückhalt von Geschiebe	69
2.1	Geschiebeschächte.....	69
2.2	Gestaltung und Ausrüstung der Geschiebeschächte	70
2.3	Reinigung der Geschiebeschächte.....	71
3	Rückhalt von Schwimm- und Schwebstoffen.....	71
3.1	Möglichkeiten des Feststoffrückhalts	72
3.1.1	Tauchwände	72
3.1.2	Durchlaufbecken	72
3.1.2.1	Gestaltung von Durchlaufbecken	72
3.1.2.2	Ausführungsbeispiel.....	72
3.1.3	Retentionsbodenfilter	75
3.1.4	Rechen und Siebe.....	78
3.1.5	Räumung des Rechen- / Siebgutes	79
3.1.6	Hydraulische Leistung und Stabilitätsnachweis der Anlagen	80
3.1.7	Bauformen von Rechen und Sieben.....	81

Anlagen: 1 - 5

1 Problemstellung

Grobstoffe, auch Sperrstoffe genannt, treten bei der Ableitung von Abwasser im Sohlbereich in Form von Geschiebe (Steine, Kies und Splitt) auf. Das Geschiebe kann zu erheblichen Störungen bei der Ableitung und Behandlung des Abwassers führen; insbesondere beim Pumpbetrieb und bei Reinigungsvorgängen. Das Geschiebe beeinflusst die Betriebsdauer der Anlagen.

Des Weiteren sind im Mischwasserabfluß Grobstoffe in Form von Schwimm- und Schwebstoffen (Papier, Toiletten- und Hygieneartikel) in der fließenden Welle zu finden. Sie führen i. d. R. nicht zu Betriebsstörungen, können jedoch nach der Entlastung zu erheblichen visuellen Beeinträchtigungen am Gewässer führen.

2 Rückhalt von Geschiebe

Der Rückhalt von Geschiebe hat folgende Vorteile:

- Kies- und Geröllablagerungen im Kanalnetz werden vermieden. Dadurch wird auch organisches Material ohne zu sedimentieren mit dem Trockenwetterabfluß zur Kläranlage transportiert. In der Folge vermindert sich die Schmutzfracht („Schmutzstoß“) im Kanal zu Beginn eines abflußwirksamen Regenereignisses.
- Die Reinigungsintervalle für das unterhalb liegende Kanalnetz können deutlich verlängert werden. Ggf. kann auch bei flachen Kanalnetzen auf die Kanalreinigung völlig verzichtet werden, da sich das Selbstreinigungsverhalten der Kanäle nicht gehemmt wird.
- Beschädigungen des Rohrmaterials wie Abrieb und Absprengungen durch das Geschiebe sind ausgeschlossen. Dadurch verlängert sich die Nutzungsdauer der Rohre. Dies wirkt sich insbesondere bei Steilstrecken aus.
- Pumpen und andere Förderorgane werden geringer beansprucht. Daraus folgen höhere Betriebssicherheit und längere Nutzungsdauer.
- Unabhängig vom Beckenreinigungssystem verbessert sich dessen Wirkungsgrad, da nur noch Feinschlamm ausgetragen werden muß.

Jahrelange Betriebserfahrungen, z. B. beim Abwasserzweckverband „Weißach- und Oberes Saalbachtal“ in Bretten, Kreis Karlsruhe, bestätigen, daß sich Geschiebeschächte für den Rückhalt von Geschiebe besonders eignen. Wesentlichen Betriebskosteneinsparungen bei der Kanal- und Regenbeckenunterhaltung sind durch den Einbau der Schächte zu verzeichnen.

2.1 Geschiebeschächte

Wie schon erwähnt, haben Geschiebeschächte die Aufgabe, Kies und Geröll, also mineralische Grobstoffe, zurückzuhalten. Sie werden zweckmäßigerweise im Zulaufbereich von Regenbecken und Hebeanlagen sowie vor Durchflußmeßstellen angeordnet. Bei kleineren Regenüberlaufbecken können die Schächte auch im Bereich der Trockenwetterrinne im Becken selbst angeordnet werden. Die Sedimentation im Durchlaufbecken darf jedoch durch die Belüftung nicht gestört werden.

2.2 Gestaltung und Ausrüstung der Geschiebeschächte

In Mischwasserkanälen dient eine grobblasige Intervallbelüftung zur Trennung von organischen und mineralischen Stoffen. Bei Regenwasserkanälen kann auf die Belüftung verzichtet werden. Die Größe des Geschiebeschachtes richtet sich neben den örtlichen Gegebenheiten auch nach den Reinigungszyklen des Schachtes.

Ein Geschiebeschacht, der im Bereich eines Rohres DN 2 000 angeordnet wurde, hat z. B. folgende Daten:

Lichte Länge:	2,20 m
Lichte Breite:	3,00 m
Tiefe unter Rohrsohle:	1,30 m
Belüftungsrohr:	DN 50 aus V4A-Stahl
Belüftungsaggregat:	Kompaktgebläse oder Seitenkanalverdichter mit einer Leistung von 60 m ³ /h. Das Belüftungsaggregat ist mit einer Wetter- und Schallschutzhaube ausgestattet.

Als Einstiegshilfen in den Schacht werden Steigkästen verwendet, die mit der Wand bündig sind und deshalb bei der Räumung des Schachtes nicht stören. Aus dem gleichen Grund wird das Belüftungsrohr in Wandaussparungen geführt.

Das Belüftungsrohr verläuft, vom Belüftungsaggregat kommend, in der Längswand des Schachtes bis ca. 35 cm über der Sohle lotrecht nach unten. Danach wird es horizontal über die gesamte ablaufseitige Breitseite des Schachtes geführt. Für den Luftaustritt werden im Abstand von 5 cm Belüftungslöcher mit einem Durchmesser von 4 mm angeordnet. Das Rohr ist mit insgesamt drei Absperrventilen ausgerüstet. Im oberen Bereich des Schachtes ist am Zuführungsrohr vom Belüftungsaggregat und am Anschluß für die externe Druckluft je ein manuelles Kugelhahnventil angeordnet. Am Ende des Belüftungsrohres befindet sich ein 2-Zoll-Kugelhahn, der mit einem verlängertem Steuerungsadapter und einem E-Antrieb ausgerüstet ist. Der E-Antrieb soll den Kugelhahn zeitverzögert nach dem Anlaufen des Belüftungsaggregates schließen. Dadurch wird gewährleistet, daß Material, welches sich in den Ruhezeiten im Belüftungsrohr abgesetzt hat, durch die große Öffnung des Kugelhahns ausgeblasen wird.

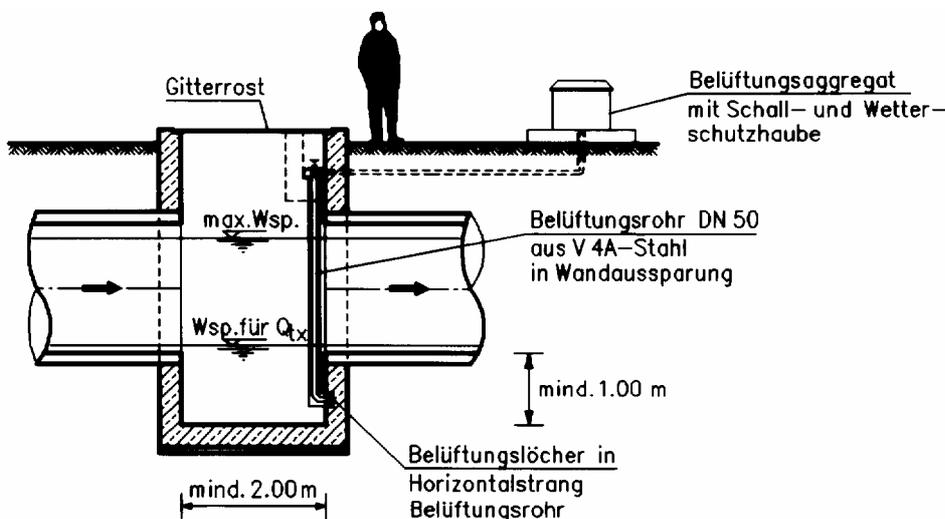


Bild 1: Geschiebeschacht

2.3 Reinigung der Geschiebeschächte

Für die Reinigung der Schächte auf Kläranlagen haben sich stationäre Seilzuggreifer bewährt. Übliche ölhydraulische Greifer haben den Nachteil, daß die Lage der Schaufel unter Wasser nicht geortet werden kann, und so die Gefahr der Beschädigungen von Gerät und Bauwerk durch Fehlbedienung besteht. Im Kanalnetz kommen mobile Seil- oder Teleskopgreifer zum Einsatz.

3 Rückhalt von Schwimm- und Schwebstoffen

Sowohl beim Neubau als auch bei der Nachrüstung von Regenbecken ist das europäische Normblatt EN 752, Teil 4 (Entwurf) zu berücksichtigen. Es fordert unter Nr. 11.3 die Rückhaltung von aufschwimmenden Feststoffen und anderem unansehlichem Material.

Die Praxis hat gezeigt, daß bei einem Teil der Regenwasserbehandlungsanlagen, obwohl sie nach den Regeln der Technik mit Tauchwänden ausgelegt wurden, mit der Entlastung von Mischwasser Toilettenpapier, Plastikfolien, Hygieneartikel und andere unästhetische Grobstoffe ausgetragen werden. Die Grobstoffe setzen sich am Uferbewuchs von Bächen, Flüssen und Seen, in den Flachwasserzonen der Gewässer sowie im Bereich der Geschwemmsellinie von Rückhaltebecken und Seen fest. Das kann zu visuellen Problemen führen. Die Gewässergüte wird durch den Grobstoffrückhalt in der Regel nur unwesentlich beeinflußt.

Auffallend ist, daß bei Fangbecken in flachen Kanalnetzen der Austrag von unästhetischen Grobstoffen häufig auftritt. Hohe Trennbauwerksschwellen wirken sich bei flachen Netzen ebenfalls nachteilig aus. Besonders gefährdet sind hochbelastete Stauraumkanäle mit untenliegender Entlastung.

Die Rückhaltung von Schwimm- und Schwebstoffen kann geboten sein bei der Einleitung in:

- Badeseen,
- Trockengräben,
- kleine und renaturierte Gewässer,
- stehende Gewässer,
- Wasserschutzgebiete sowie
- Rückhaltebecken in Erdbauweise und bei Einleitung
- oberhalb von Hochwasserrückhaltebecken und
- vor Filterbecken ohne Schilfbewuchs sowie vor Versickerungsanlagen.

Bei Gewässern mit einem besonderen Schutzbedürfnis vor unästhetischer Belastung sollten deshalb Vorkehrungen zum Rückhalt von Schwimm- und Schwebstoffen eingebaut werden.

Im Zweifelsfall sollten zuerst Betriebserfahrungen gewonnen werden. Aufgrund dieser Erfahrungen sollte die Entscheidung über die Notwendigkeit der Nachrüstung der Regenwasserbehandlungsanlage durch Rechen- oder Siebanlagen getroffen werden. In diesem Fall sind mit dem Bau des Beckens Vorkehrungen zu treffen, die eine Nachrüstung ermöglichen.

3.1 Möglichkeiten des Feststoffrückhalts

Je nach örtlicher Situation sollten angemessene Vorkehrungen für den Grobstoffrückhalt eingesetzt werden.

Folgende Maßnahmen können zum Einsatz kommen:

- Tauchwände
- Durchlaufbecken
- Retentionsbodenfilter
- Rechen und Siebe

3.1.1 Tauchwände

In der Vergangenheit wurde vom Einbau von Tauchwänden, Rechen und Sieben an Entlastungsanlagen aus betrieblichen Gründen abgeraten. Zwischenzeitlich werden bei Neubauten an Entlastungsschwellen jedoch grundsätzlich Tauchwände angeordnet.

An Streichwehren sind Tauchwände für die Rückhaltung von Grobstoffen nur bedingt geeignet. Ihr Wirkungsgrad sinkt mit steigendem Volumenstrom. Wirksamer sind Tauchwände vor senkrecht angeströmten Wehren.

Tauchwände können sowohl in starrer als auch in beweglicher Ausführung montiert werden. Sie müssen aus beständigen Materialien wie Beton, Edelstahl, Kunststoff, oder Faserzement bestehen. Zur Vermeidung von Verschmutzungen sind sie so zu gestalten, daß Halterungen oder Hebelarme außerhalb des Einstaubereiches liegen. Über dem maximalen Stauziel sind Belüftungsöffnungen anzuordnen, die eine Heberwirkung durch die Tauchwand verhindern.

Beim Klärüberlauf kann auf die Tauchwand verzichtet werden, wenn er in Form von schräg aufsteigenden Schlitzen, Rohren oder als selbstregulierender Klärüberlaufschlitz ausgebildet wird.

Die Vorgaben für den hydraulischen Nachweis sind unter Nr. 8 und im ATV-Arbeitsblatt A 111 enthalten.

3.1.2 Durchlaufbecken

Regenklär- und Regenüberlaufbecken (Durchlaufbecken) sollen partikuläre Stoffe sedimentieren und aufschwimmbare Leichtstoffe -insbesondere Öl und Kraftstoffe- zurückhalten. Falls diese Becken richtig konstruiert werden, eignen sie sich auch für den Rückhalt von Schwimm- und Schwebstoffen aus dem Volumenstrom Q_{krit} .

3.1.2.1 Gestaltung von Durchlaufbecken

Baulich lassen sich die Becken in drei Komponenten unterteilen:

- Einlauf- oder Verteilungsbauwerk,
- Sedimentationsraum und
- Klärüberlauf.

Das Einlaufbauwerk ist so zu gestalten, daß sich im Einlaufbereich des Beckens möglichst schnell eine gleichförmige, richtungsstabile Strömung einstellt.

Bei Rechteckbecken wurden bisher folgende Einlaufkonstruktionen gebaut, die durch Modellversuche untersucht wurden:

- Tiefliegende Rohreinfüße im Spülsumpf unterhalb der Beckensohle \Rightarrow Variante 1
- Tiefliegender Rohreinlauf ohne zusätzliche Einbauten \Rightarrow Variante 2
- Tiefliegender Rohreinlauf mit Prallplatte, \Rightarrow Variante 3
- Überfallwehr (Nebenschlußbecken mit hoher Trennbauwerksschwelle) \Rightarrow Variante 4
- Überfallwehr mit Tauchwand \Rightarrow Variante 5 und
- Überfallwehr mit Lamellenwand \Rightarrow Variante 6.

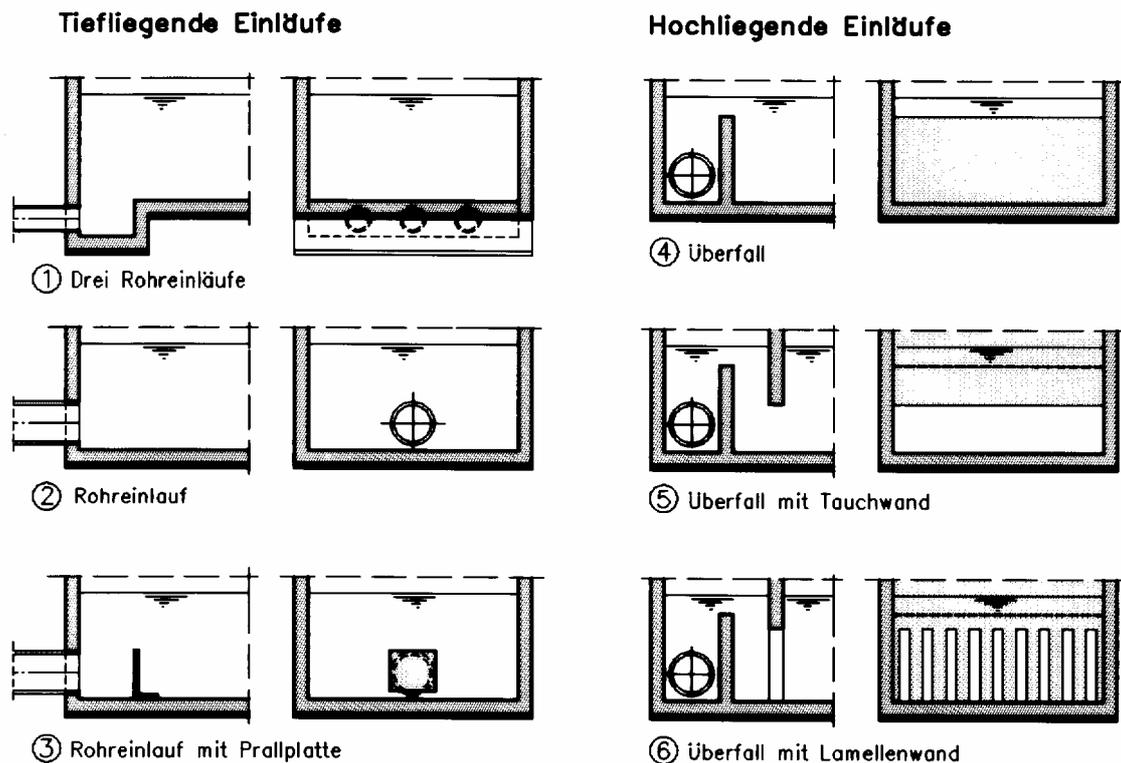


Bild 2: Varianten der Einlaufgestaltung bei Durchlaufbecken

Es zeigte sich, daß Rohreinfüße ohne zusätzliche Einbauten (V2) nicht vertretbar sind. Alle anderen Konstruktionen bringen befriedigende Ergebnisse. Aus wirtschaftlicher Sicht sollten, je nach Beckenkonstruktion, bei Hauptschlußbecken die Variante 1 oder 3 und bei Nebenschlußbecken die Variante 5 zum Einsatz kommen. Lamellenwände nach Variante 6 sind hydraulisch besonders wirksam, scheiden aus wirtschaftlichen Gründen aus.

Falls der Beckenüberlauf im Beckenraum angeordnet werden soll, bietet sich die Anordnung eines Einlaufs mit Beschickung des Beckens entgegen der Durchströmungsrichtung als strömungsgünstige Lösung an. In Kombination mit dem Beckenüberlauf erhält man eine kompakte und preiswerte Konstruktion (Bild 3).

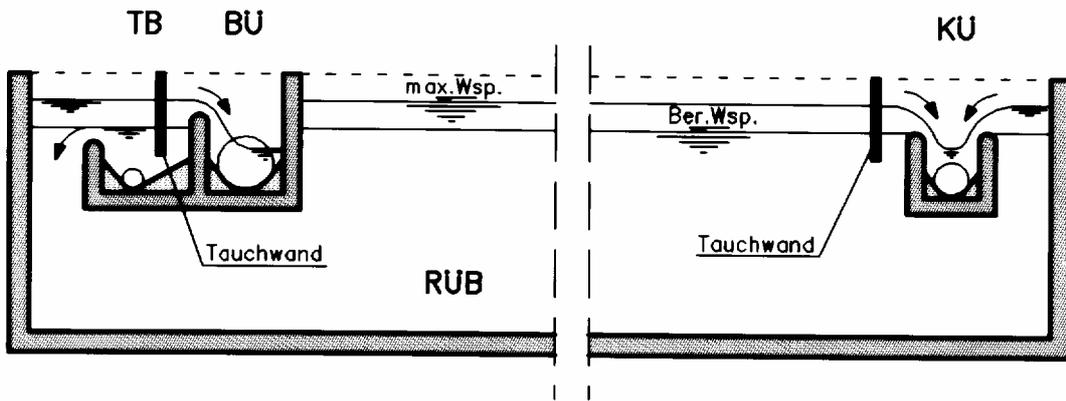


Bild 3: Einlaufgestaltung eines Durchlaufbeckens mit Beschickung des Beckens entgegen der Durchströmungsrichtung, in Kombination mit dem Beckenüberlauf

Rundbecken haben i. d. R. keine besondere Einlaufkonstruktion. Der Zulaufkanal ist jedoch annähernd tangential und sohlgleich in das Becken zu führen.

Der eigentliche Beckenraum (Sedimentationsraum) ist frei von Einbauten zu gestalten, um den gleichförmigen Abfluß nicht zu stören. Die Nachweise für Oberflächenbeschickung und Horizontalgeschwindigkeit sind zu führen.

Die Abmessungen des Sedimentationsraums von rechteckigen Durchlaufbecken (L = Länge, B = Breite, H = mittlere Wassertiefe) sollten wie folgt gewählt werden:

10	<	L/H	<	15
3	<	L/B	<	4,5
2	<	B/H	<	4

Werden große Rechteckbecken in Kammern unterteilt, sollte jede Einzelkammer den o. g. Vorgaben entsprechen. Um Querströmungen zu verhindern, muß die Trennung der einzelnen Kammern durch Wände, und nicht durch Stützen erfolgen.

Der Klärüberlauf ist über die gesamte, ablaufseitige Beckenbreite anzuordnen, damit er gleichförmig und richtungsstabil angeströmt wird. Er kann je nach den hydraulischen Bedingungen in ungedrosselter oder gedrosselter Form ausgeführt werden.

Der ungedrosselte Klärüberlauf als freier Überfall mit vorgeschalteter Tauchwand kommt dann in Betracht, wenn trotz maximalem Überfall am vorgeschalteten Beckenüberlauf die Parameter für Durchlaufbecken nicht wesentlich überschritten werden.

Der gedrosselte Klärüberlauf kann z. B. als schräg aufsteigende Schlitz, Rohre oder als selbstregulierender Schlitz ausgebildet werden. Diese sind so zu dimensionieren, daß bei vollem Becken und einem Durchfluß von Q_{krit} die Klärbedingungen nicht wesentlich überschritten werden. Ferner haben sie die Aufgabe, aufschwimmbare Stoffe im Beckenraum weitestgehend zurückzuhalten. Horizontale Schlitz sind zusätzlich mit einer Tauchwand auszurüsten.

Sofern es die Beckenabmessungen ermöglichen und die Klärbedingungen im Wesentlichen eingehalten werden, kann das Becken gemäß ATV-Arbeitsblatt A 128, Kap. 9.2 mit einem Volumenstrom $> Q_{krit}$ beaufschlagt werden.

Bei Beschickung von Regenklärbecken, die nach dem Regenereignis entleert werden, muß das Austreten von aufschwimmenden Stoffen beim Anspringen der Überläufe vermieden werden. Deshalb sind Becken- und Klärüberlauf als einstaubare Siphons auszubilden.

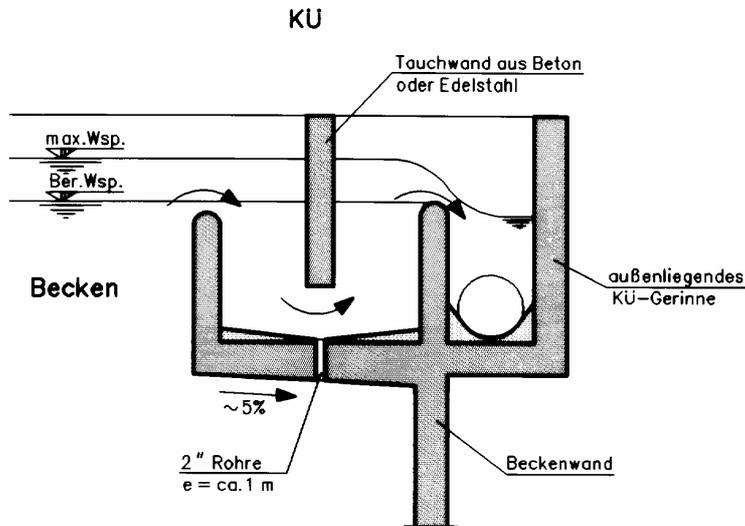


Bild 4: Einstaubarer Klärüberlauf mit Siphon

3.1.2.2 Ausführungsbeispiel

Die Stadt Mannheim mußte im Bereich Sandhofen ein Regenüberlaufbecken mit einem Nutzvolumen von 9 250 m³ als Durchlaufbecken erstellen. Aufgrund der unterschiedlichen Bodenverhältnisse mit unterschiedlich mächtigen Schluff- und Tonschichten wurden in Abstimmung mit dem Bodengutachter ein Becken mit insgesamt 6 Einzelbecken geplant.

Die hydrodynamischen Verhältnisse in den Beckenkammern wurden in Modellversuchen an verschiedenen Varianten untersucht. Eine weitere Vorgabe für den Modellversuch war, eine möglichst effektive und wirtschaftliche Einlaufgestaltung zu finden.

Aufgrund der Untersuchungen wurde empfohlen, die Zulaufrohre direkt in den Sumpf der Spülkippen (Bild 5 und 6) zu führen und die Sohle des Beckens so anzuordnen, daß diese bei einer Strahlausbreitung von 4° erreicht wird (Bild 6). Auf weitere Einbauten konnte verzichtet werden.

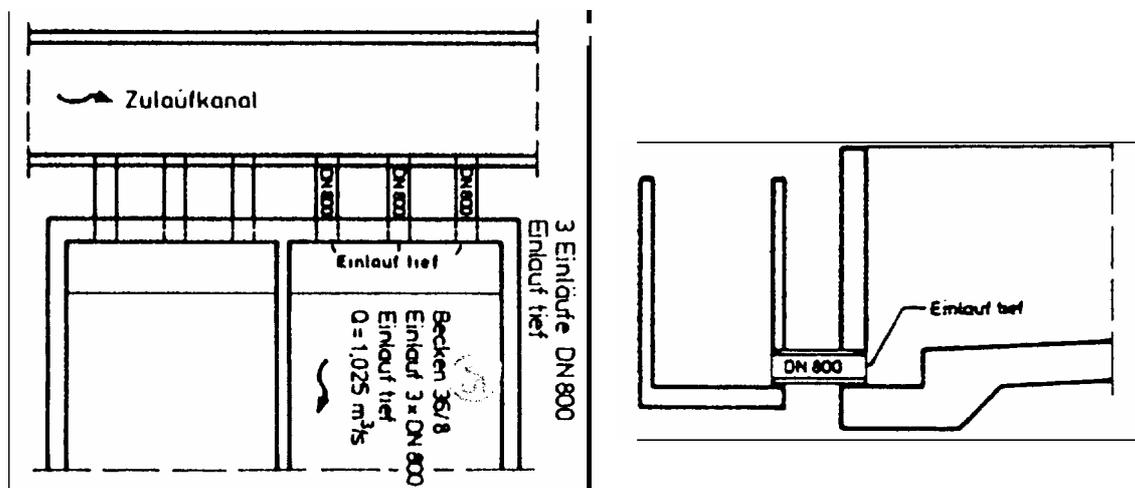


Bild 5: Gewählte Variante der Einlaufgestaltung

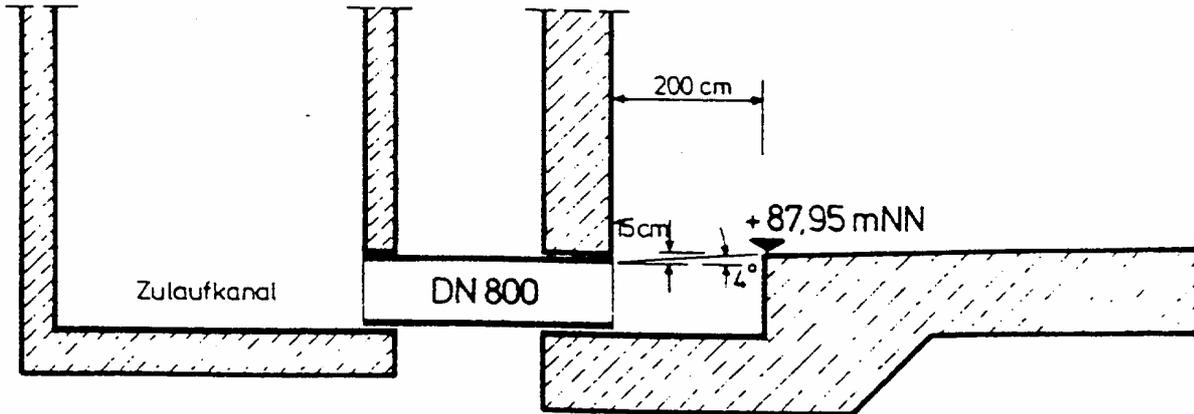


Bild 6: Detail der Einlaufgestaltung

Die Kosten für die Modelluntersuchungen lagen bei einem Bruchteil der durch die einfache Konstruktion des Einlaufs gesparten Baukosten.

