

Die hydraulische Bemessung von Regenüberläufen mit Drosselstrecke

Autor(en): **Munz, Walter**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **89 (1971)**

Heft 22

PDF erstellt am: **24.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-84865>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

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

Von grosser Bedeutung dürfte das Adsorptionsverfahren werden. Es kommt dafür gekörnte oder pulverförmige Aktivkohle in Frage. Körnige Aktivkohle wird in Filtern verwendet, Pulverkohle zugegeben und in Absetzbecken wieder ausgeschieden. Mit dem Adsorptionsverfahren können zum Beispiel Farbstoffe aus dem Abwasser entfernt werden. Die Wirtschaftlichkeit hängt davon ab, ob es gelingt, die eingesetzte Aktivkohle zu vernünftigen Bedingungen zu reaktivieren.

Oxidation der in Kläranlagen abflüssen noch vorhandenen organischen Stoffe ist auf chemischem Wege möglich; Versuche mit Ozon haben zum Erfolg geführt.

Die übrigen genannten Verfahren dienen vor allem der Entfernung anorganischer gelöster Stoffe aus dem Abwasser. Das Interesse an derartigen Verfahren wird zweifellos nur dann steigen, wenn die Wiederverwendung von Abwasser im Vordergrund steht. Der Gehalt an anorganischen Stoffen ist im Abfluss biologischer Kläranlagen normalerweise etwa um 300 bis 400 mg/l höher als im Wasser, welches von der Wasserversorgung geliefert wird. Für die Destillation von biologisch gereinigtem Abwasser wird in amerikanischen Kostenschätzungen die Zahl von 1 Fr./m³ genannt.

Die weitergehende Abwasserbehandlung steht auf einigen Kläran-

lagen der USA seit wenigen Jahren im praktischen Betrieb. Am weitesten wird die Abwasserreinigung auf der Kläranlage Lake Tahoe in Kalifornien getrieben (Bild 5). Der Ablauf der biologischen Reinigung wird zunächst chemisch behandelt. Dann folgt eine Entfernung von Stickstoffverbindungen nach Kalkzugabe durch Ausblasen und eine Behandlung mit Aktivkohle. Der so erhaltene Abfluss von hoher Qualität wird aber nicht in den See geleitet, sondern speist einen für den Wassersport vorgesehenen besonderen künstlichen See, von dem aus das Wasser schliesslich zu Bewässerungszwecken verwendet wird.

Die weitergehende Abwasserbehandlung steckt noch ganz in den Anfängen. Die Bedeutung derartiger Prozesse, deren Kosten in die gleiche Grössenordnung gehen wie diejenigen der bisherigen zweistufigen Behandlung, wird zwar nicht zuerst in Gebieten mit grossem Wasserreichtum, wie in der Schweiz, zunehmen. Aber auch unsere hydrologischen Verhältnisse sind gebietsweise prekär und verlangen, dass wir uns um diese Fragen eingehend kümmern.

6. Schlussfolgerungen

Die vorstehenden Ausführungen mögen gezeigt haben, dass die technischen Möglichkeiten zur Erhaltung oder Wiederherstellung einer hohen Wasser-

güte vorhanden sind oder geschaffen werden können. Es geht dabei nicht nur um die Behandlung der heute oder in Zukunft anfallenden Abwassermengen. Vielmehr besteht die erste Aufgabe darin, den Schmutzanfall durch Massnahmen an der Quelle herabzusetzen, was vor allem im industriellen Bereich als aussichtsreiches Mittel des Gewässerschutzes zu gelten hat. Es wurde ferner festgestellt, dass – gerade auch im Hinblick auf zukünftige weitergehende Anforderungen – die zentrale Abwasserbehandlung in möglichst grossen Einheiten angestrebt werden muss. Für die Zusammenfassung des Abwassers dürfte ein modifiziertes Mischsystem am meisten Vorteile bieten. Die Abwasserbehandlung ist auf eine konsequente Durchführung der biologischen Reinigung für alle Abwässer, welche dieser Behandlung zugänglich sind, auszurichten. Weitergehende Abwasserreinigungsverfahren werden an diese klassischen Verfahren anschliessen; ein Ersatz durch revolutionäre Neuerungen ist in naher Zukunft wenig wahrscheinlich. Es wäre deshalb unverzeihlich wenn wir nicht so rasch als möglich alle Abwässer in möglichst grossen biologischen Kläranlagen, gegebenenfalls mit Phosphatelimination, behandeln würden.

Adresse des Verfassers: Richard Heierli, dipl. Ing., Professor an der ETHZ, 8006 Zürich, Culmannstrasse 56.

Die hydraulische Bemessung von Regenüberläufen mit Drosselstrecke

Von W. Munz, dipl. Ing., Dübendorf

DK 628.258

Wenn die Entwässerung eines Kanalisationsgebietes im Mischsystem erfolgt – was in der Schweiz als Regelfall angesehen werden kann –, so dienen an geeigneten Stellen angeordnete Regenüberläufe dazu, bei starken Regenfällen einen Teil der grossen Wassermengen vom zur Kläranlage führenden Kanal abzuzweigen und dem Vorfluter zuzuführen, während geringere Regenfälle unbehelligt zur Kläranlage durchfliessen.

