

Ü3.4 Auszug aus ÖWAV Regelblatt 19 „Richtlinien für die Bemessung von Regentlastungen in Mischwasserkanälen“ (2007)

Vorwort

Knapp 20 Jahre nach Herausgabe des ÖWWV Regelblattes 19, ist die Simulation der Niederschlag/Abflussprozesse auf der Oberfläche und im Kanalnetz Stand der Technik. Es steht damit ein geeignetes und effizientes Berechnungsverfahren für die Ermittlung der entlasteten Mischwassermengen zur Verfügung. Damit kann die tatsächliche Wirkung der geplanten oder errichteten Mischwasserentlastungsbauwerke wesentlich besser prognostiziert und beurteilt werden. Die Berücksichtigung dieser neuen Berechnungsverfahren war ein maßgebliches Ziel bei der Überarbeitung des Regelblattes 19.

Die im ÖWWV Regelblatt 19 (1987) festgelegten Mindestanforderungen an die Mischwasserbehandlungen waren durch ein sinnvolles Kosten-Nutzen-Verhältnis gekennzeichnet. Dieses Anforderungsniveau wird daher auch im überarbeiteten Regelblatt im Wesentlichen beibehalten. Es wird aber nicht mehr in Form von konstruktiven Vorgaben ausgedrückt, sondern durch den Anteil des jährlichen Mischwasserabflusses einer Mischkanalisation, der zur Kläranlage geleitet werden muss. Der im überarbeiteten Regelblatt enthaltene gebietsweise Ansatz und die größere Flexibilität bei der Wahl der Methoden der Mischwasserbehandlung erhöhen die Planungsmöglichkeiten. Gegenüber der Ausgabe 1987 wurden auch die Abgrenzung der Fälle, in denen Maßnahmen über die Mindestanforderungen hinaus erforderlich sind, neu geregelt und die Hinweise zur weiteren Vorgehensweise im Immissionsfall überarbeitet.

1. Zielsetzung

(...) Die Mindestanforderungen werden derart festgelegt, dass sie dem in zahlreichen wasserrechtlichen Bewilligungsverfahren angewandten Anforderungsniveau in der Regel entsprechen. Dieses Anforderungsniveau wurde bislang zumeist aus dem ÖWWV-Regelblatt 19 (1987) oder dem ATV-Arbeitsblatt A 128 (1992) hergeleitet. Für eine Mischkanalisation, die vollständig (d.h. in allen Teilen) nach diesen Regelwerken bemessen wurde bzw. wird, kann auch ohne Berechnung der Wirkungsgrade der Weiterleitung davon ausgegangen werden, dass sie die Anforderungen des neuen ÖWAV Regelblatts 19 in der Regel erfüllt. Für größere Kanalnetze mit mehreren Mischwasserentlastungsbauwerken wird aber eine Berechnung der Wirkungsgrade anhand der Vorgaben des neuen ÖWAV Regelblatts 19 jedenfalls empfohlen. (...)

4. Anforderungen an Mischwasserentlastungen im Emissionsfall

4.1.1 Mindestwirkungsgrad

Von den in Folge von Niederschlagsereignissen in einer Mischkanalisation abfließenden Schmutzfrachten sind die in den Tabellen 1 und 2 genannten Anteile η im langjährigen Mittel der biologischen Stufe der Abwasserreinigungsanlage zuzuleiten. Diese Mindestwirkungsgrade der Weiterleitung gelten nicht für einzelne Entlastungsbauwerke, sondern für das gesamte Einzugsgebiet einer Mischkanalisation, unabhängig davon, ob die Emissionen in einen oder mehrere Vorfluter geleitet werden.

Tabelle 1: Mindestwirkungsgrade η der Weiterleitung gelöster Stoffe in % der im gesamten Einzugsgebiet der Mischkanalisation im Regenwetterfall im Kanal abfließenden Schmutzfrachten

Mindestwirkungsgrad [%] für gelöste Stoffe	Bemessungsgröße der Kläranlage (EW), zu der die Mischkanalisation entwässert	
maßgeblicher Regen	≤ 5.000	≥ 50.000
$r_{720,1} \leq 30 \text{ mm/12h}$	50	60
$r_{720,1} \geq 50 \text{ mm/12h}$	40	50
Zwischenwerte sind linear zu interpolieren		

Tabelle 2: Mindestwirkungsgrade η der Weiterleitung abfiltrierbarer Stoffe in % der im gesamten Einzugsgebiet der Mischkanalisation im Regenwetterfall im Kanal abfließenden Schmutzfrachten

Mindestwirkungsgrad [%] Abfiltrierbare Stoffe	Bemessungsgröße der Kläranlage (EW), zu der die Mischkanalisation entwässert	
	≤ 5.000	≥ 50.000
maßgeblicher Regen		
$r_{720,1} \leq 30 \text{ mm/12h}$	65	75
$r_{720,1} \geq 50 \text{ mm/12h}$	55	65
Zwischenwerte sind linear zu interpolieren		

Die in den Tabellen 1 und 2 genannten Anforderungen berücksichtigen sowohl die Bemessungsgröße der Kläranlage als auch die Charakteristik des Niederschlagverhaltens mittels der Regenspende $r_{720,1}$ (Niederschlagshöhe in mm bei einer Regendauer von 12 Stunden mit einer Wiederkehrzeit von 1 Jahr). Diese Regenspende $r_{720,1}$ kann aus dem ÖWAV-Leitfaden ÖKOSTRA (2007) für die meisten besiedelten Gebiete Österreichs entnommen werden.