Die Untersuchungen zeigen, daß bei der gewählten Variante die mittlere Geschwindigkeit in Bahnlängsrichtung optimal ist (Bild 7) und die gemessenen Geschwindigkeiten und Strombahnen eine gleichmäßige und richtungsstabile Durchströmung der Kammer nachweisen (Bild 8). Die Horizontalgeschwindigkeit von 5 cm/s wird bei der gewählten Konstruktion schon kurz hinter dem Einlauf wesentlich unterschritten.

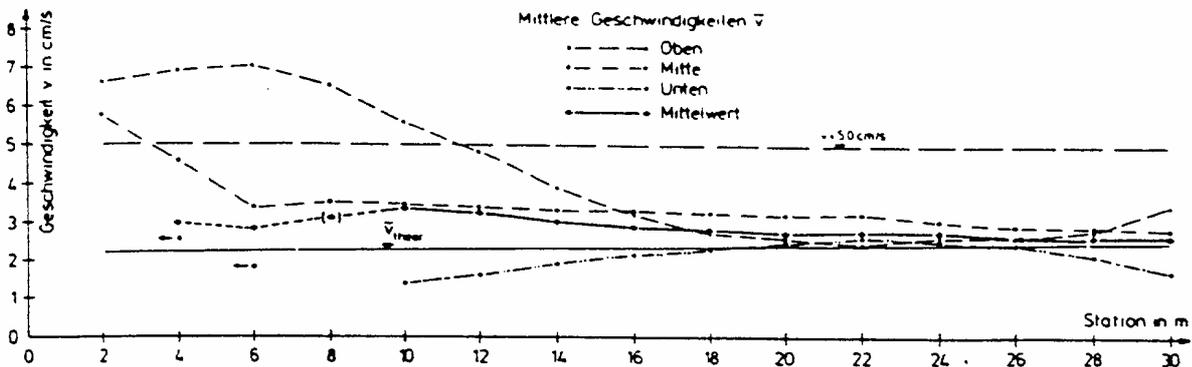


Bild 7: Mittlere Geschwindigkeit in Bahnlängsrichtung

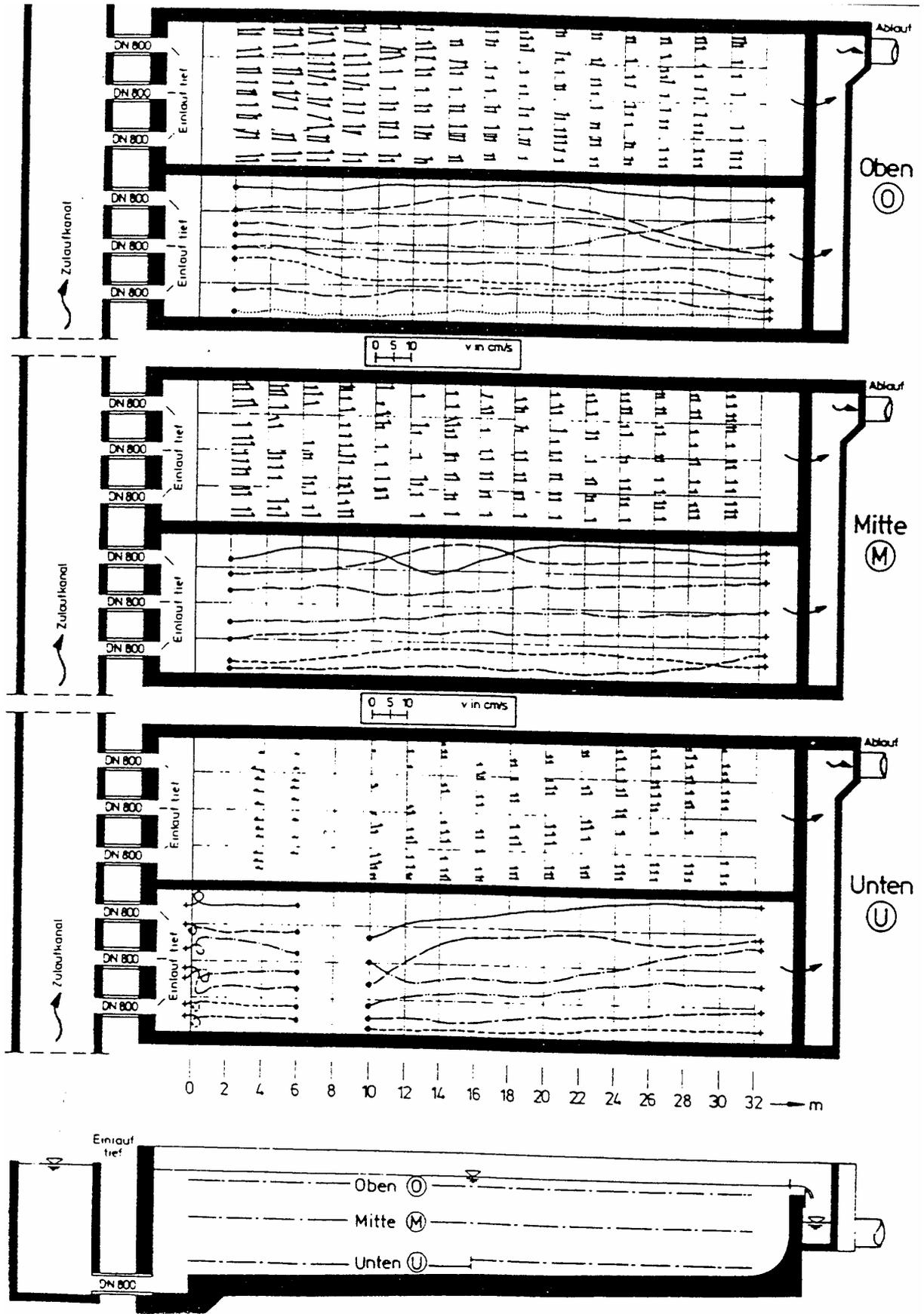


Bild 8: Geschwindigkeiten und Strombahnen in verschiedenen Tiefen

3.1.3 Retentionsbodenfilter

Der Retentionsbodenfilter ist i. d. R. eine 2-stufige Anlage, die unter Nr. 4 ausführlich behandelt wird.

Die Entfernung von sedimentierbaren Stoffen und Schwimmstoffen erfolgt zum größten Teil in der ersten Stufe der Anlage. Diese Stufe wird nach den Grundsätzen von Durchlaufbecken geplant. Sollte dennoch ein Teil der Stoffe die erste Stufe passieren, werden diese auf jeden Fall durch die Bodenpassage zurückgehalten. Aufgrund der geringen Horizontalgeschwindigkeit im Rückhalteraum bzw. durch die Schilfbepflanzung, die u. a. auch die Funktion eines Rechens hat, wird auch das über den Notüberlauf geführte Wasser mit großem Wirkungsgrad gereinigt.

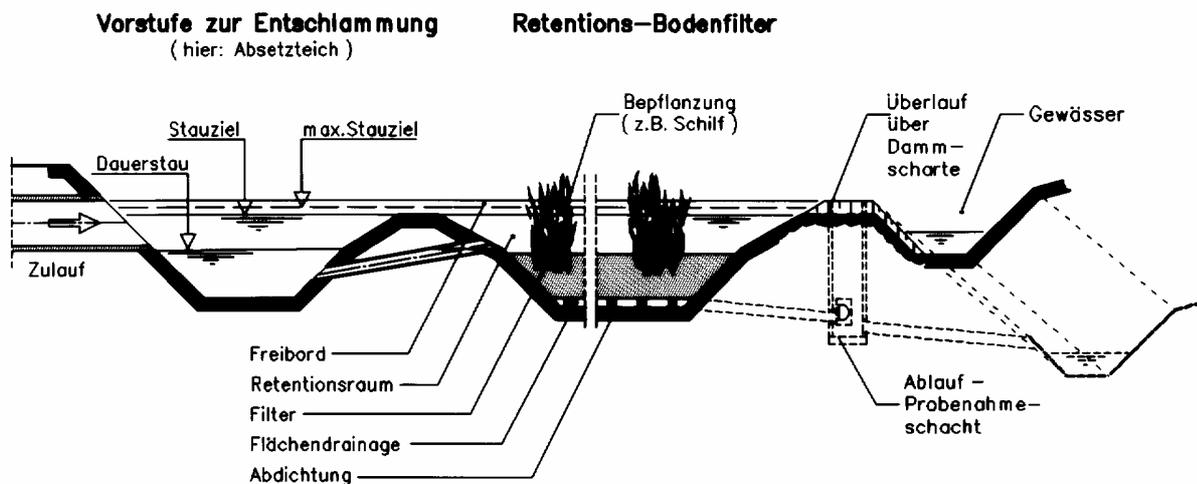


Bild 9: Schnitt durch einen Retentionsbodenfilter zur weitergehenden Regenwasserbehandlung

3.1.4 Rechen und Siebe

In DIN 19569, Teil 2, sind Rechen und Siebe als Anlagen zum Rückhalt oder zur Entnahme von Grob- und Feststoffen aus einem Abwasserstrom definiert. Ein Rechen besteht aus feststehenden, parallel angeordneten Stäben und einer Reinigungsvorrichtung. Siebe sind entweder gelochte oder geschlitzte Bleche oder Gewebe, die durch Abschaben, Abbürsten, Abspülen, etc. gereinigt werden.

Der Wasserdurchsatz von Rechen und Sieben wird durch die Flächenbelastung in $l/s \cdot m^2$ benetzter Fläche angegeben. Die freie Durchflußfläche bei unbelegtem Rechen/Sieb wird in % der benetzten Fläche angegeben.

An Mischwasserentlastungen werden nur Feinstrechen mit Stababständen < 8 mm (DIN 19569, Teil 2) eingesetzt. Bewährt hat sich ein Stababstand von 4 mm. Diese werden auf oder an der Entlastungsschwelle zum Gewässer angeordnet. Bei starkem Entlastungsvorgang nach einer langandauernden Trockenwetterperiode ist mit dem völligen Zusetzen nicht maschinell gereinigter Rechen zu rechnen. Als Folge davon ist eine Überströmung des Rechens mit entsprechendem Schmutzaustrag zu erwarten. Deshalb sollten maschinell mit oder ohne Fremdenergie gereinigte Feinstrechen an Entlastungsanlagen eingesetzt werden. Diese Geräte werden für einen Durchfluß von 250 l/s bis ca. 6.000 l/s angeboten. Mehrere Geräte können parallel geschaltet werden.

Die Durchströmung solcher Rechen kann horizontal oder vertikal erfolgen. Das Bauwerk ist typenspezifisch zu planen. Die Rechen können direkt im Hauptschluß oder im Nebenschluß

(hinter einer Vorschwelle) angeordnet sein. Im letzteren Fall muß das Rechengut in den Kanal zurückbefördert werden (z. B. mittels Schieber oder Rechengutpumpe).

An Mischwasserentlastungen können auch Grobsiebe mit Spalt-, Loch- oder Maschenweite > 1 mm (DIN 19569, Teil 2) eingesetzt werden. Wegen der Verstopfungsgefahr sind Siebe maschinell zu reinigen. Je nach Betriebsart unterscheidet man in feststehende und bewegliche Siebe.

3.1.5 Räumung des Rechen-/Siebgutes

Im allgemeinen ist eine Entnahme der Schwimm- und Schwebstoffe aus dem Kanal unerwünscht. Sie sind der Kläranlage zuzuleiten, um zusätzlichen Betriebsaufwand zu vermeiden.

Bei sich drehenden Trommelsieben wird das Siebgut über dem Wasserpegel von einer rotierenden Bürste abgetragen. Bei dieser Art der Entfernung des Siebgutes -ohne Wasseranströmung- passieren weniger Feststoffe das Sieb.

Trommelsiebe und z. T. auch Rechen können so betrieben werden, daß sich aus dem Abscheidegut auf der Durchflußfläche eine Schicht aufbaut, die bei niedriger hydraulischer Belastung als Filter wirkt. Durch diese Betriebsweise wird auch verhindert, daß Teile des Abscheidegutes -insbesondere Papier- bei der Räumung durch eine Rechenharke bzw. eine Bürste an der Trommel zerkleinert und in das Gewässer geschwemmt werden.

Es wird deshalb empfohlen, den Aufstaubereich der Rückhalteanlage in drei Bereiche mit unterschiedlicher Betriebsweise einzuteilen.

Bei Einstau des unteren Bereichs wird die Reinigungsvorrichtung der Anlage nicht betrieben. Es erfolgt lediglich ein Abräumen des Siebgutes, nachdem der Wasserstand wieder unter den Einstaubereich der Anlage gesunken ist.

Im mittleren Bereich erfolgt die Reinigung im Intervallbetrieb. Ziel des Intervallbetriebs ist es, die Reinigung in Abhängigkeit vom Zufluß so durchzuführen, daß sich der Wasserpegel in diesem mittleren Bereich stabilisiert.

Im oberen Bereich der Anlage erfolgt die Räumung des Abscheideguts im Dauerbetrieb.

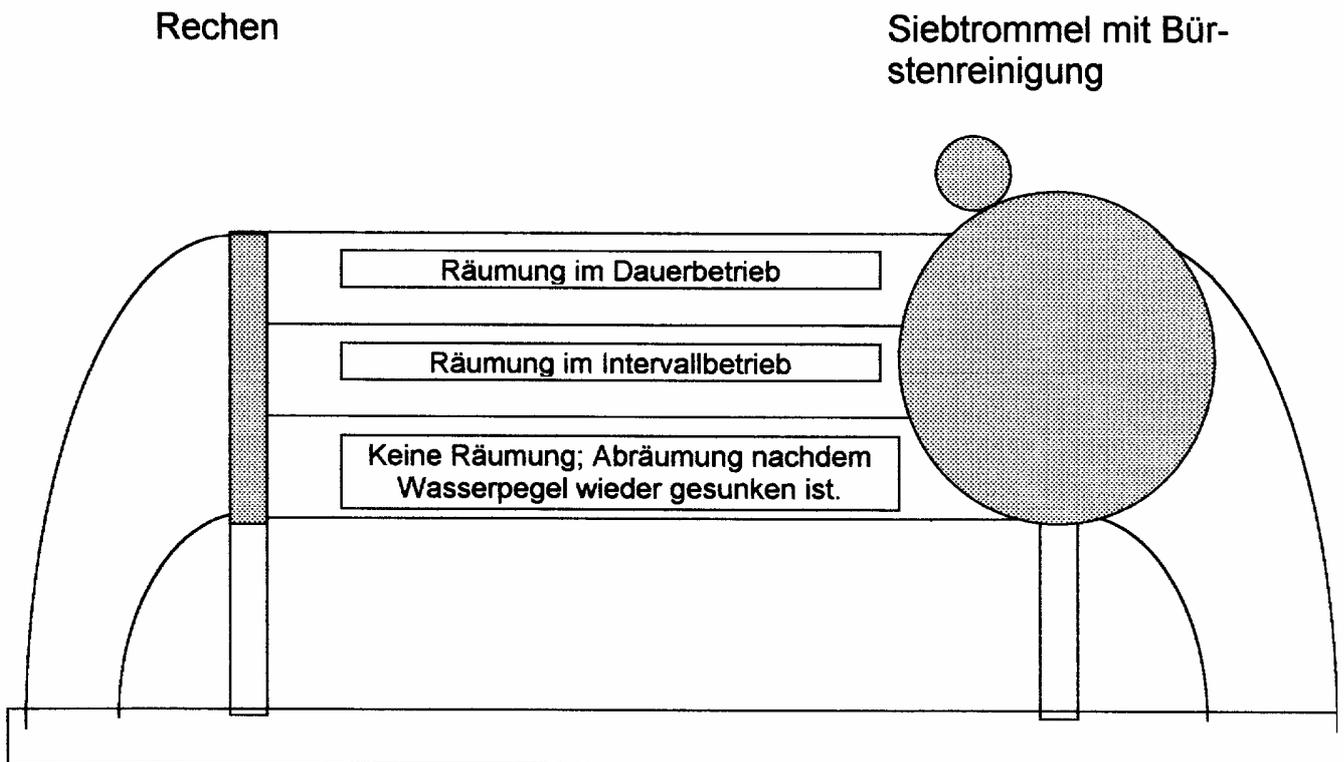


Bild 10: Skizze zur Räumung von Mischwasserrechen und -siebtrommeln

Bei feststehenden, gekrümmten Sieben erfolgt die Reinigung mit einer Schraubenwendel im fließenden Wasserstrom des Überlaufwassers. Hierbei ist nicht auszuschließen, daß Siebgut teilweise mit ausgeschwemmt wird.

3.1.6 Hydraulische Leistung und Stabilitätsnachweis der Anlagen

Die erforderliche hydraulische Leistung einer Anlage zur Grobstoffrückhaltung richtet sich vorrangig nach den örtlichen Anforderungen. Dies sind die Gegebenheiten des Gewässers, sowie Gefälle und Größe des angeschlossenen Einzugsgebietes. Nach den bisherigen Erfahrungen kann als Faustwert ein Volumenstrom, der dem Abfluß aus dem Einzugsgebiet bei einem Regenereignis mit einer Regenspende von 50-80 l/s*ha entspricht, gewählt werden.

Beim Stabilitätsnachweis für den Feststoffabweiser und dessen Verankerung mit dem Bauwerk ist der Betriebsfall mit folgenden Volumenströmen zu berücksichtigen:

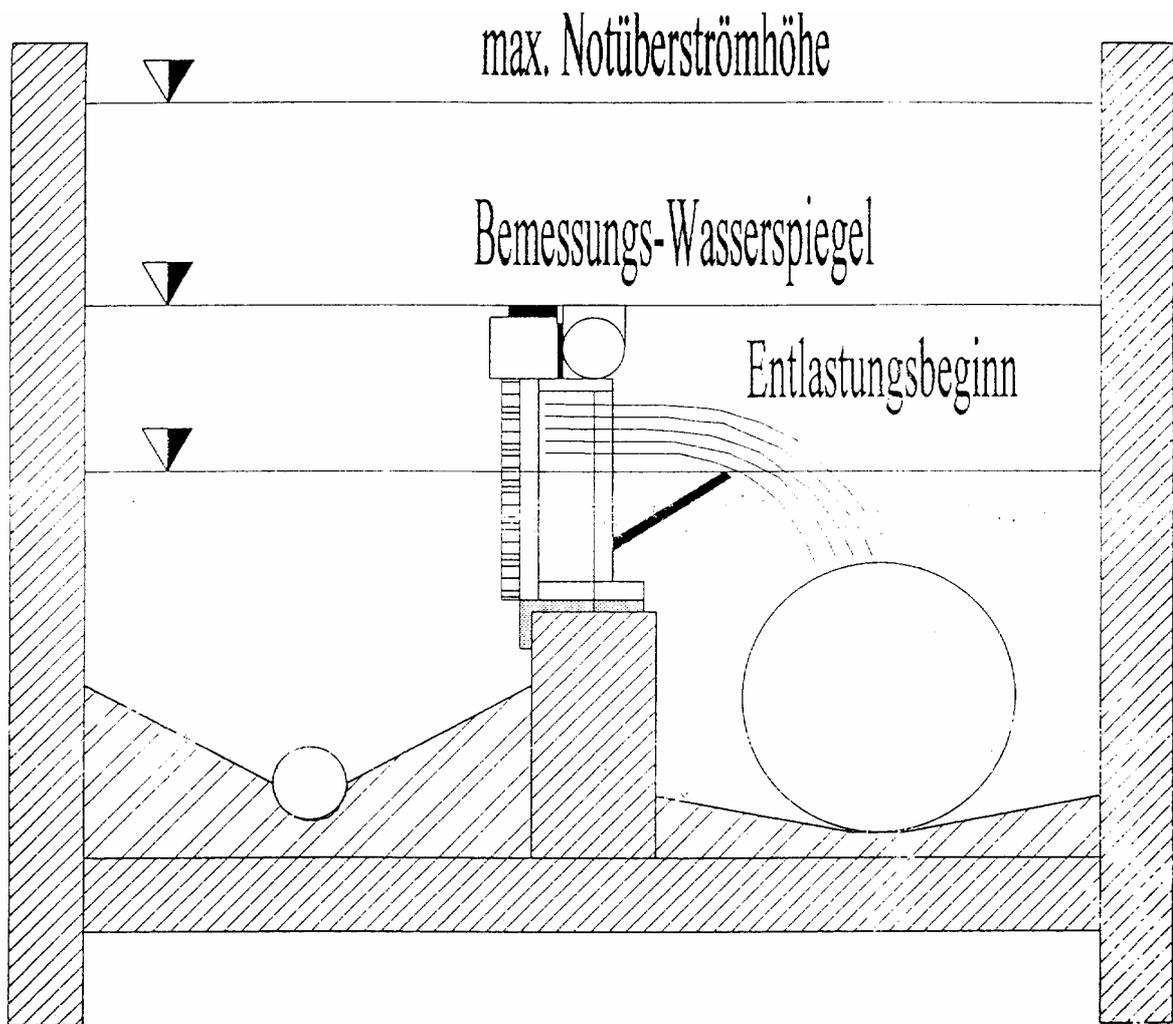
- Zufluß zum Becken = maximale Leistungsfähigkeit des Zulaufkanales (z. B. Einstau auf Straßenniveau),
- Abfluß aus dem Becken = 0 l/s,
- Durchfluß durch den Rechen bzw. das Sieb = 0 l/s,
- Abfluß über Notüberlauf = Zufluß zum Becken.

Bei Siebtrommeln sind die Nachweise für den maximalen Auftrieb (Einstau des Scheitels) zu führen.

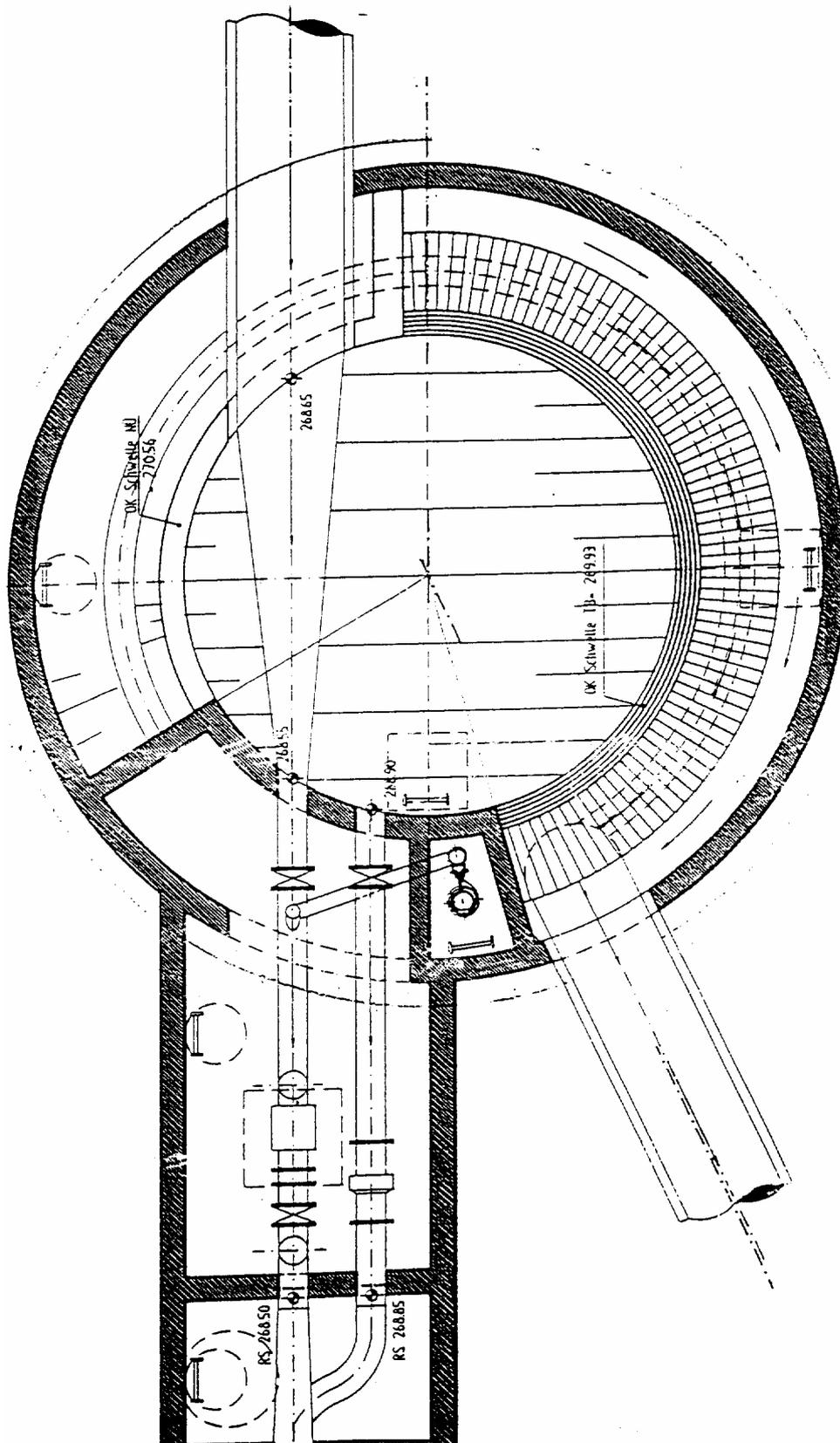
3.1.7 Bauformen von Rechen und Sieben

Die nachfolgend in alphabetischer Reihenfolge aufgeführten Anlagen stellen keine Auswahl der angebotenen Anlagen dar. Die Aufzählung beschränkt sich auf die im Regierungsbezirk Karlsruhe derzeit eingebauten bzw. im Bau befindlichen Anlagen. Desweiteren soll diese Reihenfolge auch keine Bewertung der Anlagen darstellen.