In der schweizerischen Kanalisationskonzeption können zwei verschiedene Arten von Regenüberläufen unterschieden werden:

Hochwasserentlastung HE (Notausslass). Verhältnismässig selten ansprin-

gender Überlauf, der nach der kritischen Regenintensität (15 bis 50 l/s,ha) bemessen wird; bringt eine starke Verminderung der im Kanalnetz verbleibenden Wassermenge (auf $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{20}$); meist ohne Regenbecken.

Regenauslass RA (Regenentlastung). Häufiger anspringender Überfall, der auf ein Vielfaches des Trockenwetteranfalles *Q_{TW}* bemessen wird und dessen Überlauf spätestens im Vollausbau ein Regenbecken durchfliessen muss [2, 24]; geringere Verminderung der Wassermenge.

Auf die Bestimmung der Wassermenge (*Q_{an}* oder *Q_{krit}*), bei der der Überlauf anspringt, soll hier nicht näher eingetreten werden. Sie sei gegeben, und gesucht sei das hierfür erforderliche Überlaufbauwerk. Im Prinzip handelt es sich bei der klassischen Ausführung um ein seitliches Streichwehr. Die Höhenlage der Schwellenkronen ist dabei gleich der Wasserspiegellage im Zulaufkanal bei Normalabfluss für die kritische Wassermenge *Q_{an}*. Heute hat man diese Bauart verlassen und zieht die Überfallschwelle höher hinauf. Dadurch wird der Ablaufkanal zur Kläranlage überstaut,

und die folgende Kanalstrecke wirkt als Drosselstrecke (Bild 1).

1. Vor- und Nachteile der Drosselung

Durch diese Veränderung werden folgende wesentlichen Vorteile erzielt:

1. Durch das Hochziehen der Schwelle über den Normalabflusspiegel im Zulauf erreicht man eine in der Berechnung nicht berücksichtigte Speichervirkung, indem der Überlauf bei *Q_{an}* erst dann anspringt, wenn das Speichervolumen im Zulaufkanal zwischen dem Normalabflusspiegel und dem Stauspiegel beim Anspringen gefüllt ist. Durch eine grössere Schwellenhöhe wird der Vorfluter auch qualitativ besser geschützt, die Feststoffkonzentration kann im Ablauf zur Kläranlage bis 20% höher sein als im Überlauf [7].
2. Je höher die Wehrschwelle, um so kleiner wird die relative Differenz der Wasserspiegellagen vor dem Drossel-einlauf – und damit auch der Ablaufmengen *Q_{ab}* – zwischen dem Zustand bei *Q_{an}* und demjenigen bei grösster Zuflussmenge. Ideal wäre es, wenn die

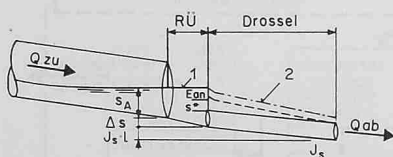


Bild 1. Längenprofil durch Regenüberlauf mit Drosselstrecke bei Wassermenge *Q_{an}*

1 Überfallschwelle

2 Energieliniengefälle *J_e*

Ablaufmenge $Q_{ab} = Q_{an}$ bei wachsendem Zufluss konstant bleiben würde, da es sich – wenigstens beim Typ des Regenauslasses – um eine Reduktion auf die maximale weiterzuleitende Wassermenge handelt. Warum dieser Idealfall nicht überall notwendig ist, wird im nächsten Abschnitt ausgeführt. Je höher die Druckhöhe beim Drosseleinlauf, desto unempfindlicher wird die hydraulische Berechnung auf die zentimetergenaue Erfassung der Wasserspiegellage.

Zwei weitere Gesichtspunkte können ebenfalls eine hohe Schwellenlage bedingen:

3. Wenn die Abflussmenge bei maximalem Zufluss und damit der Mehrabfluss $\Delta Q = Q_{ab} - Q_{an}$ berechnet werden muss, darf im Regenüberlauf kein Wassersprung stattfinden. Ein solcher kann mit Sicherheit vermieden werden, wenn dafür gesorgt wird, dass die Energielinie vor dem Drosseleinlauf mindestens gleich hoch liegt wie bei Normalabfluss im Zulauf (Einlauf zum Regenüberlauf).

4. Die Schwelle ist so hoch zu legen, dass bei Trockenwetter auch bei höchstem zu berücksichtigendem Vorfluterstand kein Überlauf vom Vorfluter in die Kanalisation erfolgen kann. Diese Bedingung kann allerdings entschärft werden, indem zusätzlich eine tiefer liegende Öffnung mit Rückstauklappe angebracht wird [5, S. V 2a]. Hochwasserspiegel im Vorfluter und grösster Starkregen (alle z Jahre einmal eintretend) sind nicht gleichzeitig zu berücksichtigen. Die Regenleitung muss die grösste Überlaufmenge $Q_{\dot{u}}$ nur bei mittlerem Vorfluterstand bewältigen können [3] [5]; bei Hochwasserstand ist eine Reduktion von r_{max} gerechtfertigt je nach Zusammenhang zwischen Einzugsgebiet des Vorfluters und Kanalisationsgebiet.

All dies spricht für eine möglichst hohe Lage der Schwelle. Dem stehen aber zwei wesentliche Nachteile gegenüber:

- 5. Der Aufstau im Regenüberlauf bei Q_{an} kann sich im Zulaufkanal nachteilig auf die Anschlüsse auswirken.
- 6. Der Aufstau führt zu einer Verminderung der Fliessgeschwindigkeit, die unter Umständen bleibende Ablagerungen zur Folge haben kann.