4.1.2 Definition des Wirkungsgrads der Weiterleitung

Bei der Berechnung des Wirkungsgrades der Weiterleitung wird derjenige Frachtanteil im Mischwasserabfluss, der dem Trockenwetterabfluss im Mittel zuzurechnen ist, nicht berücksichtigt. Dabei werden eine vollständige Durchmischung von Trockenwetterabfluss und Regenabfluss sowie eine zeitliche Konstanz der Konzentrationen im Mischwasser angenommen. Die Definition des Wirkungsgrades der Weiterleitung η eines Jahres ergibt sich daher zu:

$$\text{Gl. 3: } \eta = \frac{(VQ_M - VQ_T) \cdot c_M - VQ_e \cdot c_e}{(VQ_M - VQ_T) \cdot c_M} \cdot 100 = \frac{VQ_R \cdot c_M - VQ_e \cdot c_e}{VQ_R \cdot c_M} \cdot 100$$

η Wirkungsgrad der Weiterleitung (%)

VQ_M Summe der Mischwassermengen eines Jahres (m^3/a)

VQ_T Summe der Trockenwettermengen eines Jahres (m^3/a)

VQ_R Summe der Regenabflussmengen eines Jahres (m^3/a)

VQ_e Summe der entlasteten Mischwassermengen eines Jahres (m^3/a)

c_M Konzentration im Mischwasserabfluss (mg/l)

c_e Konzentration im entlasteten Mischwasserabfluss (mg/l)

Die Berechnung (Kanalnetzsimulation) ist mit einer mehrjährigen Niederschlagsreihe durchzuführen (zur Berechnung siehe Kapitel 4.4 **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**). Der für diesen mehrjährigen Berechnungszeitraum im arithmetischen Mittel errechnete Wirkungsgrad muss den in diesem Regelblatt geforderten Wert erreichen oder überschreiten.

4.1.3 Berücksichtigung angeschlossener Gebiete mit Trennkanalisation

Ist an die Mischkanalisation ein Teileinzugsgebiet mit Trennkanalisation angeschlossen, so ist der gemäß der Tabellen 1 und 2 anhand der Kläranlagengröße und der Regenspende $r_{720,1}$ ermittelte Mindestwirkungsgrad der Weiterleitung in Abhängigkeit vom Verhältnis zwischen den an die Trennkanalisation angeschlossenen EW zu den an die Mischkanalisation angeschlossenen EW um

$$5. \frac{EW_{\text{Trennkanalisation}}}{EW_{\text{Mischkanalisation}}} \quad (\%) \quad (\text{Gl. 4})$$

maximal aber auf 65 % für gelöste Stoffe sowie 80 % für AFS zu erhöhen. Als Trennsystem gelten alle Einleitungen aus Schmutzwasserkanälen (z.B. Einleitung einer oben liegenden Gemeinde oder eines Teileinzugsgebietes im Trennsystem) sowie Indirekteinleiter mit einer Bemessungsgröße größer als 5.000 EW. Die Berücksichtigung derartiger Trennkanalisationen kann entfallen, wenn die Erhöhung einen Prozentpunkt nicht überschreitet.

4.2 Erläuterungen zu den Mindestanforderungen

4.2.1 Mindestwirkungsgrade für verschiedene Inhaltstoffe – Reduktion der Emissionen

Den Tabellen 1 und 2 ist ein Mindestwirkungsgrad für gelöste Stoffe so wie ein um 15 % höherer Mindestwirkungsgrad für abfiltrierbare Stoffe zu entnehmen. Durch die Vorgabe eines Mindestwirkungsgrades für gelöste Stoffe, wie z.B. NH₄-N, wird sichergestellt, dass ein bestimmter Prozentsatz des Regenabflusses zur Kläranlage geleitet wird. Der Weiterleitungsgrad für die Parameter CSB, BSB₅, N und P ist auf Grund des partikulären Anteils etwas höher als der Wirkungsgrad für gelöste Stoffe.

Bei Einhaltung der Mindestanforderungen gelangen 40-60 % des jährlichen Regenabflusses und 55-75% der im Regenabfluss enthaltenen abfiltrierbaren Stoffe zur biologischen Stufe der Kläranlage. Dies ist eine deutliche Verbesserung gegenüber einer Mischkanalisation ohne Mischwasserspeicherung/ -behandlung, in der bei einer üblichen Dimensionierung der Kläranlage auf den doppelten Trockenwetterspitzenabfluss nur etwa 15-35 % des jährlichen Regenabflusses sowie der darin enthaltenen Stoffe zur biologischen Stufe der Kläranlage gelangen. (...)

Berechnungsbeispiel:

Um die Ergebnisse vergleichen zu können, werden die Angaben des Beispiels aus dem ATV Arbeitsblatt A128 übernommen:

EW	...	11260	
Na	...	722mm	(Mittlerer jährlicher Niederschlag)
r _{720, 1}	...	31,3mm/12h	

Die Regenspende r_{720,1} korreliert besser mit dem Wirkungsgrad als z.B. die kritische Regenspende r_{krit} und wurde deshalb im RB 19 herangezogen.

Da ein Teil des Gebietes durch Trennsystem entwässert wird, müssen die im Folgenden errechneten Werte um

$$5 \cdot \frac{1100}{10160} \%$$

erhöht werden.

Durch lineare Interpolation zwischen den Tabellenwerten ergibt sich ein Mindestweiterleitungsgrad der gelösten Stoffe von:

$$\eta_{gel} = 50 + 10 \cdot \frac{11260 - 5000}{50000 - 5000} - 10 \cdot \frac{31,2 - 30}{50 - 30} + 5 \cdot \frac{1100}{10160} = 55,53 \%$$

und der abfiltrierbaren Stoffe von:

$$\eta_{AFS} = 65 + 10 \cdot \frac{20000 - 5000}{50000 - 5000} - 10 \cdot \frac{38 - 30}{50 - 30} + 5 \cdot \frac{1100}{10160} = 70,53 \%$$

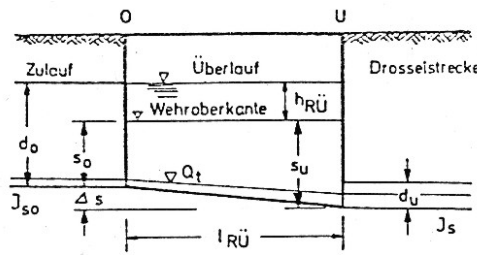
Bei der Berechnung nach ATV 128 werden der CSB als maßgebender Faktor und ein Faktor, der die Mobilisierung der Kanalablagerungen berücksichtigt, zur Festlegung der Entlastungsrate herangezogen.

Das RB19 bietet den Vorteil der getrennten Betrachtung der gelösten (z.B. NH₄-N) und der abfiltrierbaren Stoffe. Der Weiterleitungsgrad für die Parameter CSB, BSB₅, N und P ist aufgrund des partikulären Anteils etwas höher als der für gelöste Stoffe. Bei Einhaltung werden 40-60% des gesamten jährlichen Regenabflusses und 55-75% der im Regenabfluss enthaltenen partikulären, also abfiltrierbaren Stoffe zur Kläranlage geleitet.