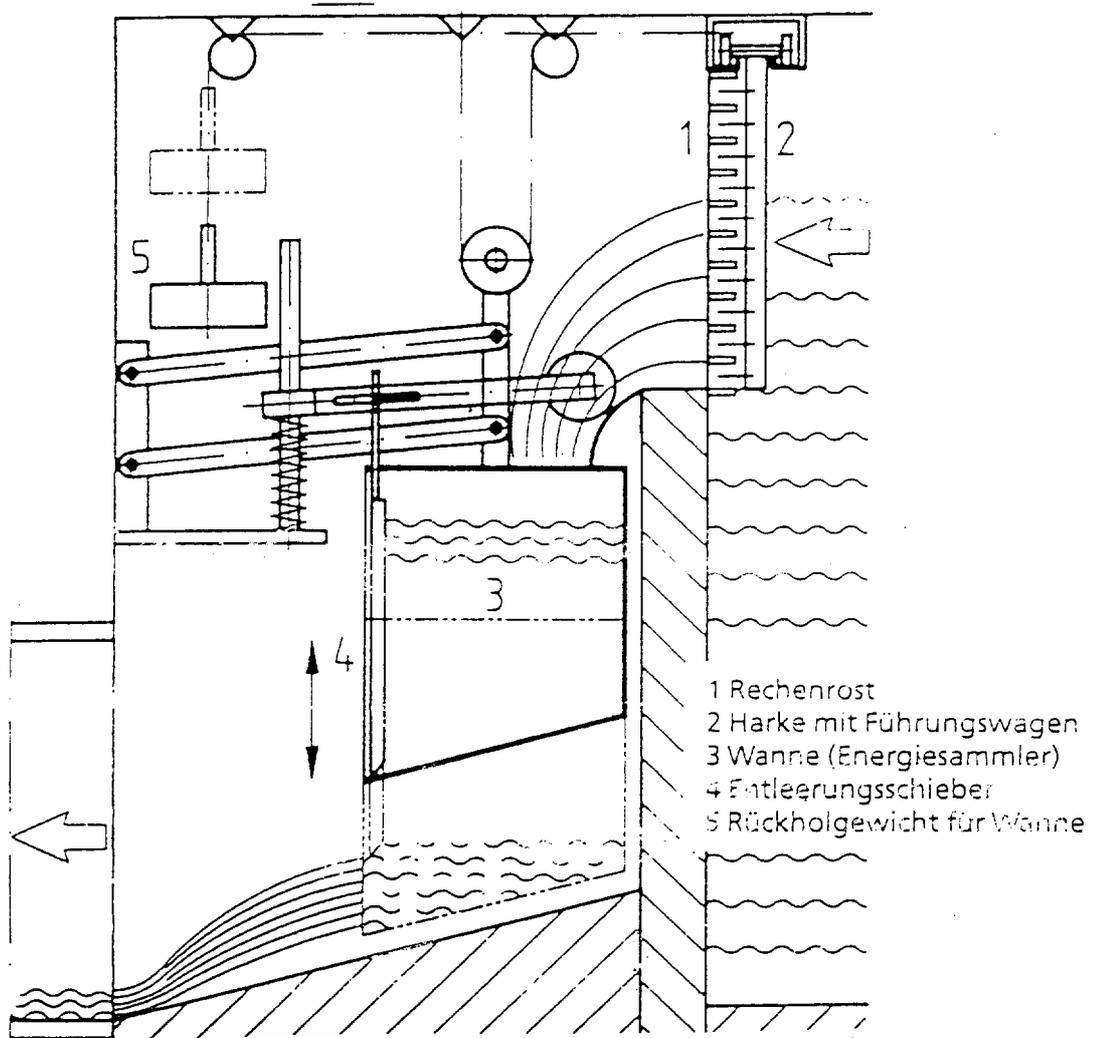
Hochleistungs-siebrechen (Romag AG)	Der Hochleistungssiebrechen hat eine vertikal oder horizontal angeordnete Rechenfläche mit vorgespannten Rechenstäben und einem Stababstand von 4 mm. Die Reinigung des Rechens erfolgt durch einen hydraulisch angetriebenen Reinigungswagen mit einem Kammpaket. Der Reinigungswagen reinigt den Rechen durch Vor- und Zurückfahren in beiden Richtungen. Der Austrag des Siebgutes zu einer strömungsarmen Zone erfolgt nur in einer Richtung.
Lamellenfeinsieb (Vogelsberger GmbH)	Zu den feststehenden Sieben zählt das der Entlastungsschwelle nachgeschaltete Lamellenfeinsieb. Die Lamellenbleche haben eine Neigung von 45°. Während das über die Schwelle entlastete Mischwasser die Lamellen passiert und in das Gewässer abgeleitet wird, lagern sich die Grobstoffe auf dem Sieb ab. Das nachfließende Mischwasser schwemmt die Grobstoffe in eine Auffangrinne, aus der es mit einer Grobstoffpumpe zurück in den Volumenstrom in Richtung Kläranlage gepumpt wird.
Regenüberlauf-Feinrechen (BGU GmbH)	Beim Regenüberlauf-Feinrechen beträgt der Stababstand 4 mm. Der Antrieb des Rechenkamms erfolgt wahlweise über einen E-Motor, durch ein Wasserrad oder über eine Auffangwanne, die sich bei Vollfüllung absenkt und entleert.
Rotamat-Siebanlage (Huber GmbH)	Die Rotamat-Siebanlage hat ein gekrümmtes Rundlochblech, welches auf der Ablaufseite der Entlastungsschwelle angeordnet wird. Der Durchmesser der Löcher beträgt 2-6 mm. Das Mischwasser wird von oben auf das Siebblech geführt. Die Reinigung der Siebfläche erfolgt mit einer Schneckenwendel, die mit Bürsten ausgestattet ist.
Trommel-drehfilter (UFT GmbH)	Die Trommeldrehfilteranlage besteht aus einem Edelstahlzylinder mit Langlöchern von 4 mm Breite und 30 mm Länge. Die Stegbreite beträgt in Querrichtung 4 mm und in Längsrichtung 5 mm. Der Edelstahlzylinder dreht sich und wird durch eine gegenläufige Bürste vom Siebgut gereinigt. Das Entlastungswasser durchströmt entweder die Trommel quer oder wird in die Trommel geführt, und in Längsrichtung aus der Trommel abgeleitet.



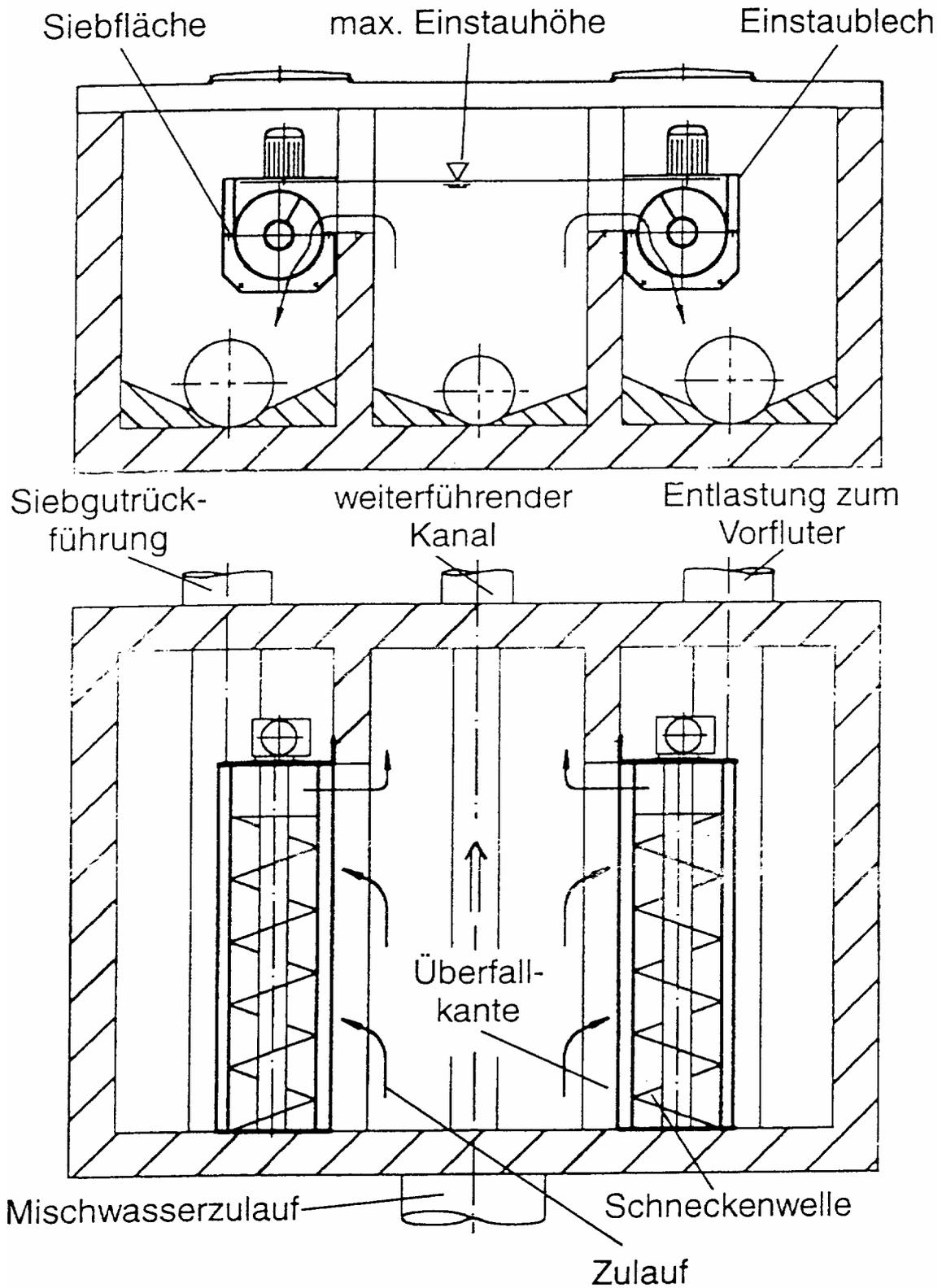
Hochleistungssiebrechen (Romag AG)



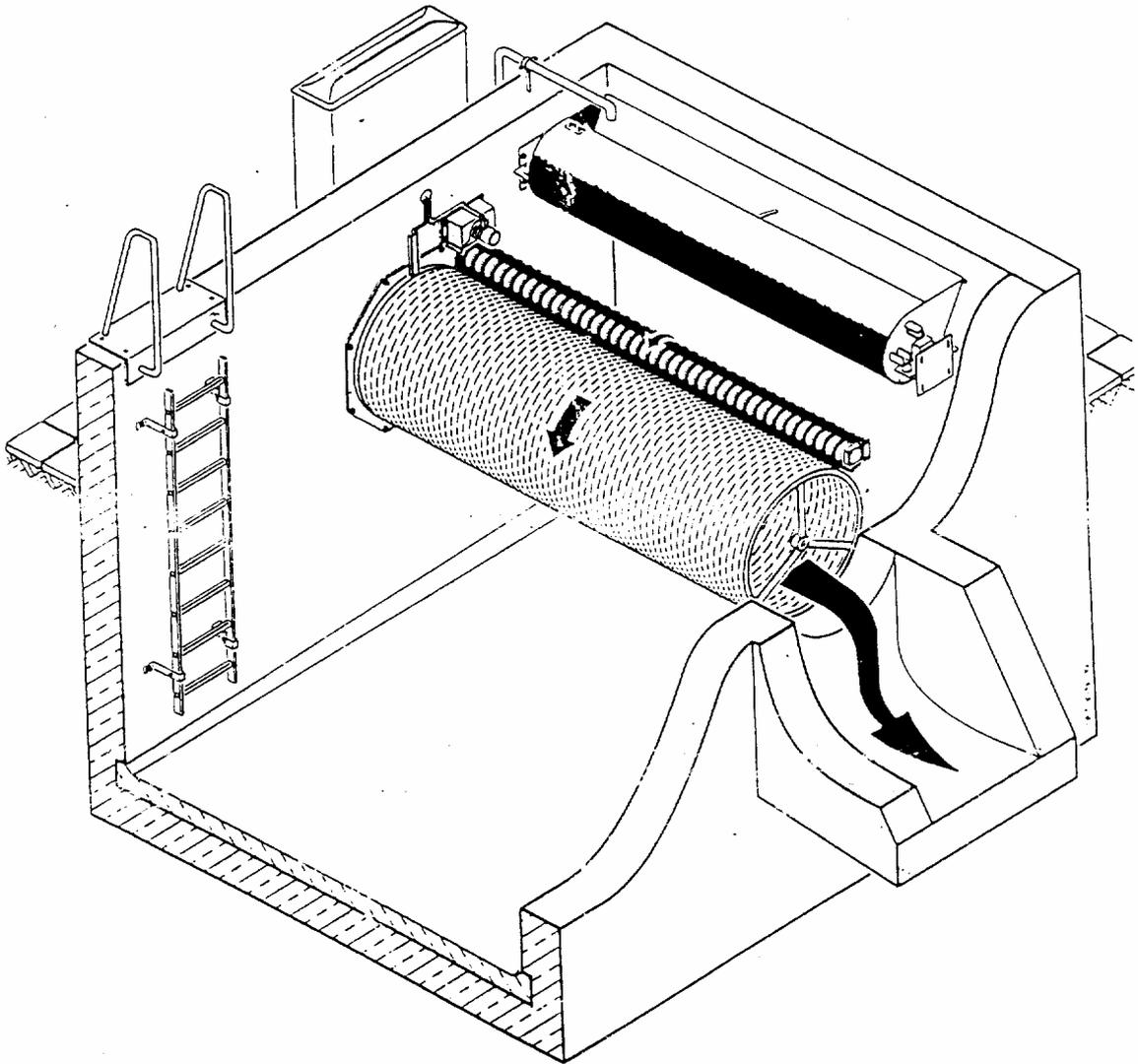
Lamellenfeinsieb (Vogelsberger GmbH)



Regenüberlauf-Feinrechen (BGU GmbH)



Rotamat-Siebanlage (Huber GmbH)



Trommeldrehfilter (UFT GmbH)



Geschiebeschacht mit Portalkran
im Bereich einer Kläranlage



Räumung eines Geschiebeschachtes
durch mobilen Teleskopgreifer



Blick in einen Geschiebeschacht



Tauchwand an einem Beckenüberlauf



Lamellenrechen an einem Quelltopf



Schwimmstoffe vor einer Tauchwand



Lamellenrechen an einem Streichwehr



Tauchwand mit einem Beckenüberlauf



Feinrechen an einem Streichwehr



Feinrechen an einem Streichwehr



Siebschnecke an einem senkrecht angeströmten Wehr



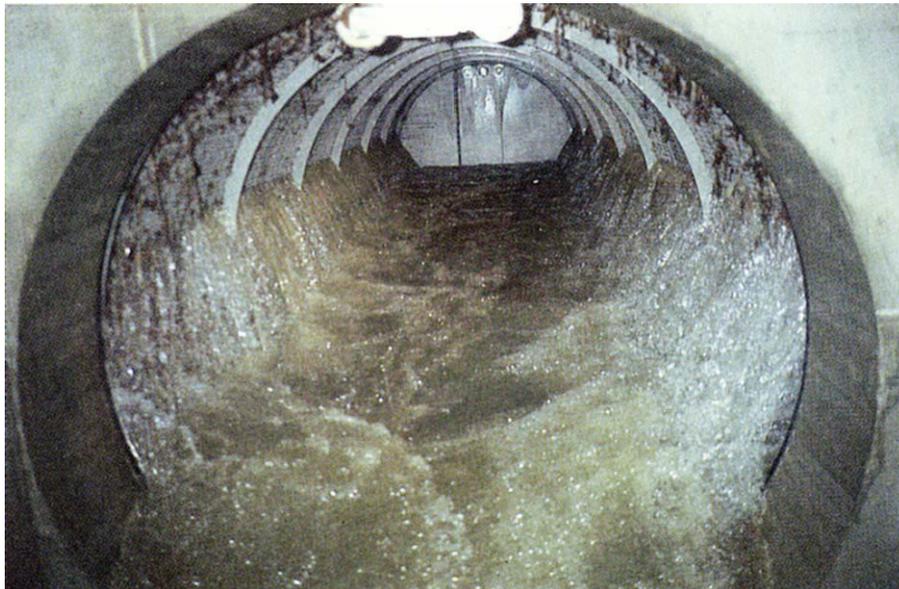
Drehtrommelfilter mit Notüberlaufschwelle und Spülkippe zur Räumung des Siegutes nach Beckenentleerung



Siebgut auf einem Drehtrommelfilter
(umgekehrte Drehrichtung)



Siebgut



Ablauf aus einem Drehtrommelfilter

Drossel- und Entlastungsanlagen an Regenbecken

Dipl. Ing. Rolf Günther
Landratsamt Freudenstadt
- Amt für Wasserwirtschaft und Bodenschutz -

VORBEMERKUNG	99
1 Drosselanlagen	99
1.1 Drosselbauwerke	99
1.2 Drosselorgane.....	101
1.2.1 Hydro-Mechanische Drosseln	103
1.2.1.1 Drosseln ohne bewegliche Teile und ohne Fremdenergie.....	103
1.2.1.2 Steuerungen ohne bewegliche Teile und ohne Fremdenergie	103
1.2.1.3 Steuerungen und Regelungen mit beweglichen Teilen und ohne Fremdenergie.....	104
1.2.2 Pumpen als Drosseln	104
1.2.3 Durchflußgeregelte Drosselorgane mit Motorantrieb.....	104
1.2.4 Hinweise zur Fernüberwachung mechanischer Drosseln	105
1.3 Ablaufkanäle	106
2 Elemente der Entlastung.....	106
2.1 Beckenüberläufe	106
2.2 Entlastungsbauwerke.....	108
2.3 Entlastungskanäle und Auslaufbauwerke.....	108
3 Richtlinien, Normen, Literatur.....	109
ANLAGEN 1-7	111

Vorbemerkung:

Seit Anfang der 70er Jahre bis heute wurden in Baden-Württemberg ca. 5.000 Regenbecken erstellt, was einem Ausbaugrad von ca. 76 % entspricht. Etwa 1.500 bis 1.700 Regenbecken und damit auch Drossel- und Entlastungsanlagen sind noch zu errichten. Außerdem müssen viele ältere Drosselorgane gegen neue Drosseleinrichtungen ausgetauscht werden, da ein Drosselorgan eine Nutzungsdauer von etwa 20 Jahren hat. Ferner sind noch einige Drosselstrecken zu ersetzen.

1 Drosselanlagen

1.1 Drosselbauwerke

Das Drosselbauwerk ist der Teil des Beckens, der intensiv überwacht werden muß. Der Einstieg zu diesem Bauwerk ist deshalb auf jeden Fall außerhalb von Bereichen des fließenden Verkehrs anzuordnen.

Nach Möglichkeit sollten „trocken“ oder „halbtrocken“ aufgestellte Drosseln eingesetzt werden (Bild 1).

Bei trocken aufgestellten Drosseln fließt das Abwasser in einem geschlossenen System durch den Drosselschacht.

Bei halbtrocken aufgestellten Drosseln tritt das Abwasser nach der Drossel in ein offenes Gerinne aus.

Die „nasse“ Aufstellung von Drosseln im Becken ist insbesondere bei Regenüberlaufbecken wegen des hohen Betriebsrisiko möglichst zu vermeiden.

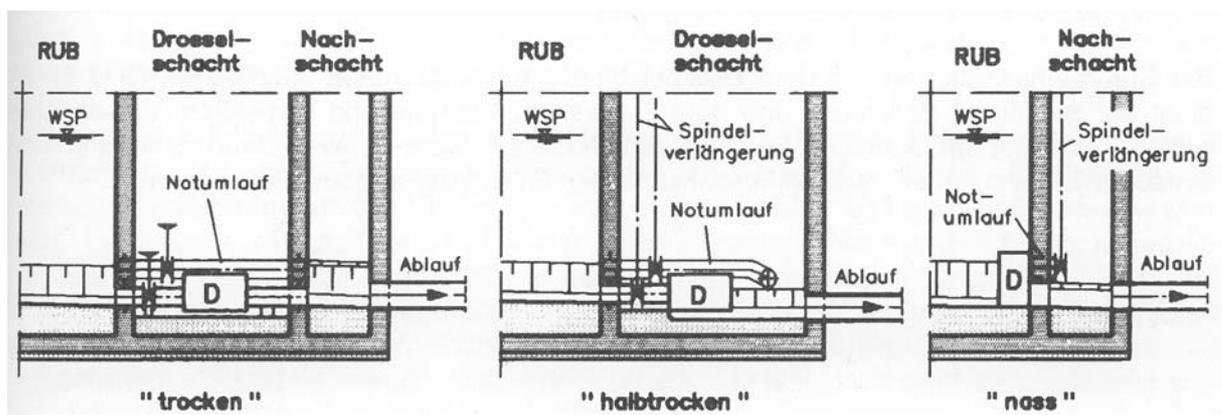


Bild 1: Aufstellungsarten von Drosselorganen

Unabhängig von der Wahl der Drossel sollte das Drosselorgan bei Regenüberlaufbecken trotz der höheren Bauwerkskosten immer in einem eigenständigen Bauwerk aufgestellt werden. Für das Drosselbauwerk sind folgende Punkte zu berücksichtigen:

- Das Drosselbauwerk sollte unter Berücksichtigung der gewählten Drosseleinrichtung unmittelbar an das Gesamtbauwerk anschließen oder in dieses integriert werden.
- Die Mindestgröße liegt bei ca. 2,0 x 3,0 m, damit ein Austausch des Drosselorganes ohne großen Aufwand möglich ist.

- Eine Montageöffnung ist vorzusehen (vorzugsweise Gitterrostabdeckung).
- Die Kontrollöffnung muß von einer Person leicht und ohne besondere Geräte zu öffnen sein.
- Der Drosselmund sollte bei Trockenwetterabfluß einsehbar und zugänglich sein.
- Um sperrige Stoffe (Stöcke oder Latten) vom Drosselmund abzuweisen, kann es sinnvoll sein, den Wasserlauf seitlich zu verschwenken.
- Der Rückstau der Drossel beim Übergang von der Trockenwetterrinne zum Drosselmund ist nachzuweisen. Um einen rückstaufreien Abfluß von mindestens $1,2 Q_{tx}$ zu gewährleisten, ist ein Sohlabsturz oder/und die Erhöhung der Berme der Trockenwetterrinne sinnvoll. Das hydraulische Verhalten der gewählten Drossel ist zu berücksichtigen.
- Wegen der Gefahr des Lufteintrags ist bei MID-Drosseln ein freier Absturz im Zulaufbereich zu vermeiden.
- Der Leitungsquerschnitt vor der Drossel sollte nicht verjüngt werden.
- Generell ist zu prüfen, ob für die Kalibrierung und hydraulische Kontrolle der Drosseleinrichtung bauliche Vorkehrungen zu treffen sind (z.B. Einbaumöglichkeit für ein Dreieckswehr im Ablaufkanal).
- Leerrohre für Stromversorgung und Steuerleitungen sind vorzusehen.
- Wenn bei einem Beckenstandort Schmutzwasserkanäle aus Trennsystemen anzubinden sind, sollten diese unmittelbar vor der Drossel in einem Vorschacht angeschlossen werden.
- Die Umfassungswände sollten ca. 10 cm aus dem Gelände herausragen, damit kein Oberflächenwasser in das Bauwerk eindringt.

Bei Stauraumkanälen ist vor dem Drosselschacht ein Vorschacht vorzusehen (Bild 2). Er dient der Belüftung, Belichtung und dem Zugang für Wartung und Inspektion. Vorschächte sollten nicht mit druckfesten Verschlüssen versehen werden, weil dann Belüftung und einfacher Zugang fehlen. Nach Möglichkeit sollten Gitterroste angeordnet werden.

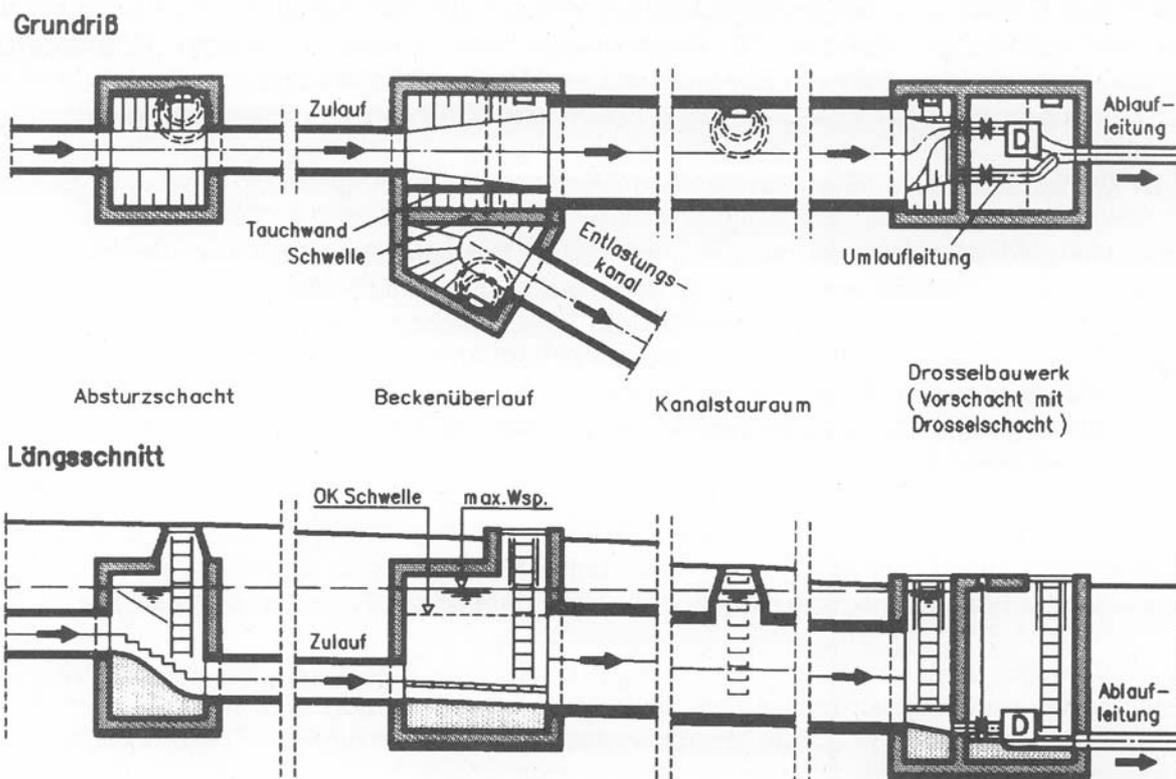


Bild 2: Stauraumkanal mit oberliegender Entlastung (SKO); Beckenüberlauf (BÜ) als seitlich angeströmtes Wehr (Streichwehr) mit einseitigem Überlauf und fester Schwelle; Drosselbauwerk mit Vorschacht

1.2 Drosselorgane

Die Ablaufdrosseln an Regenbecken sind sehr wichtige Betriebspunkte. Von ihrer Funktion hängt weitgehend der Erfolg der Regenwasserbehandlung ab. Sie müssen den Abfluß viel stärker drosseln als solche an Regenüberläufen.

Führt der Trockenwetterabfluß zu einer Verlegung der Drossel, kann sich ein Becken innerhalb kurzer Zeit füllen und hochkonzentriertes Abwasser nahezu unbehandelt ins Gewässer entlasten. Auf der Kläranlage wird oft nicht sofort bemerkt, daß Zulaufwasser fehlt. Im Becken und ggf. im Zulaufkanal sammelt sich Schlamm an, der in anaerobe Fäulung übergeht. Am Überlauf entweicht nun angefaultes Wasser. Wird die Drosselverlegung schließlich entdeckt und beseitigt, so kann für das Wartungspersonal akute Lebensgefahr bestehen. Insbesondere, wenn zur Beseitigung des Einstaues die Umlaufleitung geöffnet wird und der zuvor unter Wasserdruck gespeicherte Schwefelwasserstoff in tödlicher Konzentration entgast.

Bei den Ablaufdrosseln unterscheidet man gemäß DIN 19 226 zwei Kategorien: Steuerungen und Regelungen (Anlage 2). Bei **Steuerungen** wird die Störung des Abflusses durch den variablen Oberwasserstand rein hydraulisch oder hydraulisch-mechanisch kompensiert. Es gibt keine Schwingungsprobleme. Da aber der Durchfluß selbst unbekannt ist, können Steuerungen grundsätzlich keine Verlegungen erkennen. Auf eine teilweise Verlegung des Kontrollquerschnittes reagiert eine Steuerung aufgrund des ansteigenden Wasserspiegels im Oberwasser mit dem Verschluß des Drosselorgans bis zum Anschlag. Diese Gefahr besteht besonders bei kleinen Abflüssen bzw. Abflußquerschnitten.

Regelungen messen den aktuellen Durchfluß direkt oder indirekt. Weicht der Istabfluß vom Sollabfluß ab, versucht die Regelung die Abweichung zu beheben. Der Oberwasserstand bleibt dabei unbekannt. Regelungen können Verlegungen des Kontrollquerschnittes erkennen und selbsttätig beheben (z.B. Regeneration einer Schieberverlegung). Regelungen pendeln stets um den Sollwert. Bei fachkundiger Wahl und Einstellung des Reglers werden Schwingungen oder gar das Durchgehen (Auf- und Zufahren von Anschlag zu Anschlag) vermieden.

Auch Kombinationen von Steuerungen und Regelungen sind möglich.

Weiterhin unterscheidet man passive und aktive Drosseln. **Passive Drosseln** haben unabhängig vom Oberwasserstand einen etwa konstanten Fließwiderstand oder Durchflußbeiwert. Der Abfluß wächst dann gemäß dem Torricellischen Gesetz mit der Quadratwurzel des Oberwasserstandes an. **Aktive Drosseln** verändern bei wechselndem Oberwasserstand die Größe des Kontrollquerschnittes oder mit Hilfe von Strömungseffekten den Fließwiderstand und können sich deshalb vom Torricellischen Gesetz lösen. In Anlage 2 sind typische Abflußkurven dargestellt.

Drosseln, welche die Energie für den Steuer- oder Regelvorgang dem zu drosselnden Wasserstrom direkt entnehmen, arbeiten ohne Fremdenergie. Drosseln mit Durchflußmessung und Fernwirkungsmöglichkeit benötigen Fremdenergie in Form von elektrischem Strom.

Je größer die Ansprüche an die Verstellbarkeit des Abflusses, an die Steilheit der Abflußkurve, an die gleichzeitige Durchflußmessung etc. werden, um so mehr sind aktive den passiven Lösungen, Geräte mit bewegten denen ohne bewegte Teile, Drosseln mit Fremdenergie denen ohne Fremdenergie überlegen.