2. Ausgangspunkte für die Festlegung der Höhenlage der Überfallsschwelle

Aus diesen widersprüchlichen Anforderungen ist nun der richtige Kompromiss zu wählen. Die Vorteile 1. und 2. sind graduelle Verbesserungen, die kaum eine Handhabe für den Kompromiss bieten.

Neben der entschärften Bedingung 4. verliert auch die Bedingung 3. an Bedeutung, wenn man bedenkt, dass der unter Umständen schwierig zu ermittelnde Mehrabfluss bei maximalem Zufluss ja einfach bei der nächstfolgenden Entlastung über Bord geht und dabei nur einen sehr geringen Anteil an der dortigen Überlaufmenge ausmachen wird. Höchstens bei sehr grossen Ablaufmengen Q_{ab} könnte ein grosser Mehrabfluss ΔQ unter Umständen in den ersten Strängen nach der Drosselstrecke für die Anstösser unangenehmen Rückstau erzeugen. Hingegen ist bei der letzten Entlastung vor der Kläranlage eine gute Trennschärfe erwünscht [6]. Dort steht aber meist eine Kombination des Überlaufs mit Pumpe oder Regenbecken zur Verringerung des Mehrabflusses zur Verfügung.

Ergiebiger sind die Beschränkungen 5. und 6. Neben der immer zu beachtenden Bedingung 5. kommt der Fliessgeschwindigkeit 6. Bedeutung zu. Eine allgemeine Vorschrift, 50 cm/s bei Q_{an} nicht zu unterschreiten, dürfte in vielen Fällen allzu geringe Schwellenhöhen ergeben. Erstens stellt aber die Geschwindigkeit bei Q_{an} eine nur kurzzeitig dauernde Mindestgeschwindigkeit dar, und zweitens darf nicht übersehen werden, dass es nicht immer gelingt, in allen Kanalstrecken beim mittleren Trockenwetteranfall 50 cm/s zu erreichen. Es ist jedoch nicht einzusehen, weshalb an den relativ seltenen Zustand des Anspringens in bezug auf Schleppkraft höhere Anforderungen gestellt werden sollten als beim Trockenwetteranfall.

Hingegen stellt dieser Anfall bei Trockenwetter gerade eine gute Bezugsgrösse für den gesuchten Kompromiss dar. Massgebend ist dabei nicht die Spitze des Anfalls, sondern der Mittelwert (rd. $\frac{1}{2} Q_{TW}$), wenn nicht gar der Nachtanfall. Allerdings ist heute noch ein geringerer Q_{TW} zu erwarten, doch wird der Kanalbau nur in Ausnahmefällen danach gerichtet. Ist das Gefälle knapp, so wird den heutigen Verhältnissen meist durch grössere Spülmöglichkeit Rechnung getragen. Wir würden also vorschlagen, die Schwellenhöhe so festzulegen, dass die *Fliessgeschwindigkeit* im Anfangsquerschnitt der Entlastung *beim Anspringen nicht geringer ist als im Zulauf* (Normalabfluss) bei der Hälfte (u. U. bei einem Viertel) des *Trockenwetteranfalls* Q_{TW} , auch wenn die hie und da verlangten 25 cm Schwellenhöhe nicht erreicht werden sollten. Diese minimale Geschwindigkeit, die auch in der Drosselstrecke eingehalten werden muss, ist von den Geländeverhältnissen abhängig, sollte aber 30 cm/s keinesfalls unterschreiten.

3. Wahl der Drosselstrecke

Das Sohlgefälle in der Entlastung selbst soll trotz Gerinneverengung ebenfalls eine Verlangsamung bei Trockenwetter verhindern (keine Verringerung der Querschnittsfläche). Der Scheitel des Drosselrohrs sollte mindestens um den doppelten Betrag der Geschwindigkeitshöhe ($v^2/2g$ bei Q_{an} in der Drosselstrecke) unter der Überfallkante liegen.

Von Durchmesser, Länge und Sohlgefälle der Drosselstrecke sind bei gegebener Wassermenge Q_{an} zwei Grössen frei wählbar. Der Durchmesser sollte wegen Verstopfungsgefahr 20 cm nicht unterschreiten. Beim Sohlgefälle ist wieder die Minimalgeschwindigkeit (beim halben Trockenwetteranfall) zu beachten. Die Unsicherheit, die in der Wahl des Rauigkeitsbeiwertes k liegt, wirkt sich auf Q_{ab} proportional aus und ist unabhängig von den Daten der Drosselstrecke.

Die notwendige Höhe der Schwellenoberkante über dem Rohrscheitel ($s^* + E_{an}$) $\geq 2 v^2_{an}/2g$ wird am besten über das erforderliche Energieliniengefälle J_e berechnet (siehe auch Skizze in Bild 4):

$$E_{an} = \text{Geschwindigkeitshöhe} + \text{Einlaufverlust} = 1,35 v^2/2g \quad [4]$$

$$Q_1 = \text{Normalabfluss bei } 1\text{‰ Gefälle}$$

$$J_e = (Q_{an}/Q_1)^2 \text{ in } \text{‰} \quad s^*/L = J_e - J_s$$

Das Ende der Drosselstrecke ist gekennzeichnet durch eine Kalibervergrösserung, durch welche ein freier Abfluss bei Teilfüllung gewährleistet wird ($Q_v > Q_{an}$). Es ist darauf zu achten, dass das Drosselende nicht von unten her eingestaut wird (z. B. durch Rechen beim Einlauf in die Kläranlage, bei Einmündung in Hauptsammler).