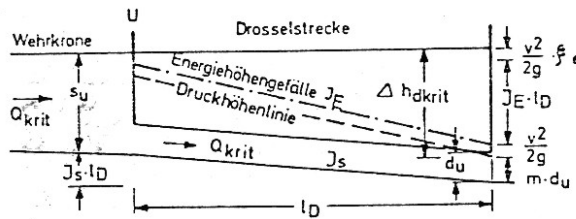
Ein direkter Vergleich der Entlastungsrate nach ATV 128 und den Weiterleitungsgraden nach RB19 ist daher nicht möglich, da erstere eine Mischung aus den Letztgenannten darstellt. Es kann jedoch festgehalten werden, dass die Werte in ähnlichen Größenordnungsbereichen liegen.

Zum Nachweis der Einhaltung der so berechneten Werte wird nach dem neuen RB 19 eine hydrologische Simulation der Niederschlags- und Abflussprozesse an der Oberfläche und im Kanalnetz auf Basis mehrjähriger Betrachtung (möglichst 10 Jahre) nach dem Stand der Technik vorgesehen. Zur Kalibrierung des Modells sollten mindestens 3 relevante Regenereignisse mit Entlastungstätigkeit der Überläufe mit geeigneten Durchflussmessgeräten. Dies stellt ein geeignetes und effizientes Berechnungsverfahren für die Ermittlung der entlasteten Mischwassermengen dar, welches bisher nicht vorgeschrieben wurde, aber durch die Entwicklung der Computertechnik für einen großflächigen Einsatz möglich wurde.

Ü3.5 Hydraulische Bemessung eines Mischwasserüberlaufes



Formelzeichen für Hauptabmessungen am gedrosselten Regenüberlauf mit hochgezogenem Wehr.



Hydraulische Verhältnisse beim Anspringen des Regenüberlaufes.

$$\frac{v^2}{2g} \cdot \zeta_e + I_e \cdot l_D + \frac{v^2}{2g} = s_u + I_s \cdot l_D - m \cdot d_u$$

$$l_D = \frac{s_u - m \cdot d_u - \frac{v^2}{2g} \cdot (1 + \zeta_e)}{I_e - I_s} \geq 20 \cdot d_u \text{ in m}$$

Es bedeuten

- l_D (m) Länge der Drosselstrecke. Die Mindestlänge muss den zwanzigfachen Drosseldurchmesser betragen.
- d_u (m) Durchmesser der Drosselstrecke d_u muss wegen der Verstopfungsgefahr mindestens DN 200 aufweisen.
- V (m/s) Fließgeschwindigkeit in der Drosselstrecke beim kritischen Durchfluss Q_{krit}
- ζ_e (-) Beiwert für den Eintrittsverlust in den Drosselmund. Beim üblichen scharfkantigen Einlauf kann $\zeta_e = 0,35$ gesetzt werden, bei gut ausgerundetem Einlauf $\zeta_e = 0,25$.
- I_s (-) Sohlengefälle der Drosselstrecke.
- I_e (-) Energiehöhengefälle in der Drosselstrecke beim kritischen Durchfluss Q_{krit} . Es ist aus Tabellen zur Berechnung von Rohrleitungen nach *Prandtl-Colebrook* entnehmbar. Die betriebliche Rauigkeit k_b kann mit 0,25 mm gewählt werden.
- m (-) Beiwert zur Bestimmung der Drucklinie am Drosselende. Er ist abhängig von der *Froude*-Zahl in der Drossel und kann näherungsweise mit l angenommen werden.
- g (m/s²) Erdbeschleunigung = 9,81.
- s_u (m) Wassertiefe am Drosselmund.

Höhenlage der Wehroberkante

Ausgangspunkt für die Berechnung ist die Festlegung der Kote der Wehroberkante. Liegt die Fließgeschwindigkeit v_0 beim maximalen Trockenwetterabfluss unter 0,5 m/s, so ist die Schwellenhöhe bis auf 60 % der Höhe des Zulaufkanals hochzuziehen.

$$V_0 < 0,5 \text{ m/s} \rightarrow s_0 = 0,6 \cdot d_0 \geq 0,25 \text{ m}$$

Liegt die Fließgeschwindigkeit v_0 beim maximalen Trockenwetterabfluss über 0,5 m/s, kann die Schwellenhöhe so hoch gezogen werden, wie es der zulässige Rückstau in den Zulaufkanal erlaubt.

$$V_0 \geq 0,5 \text{ m/s} \rightarrow s_0 = 0,25 \text{ m}$$

Die Schwellenhöhe kann dann auch über dem Rohrscheitel des Zulaufkanals liegen

Die Schwellenhöhe s_u am Einlauf in die Drossel ist so festzulegen, dass beim Trockenwetterabfluss kein Rückstau in den Zulaufkanal erfolgt, d.h. die Energielinie im Zulaufkanal muss höher liegen als die Energielinie am Anfang der Drosselstrecke.

$$s_u = s_o + \Delta_s$$

Für Δ_s sind mindestens 5 cm anzusetzen.

Berechnung des Überfallwehres

Die Schwellenlänge $l_{RÜ}$ kann wie beim senkrecht angeströmten Wehr nach Poleni bestimmt werden.

$$Q_{RÜ} = l_{RÜ} \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2g} \cdot c \cdot \sqrt{r_{RÜ}^3} \cdot \mu \text{ in } m^3 / s$$

Es bedeuten

$Q_{RÜ}$ (m^3/s) Überlauf über die Wehrkrone des RÜ . $Q_{RÜ}$ kann näherungsweise als Differenz des Zuflusses Q_{max} beim Berechnungsregen und des kritischen Mischwasserabflusses angenommen werden.

$Q_{RÜ}$ $Q_{RÜ} \approx Q_{max} - Q_{krit}$

$l_{RÜ}$ (m) Länge des Wehres

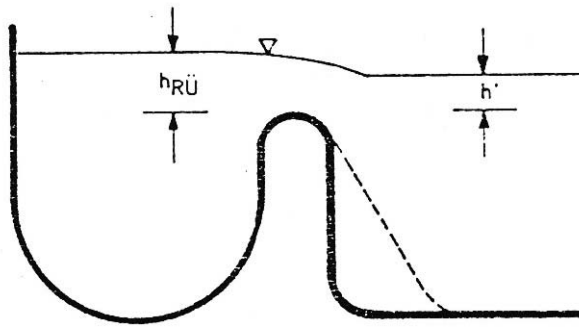
μ (-) Überfallbeiwert

Der Überfallbeiwert kann überschlägig für den eigenseitigen Überfall mit 0,6 und für den beidseitigen Überfall mit 0,5 angenommen werden.

g (m/s^2) Erdbeschleunigung = 9,8 l

c (-) Abminderungsbeiwert bei unvollkommenem Überfall

$h_{RÜ}$ (m) Mittlere Überfallhöhe am Wehr.