Betriebsverhalten von Drossel und Beckenreinigung sind aufeinander abzustimmen. Die Auswahl einer optimalen Drosselanlage bei nicht frei wählbaren hydraulischen Randbedingungen ist keine leichte Aufgabe und stets ein Kompromiß aus Anspruch, Leistung, Kosten, Wartungsaufwand und Versagensrisiko. Auch ist die technische Weiterentwicklung noch im Gange. Vorausschauend sollten Drosseln im Abfluß verstellbar und später nachrüstbar und austauschbar geplant werden. Von einem Drosselorgan kann eine Nutzungsdauer von etwa 20 Jahren erwartet werden.

Die Praxis hat gezeigt, daß aus Gründen der Betriebssicherheit von Regenbecken im Kanalnetz beim Drosselabfluß Mindestbedingungen einzuhalten sind. Wegen des Verlegungsrisikos darf unabhängig vom Drosseltyp die Nennweite nicht kleiner als DN 200 sein. Die Drosseln müssen den Trockenwetterabfluß so abführen, daß es zu keinem dauernden Rückstau in den Stauraum kommt. Bei Drosseln mit Abflüssen kleiner als 25 l/s ist besonders auf die Gefahr von Ablagerungen im Rückstaubereich zu achten (Nr. 10.2.4, ATV-Arbeitsblatt A 128).

Mit Rücksicht auf die Mindestgröße des Kontrollquerschnittes bei gefülltem Regenbecken darf bei Abflußsteuerungen der Mindestabfluß 25 l/s, bei Abflußregelungen 10 l/s nicht unterschreiten (ATV-Arbeitsblatt A 111). Regenüberläufe sollen nicht auf weniger als 50 l/s abgedrosselt werden (ATV-Arbeitsblatt A 128). Unter 10 l/s sollte nur gedrosselt werden, wenn sichergestellt ist, daß diese Anlagen sehr oft kontrolliert werden (z.B. über Fernüberwachungseinrichtungen).

Der Lieferant übernimmt die hydraulische Bemessung des Drosselgerätes, zu der auch Rückstau- und Schleppkraftnachweise gehören, und garantiert für die fehlerfreie Funktion. Die Hersteller von Drosselorganen haben gemäß ATV-A 111 den Nachweis zu führen, daß der Bemessungsabfluß mit einer Toleranz von $\pm 5\%$ an Regenbecken bzw. von $\pm 10\%$ an Regenüberläufen nicht überschritten wird. Es wird empfohlen, in jedem Drosselschacht ein Typenschild anzubringen, das auf Hersteller, Baujahr, Typ, Bauart, Nennweite, Sollabfluß, Stauhöhe und sonstige Kenndaten hinweist.

Unabhängig vom Drosselftyp sollte bei allen Regenbecken ein Schieber vor der Drossel (ggf. in Verbindung mit einem Ausbaustück) angeordnet werden. Der Schieber wird u.a. für den Probelauf, die Wartung, die Reparatur und den Ausbau der Drossel sowie für die Nutzung als Notfallbecken benötigt.

Parallel zu jeder Drossel ist zusätzlich eine höher liegende Umlaufleitung mit einem Mindestdurchmesser DN 200 zu führen, über die im Verstopfungsfall das Abwasser mit Schwerkraft abgelassen werden kann. Diese Umlaufleitung kann z.B. bei gedückerten MID-Meßleitungen zeitweise zur Schwimmstoffableitung genutzt werden.

Schieber von Drosseln und Umlaufleitungen in „nassen“ und „halbtrockenen“ Bauwerken sind mit Schiebergestängen oder Spindelverlängerungen zu versehen, so daß sie ohne Einstieg in die Bauwerke bzw. Becken bedient werden können.

Werden Regelschieber in „trockene“ Bauwerke eingebaut, so ist eine hygienische und ungefährliche Wartung möglich.

1.2.1 Hydro-Mechanische Drosseln

1.2.1.1 Drosseln ohne bewegliche Teile und ohne Fremdenergie

Drosselstrecken (Rohrdrosseln) sind die herkömmlichen Abflußbegrenzer in der Entwässerungstechnik. Sie sollten bei Regenbecken nicht mehr verwendet werden, da sie eine geringe Trennschärfe haben und verstopfungsanfällig sind, bei Trockenwetter Rückstau erzeugen können, nicht auf kleine Abflüsse abdrosseln und nachträglich nicht verstellbar sind. Da sie als Druckleitung wirken, sind innerhalb der Drosselstrecke keine Seitenanschlüsse zulässig. Eine redundante Umlaufleitung würde ein zweites, paralleles Drosselrohr erfordern.

Drosselschieber und feststehende **Drosselblenden** werden in der Regel naß an der Oberwasserseite des Drosselschachtes angebracht. Sie zählen zu den passiven Drosseln und sollten bei Regenbecken nicht mehr eingesetzt werden. Schieber und Blenden sollten Skalen zum genauen Einstellen der Öffnungsweite haben. Die Nennweite sollte nicht kleiner als 300 mm sein und die Öffnungsweite 200 mm nicht unterschreiten. Die Mindestöffnungsfläche sollte nicht kleiner als 0,06 m² sein (Nr. 10.2.4, ATV-Arbeitsblatt A 128). Drosselschieber und -blenden eignen sich daher nur für größere Durchflüsse oder bei geringen Druckhöhen.

Wirbelgeräte (Drosseln) sind passive Abflußsteuerungen, haben keine beweglichen Teile und arbeiten mit weitgehend verschleißfreien, nicht alternden Strömungseffekten. Sie können mit einem freien Kugeldurchgang von 200 mm bei den üblichen Füllhöhen von Regenbecken bis auf etwa 25 l/s abdrosseln. Eine austauschbare Blende erlaubt die Verstellung des Sollabflusses. Sie benötigen eine Absturzhöhe im Drosselschacht von einer Drosselnennweite.

1.2.1.2 Steuerungen ohne bewegliche Teile und ohne Fremdenergie

Strömungsmechanische **Ventile** sind aktive Abflußsteuerungen ohne bewegliche Teile, die zwei Strömungseffekte nutzen. Sie schalten in Abhängigkeit vom Oberwasserstand selbsttätig zwischen kleinem und großem Fließwiderstand hin und her. Die Abflußkurve ist s-förmig. Sie können mit einem freien Kugeldurchgang von 200 mm bei den üblichen Füllhöhen von Regenbecken bis auf etwa 25 l/s abdrosseln. Da es keine Verschleißteile gibt und der Kontrollquerschnitt stets offen bleibt, haben sie sich als betriebssicher und langlebig herausgestellt. Sie erzeugen wenig Rückstau bei Trockenwetter und erlauben deshalb auch den Einsatz in Kanalnetzen mit geringem Gefälle. Austauschbare Ausgangsblenden

erlauben die nachträgliche Verstellung des Abflusses. Der Höhenverlust im Drosselschacht beträgt ca. 5 cm.

Geräte, die den Kontrollquerschnitt innerhalb einer **Schlauchmembrane** mit Zunahme des Drucks selbsttätig verkleinern, können „naß“ oder „halbtrocken“ aufgestellt werden. Sie sind Zwitter aus Abflußsteuerung und -regelung. Ihr Einsatzbereich liegt bei den kleinen Regenbecken und Abflüssen ab 25 l/s. Der Sollabfluß wird verstellt, indem das Drosselrohr mit der Schlauchmembrane ausgetauscht wird.

1.2.1.3 Steuerungen und Regelungen mit beweglichen Teilen und ohne Fremdenergie

Bei **oberwassergesteuerten Drosseln** wird der Stand des Oberwassers mit einem Schwimmer abgetastet und der Auslaufquerschnitt mechanisch durch eine Schieberplatte oder drehbare Schablone verändert. Sie zählen zu den aktiven Abflußsteuerungen mit bewegten Teilen und arbeiten ohne Fremdenergie. Der Drosselabfluß darf mit Rücksicht auf das Verlegungsrisiko nicht kleiner als 25 l/s werden. Weil es bei steilem Zulaufgefälle zum „Durchschießen“ des Wassers unter der Schieberplatte kommen kann, bevor der Schwimmer geflutet wird, sind bei den Abflußkurven von Anlage 2 Abflußspitzen eingezeichnet.

Bei **unterwassergeregelten Drosseln** wird der Abfluß im Unterwasser gemessen. Es wird dazu indirekt der Wasserstand vor einem Meßquerschnitt, das Gewicht des fließenden Volumenstroms, der Strahldruck oder die Drehzahl eines Turbinenrades gemessen. Das Meßsignal wird mechanisch intern in eine Bewegung des Stellgliedes umgesetzt. Abflußregler ohne Fremdenergie müssen mit einem Minimum an Energie Stellglieder bewegen. Das verlangt eine aufwendige, leichtgängige und präzise Konstruktion und auch einige Wartung. Dafür haben sie den Vorteil der selbsttätigen Verlegungserkennung. Der Abfluß läßt sich in der Regel leicht verstellen. Als Mindestabfluß sind 10 l/s zulässig.

1.2.2 Pumpen als Drosseln

Da Pumpen in einem definierbaren Arbeitsbereich fördern, können sie - wenn das Abwasser ohnedies gehoben werden muß - gleichzeitig als Drosselorgan dienen. Allerdings ist die Pumpenkennlinie zu beachten. Der Abfluß kann sich in Abhängigkeit vom Vordruck verdoppeln. Beim Mindestabfluß sollte ein Kugeldurchgang von 80 mm gewährleistet sein (ATV-Arbeitsblatt A 134). Kleinere Abflüsse lassen sich über intermittierende Arbeitsweise der Pumpen erreichen.

1.2.3 Durchflußgeregelter Drosselorgane mit Motorantrieb

In diese Gruppe sind **durchflußgeregelter Schieber und Schütze** einzuordnen.

Wird ein Schieber mit Durchflußmeßgerät und Regler kombiniert, so ergibt sich ein Drosselorgan, welches vordruckunabhängig einen annähernd konstanten Durchfluß ermöglicht. Die erzielbare Meß- und damit Regelgenauigkeit übertrifft in der Regel die von rein hydraulisch arbeitenden Drosselgeräten, ist aber letztlich abhängig vom Meßverfahren.

Die Vorteile durchflußgeregelter Schieber sind:

- steile Drosselkennlinie und hohe Trennschärfe
- gering bleibender Regelfehler (auch bei großer Vordruckdifferenz)
- selbsttätige Regenerierung bei Verlegung der Schieberöffnung
- unempfindlich gegen Rückstau (bei MID-Messung)

- Verfügbarkeit eines Durchflußmeßwertes, der weiterverarbeitet werden kann, z.B. für Anzeige, Registrierung und Fernübertragung
- Möglichkeit der Fernüberwachung, Fernmeldung, Fernsteuerung und Fernsollwertveränderung
- Neben den üblichen Betriebszuständen können auch Störungen der Anlage sowie Meßwerte im Schaltschrank angezeigt werden, ohne daß zur Kontrolle in Schächte eingestiegen werden muß.

Dem stehen erhöhte Investitions-, Betriebs- und Wartungskosten gegenüber.

Abhängig vom mit dem Schieber kombinierten Durchfluß-Meßsystem lassen sich folgende Varianten unterscheiden:

- geregelte Drosselschieber mit Wasserstandsmessung im Unterwasser
- geregelte Drosselschieber mit Durchflußmessung

Die wasserstandsabhängige Abflußmessung im Unterwasser erfolgt z.B. mittels Echolot (mit oder ohne Venturi). Dabei ist aber mit höheren Meß- und Drosselfehlern als bei direkt messenden MID-Geräten zu rechnen (Teil 1, DIN 19 559). Dieses Verfahren verlangt strömenden Fließzustand, definierte Teilfüllung im Rohr, ausreichende Beruhigungsstrecke und einen der Fließzeit angepaßten Regler.

Bewährt haben sich die "klassischen" mit Vollfüllung arbeitenden magnetisch-induktiven Durchflußmesser (MID) mit einem Elektrodenpaar, welches die Fließgeschwindigkeit erfaßt, so daß sich über den definierten Querschnitt die Menge ermitteln läßt. Die Vollfüllung kann in Freispiegelleitungen durch Dükerung erreicht werden. Ist die Fließgeschwindigkeit im Meßrohr - auch bei Trockenwetterabfluß - ausreichend hoch, so daß die Meßstrecke ablagerungsfrei bleibt, so kann der gesamte Abfluß mit hoher Genauigkeit ständig, also auch bei Trockenwetter, meßtechnisch erfaßt werden. Bei kleinen Durchflüssen bzw. Fließgeschwindigkeiten sind automatische Spülhilfen vorzusehen.

Alternativ lassen sich traditionelle MID-Meßgeräte mit einem Elektrodenpaar ohne Dükerung einsetzen, wenn die Meßrohrvöllfüllung bei Regen durch den Schieber erzwungen wird. Gemäß DIN/EN 29.104/8.93 ist bei dieser Gerätekombination das Drosselorgan stets hinter dem Meßgerät anzuordnen.

Durchflußmeßgeräte mit Teilfüllungs-MID und Ultraschall-Meßgeräte, bzw. kombiniert arbeitende Geräte, die Signale von Fließgeschwindigkeit und Füllhöhe verarbeiten, sind in der Erprobung und müssen sich noch bewähren.

1.2.4 Hinweise zur Fernüberwachung mechanischer Drosseln

Entgegen den Angaben mancher Hersteller und Lieferanten von elektronisch geregelten Abflußbegrenzern lassen sich auch mechanische Drosselorgane fernüberwachen. Durch eine Plausibilitätskontrolle zwischen Beckenwasserstand und Betriebszustand der Drossel kann eine Störung erkannt und ggf. eine Störmeldung generiert werden. Der nachfolgenden Tabelle sind entsprechende Hinweise zu entnehmen.

Hinweise zu potentialfreien Schnittstellen zwischen Drossel und Fernwirkgerät		
Drossel / Wirkungsprinzip	Meßgröße	Meßaufnehmer
Wirbeldrossel mit Wirbelkammer	Druck	Drucksensor
Schlauchdrossel	Differenzdruck	Drucksensor
Wirbeldrossel mit Turbinenrad	Drehzahl /Druck	Drehzahlaufnehmer
Waage- und Strahldrossel	Drehwinkel ϑ	Endschalter oder Drehwinkel­aufnehmer
Schwimmer-, Schwimmerschieber-drossel	Weg	Endschalter auch für Zwischenpositionen lin. Weg­aufnehmer

Bei kleinen Drosselabflüssen ist das Drosselorgan mit zusätzlichen Aggregaten (z.B. Servomotor) auszurüsten, damit auch Spülstöße, die wesentlich über dem Drosselabfluß liegen, zur Reinigung des Ablaufkanales erzeugt werden können.

1.3 Ablaufkanäle

Der Ablaufkanal liegt nach dem Drosselbauwerk und leitet den Trockenwetter- bzw. Beckenabfluß in Richtung Kläranlage.

Er wird in der Regel als Freispiegelkanal für den Volumenstrom von mindestens $1,5 Q_d$ für das Ausbauziel dimensioniert, um Reserven für noch nicht überschaubare Entwicklungen vorzuhalten. Unabhängig davon sollte die Mindestnennweite 300 mm betragen.

Für den Ablaufkanal ist die Schleppspannung beim Abfluß Q_{tx} (Istzustand) nachzuweisen. Ist mit Ablagerungen zu rechnen, sollte überprüft werden, ob durch Intervallbetrieb dies vermieden werden kann. Als Hilfsmittel kommen Kanalspüler (Kleinspeicher mit Saughebern), Intervallsteuerungen von Drosseln u.ä. in Betracht.

2 Elemente der Entlastung

Die Höhen der Becken- und Klärüberläufe sind sorgfältig aufeinander sowie auf die zulässige Rückstauenebene abzustimmen. (Auf Klärüberläufe wird in diesem Referat nicht eingegangen.)

2.1 Beckenüberläufe

Der Beckenüberlauf hat die Aufgabe, dem Regenüberlaufbecken bis zu dessen Vollenfüllung das gesamte ankommende Mischwasser zuzuleiten und nach der Vollenfüllung den nicht über die Drossel und bei Durchlaufbecken zusätzlich über den Klärüberlauf abgeführten Volumenstrom zu entlasten.

Der Beckenüberlauf wird in der Regel als seitlich angeströmtes Wehr (Streichwehr) mit ein- oder beidseitigem Überlauf und fester Schwelle, seltener als senkrecht angeströmtes Wehr, Quelltopf, Heberwehr oder als bewegliche Klappe oder Verschuß ausgebildet.

Feste Wehre sind die zuverlässigste und einfachste Methode einen Wasserspiegelanstieg zu begrenzen. Wegen des exponentiellen Anstiegs der Überfallmenge mit der Überfallhöhe (Poleni-Formel) kompensieren sie weitgehend extreme Belastungen. Versagen oder Fehlbedienung sind nahezu ausgeschlossen. Wenn feste Wehre oder Heber zuviel Überfallhöhe benötigen, können überströmte, bewegliche Wehre nützlich sein.

Unterströmte Wehre und Verschlüsse sollten wegen der Gefahr, daß Schmutzstoffe von der Kanalsohle abgesaugt werden, nicht auf tiefliegenden Schwellen oder in Sohlnähe angeordnet werden.

Man unterscheidet **bewegliche Wehre**, die sich unter dem Druck des Oberwassers selbsttätig umlegen und mit Hilfe von Gegengewichten oder durch Federkraft wieder aufrichten und solche mit motorischem Zwangsantrieb. Es ist darauf zu achten, daß die beweglichen Wehre sogenanntes Proportionalverhalten haben, d.h. sie müssen einen, wenn auch kleinen, Anstieg des Oberwassers über das Stauziel hinaus erzeugen. Wehre, die über dem Stauziel keinen zusätzlichen Aufstau erzeugen, sind instabil. Sie entlasten dann mehr Wasser als dem Regenbecken momentan aus dem Einzugsgebiet zufließt. Dann entsteht im Gewässer eine unnötige Abflußverschärfung.

Heber sind leistungsfähiger als feste Wehre, weil sie die Saughöhe an der Rückseite des Überfalls nutzen. An Regenbecken dürfen nur sogenannte „luftregulierte Heber“ eingesetzt werden. Diese Heber sind hysteresearm und erzeugen keinen unnötigen hydraulischen Streß im Gewässer. Heber dürfen das Wasser nicht dicht über der Kanalsohle absaugen.

Bei beweglichen Wehren am Beckenüberlauf kann ggf. eine Drosselung des Klärüberlaufes entfallen. Beckenüberläufe mit beweglicher Wehrschwelle können sinnvoll sein, um

- den Rückfluß des Abwassers aus dem Stauraum zum Gewässer zu vermeiden,
- eine größere Beckennutztiefe und damit ein größeres Nutzvolumen zu erreichen. (Durch Anordnung von Montageöffnungen sollte ein nachträglicher Einbau von beweglichen Wehrschwellen möglich sein.),
- eine vorgegebene Rückstauenebene einzuhalten bzw. auszunutzen.

Die hydraulische Dimensionierung dieser Bauwerke erfolgt nach dem ATV-Arbeitsblatt A 111.

Neben der herkömmlichen Ortbetonbauweise können Beckenüberläufe auch vollständig oder teilweise in Fertigteilbauweise aus Beton, Kunststoff oder Edelstahl ausgeführt werden.

Bei der Planung des Beckenüberlaufes sind folgende allgemeine Punkte zu berücksichtigen:

- Im Schwellenbereich darf kein Wechselsprung auftreten.
- Seitliche Einmündungen von Kanälen in das Bauwerk sind unzulässig.
- Schwellenhöhe und Abflußquerschnitt zwischen Beckenüberlauf und Becken orientieren sich in der Regel am Bemessungszufluß.
- Unter Berücksichtigung der zulässigen Rückstauenebene des Kanalnetzes und der maßgebenden Wasserspiegellage im Gewässer ist die Schwelle so hoch wie möglich anzuordnen. Nach Nr. 4.3, ATV-Arbeitsblatt A 128 ist anzustreben, daß die Wehroberkante beim zehnjährlichen Hochwasser im Gewässer noch nicht eingestaut wird.
- Die Überfallhöhe sollte wegen der Gefahr des Schmutzaustrages beim Bemessungszufluß auf ca. 30 cm beschränkt bleiben. Das entspricht einer Schwellenbelastung von ca.

300 l/(s*m). Bei ablagerungsfreien Zulaufkanälen und sehr hohen Schwellen darf die Überfallhöhe bis auf 50 cm ansteigen, was einer Schwellenbelastung von ca. 700 l/(s*m) entspricht.

- Bei gefülltem Durchlaufbecken und einem Zufluß im Zulaufkanal $\leq Q_{krit}$ darf der Beckenüberlauf nicht entlasten.
- Feststoffabweiser (Tauchwände, Rechen und Siebe) sind außerhalb des Durchflußbereiches anzuordnen.
- Wenn im Einzelfall aus dem Einzugsgebiet des Beckens verstärkt mit Schwimmstoffen (z.B. von Hausschlachtungen, Restaurants oder bei mineralölhaltigem Abwasser) zu rechnen ist, empfiehlt sich der Einbau einer sog. Schwimmstoffleitung (Minstdurchmesser DN 250) zwischen Beckenüberlauf und Becken. Die Achse der Schwimmstoffleitung und die Oberkante des Beckenüberlaufes sollten auf gleicher Höhe angeordnet werden. Liegt der Beckenüberlauf unmittelbar an der Beckenwand, so kann in dieser eine entsprechend große Schwimmstofföffnung vorgesehen werden.

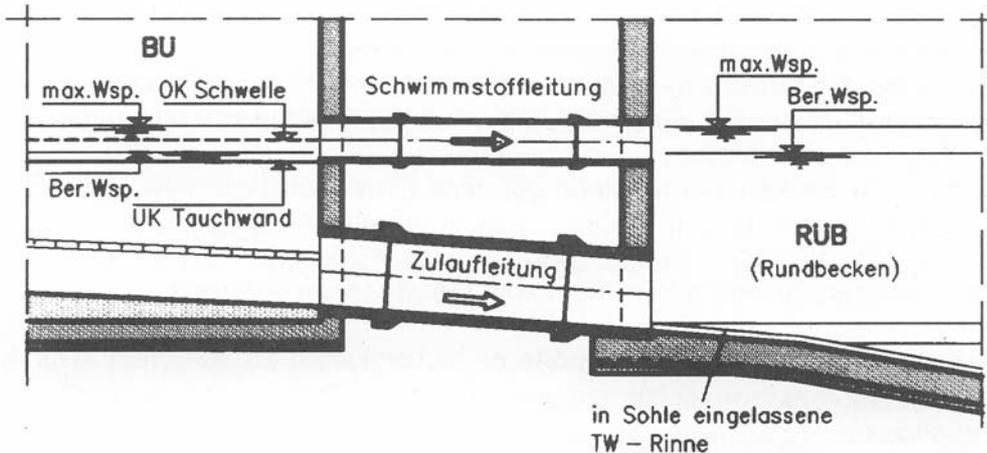


Bild 3: Beispiel einer Schwimmstoffleitung zwischen Beckenüberlauf (BÜ) und Regenüberlaufbecken (RÜB)

2.2 Entlastungsbauwerke

Bei Stauraumkanälen mit untenliegender Entlastung und bei Regenklärbecken wird die Funktion des Beckenüberlaufes durch das Entlastungsbauwerk wahrgenommen. Die Kriterien für die Dimensionierung und Konstruktion des Beckenüberlaufes gelten entsprechend für die Entlastungsbauwerke.

2.3 Entlastungskanäle und Auslaufbauwerke

Der Entlastungskanal ist auf dem kürzesten Weg zum Gewässer zu führen. Er ist wie das Überlaufbauwerk für den Betriebszustand bei überstautem Zulaufkanal und gleichzeitig verlegter Drossel unter Berücksichtigung des maßgebenden Hochwasserstandes des Gewässers zu bemessen.

Der Entlastungskanal sollte spitzwinklig zur Fließrichtung in das Gewässer münden. Die Mündung ist böschungsgleich anzupassen und mit einem Schutzgitter zu versehen. Der Stababstand des verschließ- und aufklappbaren Gitters ist < 120 mm zu wählen.

Bei Durchlaufbecken sollte für Klär- und Beckenüberlauf eine gemeinsame Einleitungsstelle vorgesehen werden. Aus wirtschaftlichen Gründen sollte der kleinere Entlastungskanal des Klärüberlaufes zu dem des Beckenüberlaufes geführt werden.

Die Gestaltung des Auslaufbauwerks sollte sich an den natürlichen Gegebenheiten und dem vorhandenen Gewässerprofil orientieren. Flache Böschungen sind senkrechten Mauern mit Sicherheitsgeländern vorzuziehen. Die Befestigung des Gewässerbettes sollte als Blocksatz ohne sichtbaren Beton und Mörtel mit Natursteinen ausgeführt werden.

Der Bereich des Auslaufbauwerkes ist naturnah mit standortüblichen, einheimischen Gehölzen zu bepflanzen.

Um den hydraulischen Streß bzw. die Abflußspitzen im Gewässer zu reduzieren, ist zu prüfen, ob Rückhaltebecken (Erdbecken) nach den Regenüberlaufbecken angeordnet werden können bzw. sogar müssen.