In Anbetracht der (gegenüber der allgemeinen Normalabflusshydraulik) genaueren Erfassung der hydraulischen Verhältnisse kann mit einem leicht erhöhten Rauigkeitsbeiwert gerechnet werden (z. B. $k = 90$ statt 85).

4. Verhältnisse in der Drosselstrecke bei grösster Zuflussmenge ohne Energielinienabfall

Wie erwähnt, ist es meist nicht nötig, die bei grösstem Zufluss abfliessende Wassermenge zu berechnen. Will man aber trotzdem Bedingung 3. für die «genaue» Berechnung erfüllen (Vermeidung eines Wassersprungs), so kann man sich an die folgende Berechnungsweise halten.

Die Annahme einer maximalen Stauhöhe vor dem Drosseleinlauf ergibt einen Ausgangspunkt für die Berechnung der erforderlichen Wehrbreite. Um die mittlere Überfallhöhe in die Überfallformel

einsetzen zu können, ist aber eine weitere Angabe über die Wasserspiegellage über dem Überfallwehr erforderlich. Im ATV-Handbuch [1] wird der Wasserspiegel am Wehranfang der Spiegellage im Zufussrohr gleichgesetzt. Dies ist sicher nicht ganz richtig, denn es wird sich – je nach Höhenlage des Wehrs – eine Senkungs- oder Staukurve einstellen (Bild 2). Sinkt h dabei unter h_K , so findet ein Wassersprung statt. Deshalb darf der Wasserspiegel längs des Wehrs nicht zu tief liegen.

Auf sehr einfache Weise kann die Wasserspiegellage am Wehranfang aber genauer ermittelt werden. Am Wehranfang muss die Energielinie nämlich mindestens gleich hoch liegen wie am Ende, genau genommen um die auf Wehrlänge eintretenden Verluste höher. Diese werden jedoch sehr gering sein: der Reibungsverlust wenige %, der Verzögerungsverlust allerhöchstens wenige cm. Infolge der Abzweigung entstehen für die durchfliessende Wassermenge

Tabelle 1. Hochwasserentlastungen für kleinstmögliche Einzugsgebiete

Einwohnerdichte d (E/ha)	50	100	200	50	50
q_s	0,35	0,40	0,50	0,30	0,35
r_{krit} (1/s, ha)	15	15	15	15	22
Q_{an}	40	35	33	40	46
(1/s)	34	30	27	32	38
	28	25	23	24	26
	24	22	21	24	26
F_{red}	2,5	2,0	1,7	2,4	2,0
(ha)	2,1	1,7	1,4	1,9	1,6
	1,7	1,4	1,2	1,6	1,3
	1,5	1,3	1,1	1,4	1,1
F_{eff}	7,1	5,0	3,4	8,0	5,7
(ha)	6,0	4,3	2,8	6,3	4,6
	4,9	3,5	2,4	5,3	3,7
	4,3	3,2	2,2	4,7	3,2
Einwohner	360	500	680	400	290
(E)	300	430	560	320	230
	240	350	480	270	190
	210	320	440	230	160
\varnothing Zulauf	50	50	50	50	45
(cm)	60	60	60	60	50
	60	60	60	60	50
	30	60	60	60	50
J_s Zulauf	18	18	13	26	32
(‰)	13	7½	5	13	16
	8	5	3	7	10
	5	3	2	4	6
J_s Drossel	10	7	6	9	13
(‰)	6½	4½	4	6	8
	4	3	2½	3½	5½
	2½	2	1½	2½	3½
Schwellenhöhe	26	23	22	25	31
s_A	21	19	18	20	24
(cm)	21	19	18	20	25
	19	18	17	18	22

Daten für jeweils vier verschieden strenge Bedingungen:

sehr streng	$v_{min} = 80 \dots 64 \dots 50$ cm/s
streng	$64 \dots 50 \dots 40$ cm/s
mittel	$50 \dots 40 \dots 32$ cm/s
large	$40 \dots 32 \dots 25$ cm/s
bei Wassermenge	$QTW \quad QTW/2 \quad QTW/4$

Grundlagen:

Drosseldurchmesser 20 cm; $q_{TW} = 0,01$ l/s, E; $r_{max} = 300$ l/s, ha; Teilfüllung nach Strickler/Thormann

Zu beachten:

Q_{an} sollte nicht kleiner als 30 bis 40 l/s gewählt werden; dadurch erhöht sich gegebenenfalls r_{krit}

keine Energieverluste [9, S. 189]. Wenn die Energielinie horizontal angenommen wird, ist man auf der sicheren Seite. Damit ist der Wasserspiegelverlauf gegeben, denn Schätzungen der Wassertiefe h am Überfallanfang führen zum richtigen Wert h , für den

$$h + v^2/2g = H$$

beträgt.

Für die mittlere Überfallhöhe wird im ATV-Handbuch der Wert am Schwellenende mit dem dreifachen Gewicht eingesetzt. Damit soll eine weitere Reserve bezweckt werden. Dies ist der Fall, wenn der Wasserspiegel in Fließrichtung sinkt (wie im Beispiel des ATV-Handbuchs). Da er aber meist steigt, liegt die Sicherheit in der falschen Richtung (das schadet allerdings nichts, wenn anderweitig 50% Sicherheitszuschlag einberechnet werden). Die Abweichung vom geraden Wasserspiegel ist in der Regel jedoch sehr gering [8], so dass auf eine solche Verfeinerung verzichtet werden kann.