$h'/h_{RÜ}$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
c	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.94	0.91	0.86	0.78	0.62	0.00

Leistungsabminderung beim unvollkommenen Überfall

Mit den angegebenen Werten folgt über das senkrecht angeströmte Wehr und für das einseitige Streichwehr

$$Q_{RÜ} = 1,77 \cdot l_{RÜ} \cdot c \cdot \sqrt{h_{RÜ}^3} = 1,8 \cdot l_{RÜ} \cdot c \cdot \sqrt{h_{RÜ}^3} \text{ } m^3 / s$$

Für das beidseitige Wehr gilt

$$Q_{RÜ} = 1,5 \cdot l_{RÜ} \cdot c \cdot \sqrt{h_{RÜ}^3} \text{ in } m^3 / s$$

Bei der Dimensionierung ist der Wert $Q_{RÜ}$ gegeben, die Schwellenlänge $l_{RÜ}$ wird anhand der Platzverhältnisse gewählt. Die sich im Bauwerk einstellende Überfallhöhe beträgt dann

$$h_{RÜ} = \sqrt[3]{\left(\frac{3Q_{RÜ}}{2 \cdot c \cdot l_{RÜ} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g}}\right)^2} \text{ in m}$$

Durch das Maß $s_o + h_{RÜ}$ ist nunmehr die Höhe der Rückstauenebene in den Zulaufkanal festgelegt. Soll ein Anstauen des Wasserspiegels über den Rohrscheitel vermieden werden, so ist die Bedingung zu erfüllen.

$$s_o + h_{RÜ} \leq d_o \text{ in m}$$

$h_{RÜ}$ soll größer als 0,10 bis 0,20 m sein, da sich sonst unnötig lange Wehrlängen und damit teure Bauwerke ergeben.

Als erste Näherung kann $f_{RÜ} = \frac{4}{1000} \div \frac{Q_{\max}}{d_o}$ gewählt werden, wenn ein vollkommener Überfall vorliegt.

Bemessungsbeispiel für den Überlauf mit hochgezogenem Wehr

Aufgabe: Zu bemessen sei ein Überlauf für ein Einzugsgebiet mit einem Trockenwetterabfluss von $Q_t=20$ l/s und einem maximalen Zufluss von $Q_{\max} = 1800$ l/s. Der Überlauf soll bei $Q_{\text{krit}} = 200$ l/s anspringen.

Zulaufkanal: Gewählt wurde bei einem Sohlgefälle J_{s_o} von $2_{o/oo}$ und einer betrieblichen Rauigkeit $k_b=1,50$ mm ein Kanal mit $d_o = 1,30$ m.

Abfluss bei Vollfüllung: $Q_v = 2094$ l/s $v_v = 1,58$ m/s

Normalabfluss bei Q_{\max} : $h_o = 0,97$ m
 $V_o = 1,69$ m/s

Normalabfluss bei Q_t : $h_o = 0,09$ m

$$h_{Eo} = h_o + \frac{v_o^2}{2g}$$

$h_{Eo} = 0,11$ m

Beim Zufluss Q_{\max} herrscht strömender Fließzustand [26]

Schwellenhöhe S_o am Wehranfang:

$$S_o = 0,6 \cdot d_o = 0,6 \cdot 1,3 = 0,78 \text{ m}$$

Da bei Q_t die Geschwindigkeit im Zulaufkanal größer als 0,5 m/s ist, kann die Wehroberkante höher als 0,78 m gelegt werden. Sie wird mit $s_o = 1,0$ m festgelegt, da in diesem Beispiel die Rückstauenebene nicht über den Rohrscheitel steigen soll.

- Drosselstrecke (betriebliche Rauigkeit $k_b = 0,25$ mm)
- Das Sohlgefälle wird zu $J_s = 2_{o/oo}$ gewählt.
- Um Q_{krit} mit freiem Wasserspiegel abzuführen, ist ein $d_o = 0,5$ m erforderlich. Damit eine Drosselwirkung erfolgt, wird der Durchmesser $d_u = 0,3$ m gewählt.
- Fließgeschwindigkeit bei Q_t : $v_u = 0,71$ m/s,
- Wassertiefe bei Q_t : $h_u = 0,13$ m

$$h_{Eu} = h_u + \frac{v_u^2}{2g} = 0,16 \text{ m}$$

- Die zumindest erforderliche Sohlhöhendifferenz zwischen den Schnitten o und u (wasserspiegelbündig bei Q_k) wird

$$\Delta s = h_{Eu} - h_{Eo} = 0,16 - 0,11 = 0,05 \text{ m}$$

Die Schwellenhöhe am Wehrande wird bei horizontaler Wehrkrone

$$s_u = s_o + \Delta s = 1,00 + 0,05 = 1,05 \text{ m}$$

- Drossellänge (Berechnung bei Q_{krit})

$$v = \frac{Q_{krit}}{1000 \cdot A} = \frac{200}{1000 \cdot 0,0707} = 2,83 \text{ m/s}$$

Erforderliches $J_E = 0,02632$ (aus Tabellen zur hydraulischen Berechnung von Rohrleitungen nach Prandtl-Cotebrook).