3 Richtlinien, Normen, Literatur

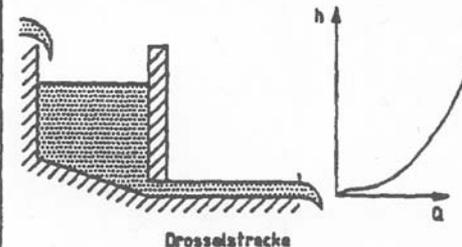
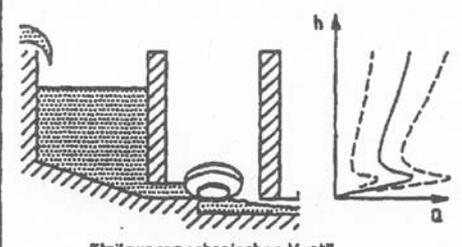
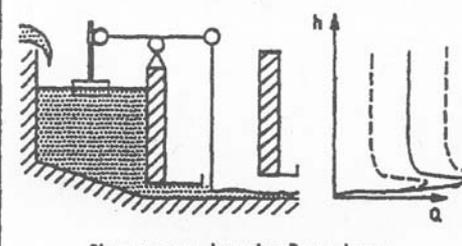
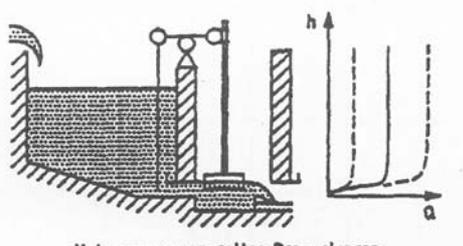
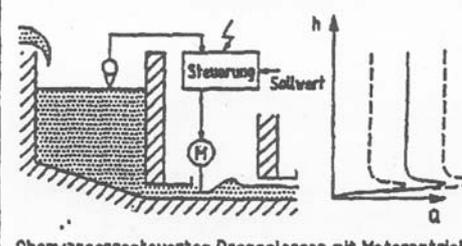
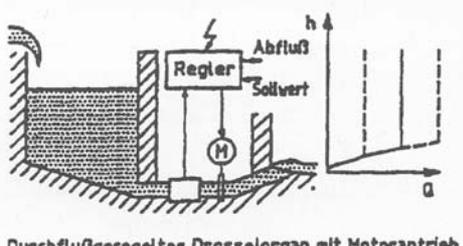
- | | | |
|--------|---------------------------------|---|
| [1] | ATV-A 111 | Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Regenwasser-Entlastungsanlagen in Abwasserkanälen und -leitungen |
| [2] | ATV-A 117 | Richtlinien für die Bemessung, die Gestaltung und den Betrieb von Regenrückhaltebecken |
| [3] | ATV-A 118 | Richtlinien für die hydraulische Berechnung von Schmutz-, Regen- und Mischwasserkanälen |
| [4] | ATV-A 128 | Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen |
| [5] | ATV-A 148 | Dienst- und Betriebsanweisung für das Personal von Abwasserpumpwerken, -druckleitungen und Regenbecken |
| [6] | ATV-A 166
(Entwurf) | Bauwerke der zentralen Regenwasserbehandlung und -rückhaltung |
| [7] | ATV | ATV-Handbuch „Planung der Kanalisation“, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1994 (4. Auflage) |
| [8] | ATV | ATV-Handbuch „Bau und Betrieb der Kanalisation“, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1995 (4. Auflage) |
| [9] | Stier, E. | Planungshilfen für die Gestaltung von Regenüberlaufbecken, Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München 1987 |
| [10] | TH Aachen | Analyse und Klassifizierung lokaler Steuerungseinrichtungen in Kanalisationen, Band 117/1990 |
| [11] | Heft 20 | Regenwasserbehandlung in Baden-Württemberg, Ministerium für Umwelt - 16-87 |
| [12] | DIN 19 226 | Regelungstechnik und Steuerungstechnik, Begriffe und Benennungen, Ausgabe Mai 1968 |
| [13] | Fa. APA
Abwasser-
technik | Firmenunterlagen |

Regierungsbezirk	vorh. Volumen m³	erf. Volumen m³	Ausbaugrad %
Stuttgart	1.060.734	1.323.059	80,17
Karlsruhe	653.795	949.433	68,86
Freiburg	292.662	458.113	63,88
Tübingen	487.296	790.900	61,61
Land B.-W.	2.494.487	3.521.505	70,84

Abb. 1: Regenwasserbehandlung in Baden-Württemberg (Stand: 01.12.1993)

Kreis	vorh. Volumen m³	erf. Volumen m³	Ausbaugrad %	vorhandene Becken		
				Anzahl	von m³	bis m³
Calw	48.068	68.832	70	136	20	1.525
Enzkreis	70.435	78.131	90	139	12	3.384
Freudenstadt	44.515	58.139	77	104	50	2.490
Stadt Pforzheim	18.682	29.932	63	20	35	5.470
Region Nordschwarz- wald	181.700	235.034	77	399		

Abb. 2: Regenwasserbehandlung in der Region Nordschwarzwald (Stand: 01.01.1997)

		Steuerungen	Regelungen		
ohne Fremdenergie	passiv	 <p>Drosselstracke</p>	<p>kann es nicht geben</p>	ohne bewegte Teile	
	aktiv	 <p>Strömungsmechanisches Ventil</p>	<p>gibt es noch nicht</p>		
	aktiv	 <p>Oberwassergesteuertes Drosselorgan</p>	 <p>Unterswassergeregeltes Drosselorgan</p>		mit bewegten Teilen
mit Fremdenergie	 <p>Oberwassergesteuertes Drosselorgan mit Motorantrieb</p>	 <p>Durchflussgeregeltes Drosselorgan mit Motorantrieb</p>			
		$Q_{\min} > 25 \text{ l/s}$	$Q_{\min} > 10 \text{ l/s}$		
Mindestabflüsse nach ATV-A111					

Klassifikation von Drosselorganen

Übersicht der bisher gebräuchlichsten Drosseleinrichtungen (aus Heft 20 des UM Baden-Württemberg) - überarbeitet 1997 -

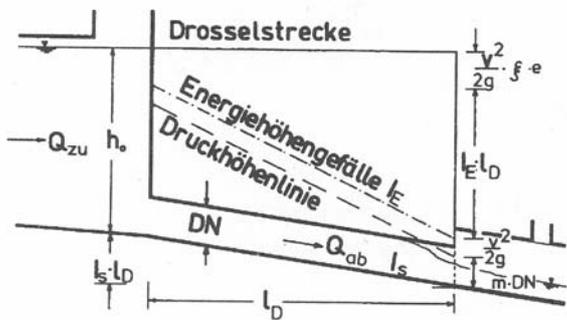
Regel- und Steuerorgane	kleinst. empf. Bemessungsabfluß ¹⁾ l/s	Höhenverlust cm	Trennschärfe ²⁾ l : x	Fremdenergie erforderlich.		Fernsteuerbarkeit			bewegliche Teile			Aufstellung n = naß ht = halbtrocken t = trocken			bedingte Verstellbarkeit des Abflusses	Bemerkung
				ja	nein	ja	nein	bed.	ja	nein	n	ht	t	durch		
Feststehende Schieber und Blenden	100	0	ca. 3		x			x			x					Für RÜB ungeeignet; geeignet für RÜ und provisorische Maßnahmen.
Drosselstrecke	50	0	ca. 2,5		x			x			x					Für RÜB ungeeignet; Anwendg. nur noch bei Ausnutz. vorhand. Leitungen praktikabel u. u. i. V. mit Blenden.
Waage - Drossel (bgu)	10	> 25	ca. 1		x			x				x				Sofortige Freigabe des Abflußquerschnittes bei Verlegung; damit geringere Verstopfungsgefahr.
Rad-Drossel (bgu)	10	> 5	ca. 1		x			x				x				Sofortige Freigabe des Abflußquerschnittes bei Verlegung; damit geringere Verstopfungsgefahr.
Strahl-Dros. (bgu)	10	> 5	ca. 1		x			x				x				Änd. d. Hebelverh. + d. Gegengewichtes
Schwimm.-Dros. (BAP)	10	> 5	ca. 1		x			x				x				Änd. d. Hebelverh.
Wirbeldrossel (UFT)	25	> 20	ca. 2,1		x			x				x				Der Anwendungsbereich wird bis auf Sonderfälle durch Wirbelventile übernommen.
Wirbelventile (UFT)	25	> 5	ca. 1		x			x				x				Die typische Abflußkurve ist zu beachten (bei DN 150 > 15 l/s).

Regel- und Steuerorgane	Kleinst. empf. Bemesungsabfluß ¹⁾	Höhenverlust	Trennschärfe ²⁾	Fremdenergie erforderl.		Fernsteuerbarkeit		bewegliche Teile		Aufstellung			bedingte Verstellbarkeit des Abflusses	Bemerkung
				ja	nein	ja	nein	bed.	ja	nein	n	ht		
	l/s	cm	l : x											
Schwimmer-Klappe (UFT)	25	> 20	ca. 1,5	x		x		x		x			Querschnittsänderg. b. d. nachgeschalt. Ablaufblende.	Selbst. Erkennen und Beseitig. kleinerer Hindernisse und Verstopfung im Zulaufrohr.
Schlauchdrossel (UFT)	25	> 5	ca. 1	x			x		x				Austausch d. Drosselrohres.	Für kleine und kleinste RÜB; Drosselschlauch vor direkter Sonnenbestrahlung schützen. Verstopfungsgefahr (erhöhter Wartungsaufwand).
Ablaufdrosselklappe (Schulze)	25	> 20	ca. 1,6				x			x			nachgeschalt. Ablaufblende.	Selbst. Erkenn. u. Beseitigung kleinerer Hindernisse u. Verstopf. im Zulaufrohr (jedoch nicht bei nachgeschalt. Ablaufblende wegen dem geringeren Abflußquerschnitt).
Schabl.-Schieber m. Schwimmesteuerg v. Oberwasser (Hydrosilide, Nil)	25	ca. 5	ca. 1					x					Austausch der Schieberblende.	Verstopfungsgefahr (erhöhter Wartungsaufwand).
Schieber in Zusammenh. mit ein. Wassermessgerät u. Regelung (UFT); Regel d. Schieb. ü. ein. Druckaufnehmer i. d. anschl. Wirbeldrossel	10	ca. 5	ca. 1	x		x		x		x			Änderung der Regelung.	Höhere Baukosten (Einsatzbereich bei Intervallsteuerung >5 l/s).
Förderschnecke	10	> 20	ca. 1	x			x		x				Änderung d. Regelung u. Austausch d. Ausgangsblende.	Höhere Baukosten (Einsatzbereich b. Intervallsteuerung. > 5 l/s). Auch für Wassermengenmessung einsetzbar.
Pumpen	5	0	ca. 1	x		x		x		x			Änderung am Antrieb.	Aus Kostengründen sind Rohrschnecken vorzuziehen.
		0	ca. 2	x		x		x		x			Änderung am Antrieb.	In Einzelfällen Verstopfungsgefahr (erhöht. Wartungsaufwand).

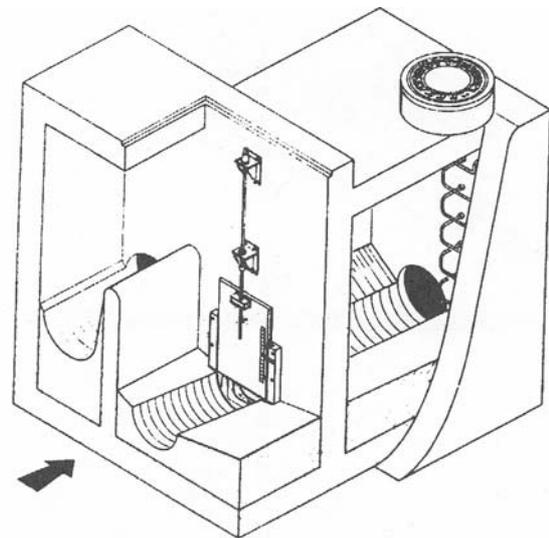
1) Absetzvorgänge können die Funktion des Drosselorgans negativ beeinflussen. Bei der Wahl des Bemessungsabflusses sind deshalb unbedingt die Mindestgeschwindigkeiten zu beachten.

2) Trennschärfe für DN 200 mm, bei 0,40 bis 2,50 m Aufstau. Bei abweichenden Bedingungen (Drosselweite, Drossellänge, Aufstauhöhe, Kennlinie u. ä.) sind z. T. beträchtliche Änderungen bei der Trennschärfe nicht auszuschließen.

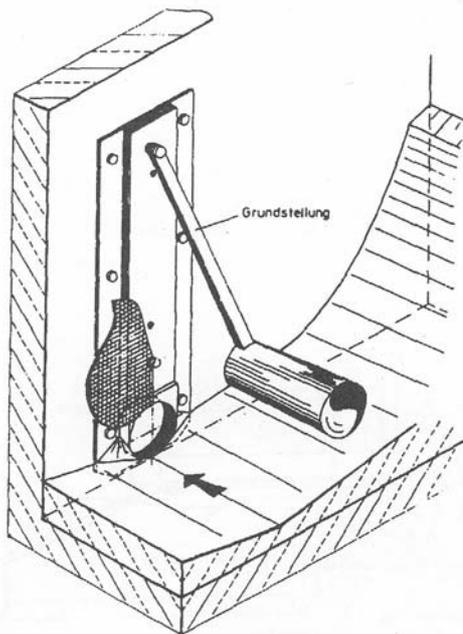
Häufig eingesetzte Drosseleinrichtungen [10]



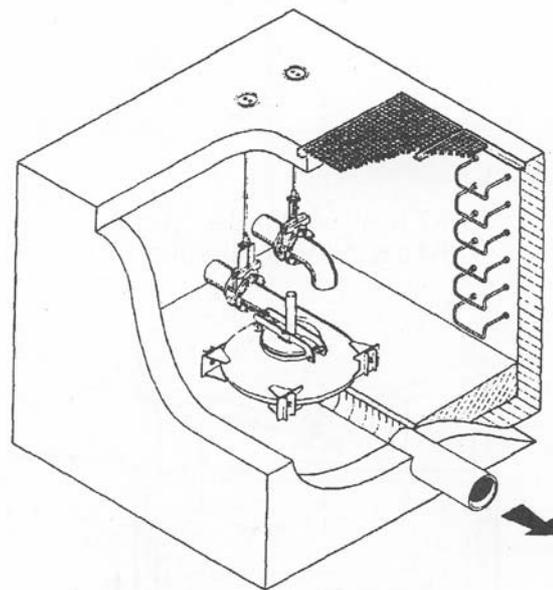
Drosselstrecke



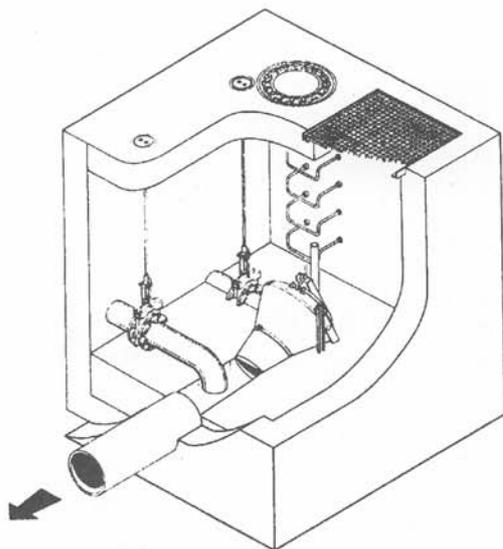
Drosselblende am Beispiel der Firma UFT



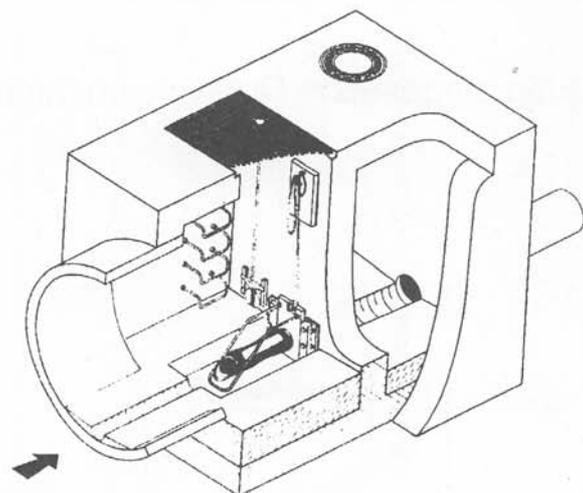
Hydroslide-Regler



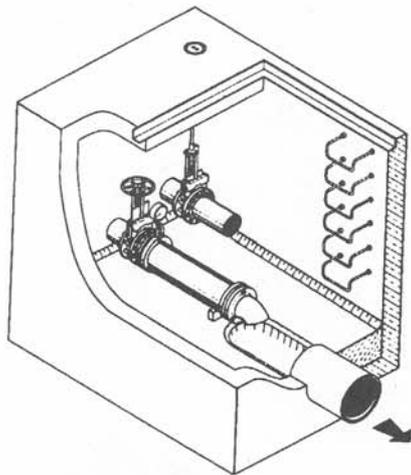
Wirbeldrossel am Beispiel der Firma UFT



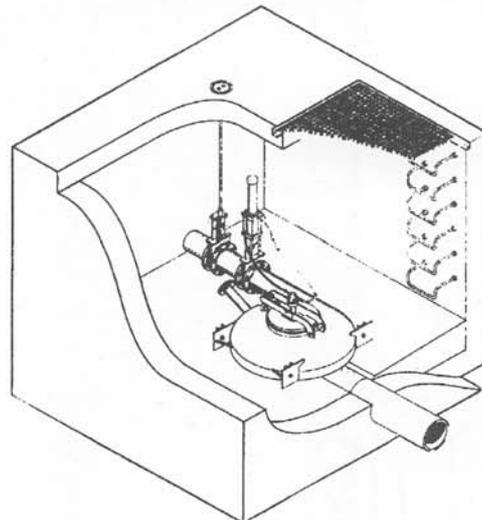
Wirbelventil am Beispiel der Firma UFT



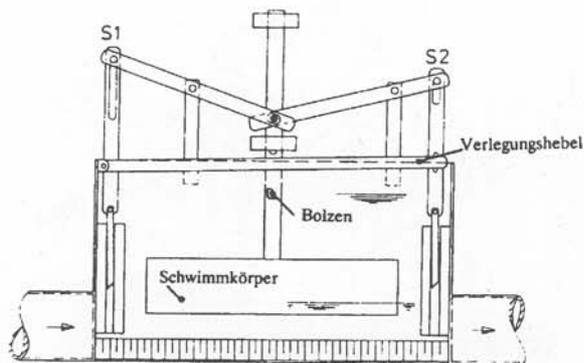
UFT Schlauchdrossel Typ I
(nasse Aufstellung)



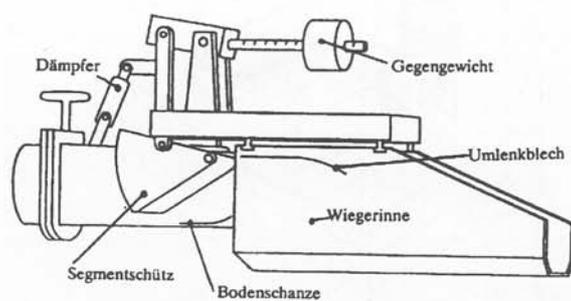
UFT Schlauchdrossel Typ U
(halbtrockene Aufstellung)



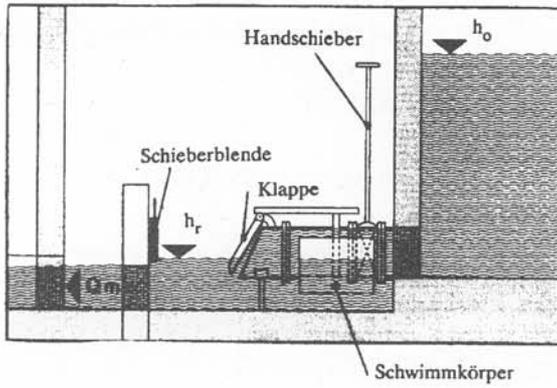
UFT Turbowirbeldrossel



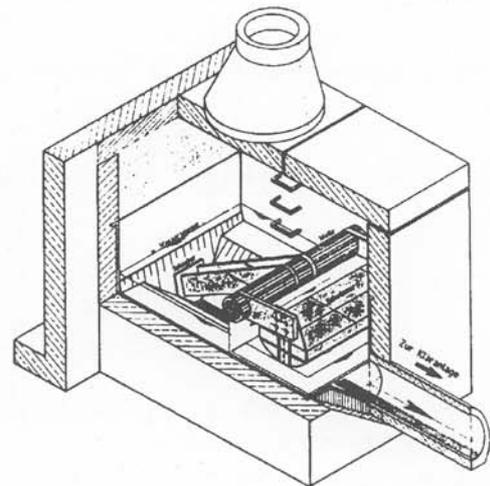
BAP Schwimmerdrossel



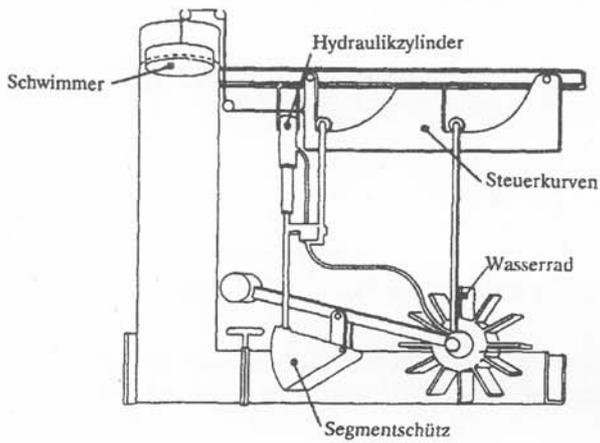
BGU Waagedrossel



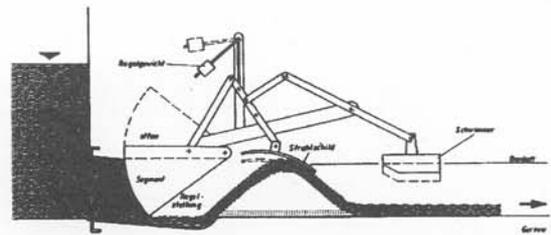
OS Schwimmergesteuerte Auslaufklappe



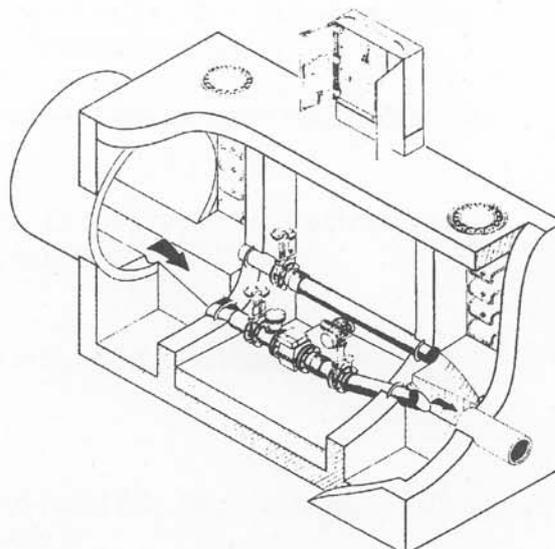
HST Schwimmergesteuerte Abflußdrossel



BGU Raddrossel



BGU Strahldrossel in der Ausführung mit Schwimmer im Unterwasser



Drosselschieber mit IDM-Abflussmessung am Beispiel der Firma UFT

Anlage: 5

Der Einsatz folgender mechanischer Drosselorgane hat sich in der Vergangenheit im Regierungsbezirk Karlsruhe bewährt:

- Schwimmergesteuerte Drosseln der Firmen BAP bzw. APA, bgu, HST und UFT;
- Waage- und Strahldrosseln der Firma bgu;
- Wirbelventile, Turboventile u. dgl. der Firma UFT.

Motorgetriebene Drosselorgane werden üblicherweise bei großen Städten und Verbänden sowie bei großen Becken d.h. bei Betriebspersonal mit hohem Ausbildungsstand eingesetzt und bei Zulaufpumpwerken der Kläranlagen, wenn die Pumpen gleichzeitig das Drosselorgan darstellen.

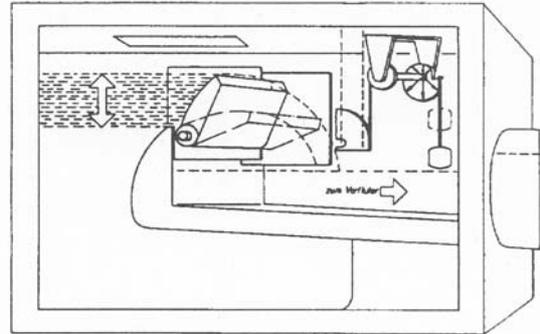
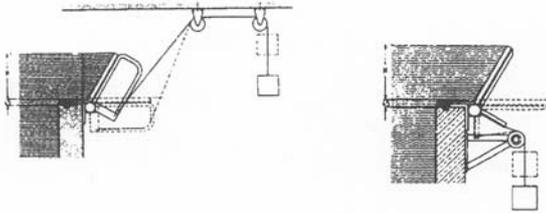
Aus der Sicht der Überwachungsbehörde werden die mechanischen Drosselorgane bevorzugt, da dabei weniger in den Drosselabfluß - bewußt oder unbewußt - eingegriffen werden kann, was oft entgegen den Wasserrechtsentscheidungen erfolgt.

Drosselorgane an Regenbecken in der Region Nordschwarzwald (NSW)

	Anzahl	Prozent	
1. Passive Steuerungen (Drosselstrecken, -schieber, -blenden)	74	20	
2. Aktive Steuerungen ohne Fremdenergie (Wirbeldrossel, -ventil, Schlauchdrossel [UFT])	50	14	} 43
3.1 Aktives oberwassergesteuertes Drosselorgan (Nill-Schieber, Alpheus, Hydroslide)	4	1	
3.2. Aktives unterwassergeregeltes Drosselorgan (HST-Klappe, Schulze-Klappe, BAP-Schwimmer-Drossel, Waage-, Rad- und Strahldrossel [bgu])	102	28	} 37
4.1 Oberwassergesteuertes Drosselorgan mit Motorantrieb (HE-Regler)	14	4	
4.2 Durchflußgeregeltes Drosselorgan mit Motorantrieb (MID bzw. IDM, E-Schieber mit Echolot)	51	14	
5. Pumpen (trocken- und naß aufgestellte Pumpen)	70	19	
S u m m e :	365	100	

Anmerkung:

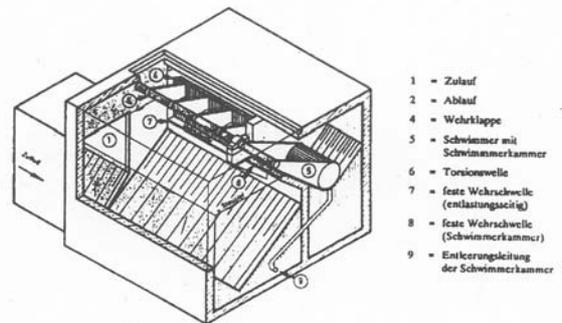
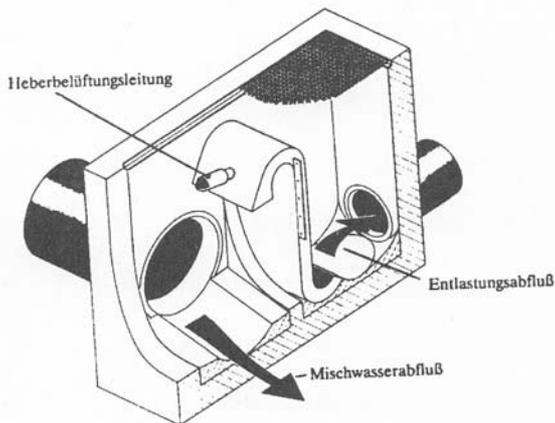
Es konnten nicht alle Drosselorgane erfaßt werden.



Firma Vollmar

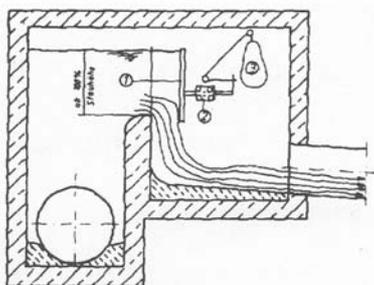
Firma BGU

Ober- bzw. Untergewichtsstauklappe



Luftregulierter Heber der Firma UFT

HST Klappenwehr (ASK Wehr)



- Legende:
 1 - Stauschild
 2 - Linearführung
 3 - Gegengewicht mit hydraulischer Schwimmerform

Stauschild der Firma APA

In der Region Nordschwarzwald eingesetzte bewegliche Wehre

Checkliste für die Planung von Drossel- und Entlastungsanlagen

Vorplanung:

- Wie groß ist die maximale Entlastung bei überstautem Kanalnetz?
- Wie oft springt der BÜ an?
- Ist der Drosselabfluß gemäß Volumenbelastung konstant oder geregelt?
- Wie hoch ist der Drosselabfluß Q_d ?
- Wie hoch sind die Entleerungszeiten?
- Sind Messungen z.B. am BÜ/KÜ vorgesehen?

Abflußdrosselung:

- Ist Strom vorhanden?
- Welche Trennschärfe ist vorgesehen?
- Auf welche Größe soll gedrosselt werden?
- Muß diese Größe im Laufe der Zeit angepaßt werden?
- Besteht Verstopfungsgefahr?
- Wieviel Höhe steht zur Verfügung?
- Ist eine Verbundsteuerung vorgesehen?
- Ist ein getrennter Drosselschacht sinnvoll?
- Besteht eine Notumlaufmöglichkeit?
- Kann die Drossel problemlos gewartet werden?
- Bestehen Absperrorgane zur Wartung?
- Ist eine Fernüberwachungs-, Fernwirkanlage vorgesehen?

Beckenüberlauf:

- Ist eine lange Überfallschwelle möglich?
- Welche Vorteile bringt ein Klappenwehr, Heberwehr?
- Ist eine Tauchwand möglich?
- Ist die Anordnung eines Rechens bzw. Siebes sinnvoll?

Klärüberlauf:

- Ist eine lange Überfallschwelle möglich?
- Soll sie gerade oder gezahnt sein?
- Müssen aus hydraulischen Gründen Drosselschlitze, Drosselrohre o.ä. gewählt werden?
- Ist eine Tauchwand vorgesehen?
- Kann die KÜ-Rinne aus Schallschutzgründen abgedeckt werden?

Auslaufbauwerk:

- Wie groß wird der Entlastungskanal? Wie lang?
- Wo verläuft er?
- Wie sieht das Auslaufbauwerk aus?
- Kann der Entlastungsabfluß vom Gewässer schadlos aufgenommen werden?

Messen an Regenbecken?