Eine andere Formulierung einer Nebenbedingung findet sich in der Dissertation von M. Schmidt über das Streichwehr [8]. Da sich diese aber alle auf das eigentliche Streichwehr (ohne Stauhaltung, Krone parallel zur Sohle) beziehen, können sie für die hochgezogene Überfallsschwelle nicht beigezogen werden, da dort andere Strömungsverhältnisse vorliegen.

5. Bestimmung der Überfallbreite

Wenn die Überfallhöhe gegeben ist, so wird die überfallende Wassermenge nach der Überfallformel bestimmt:

$$Q = 2/3 \mu B \sqrt{2g} \cdot [(h + e)^{3/2} - e^{3/2}]$$

bei seitlichem Abgang wird $e = 0$, somit

$$Q = 2/3 \mu B \sqrt{2g} h^{3/2}$$

$$\text{mit } \mu = 0,62 \rightarrow Q = 1,85 B h^{3/2}$$

(Weyrauch)

$$0,64 \rightarrow 1,9 B h^{3/2}$$

(Rehbock)

Schmidt [9]: μ beim Streichwehr 5% kleiner als beim senkrecht angeströmten Wehr. Je höher das Verhältnis $Q_{\ddot{u}}/Q_{ab}$, desto mehr nähert sich der Überfall bei hochgezogener Schwelle dem senkrecht angeströmten. Im übrigen liegt diese Abminderung innerhalb der Rechengenauigkeit von Kanalisationsberechnungen.

Nach den ausführlichen Versuchen von G. Kallwass [4] variiert μ zwischen 0,62 und 0,66 (für $h < \varnothing/3$) beim einseitigen Überfall, beim beidseitigen kann μ bei relativ grossem h und s_A bis auf 0,5 sinken. Bei beidseitigem Überlauf kann die gesamte Wehrbreite links und rechts in Rechnung gesetzt werden.

Die minimale Wehrbreite B wird durch die Forderung einer hydraulisch befriedigenden Überleitung der Überfallmengen bestimmt. Als Faustregel würden wir folgende Beziehung vorschlagen:

$$B \geq 2 \cdot v_{zu} \cdot \varnothing_{zu}$$

[m] [m/s] [m]

(Geschwindigkeit $\cdot \varnothing$ des Zulaufs)

Beim Einbau einer Ablenkwand könnte die Wehrbreite noch verkleinert werden.

Wird der Wasserspiegel im Überlauf ohne Energielinienabfall und die Schwellenhöhe nach der Minimalgeschwindigkeit festgelegt, so ergeben sich oft äusserst geringe Überfallbreiten B . Verbreitert man die Schwelle, so sinkt der Wasserspiegel, oft sogar unter h_K : es stellt sich ein Wassersprung ein. Der einzige Nachteil eines solchen Wassersprungs ist der, dass die Wasserspiegellage vor dem Drossleinlauf bei maximalem Zufluss nicht mehr genau bestimmt werden kann. Da das aber in den seltensten Fällen notwendig ist, kann die Schwelle ohne Bedenken verbreitert werden (Bild 3).

Die mittlere Überfallhöhe wird im folgenden mit \ddot{u} bezeichnet. $\Delta \ddot{u} =$ zusätzlicher Überstau am Wehr in folge steigendem Wasserspiegels, u. U. Wassersprungs und Zuströmenergie (ohne Wassersprung in der Grössenordnung von $1/2 v^2/2g$).

6. Empfindlichkeit der Berechnung bei grösstem Zufluss

Einige Überlegungen sollen nun zeigen, dass auch bei unsicherer Stauhöhe der Abfluss bei Q_{max} noch gut geschätzt werden kann. Bei gegebener Breite liegt die mittlere Überfallhöhe einigermaßen fest. Unbestimmt ist lediglich die Erhöhung am Wehr. Für die Berechnung von Q_{ab} kommt zur Überfallhöhe noch die bauliche Höhendifferenz zwischen Überfallkante und Rohrscheitel am Drosselende. Ausserdem steht diese Gesamthöhe unter der Wurzel. Der Einfluss einer Wasserspiegellage wirkt sich auf Q_{ab} also sehr gering aus. Dies sei an einem Zahlenbeispiel verdeutlicht:

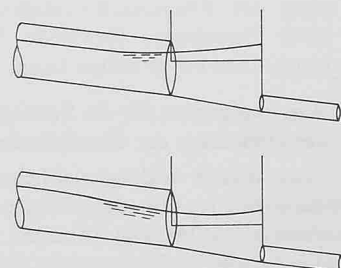


Bild 2. Wasserspiegel mit Staukurve (oben) und Senkungskurve (unten)

Eine mittlere Überfallhöhe $\bar{u} = 30$ cm ergebe $Q\bar{u} = 800$ l/s } $Q_{zu} = 1000$ l/s
 die geschätzte Stauhöhe $H = 100$ cm ergebe $Q_{ab} = 200$ l/s }

Ist nun H bei gleicher mittlerer Überfallhöhe \bar{u} in Wirklichkeit 10 cm höher als angenommen (d.h. $H = 110$ cm), so steigt Q_{ab} auf 210 l/s (da nur 1000 l/s zufließen, erniedrigt sich $Q\bar{u}$ dabei um 10 l/s, d.h. \bar{u} wird 2,5 mm kleiner). Der relativ grosse Fehler von 10 cm in der Wasserspiegellage hat eine Korrektur von nur 5% bei der Abflussmenge zur Folge, was in der Grössenordnung der Genauigkeit der Annahme des Rauigkeitsbeiwertes k liegt. Auch bei schiesendem Zufluss steht einer Anordnung einer gedrosselten seitlichen Entlastung nichts im Wege. Bei Gefällen über 10‰ kommen eher Bauwerke mit Bodenöffnung (Leaping weir) in Frage.