Der Einlaufbeiwert ξ wird mit 0,45 angenommen, der Beiwert $m = 1$ gesetzt.

$$\Delta h_E = \frac{v^2}{2g} (1 + \xi e) = 0,408 \cdot (1 + 0,45) = 0,59 \text{ m}$$

$$I_D = \frac{s_u - d_u - \Delta h_E}{J_E - J_s} = \frac{1,05 - 0,3 - 0,59}{0,0269 - 0,002}$$

$$I_D = 6,2 \text{ m}$$

- Nachweis des selbstständigen Füllens der Drosselstrecke:

Es ist der Nachweis des selbstständigen Füllens beim kritischen Abfluss erforderlich

$$Q_{krit} = 200 \text{ l/s}$$

nach Bild $1000 \cdot \sqrt{g} \cdot d_u^{5/2} = 154,4 \text{ l/s bei } d_u = 0,3 \text{ m}$

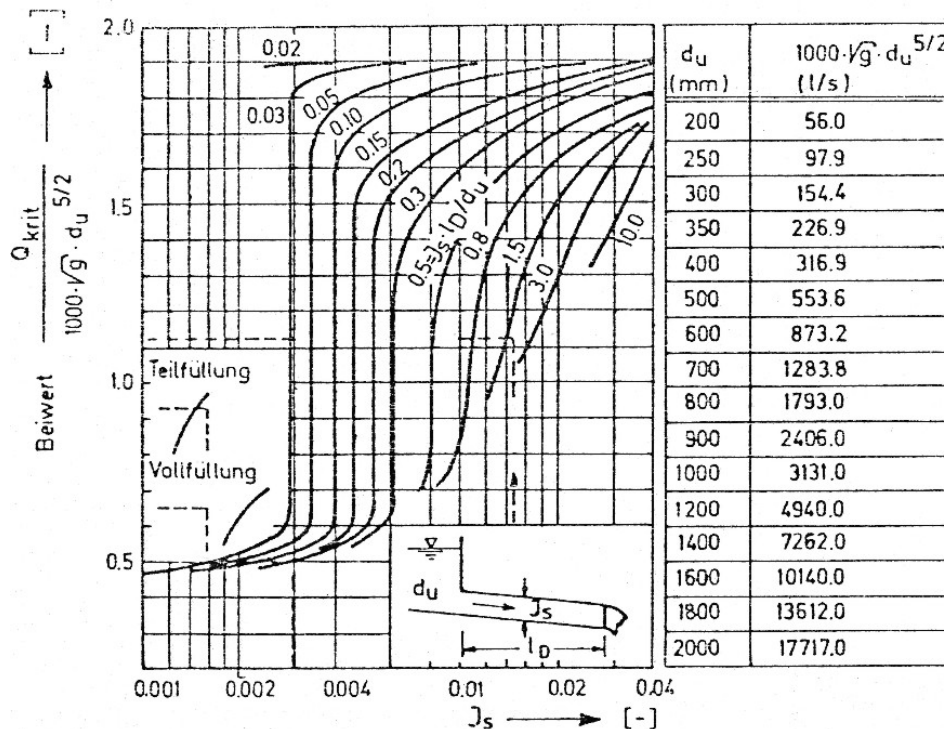


Diagramm zum Nachweis der vollständigen Füllung von Drosselstrecken.

$$\frac{Q_{krit}}{1000 \cdot \sqrt{g} d_u^{5/2}} = \frac{200}{154,4} = 1,29$$

$$\frac{J_s \cdot I_D}{d_u} = \frac{0,002 \cdot 6,2}{0,3} = 0,041$$

In Bild 10 liegt der Schnittpunkt der Ordinate 1,29 und der Abszisse $J_s=0,002$ links vom Parameter 0,041. Die Drossel füllt sich selbstständig.

Überfallwehr

$$I_{RÜ} = \frac{4}{1000} \cdot \frac{Q_{max}}{d_o} = \frac{4}{1000} \cdot \frac{1800}{1,3} = 5,5m$$

gewählt aus örtlichen Gründen $I_{RÜ} = 5,0$ m

$$Q_{RÜ} = Q_{max} - Q_{krit} = 1800 - 200 = 1600 \text{ l/s}$$

$$h_{RÜ} = \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{Q_{RÜ}}{c \cdot 1000 \cdot l_{RÜ} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

Der Überfallbeiwert wird mit $\mu = 0,65$ angenommen

$$h_{RÜ} = \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{1600}{1,0 \cdot 1000 \cdot 0,5 \cdot 0,65 \cdot 4,43} \right)^{2/3}$$

$$h_{RÜ} = 0,3 \text{ m}$$

$$S_o + h_{RÜ} = 1,0 + 0,3 = 1,3 \text{ m} = d_o$$

Eine Anhebung der Rückstauenebene über den Rohrscheitel findet nicht statt.

Ü3.6 Hydraulische Bemessung der Beckenüberläufe

Fangbecken im Hauptschluss

$$V = 142,5 \text{ m}^3$$

Berechnung der Länge des Beckenüberlaufs $l_{BÜ}$ nach Poleni:

Für den Überfallbeiwert wurde $\mu = 0,6$ gewählt (0,5-0,7)

$$l_{BÜ} = 3/2 \cdot \frac{Q_{BÜ}}{1000 \cdot h_{BÜ}^{3/2} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g}} = \frac{Q_{BÜ}}{1000 \cdot 1,8 \cdot h_{BÜ}^{3/2}}$$

$$Q_{BÜ} = Q_{\max} - Q_m = 1600 - 40 = 1560 \text{ l/s}$$

Gewählte Überfallhöhe $h_{BÜ} = 0,25 \text{ m}$

$$l_{BÜ} = \frac{1560}{1000 \cdot 1,8 \cdot 0,125} = 6,9 \text{ m (gewählt 7,0 m)}$$

Durchlaufbecken im Hauptschluss

Beispiel mit Auslaufschlitz als Drossel

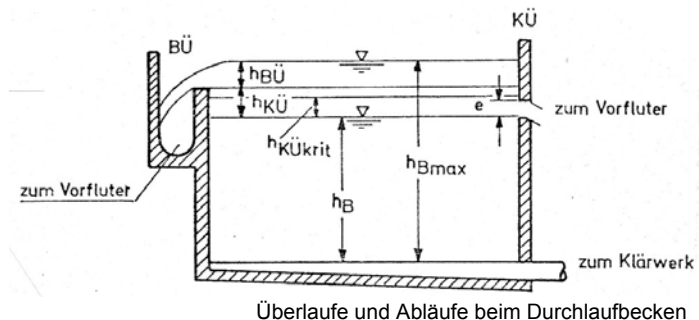
$$V = 400,8 \text{ m}^3$$

Folgende Beckenabmessungen werden gewählt:

$$\text{Länge } L = 23,0 \text{ m}$$

$$\text{Breite } B = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{Tiefe } h_B = 3,0 \text{ m}$$



Verhältnis bei max. Zufluss Q_{\max} :