Prof. Dr.-Ing. habil. Hansjörg Brombach

UFT, Bad Mergentheim

1	Die Vorschriften und die Wirklichkeit	129
2	Das Gesamtsystem Kanalnetz-Kläranlage-Vorfluter	130
3	Größenordnung des Meßproblems	131
4	Fehlende Beurteilungskriterien, fehlende hydrologische Kennzahlen, unklare Ziele	132
5	Messen auf der Kläranlage	133
6	Messen an Regenbecken	135
7	Meßgeräte	137
8	Typische Wasserstandsganglinien	138
9	Datenverdichtung	138
10	Erforderliche Meßdauer	140
11	Entlastungsvolumina	141
12	Beurteilung der Entlastungsaktivität von RÜB mit dem Ranking-Verfahren	144
13	Kosten	146
14	Empfehlungen, Zusammenfassung	147
15	Literatur	148

1 Die Vorschriften und die Wirklichkeit

In Baden-Württemberg gibt es seit 1989 die Eigenkontrollverordnung [1] und ab 1990 die dazugehörige Verwaltungsvorschrift [2]. Es heißt dort wörtlich: „Wer Abwasseranlagen ... betreibt, ... hat die Anlagen mit den hierzu erforderlichen Kontrolleinrichtungen und Geräten auszurüsten“. Bei Altanlagen wird ein zeitlicher Aufschub eingeräumt: „Bestehende Abwasseranlagen sind mit den erforderlichen Einrichtungen und Geräten zur Durchführung der Eigenkontrolle innerhalb von drei Jahren nach Inkrafttreten dieser Verordnung auszurüsten“.. Die gleiche Vorschrift sagt weiterhin: *„Erfasste Meßdaten wie Überlaufhäufigkeit, -menge, -dauer sowie Einstauhäufigkeit und -dauer bei Regenbecken sind zu Jahreswerten zusammenzufassen. Die Ergebnisse sind in das Betriebstagebuch einzutragen. Das Betriebstagebuch ... ist dem Wasserwirtschaftsamt (was es heute nicht mehr gibt!) vom Betreiber auf Verlangen vorzulegen“*.

Die zitierte Vorschrift läßt reichlich Raum zur Interpretation, was die „erforderliche“ Ausrüstung von Regenbecken mit Entlastungsmeßgeräten betrifft. Messungen werden nicht zwingend vorgeschrieben, aber auch nicht für überflüssig erklärt. Es wird auch nicht gesagt, was, wo, wie oder wann gemessen werden soll. Wenn aber Meßgeräte eingebaut wurden, dann sind die Daten nach Überlaufhäufigkeit, -menge und -dauer jährlich auszuwerten und den Aufsichtsbehörden auf Verlangen vorzulegen.

Der offene Interpretationsspielraum und die „Androhung“, „wer mißt, muß auch auswerten und vorlegen“, hat im Land Irritationen ausgelöst. Manche Landkreise schreiben Meßgeräte vor und sorgen auch für die finanzielle Förderung bei der Erstausrüstung. Andere raten lau weder zu noch ab, manche lehnen Meßgeräte überhaupt ab. Nach meiner Schätzung gibt es in Baden-Württemberg heute keine hundert im Sinne obiger Vorschriften „ordentlich“ betriebener Überwachungsgeräte. Betriebstagebücher von Regenbecken habe ich ganz selten, Einträge mit Jahresberichten über das Entlastungsverhalten habe ich noch nie gesehen.

Im Gegensatz zu der Praxis in Baden-Württemberg sollen nach ATV-A 128 [3] wasserwirtschaftlich bedeutsame Becken mit Registriergeräten überwacht werden. In anderen Bundesländern sind wesentlich konkretere Eigenkontrollerrlasse ergangen. So steht z.B. in der „SüwV Kan“ [4] des Landes Nordrhein-Westfalen: *„Bei wesentlichen Abwassereinleitungen ... sind bei den wichtigsten ... Regenüberlaufbecken und Stauraumkanälen ... zur Überwachung kontinuierlich aufzeichnende Wasserstandsmeßgeräte einzubauen. Durch geeignete Auswertung der Füllstände und Nutzungszeiten sind Überlaufmengen, -dauer und -häufigkeit ... zu ermitteln“*. Allerdings habe ich gehört, daß auch dort der Vollzug schleppend sei.

Zu den Unklarheiten der Vorschriften kommen noch andere nichttechnische Probleme:

- Bezahlen will eigentlich niemand den jährlich wiederkehrenden Auswerteaufwand, weder die Gemeinde, die glaubt, mit dem Bau des RÜB hinreichend Umweltschutz betrieben zu haben, noch die Aufsichtsbehörden, die nur das Endergebnis interessiert, noch der Planer, der sich inzwischen längst neuen Projekten widmet.
- Bei allen Beteiligten gibt es einen psychologischen Widerstandseffekt, den man auch von der medizinischen Vorsorgeuntersuchung her kennt. Man fürchtet das Resultat! Sollte sich zeigen, daß das RÜB überlastet ist, war die getätigte Investition nicht ausreichend oder am falschen Platz. Ist das RÜB nicht ausgelastet, war die Investition überzogen, verfrüht oder gar unnötig. Und diesen vernichtenden Bescheid stellt man sich auch noch selber aus! Wie später noch gezeigt wird, ist diese Furcht nicht unbegründet.

Mit Absicht hat der Titel dieses Aufsatzes ein Fragezeichen. Mit dem Folgenden soll gezeigt werden, was heute bei der Überwachung der Entlastungsaktivität von Regenbecken machbar und vernünftig ist und was man besser bleiben läßt. Die gezeigten Daten und Diagramme stammen vornehmlich aus zwei großen Forschungsprojekten, nämlich aus dem Projekt des Bundes „NIEDERSCHLAG“ [5] und aus dem bei uns laufenden Projekt der Landesanstalt für Umweltschutz in Karlsruhe [6].

2 Das Gesamtsystem Kanalnetz-Kläranlage-Vorfluter

Wenn unklar ist, was man eigentlich messen will oder soll, ist eine Systemanalyse hilfreich. Bild 1 zeigt ein typisches, existierendes Entwässerungssystem aus dem Landkreis Ravensburg, hier als „Rita“ anonymisiert. Die Systemgrenze umschließt das ganze Einzugsgebiet einschließlich Kläranlage und Vorfluter. Das System kommuniziert mit der Außenwelt über vier wesentliche Schnittstellen, nämlich dort, wo wässrige Ströme die Systemgrenze queren. Das sind das zu- und abfließende Gewässer, der Trinkwasserimport, der zu Abwasser wird, und der in das System fallende Niederschlag, der zum Teil zu Abwasser wird oder verdunstet oder versickert. Vereinfachend sei angenommen, daß das durch das undichte Kanalnetz eindringende Fremdwasser und das entweichende Abwasser, Exfiltration, aus dem eigenen Einzugsgebiet kommt, bzw. in ihm verbleibt.

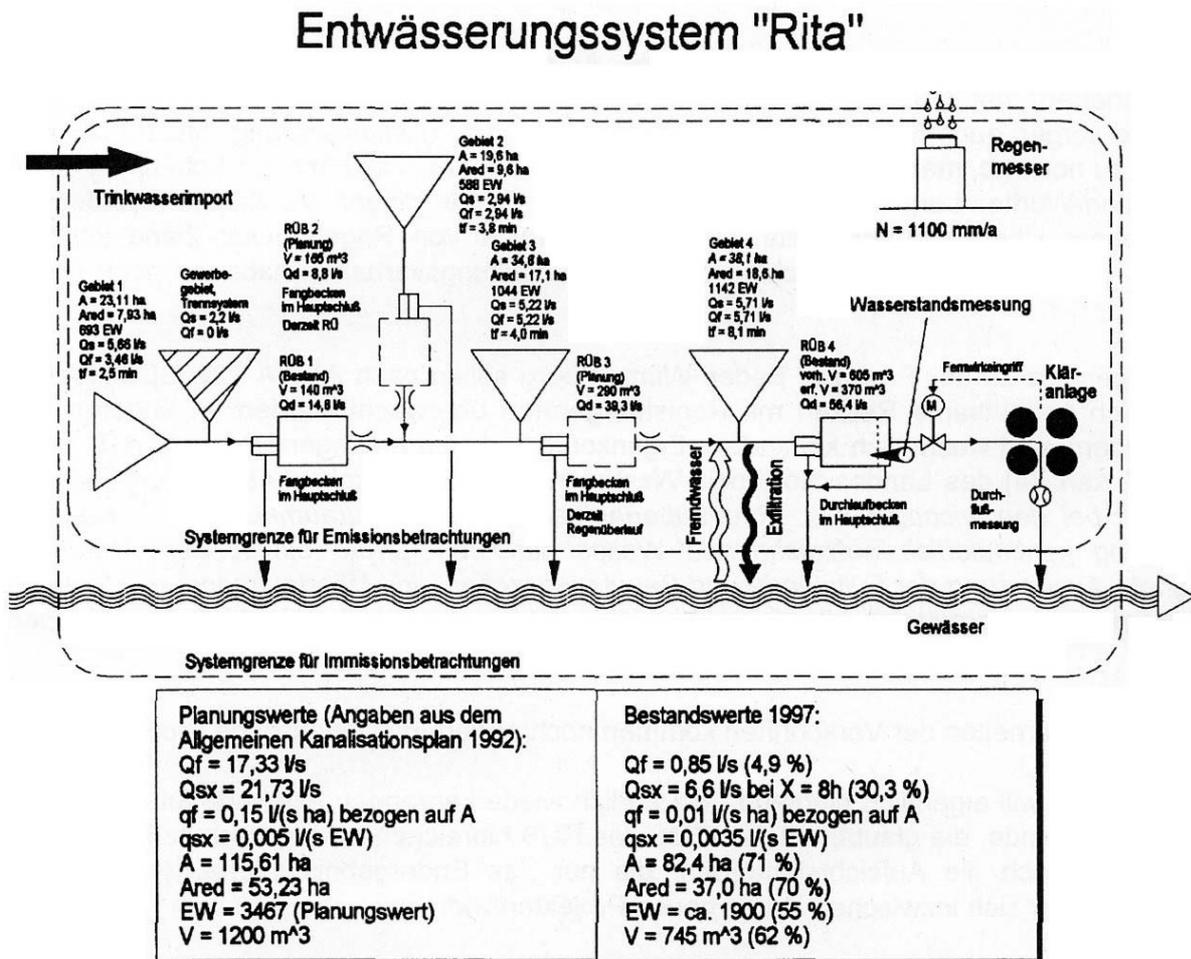


Bild 1: Entwässerungssystem einer typischen, kleinen, baden-württembergischen Gemeinde

Wollte man nun messen, welchen Schaden die Kanalisation und die Kläranlage dem Gewässer zufügt, müßte man Menge und Qualität der Wasserströme an den vier Schnittstellen messen. Wissenschaftliche Studien, die dies versucht haben, sind fast ausnahmslos gescheitert, weil z.B. noch gar nicht definiert ist, wie man Schaden am Gewässer mißt und bewertet. Aus guten Grunde wird deshalb bis heute in Baden-Württemberg nicht die Immissions-, sondern die Emissionspolitik verfolgt. Es wird nicht zuerst nach der Reaktion des Gewässers gefragt, sondern die Belastung des Gewässers durch Abwassereinleitungen wird vorsorglich beschränkt.

Nach dem „Rückzug auf das Emissionsprinzip“, wie manche Verfechter des Immissionsprinzips sagen werden, kann man eine zweite, weiter innen liegende Systemgrenze in Bild 1 zeichnen. Der Rückzug beschert überraschend zusätzliche, neue Schnittstellen zur Außenwelt, aus vier werden acht. Dies sind wie gehabt, Trinkwasserverbrauch und Niederschlag. Der Gewässerzu- und -ablauf entfällt. Neu hinzu kommen der Kläranlagenablauf, das Fremdwasser bzw. exfiltrierte Abwasser, hier als eine Größe gezählt, aber eigentlich ein Pärle, und vier Regenauslässe.

3 Größenordnung des Meßproblems

Die vier Schnittstellen „Regenausläufe“ für das Dorf „Rita“ erscheinen auf den ersten Blick eine hohe Anzahl für nur 1.900 Einwohner zu sein. Um herauszufinden, welcher Aufwand erforderlich wäre, eine konsequente und durchgehende Emissionskontrolle aller Abwasserkanalisationen in Baden-Württemberg einzuführen, sei folgende Überlegung angestellt.

Das Land hat heute etwa 10,5 Mio. Einwohner, von denen 89,3 % an Mischwasserkanalisationen angeschlossen sind. Als erste Zwischenergebnisse des Forschungsprojektes des Landes [6] haben sich die Zahlen der Spalten 3 bis 5 der Tabelle 1 ergeben. Die beiden Hochrechnungen gehen von völlig verschiedenen Überlegungen aus, ergeben aber ziemlich genau die Zahl von 10.000 bestehenden Regenauslässen von Regenüberläufen und Regenüberlaufbecken in Baden-Württemberg. Das Dorf „Rita“ dürfte nach dieser Tabelle 2 bis 4 Regenauslässe haben. Es hat tatsächlich 4 Auslaßstellen. „Rita“ ist also nicht untypisch für Baden-Württemberg, liegt aber wegen der Besonderheiten der Kanalisation im ländlichen Raum am oberen Ende der Skala.

1	Einwohner	10.500.000 E	
2	Davon 89,3 % an Mischwasserkanalisation	9.376.000 E	nach [7]
3	Einwohner pro Entlastung	900 E / (RÜ+ RÜB)	Schätzung [6]
4	Fläche pro Entlastung	15 ha _{red} / (RÜ+RÜB)	Schätzung [6]
5	Abflußwirksame Fläche pro Einwohner	150 m ² / E	Schätzung [6]
6	Hochgerechnet aus 2,3	10.418 Stück RÜ+RÜB	
7	Hochgerechnet aus 2,4,5	9.376 Stück RÜ+RÜB	
8	Anzahl von Regenauslässen in B.-W.	~10.000 Stück RÜ+RÜB	
9	Anzahl von Kläranlagen in B.-W.	1.207 Stück	nach [8]
10	Regenauslässe pro Kläranlage, im Mittel	8,3 (RÜ+RÜB)/KA	

Tabelle 1: Geschätzte Anzahl der Regenüberläufe und Regenüberlaufbecken in Mischwasserkanalisationen des Landes Baden-Württemberg, Stand 1997

Wollte man also eine landesweite Emissionsüberwachung aller Kanalisationen einrichten, wären ungefähr 10.000 neue Meßstellen an Regenentlastungen erforderlich. In Baden-Württemberg gibt es heute nach [8] genau 1.207 Kläranlagen. Im Mittel kämen für jede Kläranlage gut 8 neue Meßstellen im Kanalnetz hinzu.

4 Fehlende Beurteilungskriterien, fehlende hydrologische Kennzahlen, unklare Ziele

Betrachten wir noch einmal beispielhaft das Entwässerungssystem „Rita“ von Bild 1 und unterstellen wir, daß eine komplette Emissionsmessung eingeführt werden soll. Der Trinkwasserverbrauch ist beim Wasserversorgungsunternehmen bestens bekannt. Der Regen wird heute oft als Tagessumme bei der Kläranlage gemessen und aufgeschrieben. Die Abflußmessung am Kläranlagenablauf ist heute durchgängig vorhanden, wenn auch leider oft fehlerhaft. Das Pärle Fremdwasser/Exfiltration ist ein „schwieriger Genosse“, das hier aber erst einmal ausgeklammert wird, weil es wenig Einfluß auf die Überlaufaktivität der Regenbecken und Regenüberläufe hat. Verbleiben die zwei Regenüberläufe und die zwei Regenüberlaufbecken als unkontrollierte Emittenten. Wir nehmen an, daß alle vier Regenauslässe mit Abflußmessern ausgerüstet seien. Das gesamte Meßsystem sei nun eine gute Weile in Betrieb, und es käme der Moment, wo irgendjemand, ein Auswerter, einen ersten Jahresbericht für die Aufsichtsbehörde machen soll.

Der Auswerter wird nun gemäß der gültigen Eigenkontrollverordnung [1] im Auftrag der Gemeinde Rita die Überlaufhäufigkeit, die Überlaufmenge und die Überlaufdauer der Regenbecken und Regenüberläufe ermitteln. Wir unterstellen, daß die installierten Geräte für den Zweck bestens geeignet waren und tadellos funktioniert haben und der Auswerter die gewünschten Zahlen tatsächlich richtig ermittelt. Die Zahlen werden nun vorgelegt, und die erste Frage an die Aufsichtsbehörde ist: „Sind die Regentlastungen so in Ordnung?“ Die Gemeinde hofft vielleicht sogar, daß das Ergebnis den Bau der noch fehlenden zwei Regenüberlaufbecken 2 und 3 überflüssig machen oder wenigstens hinausschieben könnte.

Aber - der Auswerter und die Gemeinde werden vergeblich auf eine Beurteilung der Aufsichtsbehörde warten. Auch die bestinformierteste und gutwilligste Aufsichtsbehörde in Baden-Württemberg hat bis heute kein amtliches Beurteilungskriterium zur Hand. Diese Tatsache wird die Gemeinde, den Auswerter und die Aufsichtsbehörde sehr frustrieren. Warum hat man dann überhaupt gemessen und all die Arbeit gemacht?

Ich kann nur spekulieren, daß den Verfassern der Eigenkontrollverordnung diese prekäre Situation vor Augen stand und man deshalb den in Kap. 1 genannten Interpretationsspielraum ließ.

Aber spinnen wir die Geschichte fort. Wir unterstellen ja gutwilligste Beteiligte auf allen Seiten, die aus den nun vorliegenden Meßdaten doch noch etwas lernen möchten. Man wird an die ATV-A 128 [3] denken, wo zulässige Entlastungsvolumina in Abhängigkeit von der weitergeleiteten Regenspende angegeben werden. Der Auswerter wird beauftragt, aus den vorliegenden Meßwerten die Entlastungsraten zu berechnen. Man wird dann weitersehen.

Der Auswerter wird die Gemeinde als erstes nach der Größe der undurchlässigen Entwässerungsfläche fragen, die zu jeder Entlastung gehört, denn die braucht er, um festzustellen, wieviel Regenwasser denn angefallen ist. Die Gemeinde hat einen Allgemeinen Kanalisationsplan. Der Auswerter findet dort, was er sucht, aber er merkt schnell, daß es sich um eine Planung für einen späteren Zustand handelt, der noch längst nicht eingetroffen ist und vielleicht nie so eintreten wird. So gibt es z.B. die beiden RÜB Nr. 2 und Nr. 3 noch gar nicht. Ein Gewerbegebiet hat Trennentwässerung und hat laut Planung weder Regen- noch Fremdwasserabfluß, was nach allen praktischen Erfahrungen sehr unwahrscheinlich ist. Mißtrauisch geworden, macht der Auswerter eine eigene Bestandserhebung 1997, rechter Kasten unten in Bild 1. Der Vergleich mit den Planungswerten im linken Kasten zeigt, Planung und Wirklichkeit liegen weit auseinander. Welche Zahlen soll er nun nehmen? Nach Rückfrage bei der Aufsichtsbehörde einigt man sich auf den heute vorhandenen Zustand, denn der sei ja schließlich auch gemessen worden.

Froh macht sich der Auswerter an die Arbeit. Für das RÜB Nr. 1 gelingt die Übung sehr gut. Es ergibt sich tatsächlich eine Entlastungsrate von x % des Jahresniederschlages. Aber der

Auswerter, inzwischen mit Fachliteratur vertraut, fragt sich, ob eigentlich aller gefallener Niederschlag - bei der Gemeinde Rita sind das 1100 mm/Jahr - oder nur der durch den Gully abfließende effektive Niederschlag als 100 % Bezug zu nehmen ist. Dazu müßte man die Verlust-, Verdunstungs- und Versickerungsrate kennen. Rückfragen bei der Aufsichtsbehörde enden diffus. Er verschiebt das Problem und beginnt mit der Analyse der Daten des zweiten vorhandenen RÜB 4. Das Gebiet 4 entwässert direkt zum RÜB 4, aber die Gebiete 1, 2 und 3 schicken ihr Abwasser, zwar gedrosselt, aber vollständig zum RÜB 4. Welche Einzugsgebietsfläche zählt nun zum RÜB 4? Erneute Rückfragen bei der Aufsichtsbehörde lassen den Auswerter ahnen, daß er sich sehr weit auf das Feld der Stadthydrologie hinausgewagt hat. Man diskutiert nun den Gesamtwirkungsgrad des Systems, ähnlich wie bei Schmutzfrachtsimulationen. Und dann wäre ja eigentlich auch die stoffliche Qualität des entlasteten Wassers wichtig, und der hydraulische Streß im Gewässer, und was ist eigentlich mit dem Kläranlagenablauf bei Regen, dem Stickstoff, dem Phosphor, mit der Nordsee?

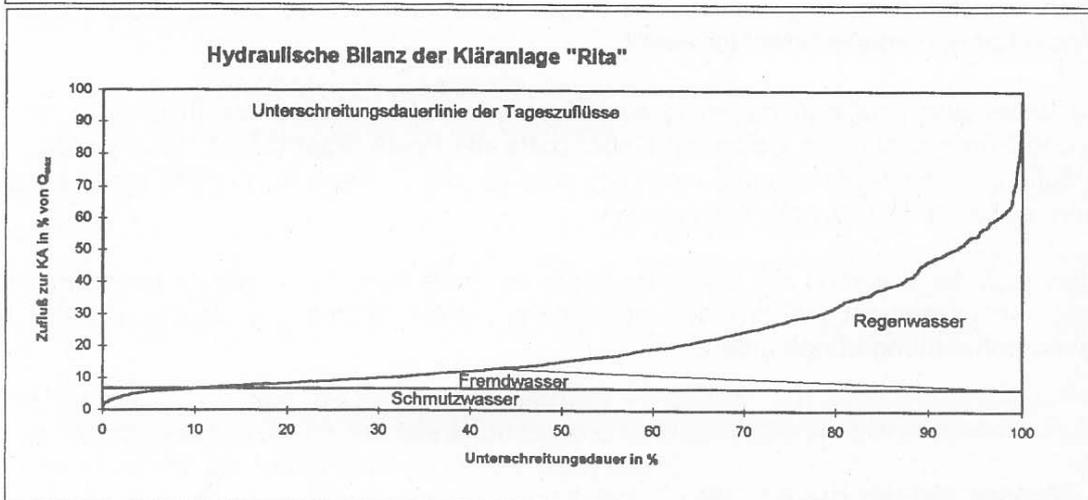
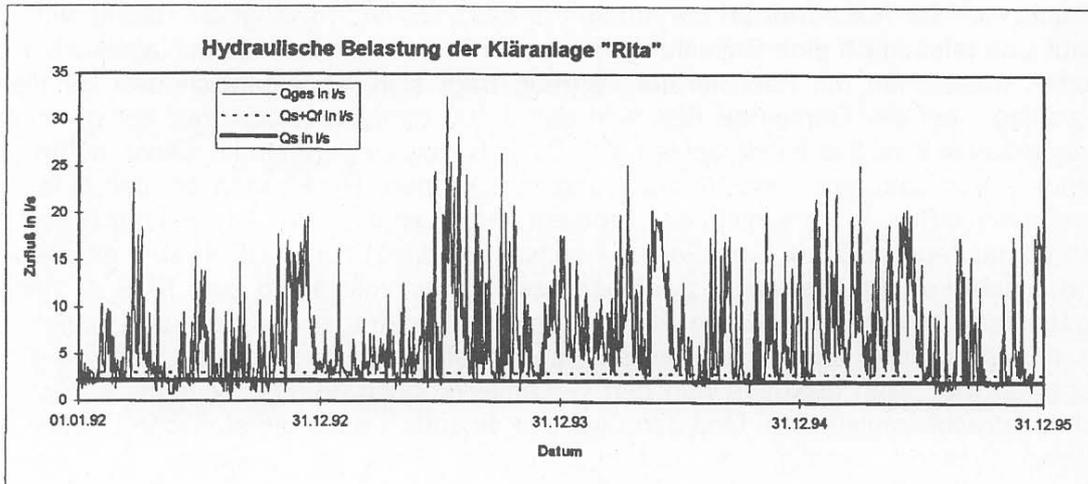
Unsere Beteiligten sind nun mitten in einer hochinteressanten Diskussion um das Immissions- und Emissionsprinzip gelandet. Dabei hatte die Politik aber längst beschlossen, daß es vorläufig beim Emissionsprinzip bleibt. Es wird bei der Debatte also nichts weiter herauskommen, außer, daß alles sehr schwierig ist.

Nachdem sich die Messung der Entlastungsrate als vorläufig schwieriges Kriterium erwiesen hat, soll nun untersucht werden, welche anderen Möglichkeiten der Beurteilung der Regenwasserbehandlung übrigbleiben.

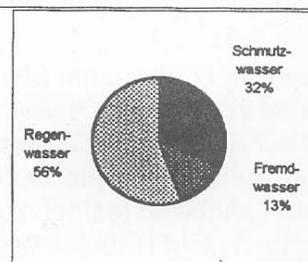
5 Messen auf der Kläranlage

Schauen wir noch einmal Bild 1 an. Das letzte RÜB 4 liegt unmittelbar vor der Kläranlage, es gibt keine zusätzlichen seitlichen Zuflüsse. Der Abfluß von RÜB 4 ist damit identisch mit dem Zulauf zur Kläranlage. Diese Situation ist in der Praxis gar nicht so selten. Die Kläranlage hat eine gut funktionierende Durchflußmessung am Ablauf. Die Tageswerte sind im Betriebstagebuch akribisch festgehalten. Untersuchen wir doch einmal, ob sich aus den Kläranlagenmessungen nicht Rückschlüsse auf die Regenwasserbehandlung ziehen lassen.

Trägt man die Tageswerte des gemessenen mittleren Abflusses der Kläranlage „Rita“ der vier Jahre 1992 bis 1995 auf, erhält man die Ganglinie oben auf Bild 2. Sortiert man die Tageswerte der Größe nach, so wie man es auch gemäß DIN 4049 [9] bei Flußpegeln tut, erhält man eine s-förmig geschwungene Unterschreitungsdauerlinie. Unter diese Dauerlinie kann man den Schmutzwasserabfluß einzeichnen, der identisch mit dem Trinkwasserverbrauch ist. Der Klärwärter hat im Kläranlagentagebuch festgehalten, daß in vier Jahren 842 Tage, das sind 57,6 %, als Regen- und Regennachlauftage gelten. 42,4 % der Unterschreitungsdauer sind also Trockenwettertage. Zieht man eine Linie vom Schnittpunkt vom Ende der Trockenwetterzeit zur Endmarke 100 %, läßt sich Regenwasser vom Fremdwasser trennen. Diese Aufteilungsmethode kann hier nicht ausführlich begründet werden, Details werden sich in [6] finden.



Kläranlage	"Rita"
Anzahl Jahre	4,00 a
Anzahl Tage	1461 d
Anzahl Regentage	606 d
Anz. Regen- u. Nachlauf-tage	842 d
Anzahl TW-Tage	619 d
Anzahl EW	1900 E
w_s	100 l/(E*d)
Sonst. Q_s -Zufluß	0 l/s



Q_{max}	32,16 l/s	2779 m³/d		
$Q_{T,max}$	1,97 l/s	170 m³/d		
Q_s	2,20 l/s	190 m³/d	67761 m³/a	31,8 %
Q_T	0,85 l/s	74 m³/d	26900 m³/a	12,6 %
Q_r	3,76 l/s	325 m³/d	118524 m³/a	55,6 %
Q_{ges}	6,76 l/s	584 m³/d	213185 m³/a	100,0 %

Kontrollwerte und Summenparameter:

		MIN	MAX	
Jahresniederschlag	N =	1100		mm/a
Gesamtfläche	A_{EK} =	82,4		ha
Undurchlässige Fläche	A_U =	37,00		ha
Niederschlagsvolumen über A_U	V_N =	407000		m³/a
davon fließen durch die Kläranl.		29,1		%
Einwohnerdichte bezügl. A_{EK}	E/A_{EK} =	23,06		E/ha
Einwohnerdichte bezügl. A_U	E/A_U =	51,35		E/ha
Fremdwasserspense bez. A_{EK}	$q_{f,EK}$ =	0,0104		l/(s ha)
Fremdwasserspense bez. A_U	$q_{f,U}$ =	0,0231		l/(s ha)

Bild 2: Abflußganglinie und Volumenbilanz der Kläranlage „Rita“, 1992 bis 1995

Das Ergebnis ist, die Kläranlage „Rita“ behandelt im mehrjährigen Schnitt 118.524 m^3 Regenwasser pro Jahr. Das entspricht 56 % des Gesamtkläranlagendurchsatzes. Bezieht man diese Summe auf die 1.100 mm Niederschlag pro Jahr und die heute vorhandene undurchlässige Entwässerungsfläche von 37 ha, sind dies 320 mm Niederschlag pro Jahr oder 29,12 % von 1.100 mm. Nun weiß man, daß auch auf undurchlässigen Flächen nicht der gesamte Niederschlag zum Abfluß kommt, sondern daß etwa 1/3 in Mulden stehen bleibt und verdunstet und versickert. Reduziert man den Jahresniederschlag um ein Drittel auf 733 mm, steigt der auf der Kläranlage behandelte Regenwasseranteil auf 43,7 % an. Damit hat man zum ersten Mal eine brauchbare Zahl ermittelt. Der Rest von 56,3 % des effektiven Niederschlages muß bei den Regenbecken und Regenüberläufen entwichen sein.