7. Kleinste Entlastungsbauwerke

Drosselstrecken sollten aus praktischen Gründen (Verstopfungsgefahr) mindestens 20 cm lichte Weite aufweisen. Dadurch ergibt sich ein minimales Q_{an} und damit eine geringstmögliche Grösse des Einzugsgebietes.

Das minimale Q_{an} hängt bei Hochwasserentlastungen ab vom Verhältnis der Schmutzwasserspense (qtw'' in l/s, ha) zur kritischen Regenintensität und von der der Bemessung zugrunde gelegten Minimalgeschwindigkeit. Die sich ergebenden Wassermengen und Einzugsgebietflächen sind in Tabelle 1 für einige Annahmen zusammengestellt. Der bei dieser Fragestellung möglichst klein zu haltende relative Überstau $s^*/L = J_E - J_S$ wurde dabei zu 1,25‰ angenommen.

Annahmen für die Minimalgeschwindigkeit:

die Geschwindigkeiten von
 40 50 64 80 cm/s bei Q_{TW}
 entsprechen
 32 40 50 64 cm/s bei $Q_{TW}/2$
 und
 25 32 40 50 cm/s bei $Q_{TW}/4$

Ist die dem Zufluss zugrunde gelegte maximale Regenintensität bekannt, so können weitere bauliche Daten daraus berechnet werden; sie sind in Tabelle 1 ebenfalls aufgeführt. Interessant ist die Tatsache, dass die erforderlichen Gefälle im Zulauf ordentlich gross sind. Oft können somit nur die minimalsten Anforderungen an die Schleppkraft erfüllt werden. Es können auch kleinere Einzugsgebiete an eine Hochwasserentlastung angeschlossen werden, nur fällt dann die kritische Regenintensität höher aus.

Neben dem Schluckvermögen des Ablaufs bei gegebener Minimalgeschwindigkeit gibt es aber noch eine andere untere Randbedingung. Es sollte nämlich dafür gesorgt sein, dass bei Kanalspülungen der Überlauf keines-

falls anspringt. Q_{an} sollte deshalb nicht unter 30 bis 40 l/s liegen.

Bei kleinen Entlastungen kann unter Umständen auch ein einfacher Verzweigungsschacht ohne besondere Überfallschwelle, aber mit verschiedenen hoch liegenden Abläufen gute Dienste tun [1, S. 366].

Es wird hie und da geltend gemacht, Hochwasserentlastungen sollten im Netz sparsam verteilt werden. Diese Forderung hält einer näheren Prüfung nicht stand, wenn bei der Bemessung die hier erwähnten Punkte berücksichtigt werden. Ein Argument für die Zusammenfassung grösserer Gebiete zu einem Überlauf stützt sich auf die Tatsache, dass bei

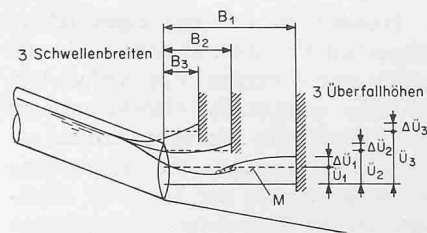


Bild 3. Schwellenbreiten und Überfallhöhen. $M =$ Mittelwert

längerer Fließzeit bis zum Überlauf die Häufigkeit des Überschreitens einer gegebenen konstanten kritischen Regenintensität kleiner ist und der Vorfluter deshalb besser geschätzt wird. Dem wird jedoch viel logischer dadurch begegnet, dass die kritische Regenintensität entsprechend der kürzeren Fließzeit heraufgesetzt wird [6, S. 96].

① Zulauf bei Normalabfluss
 bei maxQ →

Q	h	F	v	e	Hzu
1120	85	7115	157	13	98

 bei $Q_{min} = 1/2 Q_{TW}$ →

Q	h	F	v	e	Hzu
4	4.3	118	34		

② Schwellenhöhe am Anfang des Überlaufs
 zulässiges v_{min} bei Q_{an} infolge Drosselung →

v_{min}	35
$F_{erf} = Q_{an}/v_{min}$	2280
$h = erf. s_A$	33

③ Drosselstrecke: bei $Q_{min} = 4$ zulässiges v_{min} :

v_{min}	35	43
erford. J_s	1.2	2.0

Bemessung mit $Q_{an} = 80$

Annahmen ϕ	25	30	35			
$v_{an} = Q_{an}/F\phi$	162	113	83			
$E_{an} = 0.07 v_{an}^2$	18	9	5			
Q_{voll} bei 1‰ = Q_1	22.1	35.8	54.0			
$Q_{an}/Q_1 = \sqrt{J_e} [\text{‰}]$	3.62	2.24	1.48			
Annahmen J_s	2.0	2.0	1.2	2.0	1.2	
$J_e - J_s$ [‰]	11.1	3.0	3.8	0.2	1.0	
Annahmen s^*	10	20	6	10	6	
erford. $L = 10 \cdot s^*/(J_e - J_s)$	9	18	20	33	26	60
$\Delta s = \phi + E_{an} - s_A + s^*$	20	12	16	16	13	
$J_s \cdot L$	4	4	7	3	7	
$\Delta s + J_s \cdot L$	24	16	23	19	20	