Max. Fülltiefe $h_{B\max} =$ Beckentiefe $h_B +$ angenommener Aufstau $h_{KÜ} + h_{BÜ}$

$$h_{B\max} = 2,0 + 0,7 = 2,7 \text{ m}$$

Bei der zulässigen maximalen horizontalen Fließgeschwindigkeit $v_{h\max} = 0,05 \text{ m/s}$ ergibt sich für den Klärüberlauf KÜ

$$\max Q_{KÜ} = 1000 \cdot B \cdot h_{B\max} \cdot v_{h\max} = 1000 \cdot 6,0 \cdot 2,7 \cdot 0,05 = 1110 \text{ l/s}$$

Damit ergibt sich er max. Abfluss über den Beckenüberlauf zu:

$$Q_{BÜ} = Q_{\max} - \max Q_{KÜ} - Q_m$$

$$Q_{BÜ} = 3000 - 1110 - 80 = 1810 \text{ l/s}$$

bei einer Überfallbreite $l_{BÜ} = 6,00 \text{ m}$ ergibt sich durch Umformung der Poleniformel und mit dem Überfallbeiwert $\mu = 0,6$

$$h_{BÜ} = \left(\frac{Q_{BÜ}}{1000 \cdot 1,8 \cdot l_{BÜ}} \right)^{2/3} = \left(\frac{1810}{1800 \cdot 6,0} \right)^{2/3} = 0,30 \text{ m}$$

Bei dem angenommenen Aufstau $h_{BÜ} + h_{KÜ} = 0,70 \text{ m}$ ergibt sich

$$h_{KÜ} = 0,70 - 0,30 = 0,40 \text{ m}$$

Die Höhe e des Auslaufschlitzes am Klärüberlauf lässt sich nach folgender Formel berechnen:

$$e = \frac{\max Q_{KÜ}}{1000 \cdot I_{KÜ} \cdot \mu_{KÜ} \sqrt{2g(h_{BÜ} + h_{KÜ} - \frac{e}{2})}}$$

Da es sich bei der Berechnung von e um eine Gleichung höheren Grades handelt, muss e durch Proberechnungen ermittelt werden. Der Auslaufbeiwert $\mu_{KÜ}$ muss entsprechend der gewählten Drosseleinrichtung gewählt werden.

$$e = \frac{1110}{1000 \cdot 6,0 \cdot 0,63 \cdot \sqrt{19,61(0,7 - 0,04)}} = 0,08m$$

Verhältnisse beim Anspringen des Beckenüberlaufs:

Der Aufstau im Becken beträgt $h_{KÜ} = 0,40m$, damit ergibt sicher für den Klärüberlauf

$$Q_{KÜ} = 1000 \cdot e \cdot I_{KÜ} \cdot \mu_{KÜ} \cdot \sqrt{2g \cdot (h_{KÜ} - \frac{e}{2})}$$

$$Q_{KÜ} = 1000 \cdot 0,08 \cdot 6,0 \cdot 0,63 \cdot \sqrt{19,61(0,40 - 0,04)} = 800 \text{ l/s}$$

Der Beckenüberlauf springt damit bei folgender Regenspende $r_{BÜ}$ an:

$$r_{BÜ} = \frac{Q_{KÜ}}{A_{red}} = \frac{800}{24} = 33 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)} > r_{krit} = 15 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$$

Verhältnisse bei Zufluss Q_{krit} :

Der Aufstau im Becken beträgt:

$$h_{KÜkrit} = \frac{(Q_{krit} - Q_m)^2}{1000 \cdot e \cdot I_{KÜ} \cdot \mu_{KÜ}^2 \cdot 2g} + \frac{e}{2}$$

$$h_{vÜ KRIT} = \frac{(400 - 80)^2}{(1000 \cdot 0,08 \cdot 6,0 \cdot 0,63)^2 \cdot 19,6} + 0,04 = 0,10 \text{ m}$$

Mindestdurchflusszeit bei r_{krit}

$$t_{DB} = \frac{1000 \cdot L \cdot B \cdot (h_B + h_{KÜkrit})}{(Q_{krit} - Q_m) \cdot 60} = \frac{1000 \cdot 23,0 \cdot 6,0 \cdot 3,10}{(400 - 80) \cdot 60} = 22,23 \text{ min} > 17 \text{ min}$$

Oberflächenbeschickung bei r_{krit}

$$q_A = \frac{Q_{krit} - Q_m}{1000 \cdot L \cdot B} = \frac{400 - 80}{1000 \cdot 23,0 \cdot 6,0} = 0,0023 \frac{m}{s} = 8,28 \text{ m/h} < 10 \text{ m/h}$$

Kanalstauraum mit oben liegender Entlastung

$V = 95 \text{ m}^3$

Als Kanalstauraum gewählt Ei Profil 800/1200

Bei $k_b = 1,0 \text{ mm}$ und $J_s = 4 \text{ ‰}$ ergibt sich

$Q_v = 1,394 \text{ m}^3/\text{s}$ und $v_v = 1,90 \text{ m/s}$

Ermittlung der Länge des Kanalstauraums:

Das Teilfüllungsverhältnis bei Q_m beträgt:

$$\frac{Q_m}{Q_v} = \frac{60}{1394} = 0,043$$

Damit ergibt sich für die Teilfüllungsgeschwindigkeit

$v_t = 0,56 \cdot v_v = 0,56 \cdot 1,90 = 1,06 \text{ m/s}$

Die durchflossene Fläche bei Q_m beträgt:

$$A_t = \frac{Q_m}{1000 \cdot v_t} = \frac{60}{1060} = 0,057 \text{ m}^2$$

Die für den Kanalstauraum nutzbare Querschnittsfläche ergibt sich damit zu $0,75 \text{ m}^2 - 0,057 \text{ m}^2 = 0,68 \text{ m}^2$

Die Länge des Kanalstauraumes beträgt damit:

$$I_{sk} = \frac{95}{0,68} = 140 \text{ m}$$

Das Energiehöhegefälle J_E wird aus Bemessungstabellen zu:

$$J_E = J_{Tafel} \left(\frac{Q}{Q_{Tafel}} \right)^2 = 0,000125 \cdot \left(\frac{60}{240} \right)^2 = 0,78 \cdot 10^{-5}$$

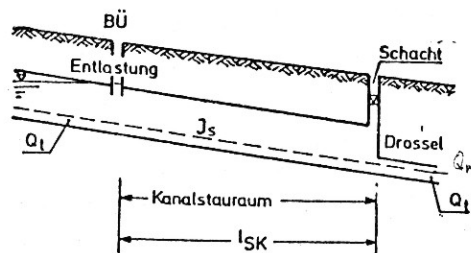
Die Energiehöhdifferenz wird damit gleich der Sohlhöhdifferenz

$$\Delta h = I_{sk} \cdot (J_s - J_E) = 140 (0,004 - 0,78 \cdot 10^{-5}) = 0,56 \text{ m}$$

Der weiterführende Kanal erfordert bei einem Gefälle J_s von 2 ‰ und $(1+2) Q_t=60 \text{ l/s}$ einen Rohrdurchmesser von 350 mm (gewählt: $\varnothing 400 \text{ mm}$).