Dieses Beispiel zeigt, daß man mit relativ wenig Aufwand aus den vorhandenen Messungen auf der Kläranlage die Größenordnung des Regenwasseranteils ermitteln kann. Man weiß dann allerdings noch nicht, wo das Wasser entwichen ist. Unsicher bleibt die Annahme der Verlustrate und der wahren Größe der undurchlässigen Fläche. Sozusagen als Abfallprodukt erhält man das Volumen des auf der Kläranlage unnötigerweise mitbehandelten Fremdwassers.

6 Messen an Regenbecken

Regenbecken werden in der Regel dadurch überwacht, daß man den Wasserstand im Becken mißt. Bild 3 zeigt den in der Praxis recht häufigen Fall eines Durchlaufbeckens im sogenannten „unechten Nebenschluß“. Würde man statt der selbsttätigen Rückschlagklappe einen Motorschieber einbauen, der ferngesteuert ein gezieltes Ablassen des Wassers im RÜB nach dem Regen erlaubt, hätte man den Fall des Durchlaufbeckens im „echten“ Nebenschluß. Denkt man sich die gestrichelt gezeichnete Trennschwelle im Trennbauwerk (TB) fort, hat man ein Durchlaufbecken im Hauptschluß. Gibt es keinen Klärüberlauf (KÜ), hat man den einfachsten Fall eines Fangbeckens im Hauptschluß. Allein aus der Vielzahl möglicher Meßaufgaben erkennt man die später auftretenden Komplikationen beim Auswerten der Meßdaten. Aber in allen vier Fällen reicht in der Regel eine einzige Wasserstandssonde (an der richtigen Stelle) im Regenbecken aus, um die Entlastungsaktivität zu messen. Die Meßaufgabe ist „im Prinzip beherrschbar“.

Mehr als eine Sonde braucht man, wenn Überläufe weit entfernt voneinander angeordnet sind oder wenn die Meßspannen sehr groß werden. Zwei und mehr Sonden mit individuellen Meßfehlern, Driften und Synchronisationsproblemen gehören in die Kategorie „schwierig“.

Meßtechnisch „ganz schwierig“ sind bewegliche Entlastungswehre aller Art. Ihr Zweck ist es, den Wasserspiegelanstieg auf eine kleine Spanne zu begrenzen. Die Überlaufmenge läßt sich dann nur noch aus zwei Meßgrößen errechnen, nämlich aus einer sehr kleinen Wasserstandsänderung und einer Klappenstellung. Dazu braucht man Kennlinienfelder, und die Meßfehler multiplizieren sich!

„Unbeherrschbar“ sind die Fälle, wo Meßgrößen fehlen oder ausfallen. Z.B., wenn ein Beckenüberlauf vom Hochwasser rückwärts überflutet wird, dieser Fall aber gar nicht entdeckt wird, weil es im Unterwasser überhaupt keine Sonde gibt.

- 1 Zulaufkanal
- 2 Beckenablauf
- 3 Durchlaufbecken DB
- 4 Trennbauwerk TB
- 5 Beckenüberlauf BÜ
- 6 Klärüberlauf KÜ
- 7 Entlastungsleitung KÜ
- 8 Entlastungsleitung für BÜ und KÜ
- 9 Spülkippe
- 10 Rückstauklappe
- 11 Gewässer Überwachungsgerät
- 12 Ablaufdrossel
- 13 Umlaufleitung
- 14 Ablauf zur Kläranlage

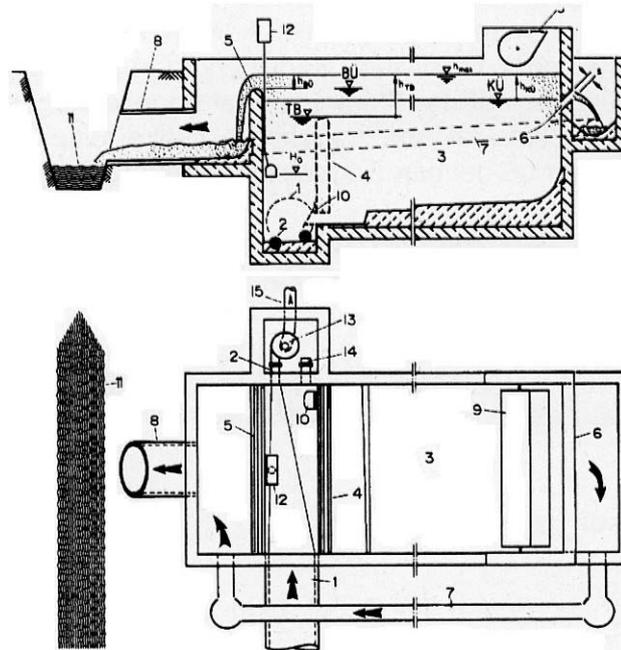


Bild 3: Regenüberlaufbecken im Schnitt und der Draufsicht, Durchlaufbecken im „unechten“ Nebenschluß“

Ein weiteres generelles Problem ist die Hydraulik der Entlastungsbauwerke. Die Beckenüberläufe (BÜ) und Klärüberläufe (KÜ) werden ja sozusagen als „Durchflußmesser“ betrieben. Dies ist kritisch, weil sich die üblichen langen Überlaufschwelle eigentlich schlecht als Durchflußmesser eignen. Die Überfallhöhe (Ersatzmeßgröße) wird klein und die Überfallmenge (eigentliche Meßgröße) groß. Die Alternative, Abflußmessung im Entlastungskanal, ist nicht einfacher. Die erforderliche Meßspanne in Regenauslässen ist ungeheuer groß, leicht 1:1000 und mehr. Meßwehre, die mit dieser Meßspanne auch schon überfordert wären, sind in der Praxis kaum durchsetzbar, weil der Aufwand nicht eingesehen wird und es Rückstau gibt. Versuche mit neuartigen Meßgeräten, die am Boden des Kanals montiert werden und Füllhöhe und Geschwindigkeit messen sollen, haben bislang keine befriedigenden Ergebnisse gezeigt. So kommt es, daß heute, trotz aller Bedenken, so gut wie alle Überwachungsgeräte nur den Wasserstand im Regenbecken messen.



Bild 4: Gebräuchliche Wasserstandssonden. Rechts eine Einschraubsonde und zwei Eintauchsonden mit kapazitivem Aufnehmer. In der Mitte Eintauchsonde mit Dehnmeßbrücke auf Keramikmembran. Links zwei Ultraschallmeßköpfe.

7 Meßgeräte

Es gibt heute verschiedene Arten von Überwachungsgeräten für Regenüberlaufbecken mehrerer Hersteller. Vorteile und Nachteile der unterschiedlichen Meß- und Registrier- und Auswerteprozesse werden ausführlich in [9] beschrieben.

Wir gehen hier davon aus, daß technisch geeignete Geräte benutzt werden. Diese sind dadurch gekennzeichnet, daß sie die Urdaten als Wasserstandsganglinie im Minutenabstand auf einem Speichermedium ablegen. Die Auswertung findet später im Büro statt. Alle Versuche, vor Ort Überlaufvolumina, -häufigkeiten und -dauern sofort zu ermitteln und auszudrucken, wird schon deshalb nicht funktionieren, weil spätere Korrekturen an Nullpunkten und Abflußkurven nicht mehr möglich sind und bis heute nicht klar ist, wie z.B. eigentlich die Überlaufanzahl definiert ist.

Die digitale Datenspeicherung ist heute kein Problem mehr. Um 500 Stunden Überlauf pro Jahr im Minutenabstand als Wasserstandsganglinie zu speichern, reichen 256 kByte Speicherplatz aus. Die Datenspeicher werden als Ringspeicher ausgelegt, so daß beim Datenüberlauf nur die ältesten Meßwerte verloren gehen. Meistens werden die Meßwerte auf Memory-Cards gespeichert. Diese haben sich als sehr preiswertes und sicheres Speichermedium erwiesen.

Probleme macht bei den Überwachungsgeräten oft die Stromversorgung. Wenn keine ständige Stromversorgung am Regenbecken vorhanden ist, wird das Beschaffen eines zusätzlichen Anschlusses für einige Watt Stromverbrauch sehr teuer. Weicht man auf Batterien aus, müssen diese regelmäßig erneuert werden.

Die heute verfügbaren Wasserstandssensoren für die Regenbeckenüberwachung lassen sich in Eintauchsonden und Ultraschallsonden klassifizieren. Die Eintauchsonden werden in ein Schutzrohr nahe der Schachtwand eingehängt. Am unteren Ende haben sie eine elastische Membran aus Metall oder Keramik. Die Durchbiegung der Membran ist proportional der Eintauchtiefe und wird entweder kapazitiv oder mit einer Dehnmeßbrücke gemessen. Die Ultraschallsensoren sind einige Dezimeter über dem höchsten Wasserspiegel anzuordnen (Block-abstand) und schicken senkrecht nach unten einen Ultraschallimpuls, der von der Wasseroberfläche reflektiert wird. Gemessen wird die Laufzeit des Impulses. Die Schallgeschwindigkeit ist abhängig von der Lufttemperatur. Der Temperatureinfluß muß kompensiert werden. Bild 4 zeigt die heute gebräuchlichsten Sonden für die Regenbeckenüberwachung.

Die Einhängesonden haben eine sehr gute Genauigkeit, aber leider oft Nullpunktdrift. Da sie im verschmutzten Abwasser hängen, kommt es gelegentlich zu Störungen durch Schlamm oder mechanische Beschädigung. Die Ultraschallsonden haben zwar keine Nullpunktdrift, können aber oft die Temperaturänderung infolge Zugluft nicht hinreichend kompensieren. Interne Qualitätsprüfungen bei uns haben gezeigt, daß unter günstigsten Bedingungen im Labor beide Arten von Sonden den Wasserstand bei einer Meßspanne von 1 bis 2 m mit einer Genauigkeit von ± 1 cm messen können. In der Praxis ist der Fehler wegen Wellenschlag, Schmutz, Schaum, nachgebender Aufhängungen und ungenauem Einstellen im besten Fall ± 2 cm.

8 Typische Wasserstandsganglinien

Bild 5 zeigt eine gemessene Wasserstandsganglinie während eines Regenereignisses von einem Fangbecken in einer Mischwasserkanalisation, hier als FB53 anonymisiert. Am 26.08.1992 beginnt sich kurz vor 11 Uhr das Becken zu füllen. Innerhalb von 12 Minuten ist das Becken voll, und der Beckenüberlauf spricht zum ersten Mal für die Dauer $t_{BÜ1}$ an. Das Becken läuft danach bis 13:30 Uhr wieder fast leer, um dann ein zweites Mal für die Dauer $t_{BÜ2}$ überzulaufen. Typisch für alle RÜB ist der steile Anstieg der Wasserstandsganglinie und der anschließende flache Abfall.

Typisch ist auch, daß es bei einem Regenereignis zu mehreren zeitlich deutlich getrennten Beckenüberläufen kommt. Im Beispiel von Bild 5 sind es mindestens zwei, vielleicht auch drei. Immer wieder kann auch beobachtet werden, daß am Überlaufende die Ganglinie in Höhe der Entlastungsschwelle „zitternd hängenbleibt“. Dies erschwert das Zählen von Überlaufereignissen. Typisch sind auch die auf Bild 5 gezeigten Überfallhöhen. Im Maximum wurden 210 mm gemessen. Die mittlere Überfallhöhe über die Dauer des Überlaufes betrug nur etwa 60 mm.

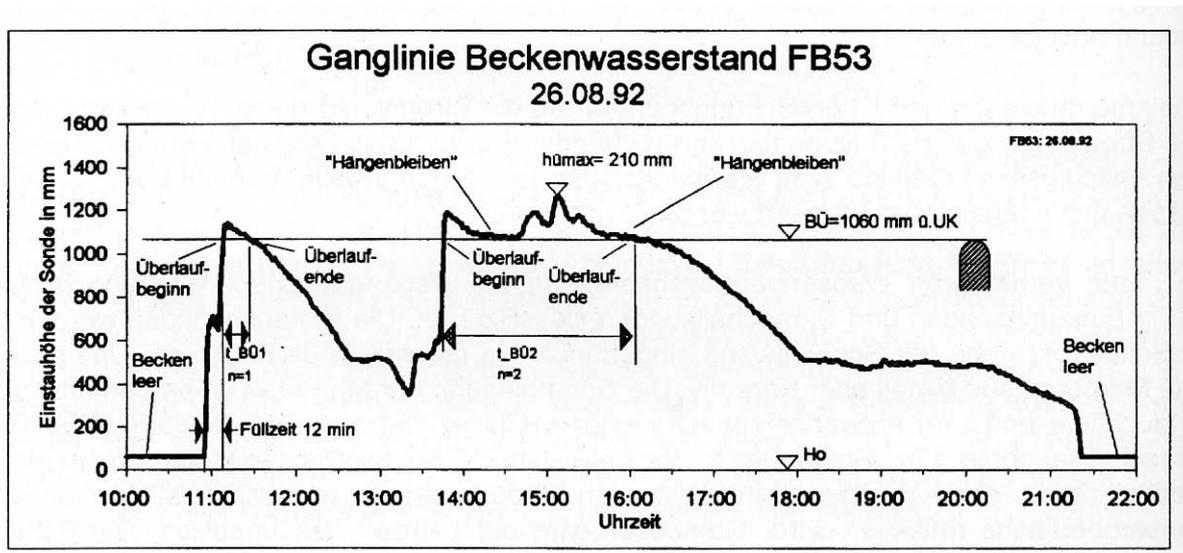


Bild 5: Beispiel einer gemessenen, typischen Wasserstandsganglinie an einem Fangbecken bei Regen

9 Datenverdichtung

Wollte man nun die Überlaufdauern und Überlaufhäufigkeit über einen längeren Zeitraum ermitteln, müßte man alle Ganglinien durchschauen, jeweils Anfang und Ende eines Ereignisses festlegen und dann die Dauer und Häufigkeiten aufaddieren. Wir empfehlen das nicht, nicht weil es zuviel Arbeit machen würde, sondern weil das Ergebnis sehr stark von der Festlegung der Kriterien für Überlaufbeginn und -ende abhängt. Stattdessen sollte diesem Schritt eine Datenverdichtung und -analyse vorgeschaltet werden. Die statistische Prozedur der Verdichtung einer Wasserstandsganglinie zu einer Überschreitungsdauerlinie entspricht streng dem aus dem Pegelwesen bekannten Verfahren nach DIN 4049 [10].

10 Typische Ergebnisse verdichteter Daten

Zwei typische Beispiele von verdichteten Wasserstandsganglinien mit einem vergleichbar langen Meßzeitraum von 174 bis 222 Tagen für je ein Fangbecken und ein Durchlaufbecken sind in Bild 6 zu sehen. Die Becken haben völlig verschiedene Bauweisen, Planer und Standorte. Immer aber haben die Histogramme der Überlaufhäufigkeit einen scharfen Ausschlag kurz oberhalb der Schwellenkronen, während die Dauerlinien weiche, abgerundete Schultern haben.

Schauen wir näher das Fangbecken an. In der Meßzeit von 222 Tagen stieg der Wasserstand im Becken 5-mal über die Höhe 870 mm kurz unterhalb der Schwelle des Beckenüberlaufs an, linkes Diagramm. Der nur 25 mm höher liegende Wasserstand 895 mm wird aber 176-mal überschritten. Der nur einmal überschrittene maximale Wasserspiegel erreichte die Höhe 920 mm. Die größte registrierte Überfallhöhe in der Meßperiode war also nur 45 mm. Die Überlaufdauer fällt zwischen den beiden vorgenannten Pegeln von 2228 min auf 800 min zurück. Beim Durchlaufbecken auf Bild 6, unten, ist der Ausschlag der Häufigkeiten bei Erreichen der Klärüberlaufhöhe von 1.995 mm weniger krass. Aber es gibt einen zweiten, wenn auch schwachen Ausschlag kurz oberhalb des Beckenüberlaufs. Aber auch hier ändern sich Überlaufhäufigkeit und -dauer innerhalb weniger Zentimeter Wasserspiegel abrupt. Die Ursachen dieser Effekte sind die Seeretention und das vorzeitige Überschwappen und werden in [9] ausführlich beschrieben.

Würde man ohne eine Voranalyse gemessener Langzeitdaten einen festen Wasserstand als Grenzwert für den Überlaufbeginn vor Ort eingeben, so würde man vermutlich versuchen, diesen genau auf die Höhe der Überlaufschwelle zu legen. Vertut man sich hier nur um ein, zwei Zentimeter nach oben, kommt man zu völlig falschen Resultaten, weil man in den Ausschlag, bzw. die flache Schulter, gerät. Auch die Meßungenauigkeit reicht schon aus, diesen Fehler nachträglich zu produzieren. Das ist der Grund dafür, daß wir von der sofortigen Ermittlung von Überlaufdaten vor Ort abraten. Sind die Urdaten (Ganglinien) erst einmal fort, gelingt nie mehr eine nachträgliche Kontrolle oder Korrektur!

Die Konsequenz dieser Erkenntnis ist, daß die Überwachung von Regenbecken in zwei Schritte zu gliedern ist. Vor Ort wird eine möglichst zuverlässige Hardware mit großem Datenspeicher „nur Rohdaten fressen“. Später werden im Büro diese Rohdaten sortiert, geprüft, und es werden plausible Grenzwerte für Überlaufpegel angesetzt. Bei großen Zweifeln kann man sogar nachträglich eine Ortsbesichtigung oder ein Nivellement durchführen. Der zweite Schritt sollte vielleicht sogar als Dienstleistung an Fachleute vergeben werden, die mit derartigen Fällen häufig zu tun haben. Wer diesem guten Rat nicht folgen kann oder will, der sollte mindestens dafür sorgen, daß der Grenzpegel „Überlaufbeginn“ mit einem Sicherheitsabstand von einigen Daumenbreit unter der Überlaufschwelle bleibt.

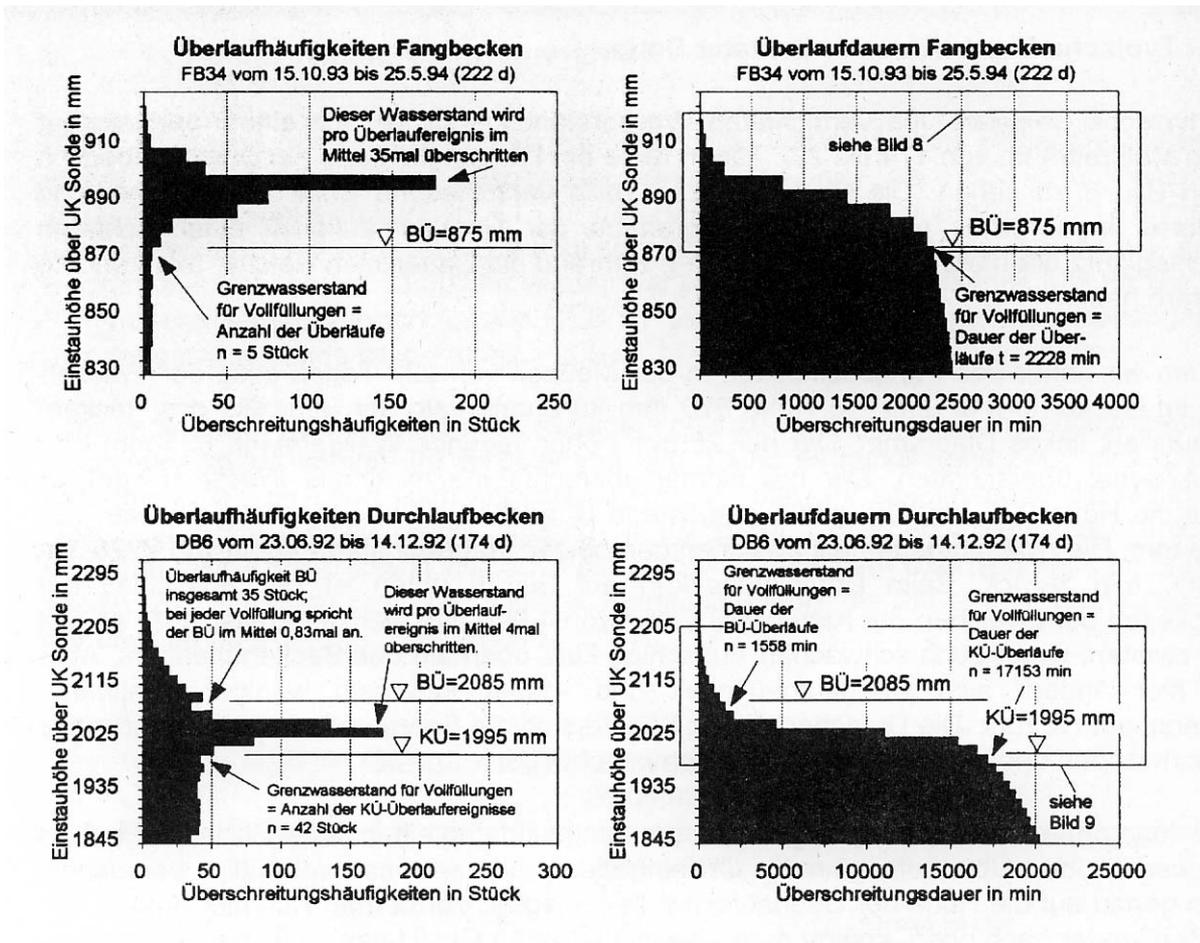


Bild 6: Typische, zu je einer Überschreitungshäufigkeitsverteilung (links) und einer Überschreitungsdauerlinie (rechts) verdichtete Langzeitwasserstandsganglinien. Oben ein Fangbecken im Hauptschluß, unten ein Nebenschluß-Durchlaufbecken

11 Erforderliche Meßdauer

Das Niederschlagsgeschehen schwankt von Tag zu Tag, von Monat zu Monat, von Saison zu Saison und auch noch über Jahre hinweg erheblich. So wie man bei der Schmutzfrachtberechnung einen langen Zeitraum simulieren muß, so muß man den Regenüberlaufbecken genug Meßzeit geben, um ein treffendes Bild der mittleren Entlastungsaktivität zu entwickeln. Bisher gab es aber keine Vorstellung davon, wie lang wohl die Auswertezwischenräume sein sollten.

An drei Beispielen wurde das Langzeitverhalten untersucht, siehe Bild 7. Alle drei Becken wurden 3 bis 6 Jahre lang kontinuierlich überwacht. In unregelmäßigen Abständen wurden die von den Überwachungsgeräten gesammelten Daten ausgelesen. Die jeweils im neuen Meßintervall registrierten Überlaufereignisse wurden zu den vorhergehenden hinzuaddiert und durch die zurückgelegte Gesamtmeßdauer dividiert und auf 100 % normiert.

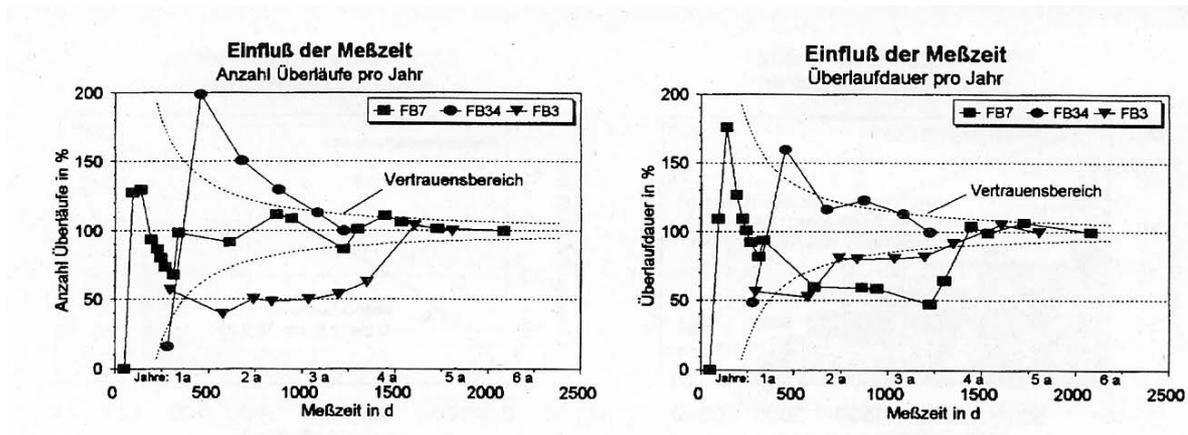


Bild 7: Langzeitverhalten der gemessenen, akkumulierten Überlaufhäufigkeiten und -dauern von drei Regenüberlaufbecken

Wie zu erwarten, springen im ersten Meßjahr die so akkumulierten Werte sowohl bei der Ereignisanzahl als auch bei der Dauer regellos umher. Erst nach mehreren Jahren schwingen sich die Daten auf ruhige Mittelwerte ein. Führt man einen symmetrischen „Vertrauensbereich“ ein, siehe gestrichelte Linien auf Bild 7, der Ausreißer ausschließt, so bleibt immer noch eine erhebliche Unsicherheit bei der Beurteilung der Überlaufaktivität. Bei einem Jahr Meßdauer ist mit Abweichungen zum Langzeitmittel von $\pm 50\%$ zu rechnen. Möchte man die Langzeitwirkung eines RÜB ermitteln, sind bei einer noch immer verbleibenden Fehlerquote von $\pm 20\%$ mindestens 3 Jahre auszuwerten. Diese Erkenntnis verträgt sich schlecht mit den Jahresberichten der Eigenkontrollverordnung [1].

12 Entlastungsvolumina

Das in der Wasserwirtschaft übliche Verfahren der Berechnung der Entlastungsvolumina sieht so aus, daß die Wasserstandsganglinie über die gesamte Meßzeit durchgesehen und mit Hilfe der zuvor ermittelten Schlüsselkurven für Beckenüberlauf und Klärüberlauf in Abflußganglinien umgerechnet wird. Die Abflußganglinien werden dann zu Volumina integriert. Dazu müssen große Datenmengen bewegt werden. Viel einfacher, schneller und genauer ist es aber, dafür die verdichteten, geprüften Daten der Überschreitungsdauerlinie zu benutzen.