④ Überfall $\bar{u} =$ mittl. Überfallhöhe
 $Q\bar{u} < \max Q_{zu} - Q_{an} = 1040$ $v_{zu} \cdot \phi_{zu} = 11/2 < B/2$
 Annahmen B →

B	2	3	4
$q\bar{u} = Q\bar{u}/B$	520	340	260
erford. $\bar{u} = 2/3 q\bar{u}^{2/3}$	44	33	28

 geschätztes $\Delta\bar{u}$ →

$\Delta\bar{u}$	7	10	10
$s_A + \bar{u} + \Delta\bar{u} = H_{ab}$	84	76	71

 $\geq H_{zu} = 98$

t_F	8
r_{krit}	20
F_{red}	3.6
$Q_{R,krit}$	72
Q_{TW}	8
$Q_{R\bar{u}}$	-
$40 \leq Q_{an}$	80

event.: vorgeschaltete RÜ → $Q_{R\bar{u}}$

event. h_K oder J_K	90	ϕ	Q_1
4.0‰	20	12.1	
5.0‰	25	22.1	
	30	35.8	
	35	54.0	
	40	77	
	45	105	
	50	140	

⑤ Leistung Q_{ab} bei $\max Q_{zu}$:

$Q_{ab} = \sqrt{\Delta H_{ab}} = \sqrt{J_s \cdot L + \Delta s + H_{ab} - \phi}$
 $Q_{an} = \sqrt{\Delta H_{an}} = \sqrt{\Delta H_{ab} - (\bar{u} + \Delta\bar{u})}$

B	4	3	3	3	3
J_s	2	2	2	1.2	1.2
ϕ	30	30	30	30	35
s^*	10	10	6	10	6
ΔH_{ab}	64	69	62	65	61
ΔH_{an}	26	26	19	22	18
Q_{ab}/Q_{an}	1.57	1.63	1.81	1.72	1.84

↑

Erford. Unterlagen:
 Teilfüllung $h = f(Q, \phi, J_s, k)$
 $v = f(\dots)$
 $F = f(\phi, h)$

④a genauere Berechnung von $\Delta\bar{u}$
 falls $H_{zu} \leq H_{ab} =$

H_{ab}				
Annahme	h	F	e	H_{ab}

 Schnitt A (ϕ -Profil)

--	--	--	--	--

 $\Delta\bar{u} = e/2$

Bild 4. Rechenschema für die Bemessung eines Regenüberlaufes mit Drosselstrecke nach der Minimalgeschwindigkeit, mit eingetragenen Zahlenbeispielen

Handelt es sich um einen relativ schwachen Vorfluter, so kann r_{krit} noch weiter erhöht werden. Ein Abfluss von 50 l/s,ha wird in der Grössenordnung von 1 Stunde pro Jahr überschritten, gestattet aber immerhin eine Verringerung der Wassermenge auf rund $\frac{1}{6}$! Wichtiger als die finanziellen Einsparungen sind aber die hydrologischen Vorteile, sollte das Regenwasser doch möglichst bald und möglichst dezentralisiert dem natürlichen Vorfluter zugeleitet werden.

Bei Regenauslässen – bei denen die Reduktion der Wassermenge bedeutend geringer ist – ist die Beschränkung auf wenige, gut gelegene Bauwerke eher am Platze, vor allem wegen der Kombination mit Regenbecken.

8. Schlussfolgerungen

Einer Hochwasserentlastung (Bemessung nach r_{krit}) folgt immer noch ein Regenauslass (Reduktion auf den 1+m-fachen Trockenwetteranfall). Dazwischen liegt ein neues Einzugsgebiet, dessen Abflussmenge auf die nur alle paar Jahre einmal eintretende Spitze festgelegt wird. Für die Bemessung des Kanals unterhalb der Hochwasserentlastung spielt also eine Erhöhung der Ablaufmenge aus der Entlastung eine ganz untergeordnete Rolle. In der Regel könnte auf die Ermittlung von Q_{ab} bei grösstem Zufluss verzichtet werden. Jedenfalls ist bei der Bemessung des Kanals nur mit der Weiterleitung von Q_{an} zu rechnen. Das System wirkt selbstregulierend, indem bei allfälliger Überlastung des Kanals

unterhalb der Drosselstrecke die Energie- linie in der Drossel flacher und dadurch die Ablaufmenge Q_{ab} verringert würde.

Bei Regenauslässen sind in der Regel auch Regenbecken anzuordnen. Dabei empfiehlt sich die bauliche Kombination zum Regenüberlaufbecken [5, S. VI 8a; 6, S. 96], wo infolge grösserer Wassertiefe und Überfallbreite der Mehrabfluss gering wird. Wird der Abfluss zur Kläranlage gepumpt, so kann die weiterzu- leitende Menge durch die Pumpenwahl ebenfalls relativ genau begrenzt werden.

Damit wird das Problem der genauen Erfassung der hydraulischen Verhältnisse bei grösstem Zufluss beschränkt auf den seltenen Fall von letzten Regenauslässe vor der Kläranlage, wo kein Gefälle für die Ausbildung eines Regenüberlaufbeckens vorhanden ist – wo also ein in der Leitung zum Vorfluter liegendes Regenklärbecken angeordnet werden muss – und sich auch kein Pumpwerk vor der Kläranlage befindet.