Die Schwelle des Beckenüberlaufs BÜ muss so hoch liegen, dass bei Q_{max} zuerst der Kanalstauraum gefüllt wird, bevor BÜ überläuft.

Die Wehroberkante liegt mit $s_o = 1,20 \text{ m}$ auf Höhe des Kanalscheitels.



Kanalstauraum mit oben liegender Entlastung

Stellung des gewählten Drosselschiebers bei Vollfüllung des Kanalstauraums: (Beachte: Rückstau liegt beim Überlaufen über Kanalscheitel.

$$H_{max} = 0,56 + 1,20 = 1,76 \text{ m}$$

Bei Vernachlässigung der Wassertiefe hinter dem Drosselschieber ergibt sich:

$$v = \sqrt{2g \cdot h_{max}} = \sqrt{19,61 \cdot 1,76} = 5,87 \text{ m/s}$$

Abflussquerschnitt des Drosselschiebers bei freiem Abfluss:

$$A_d = \frac{Q_m}{1000 \cdot \mu_d \cdot v} = \frac{60}{1000 \cdot 0,6 \cdot 5,87} = 0,0170 \text{ m}^2$$

Gewählt wird ein Drosselschieber NW 200 mm, damit eine genügende Spaltweite erreicht wird. Das Öffnungsverhältnis ist dann

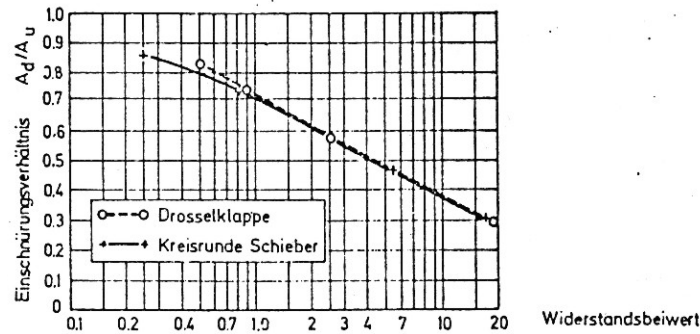
$$\frac{A_d}{A_u} = \frac{0,0170}{0,0314} = 0,54 \sim 0,6$$

Dieser geringe Durchflussquerschnitt ist zulässig, wenn durch die Steuerung des Schiebers Gewährleistet ist, dass sich der Schieber bei Verstopfung automatisch öffnet bis zum vollen Rohrquerschnitt. Wird dennoch ein größerer Durchflussquerschnitt

gefordert, kann der Drosselschieber mit einer Drosselstrecke kombiniert werden. Die Berechnung des Schieberverlustes erfolgt wie bei Druckleitungen nach Weisbach.

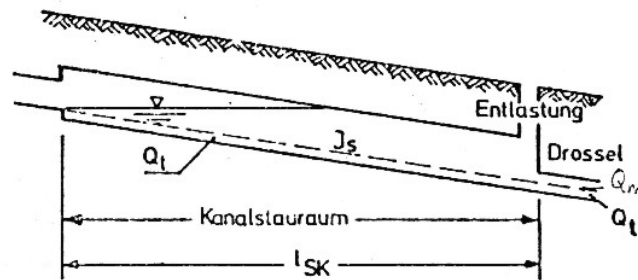
Die Bemessung der kombinierten Drosselorgane ist richtig, wenn unvollkommener Ausfluss gewährleistet ist. Der Schieberverlust wird dann nach Bild ermittelt, wobei v die Fließgeschwindigkeit im vollen Drosselquerschnitt ist.

$$h_v = \xi \cdot \frac{v^2}{2g}$$



Verluste von Schiebern und Drosselklappen bei Einstau (nach Weisbach)

Kanalstauraum mit unten liegender Entlastung



Kanalstauraum mit unten liegender Entlastung

$V = 390 \text{ m}^3$

Der Kanalstauraum als Rückhalteraum wird in diesem Beispiel 4,1-mal so groß wie ein Kanalstauraum als Fangbecken.

Überfalllänge:

$$I_{BÜ} = \frac{4}{1000} \cdot \frac{Q_{\max}}{d_o} = \frac{4 \cdot 1190}{1000 \cdot 1,20} = 3,97 \text{ m}$$

gewählt $I_{BÜ} = 4,00 \text{ m}$

Überfallhöhe:

$$h_{BÜ} = \left(\frac{3/2 \cdot Q_{BÜ}}{1000 \cdot I_{BÜ} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{3 \cdot 1190}{2 \cdot 1000 \cdot 4,0 \cdot 0,65 \cdot \sqrt{19,61}} \right)^{2/3} = 0,28 \text{ m}$$

Nachprüfung des gewählten μ Wertes nach Bild 12 für einseitigen Überlauf:

$$\frac{h_{BÜ}}{S_o} = \frac{0,28}{1,20} = 0,23$$

$$\frac{S_o}{d_o} = \frac{1,20}{1,20} = 1,0$$

$$\mu = 0,64$$

Der angenommene μ Wert war 0,65

$h_{BÜ}$ ändert sich dadurch nicht.

Vergleich der Wehrhöhe mit der Füllhöhe bei Normalabfluss: Das Teilfüllungsverhältnis beträgt bei

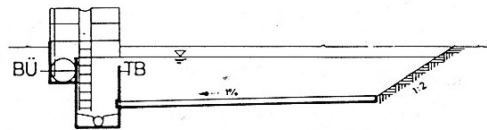
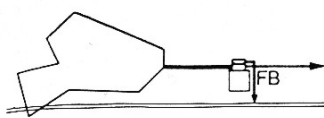
$$\frac{Q_{\max}}{Q_v} = \frac{1250}{1395} = 0,897$$

aus der Teilfüllungskurve ergibt sich die Füllhöhe $h = 0,830 \cdot 1,20 = 1,00 < 1,20$

Damit tritt der Überlauf erst nach Füllung des Kanalstauraums ein.