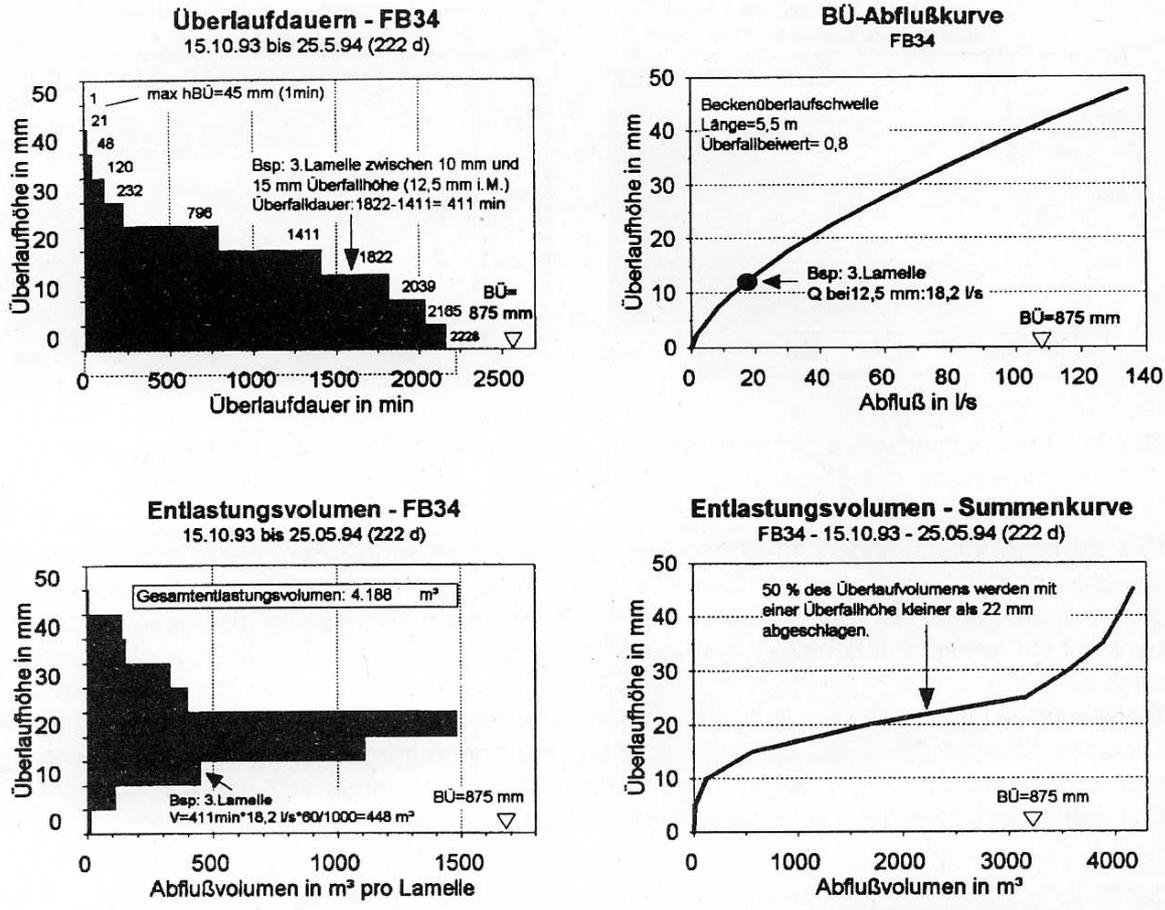


Bild 8: Berechnung des Überlaufvolumens am Beckenüberlauf eines Fangbeckens

Das obere, linke Diagramm von Bild 8 zeigt vergrößert den Teil der Dauerlinie, der schon rechts oben auf Bild 6 in einem Rahmen zu sehen war. Die Dauerlinie schwingt s-förmig zurück. Für unsere Berechnung wird der hydraulische Nullpunkt der Überlaufschwelle auf die „physikalisch richtige Höhe“ 875 mm angesetzt. Der Beckenüberlauf wird zum „Durchflußmesser“ umfunktioniert. Die Schwellenlänge mit 5,5 m ist bekannt. Der Überfallbeiwert der gut ausgerundeten Schwellenkronen wird mit $\mu = 0,8$ angenommen. Nun kann man sich die Schlüsselkurve für den Beckenüberlauf ausrechnen, Diagramm rechts oben auf Bild 8.

Multipliziert man nun alle Differenzen der Überlaufdauern in Pegelstufen von 5 mm mit dem dazugehörigen Durchfluß, erhält man das Abflußvolumen pro Wasserstandslamelle. Bei kleinen Überfallhöhen ist zwar die Überfalldauer lang, dafür aber der Abfluß klein. Bei großen Überfallhöhen ist zwar der Abfluß groß, aber die Dauer kurz. So kommt es zu einer bauchförmigen Kurve der Überfallvolumina, siehe Diagramm links unten auf Bild 8.

Integriert man die Volumina der Lamellen von unten nach oben auf, erhält man die Summenkurve des über den Beckenüberlauf entwichenen Wassers, aufgetragen gegen die Überfallhöhe, Diagramm rechts unten. Insgesamt sind in 222 Tagen 4.188 m³ Abwasser zum Vorfluter abgeschlagen worden. Da es 5 Vollfüllungen gab, siehe Bild 6, sind das durchschnittlich 840 m³ pro Ereignis. Es fällt auf, daß 50 % des Überlaufvolumens mit Überfallhöhen kleiner als 22 mm abgeschlagen werden.

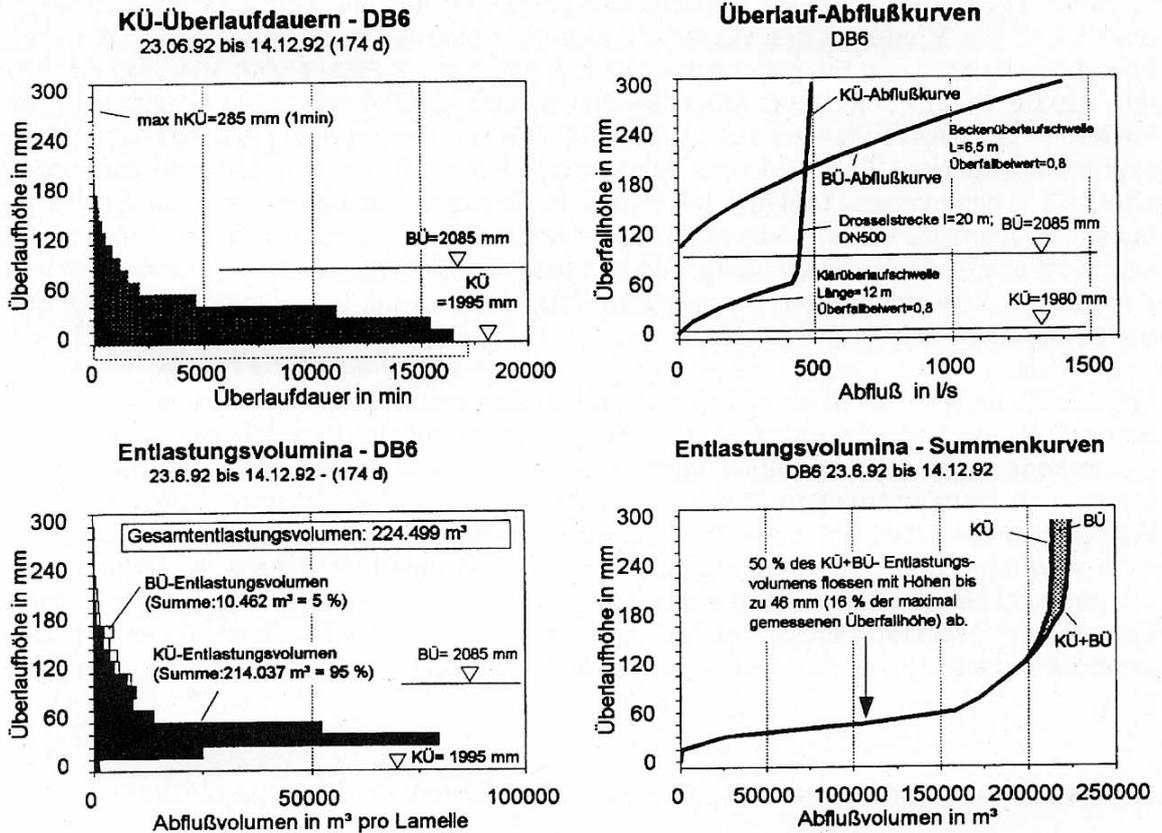


Bild 9: Berechnung des Überlaufvolumens am Klär- und Beckenüberlauf eines Durchlaufbeckens

Die gleiche Übung soll nun mit dem Durchlaufbecken, das bereits vom Bild 6 unten rechts her bekannt ist, wiederholt werden. Der Unterschied zum Fangbecken ist, daß es nun zwei in der Höhe versetzte Abflußkurven für BÜ und KÜ gibt, Diagramm rechts oben auf Bild 9. Die Klärüberlauf-Abflußkurve ist zusammengesetzt aus der flachen Abflußkurve der festen Überlaufschwelle und der steilen Abflußkurve der drosselnden Entlastungsleitung. Die Beckenüberlauf-Abflußkurve weist nach rechts außen. Der Beckenüberlauf ist eine frei überströmte, rückstaufreie Schwelle.

Schaut man sich die pro Lamelle entlasteten Volumina an, Diagramm links unten auf Bild 9, so ist diesmal der „Bauch“ der Häufigkeitsverteilung noch ausgeprägter. Der Beckenüberlauf setzt erst ab der Höhe 2.085 mm ein und hinterläßt nur ganz kleine Abflußvolumina, weiße Kästchen.

Die Summenkurven, rechts unten, zeigen, daß in der 174 Tage langen Überwachungsperiode 214.037 m³, das sind 95 % des Überlaufwassers, durch den Klärüberlauf entwichen sind. Dividiert durch die 42 registrierten Vollfüllungen sind dies ca. 5.000 m³ Überlaufwasser pro Ereignis. Dies entspricht dem 10-fachen des Beckenvolumens. Nur 5 % flossen über den Beckenüberlauf. Wir haben dieses überraschende Ergebnis an anderen Fällen von Durchlaufbecken nachgeprüft und kamen oft zu sehr großen Volumendurchsätzen des Klärüberlaufs und sehr kleinen oder gar keinen Volumenbeiträgen des Beckenüberlaufs. Diese Erkenntnis wirft ein neues Licht auf die Wirkung von Durchlaufbecken. Aus Platzmangel kann das hier nicht weiter verfolgt werden.

Die vorgeführten Beispiele zeigen, was Experten schon lange wußten, daß die schwachen, langanhaltenden Regenereignisse das Überlaufgeschehen von Regenüberlaufbecken dominieren. Die Beckenüberläufe werden über lange Zeit nur mit ganz kleiner Überfallhöhe überströmt. Ein Meßfehler des Wasserstandes oder eine falsch angenommene Schwellenhöhe beim Beispiel des Fangbeckens von Bild 8 von nur ± 2 Pegelstufen, das sind nur ± 10 mm, würde einen Fehler beim Überlaufvolumen von $+ 90 \%$ oder $- 63 \%$ erzeugen. Ein Meßfehler des Wasserstandes beim DB6 von Bild 9 von wiederum nur ± 2 Pegelstufen, das sind im vorliegenden Fall ± 30 mm, würde einen Fehler in der Abflußsumme von $+ 88 \%$ oder $- 68 \%$ hinterlassen. Und dies bei idealen Bedingungen: absolut waagrechte Schwellen, bekannte Überfallbeiwerte, horizontale Wasserspiegel! Diese enttäuschenden Fehlerquoten sind nicht akademische Befürchtung, sondern reale Praxis, siehe auch [11]. Noch schlimmer steht es bei Entlastungen mit vorgesetzten Tauchwänden mit unbekannter Hydraulik oder gar beweglichen Wehren.

Angesichts dieser Fehlerquellen, des hohen Auswerteaufwandes und des erforderlichen Know Hows stellt sich die Frage, ob es heute einem „normalen“ Betreiber eines Regenüberlaufbeckens eigentlich zugemutet werden „soll, darf oder kann“, eine Berechnung des Überlaufvolumens vorzulegen. Derartige Auswertungen sind Aufgaben für Spezialisten und Wissenschaftler. Überträgt man die Volumenbestimmung einem automatischen Gerät mit noch so großer „angeblicher Genauigkeit“, so darf man guten Gewissens die Daten eigentlich gar nicht benutzen. Das könnte sich erst ändern, wenn die Entlastungsbauwerke „meßfreundlicher“ gestaltet würden, z.B. mit kurzen, scharfkantigen V-Wehren, oder wenn es neuartige, zuverlässigere Meßgeräte für die Abflußmessung im Entlastungskanal gäbe.

13 Beurteilung der Entlastungsaktivität von RÜB mit dem Ranking-Verfahren

Das Kriterium „Überlaufvolumen pro Jahr“ hat sich also als ungenau, schwierig und vorläufig schlecht brauchbar erwiesen. Eine Beurteilung der Aktivität von Regenüberlaufbecken wird aber dringend benötigt. Was nun? Uns bleibt noch die Überlaufhäufigkeit und -dauer, die sich bei gutem Willen und mit vorhandenen Geräten hinreichend genau messen lassen. Wie aber ein Beurteilungskriterium ableiten?

In der Hydrologie, wo oft bei unzureichend bekannten Ursachen dennoch handfeste Schlüsse zu ziehen sind, z.B. bei der Abschätzung eines Hochwasserrisikos, ist das „Ranking-Verfahren“ bekannt. Das Ranking-Verfahren erinnert an die Notengebung in der Schule und die früher übliche Sitzordnung, nämlich der Reihe nach, entsprechend den Noten. Jeder Schüler wußte sofort, wo er im Spektrum stand, oft auch warum (aber gemein war die Methode doch!).

In Rahmen des Forschungsprojekts „NIEDERSCHLAG“ wurden gemessene Überlaufdaten von 62 Fangbecken und 18 Durchlaufbecken mit insgesamt 215 Meßjahren ausgewertet. Die untersuchten RÜB liegen vornehmlich in Baden-Württemberg. Als Grenzwasserstand für Überlaufbeginn und -ende wurde, ähnlich wie auf Bild 6, jeweils die „Taille“ im Häufigkeitsdiagramm kurz unterhalb der Überlaufschwelle angesetzt. Die Meßwerte der Anzahl, bzw. der Dauer nach geordnet, ergab Bild 10.

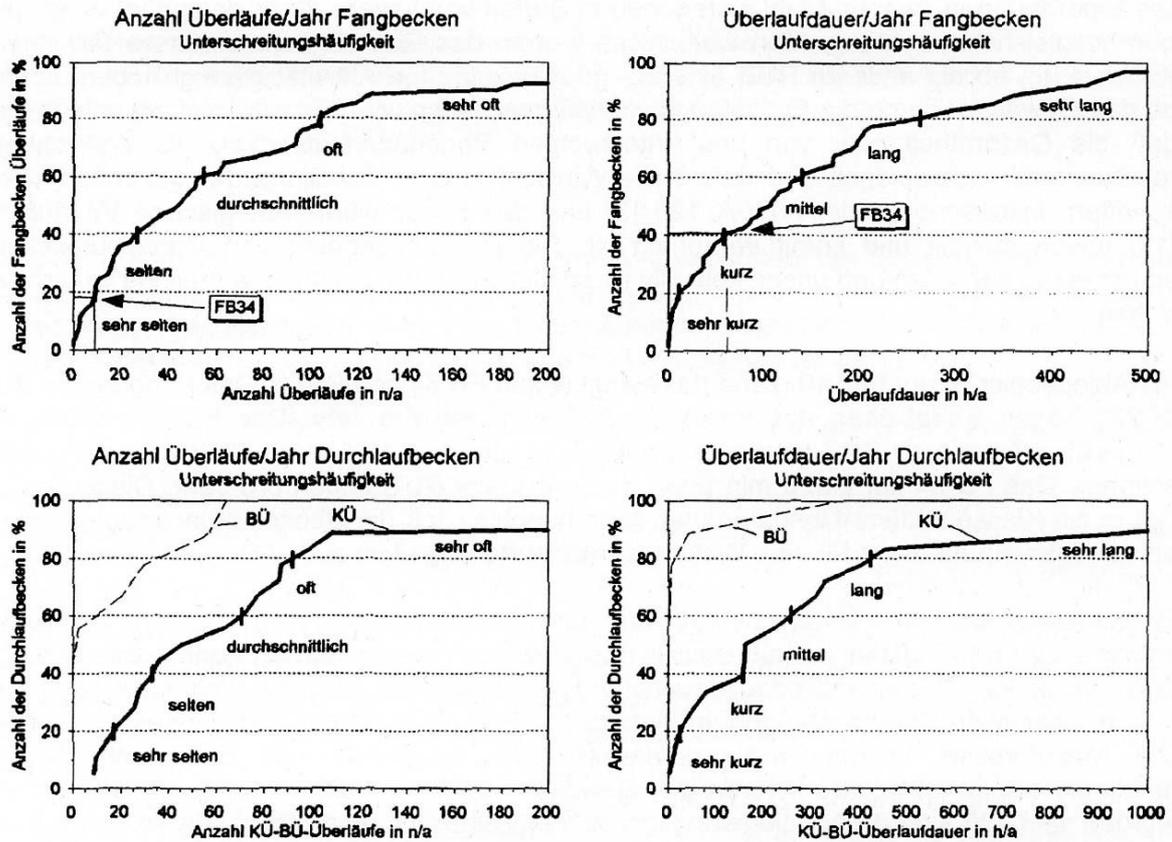


Bild 10: Einstufung der Überlaufaktivität von Regenüberlaufbecken nach dem Ranking-Verfahren

Fangbecken				
Prozentpunkte	BÜ-Überlaufereignisse n pro Jahr		BÜ-Überlaufdauern h pro Jahr	
0-20%	0 - 9	sehr selten	0 - 11	sehr kurz
20-40%	9 - 27	selten	11 - 59	kurz
40-60%	27 - 54	durchschnittlich	59 - 139	mittel
60-80%	54 - 103	oft	139 - 260	lang
80-100%	≥ 103	sehr oft	≥ 260	sehr lang

Durchlaufbecken				
Prozentpunkte	KÜ-Überlaufereignisse n pro Jahr		KÜ-Überlaufdauern h pro Jahr	
0-20%	0 - 17	sehr selten	0 - 25	sehr kurz
20-40%	17 - 34	selten	25 - 158	kurz
40-60%	34 - 70	durchschnittlich	158 - 256	mittel
60-80%	70 - 87	oft	256 - 423	lang
80-100%	≥ 87	sehr oft	≥ 423	sehr lang

Tabelle 1: Beurteilungskriterien für die Überlaufaktivität von Regenüberlaufbecken in Mischwasserkanalisationen nach dem Ranking-Verfahren

Die Spanne der gemessenen Überlaufaktivität ist außerordentlich groß. Es gibt RÜB, die nie überlaufen und solche, die im Jahr mehr als 500 mal und länger als 1.000 h überlaufen. Allein diese festgestellte große Streuung rechtfertigt den Einsatz von Meßgeräten. Im Durchschnitt läuft ein RÜB etwa 50 mal pro Jahr für eine Dauer von 125 Stunden über.

Die Einordnung in zwei mal fünf Kategorien in Stufen von jeweils 20 % entspringt einer reinen Vergleichsbetrachtung. Man weiß nicht, warum das RÜB in welche Klasse fällt. Man weiß weder, ob die anderen RÜB eine zu- oder unzulässige Aktivität gezeigt haben, noch, ob das Gewässer durch die Entlastungstätigkeit geschädigt wird. Es wird einfach unterstellt, daß die Gesamtheit aller von uns untersuchten Regenüberlaufbecken die Wirklichkeit repräsentativ widerspiegelt und daß diese Wirklichkeit auch im Sinne der geltenden Vorschriften, insbesondere der ATV-A 128 [3] und des baden-württembergischen Vorläufers davon [13], gewollt und somit vernünftig ist. Die Beckenüberläufe von Durchlaufbecken sprechen so selten an, und unser Kollektiv ist so klein, daß wir auf ihre Beurteilung verzichtet haben.

Als Ablesebeispiel auf Bild 10 diene das Fangbecken FB 34 von Bild 6. Das Fangbecken lief in 222 Tagen 5 mal über, das entspricht 8 Ereignissen pro Jahr. Das Becken würde im Vergleich mit anderen RÜB sehr selten entlasten. Nur etwa 18 % aller RÜB entlasten noch seltener. Das FB 34 lief 2.228 min über, das entspricht 61 Stunden pro Jahr. Diese Dauer fällt in die Klasse mittlere Überlaufdauer. Man beachte, daß die Überwachungsdauer kürzer als ein Jahr ist und damit für eine Wirkungsgradbeurteilung nicht ausreicht, siehe Kap. 11.

Regenüberlaufbecken, die bei „sehr selten“ und „sehr kurz“ eingestuft werden, sind sehr wenig aktiv und belasten wahrscheinlich das Gewässer wenig. Woran könnte das liegen? Das Becken kann für einen Endausbauzustand ausgelegt sein, der noch nicht erreicht ist. Es könnte aber auch Vorentlastungen im Netz geben, die nicht auf das RÜB abgestimmt sind. Die Ablaufdrossel könnte falsch bemessen oder eingestellt sein oder nicht richtig funktionieren. Es könnten auch von der Gewässeraufsicht erhöhte Anforderungen gestellt worden sein. Oft sind die Versiegelungsgrade viel kleiner als man glaubt. Es soll auch Planungsfehler geben. Wenn man einen plausiblen Grund für die geringe Aktivität des Beckens gefunden hat, besteht kein dringender Handlungsbedarf. Im schlimmsten Fall war die Maßnahme verfrüht oder überzogen.

Regenüberlaufbecken, die „sehr oft“ und „sehr lang“ überlaufen, sind wahrscheinlich überlastet und deshalb wahrscheinlich auch eine unnötige Belastung für das Gewässer. Häufigste Ursachen für eine Überlastung von Regenüberlaufbecken sind unerwartet hohe Fremdwasserzuflüsse, zu starke Drosselung oder gar verstopfte Drosseln. Die Becken laufen nur langsam, nur teilweise oder gar nicht leer. Es besteht dringender Handlungsbedarf.

Regenüberlaufbecken, die dauerhaft in das Mittelfeld fallen, dürfen als durchschnittliche „Gewässerbelasteter“ gelten.

Die Ranking-Methode wird von uns seit etwa zwei Jahren benutzt. Die Reaktion der Betreiber war sehr positiv. Auch hatten sie bei extremen Beurteilungen oft eine plausible Erklärung zur Hand und waren dankbar, daß ein vermutetes Problem nun dokumentiert sei. Nicht ganz so glücklich waren manchmal die Planer. Wir stellen hiermit die Ranking-Methode zur Beurteilung der gemessenen Aktivität von Regenüberlaufbecken zur Diskussion.

14 Kosten

Die Ausrüstung eines Regenüberlaufbeckens mit einem Überwachungsgerät einschließlich Memory Cards, Montage und Inbetriebnahme kostet je nach Schwierigkeitsgrad und örtlicher Situation 7.000 bis 10.000 DM. Will man die Daten selbst auslesen und auswerten, braucht man ein Lesegerät und entsprechende Software für etwa 2.500 DM.

Wir empfehlen die Datenauswertung als Dienstleistung zu vergeben. Einschließlich Datenausdruck, Graphischer Darstellung der Überlaufhäufigkeit und -dauer und Beurteilung nach dem Ranking-Verfahren sind dafür pro Jahr zwischen 150 und 500 DM zu zahlen.

Umgelegt auf eine vermutete Lebensdauer des Überwachungsgerätes von 10 Jahren betragen die Kosten für die Entlastungsmessung etwa 15.000 DM. Dies sind etwa 2 bis 4 %, gemessen an den üblichen Baukosten von Regenüberlaufbecken.

15 Empfehlungen, Zusammenfassung

Die in Baden-Württemberg zur Zeit geltenden Vorschriften der Eigenkontrollverordnung lassen Auslegungsspielraum. Von den etwa 10.000 vorhandenen Regenentlastungen in Mischwasserkanalisationen im Lande sind schätzungsweise erst 100 mit qualifizierten Meßgeräten ausgerüstet, deren Daten auch regelmäßig ausgewertet werden.

Es fehlen Beurteilungskriterien, nach denen aus der gemessenen Überlaufaktivität auf den Wirkungsgrad einer Regenwasserbehandlungsanlage geschlossen werden kann.

Die Überlaufhäufigkeit und Überlaufdauer lassen sich relativ einfach und zuverlässig messen.

Das Überlaufvolumen ist systembedingt nur sehr schwierig und nur sehr ungenau zu messen. Da die Zuordnung zur entwässerten Fläche oft nicht möglich ist, ist die Umrechnung in eine realistische Entlastungsrate in der Regel nicht möglich. Die Berechnung des Überlaufvolumens sollte deshalb nur in Sonderfällen gefordert werden.

Da es auf der Kläranlage in der Regel eine qualifizierte Abflußmessung gibt, sollten Volumenbilanzen vornehmlich dort begonnen werden. Ein Verfahren für die einfache Bilanzierung wird gezeigt.

Auf der Basis von 215 ausgewerteten Meßjahren von 80 Regenüberlaufbecken wurde ermittelt, daß ein Regenüberlaufbecken im Durchschnitt etwa 50 mal pro Jahr für eine Dauer von 125 Stunden überläuft.

Es gibt aber auch RÜB, die nie überlaufen und solche, die auf zehnfache Werte des Durchschnittes kommen. 40 % aller RÜB haben auffälliges Verhalten. 20 % laufen sehr selten oder gar nicht oder nur sehr kurze Zeit über und haben vermutlich Leistungsreserven. Die anderen 20 % laufen sehr oft und sehr lang über, sind vermutlich überlastet. Diese in der Praxis festgestellte große Streuung rechtfertigt den künftigen, vermehrten Einsatz von Überwachungsgeräten.

Wichtige Regenüberlaufbecken sollten Zug um Zug mit Überlaufmeßgeräten ausgestattet werden. Dies können in der Regel relativ einfache Geräte sein, die mit einer Wasserstands-sonde den Füllstand messen. Die Meßdaten sind vor Ort digital auf Datenloggern zu speichern.

Die Rohdaten sind regelmäßig im Büro zu prüfen. Sondendrift, falsche Nullpunkte und Meßfehler können so erkannt und behoben werden. Erst nach der Prüfung sollte die Auswertung beginnen. Es ist zu überlegen, die Routineauswertung als Dienstleistung zu vergeben.

Um die Langzeitwirkung eines RÜB zutreffend beurteilen zu können, werden mindestens 3 Jahre Meßdauer nötig.

Ein Ranking-Verfahren zur einfachen und schnellen Beurteilung der Überlaufaktivität von Regenüberlaufbecken, getrennt nach Fang- und Durchlaufbecken, wird vorgeschlagen.

16 Literatur

- [1] UM BW (1989) Verordnung des Umweltministeriums über die Eigenkontrolle von Abwasseranlagen (Eigenkontrollverordnung - EigenkontrollVO) vom 9. August 1989. Gesetzblatt für Baden-Württemberg, 28. August 1989, Nr. 16, S. 391 ff.
- [2] UM BW (1990) Verwaltungsvorschrift des Umweltministeriums zur Durchführung der Eigenkontrolle von Abwasseranlagen (VwV-Eigenkontrolle) vom 11. Mai 1990. Gemeinsames Amtsblatt des Landes Baden-Württemberg vom 19. Juli 1990.
- [3] ATV-A 128 (1992) Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen. ATV Regelwerk Abwasser Abfall, Verlag GFA.
- [4] NRW (1995) Verordnung zur Selbstüberwachung von Kanalisationen und Einleitungen von Abwasser aus Kanalisationen im Mischsystem und im Trennsystem (Selbstüberwachungsverordnung) „Kanal - SüwVKan“. Inkrafttreten am 1. Jan. 1996. Wasserrecht Nordrhein-Westfalen, 9. Auflage 1995, Deutscher Gemeindeverlag, Köln.
- [5] Anthopoulos, C. und Hahn, H.H. (1992) : Schadstoffe im Regenabfluß in städtischen Gebieten. Erste Ergebnisse des BMFT-Verbundprojektes „NIEDERSCHLAG“ Korrespondenz Abwasser, Seite 1282 bis 1304, Heft 9.
- [6] LFU BW (1997) Forschungsprojekt „Identifikation und Aktivierung von Leistungsreserven im System Abwasserkanal, Regenwasserbehandlung und Kläranlage“ der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg. Auftragnehmer Umwelt- und Fluid-Technik, Dauer 1996 bis 1997.
- [7] Brombach, H. (1992) Häufigkeit und Verteilung der Kanalisationsverfahren in Deutschland. Korrespondenz Abwasser, Heft 8, Seite 1106 bis 1112.
- [8] ATV-BW (1996) Kläranlagennachbarschaften Baden-Württemberg 1996. Herausgeber ATV-Landesgruppe Baden-Württemberg, Stuttgart.
- [9] Brombach, H. und Wöhrle, Chr. (1997) Gemessene Entlastungsaktivität von Regenüberlaufbecken. Korrespondenz Abwasser, Heft 1, Seite 44 bis 66.
- [10] DIN 4049 (1992) Hydrologie, Grundbegriffe, Teil 1, S. 10.
- [11] Hassinger, R. (1996) Durchflußmessung an Regenüberlaufbecken. ATV-Schriftenreihe Durchflußmessungen in Abwasseranlagen.
- [12] MELUF (1982) Verwaltungsvorschrift des Ministeriums für Ernährung, Landwirtschaft, Umwelt und Forsten über Anordnung und Bemessung von Regenentlastungs- und Regenwasserbehandlungsanlagen vom 31.12.1982. Gemeinsames Amtsblatt des Landes Baden-Württemberg vom 28.02.1983.