Die Bemessung des Regenüberlaufs konzentriert sich somit auf die hydraulische Bemessung der Drosselstrecke beim Anspringen des Überlaufs. Dabei wird zweckmässigerweise von der zulässigen Minimalgeschwindigkeit ausgegangen. Die Fließgeschwindigkeiten in der Drossel bei $Q_{TW}/2$ und in der Entlastung bei Q_{an} sollen nicht kleiner sein als diejenige im Zulauf bei $Q_{TW}/2$, sofern diese unter 50 cm/s liegt. Damit die Entlastungen bei Kanalspülungen nicht anspringen, soll Q_{an} nicht unter 30 bis 40 l/s liegen.

Für die routinemässige Bemessung wurde der Berechnungsgang formularmässig zusammengestellt (siehe Bild 4), und gleichzeitig wurden die Zahlenwerte eines konkreten Beispiels eingetragen. Hochwasserentlastungen sollten angeordnet werden, wo immer es die örtlichen Verhältnisse gestatten. Bei kürzeren Fließzeiten oder schwächerem Vorfluter empfiehlt es sich, r_{krit} zu erhöhen. Bei mit Regenbecken kombinierten Regenauslässe empfiehlt sich ein sparsamerer Einsatz.

Literaturverzeichnis

- [1] ATV: Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik, Bd. I. Berlin 1968, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
- [2] Eidg. Richtlinien über die technische Gestaltung und Bemessung von Abwasseranlagen (1. Mai 1967).
- [3] A. Hörler: Kanalisation, Ingenieur-Handbuch Bd. II. Zürich 1966, Schweiz. Verlags- haus.
- [4] G. Kallwass: Beitrag zur hydraulischen Berechnung gedrosselter seitlicher Überläufe. Diss. TH Karlsruhe 1965.
- [5] W. Munz: Abwasser, 2. Auflage. Zürich 1969, Lehrmittelverlag Juventus.
- [6] W. Munz: Kritische Betrachtungen zur Bemessung von Regenüberläufen und Regenbecken, Europ. Abwassersymposium München 1969 (ATV-Bericht Nr. 23).
- [7] A. Samsunlu: Ausbildung von Regenüberläufen. Diss. Inst. Siedlungswasserbau TH Hannover 1968.
- [8] M. Schmidt: Abfluss über Streichwehre. Diss. Inst. Wasserbau TU Berlin 1954.
- [9] M. Schmidt: Gerinnehydraulik. Wiesbaden 1957, Bauverlag GmbH.

Adresse des Verfassers: Walter Munz, dipl. Ing. ETH, Eidg. Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz an der ETH, 8600 Dübendorf, Überlandstrasse 133.

Entwässerung von Brücken

DK 628.245:624.21

Von Heinz Honegger, Bülach

Bei Brücken, Unterführungen, Tunneln und anderen Verkehrsbauten ist es sehr wichtig, dass anfallender Regen und Schmelzwasser raschmöglichst abgeleitet werden. Dadurch wird die Gefahr von Aquaplaning-Unfällen verringert und im Winter Glatteisbildungen vermindert. Mangelhafte Planung, Berechnung und Ausführung dieser Flächenentwässerungen sind später oft Ursache ständigen Ärgers und können zudem zu folgenschweren Unfällen führen. Eine Korrektur oder Sanierung ist meist nur mit unverhältnismässig grossem Aufwand möglich.

Entwässerungsberechnung

Als erstes sind die folgenden Ausgangswerte der Berechnung festzulegen:

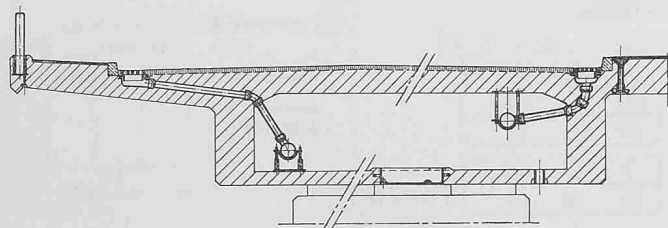


Bild 1. Anordnung der Entwässerung einer Brücke mit Hohlkastenquerschnitt

1. Regenintensität und Häufigkeit. Die EAWAG hat die dazu notwendigen Unterlagen für die Schweiz gesammelt und bearbeitet.
2. Längs- und Quergefälle der Fahrbahn
3. Wahl des Entwässerungs-Einlaufschachtes mit gegebenem Schluckvermögen
4. Abflusskoeffizient der gewählten Fahrbahndecke (μ).

Die Berechnungen selbst lassen sich zweckmässigerweise nach der in Tabelle 1 dargestellten Reihenfolge durchführen.

In Form einer hydraulischen Listenrechnung werden die Ergebnisse nach dem in Tabelle 2 gegebenen Beispiel zusammengefasst.

Leider wird bei der Festlegung der Schachtabstände und der Kanalbemessung sehr oft am falschen Ort gespart.

Hinweise für die konstruktive Ausbildung des Tragwerkes

Die Anordnung der Sammelleitungen in Hohlkastenträgern bietet den Vorteil der jederzeitigen Kontroll- und Wartungsmöglichkeit (Bild 1). Dazu müssen die Einstiegluken und Durchschlupföffnungen in den Querträgern vorgesehen werden.

Werden die Sammelleitungen durch die Querträger geführt, so ist ein Futterrohr einzubauen, das mit genügend