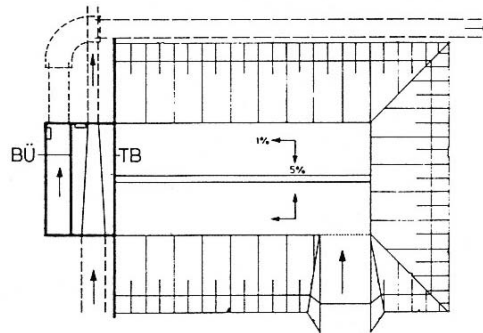
Ü3.7 Systemskizzen von Mischwasserüberlaufbecken

SYSTEMSKIZZE

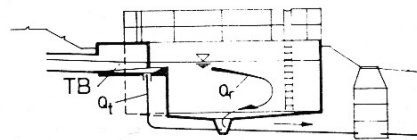
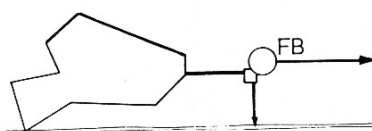


FANGBECKEN

Offen, Erdbauweise, Betonsohle mit Mittelrinne oder Steinrinne je nach Spüleinrichtung und Entleerungsart Drosselrohr, BÜ am Becken, Beckenzugang über Einfahrrampe. Fallweise für Umbau bestehender Erdbecken geeignet.

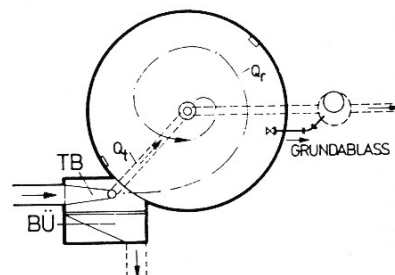


SYSTEMSKIZZE

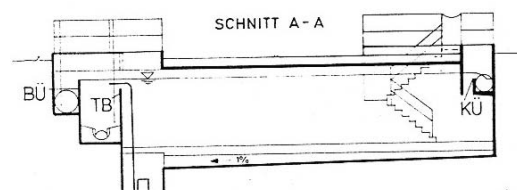
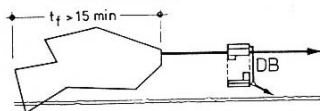


FANGBECKEN

Offen, Rundbauweise, freie Entleerung, Drosselrohr, BÜ am Becken. Füllung beginnt auch bei schwachen Regen. Die Kreisströmung erzwingt gute Selbstströmung. Für die mittige Ablaufanordnung werden u. U. patentrechtliche Ansprüche geltend gemacht In [22] werden Rundbecken auch als Durchlaufbecken behandelt.

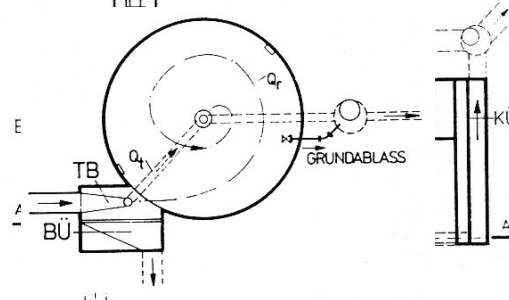


SYSTEMSKIZZE



DURCHLAUFBECKEN

Abgeckt, Beckensohle mit seitlicher Rinne zur Entleerung mit Pumpe, Drosselrohr, BÜ am Becken, Beckenzugang über Treppe, Entlüftung über Treppen- und Pumpenschacht.



Ü3.8 Auszug aus dem Arbeitsblatt DWA-A 117 „Bemessung von Regenrückhalteräumen“ (2006)

4.2 Berechnungsgrundlagen

Alle Berechnungsgrundlagen und Kenngrößen müssen sorgfältig erhoben bzw. gewählt und mit Auftraggebern bzw. Aufsichtsbehörden abgestimmt werden. Neben der Erhebung der Kenngrößen des Entwässerungsnetzes und der Auswahl einer geeigneten Niederschlagsbelastung kommt der Ermittlung der abflusswirksamen Flächen maßgebliche Bedeutung zu.

Für kleinere Einzugsgebiete werden die Flächen i. d. R. durch Musterflächenauswertung o. Ä. ermittelt [SCHOSS, 1977; DETTMAR et al., 1997]. Bei größeren Einzugsgebieten mit entsprechend hohen Investitionen sollten die Flächen aus wirtschaftlichen Gründen genauer ermittelt werden. Hierzu bieten sich Verfahren der Luftbildauswertung [WILLEMS, 1992; BECKER et al., 1998] und in Zukunft vermehrt auch die Satellitenfernerkundung an.

Für die Dimensionierung eines Regenrückhalteriums müssen die zum Entwässerungssystem gelangenden Abflüsse sowohl von der befestigten Fläche $A_{E,b}$ als auch von der nicht befestigten Fläche $A_{E,nb}$ berücksichtigt werden.

Im einfachen Verfahren werden dazu die befestigten Flächen (Dächer, Straßen, Wege, Plätze) und die nicht befestigten Flächen (Böschungen, Gräben, Gärten, Weiden etc.) mit Abflussbeiwerten gemäß Tabelle 1 multipliziert und zu einem Rechenwert A_u zusammengefasst.

$$\text{Gleichung 1: } A_u = A_{E,b} * \psi_{m,b} + A_{E,nb} * \psi_{m,nb}$$

Die Abflussbeiwerte $\psi_{m,b}$ und $\psi_{m,nb}$ sind anzusetzen als Mittelwerte, die nach den jeweiligen Anteilen der einzelnen Flächentypen gewichtet sind.

In der Nachweisrechnung mittels Langzeitsimulation sind die Flächentypen mit ihren jeweiligen Abflussbildungseigenschaften getrennt zu berücksichtigen. Entsprechende Parameter zur Berechnung des Abflussbildungsprozesses müssen definiert werden:

- Benetzungsverluste,
- Muldenverluste,
- Parameter zur Berücksichtigung der Infiltrations- bzw. Versickerungsleistung.

Bei sehr inhomogener Verteilung der Abflussbildungsparameter innerhalb eines Teilgebietes sollte die befestigte Fläche möglichst in Teilflächen untergliedert werden.

Tabelle 1: Mittlere Abflussbeiwerte ψ_m in Abhängigkeit von Flächentyp und -neigung [ATV-DVWK- M 153]

Flächentyp	Art der Befestigung	Mittlerer Abflussbeiwert ψ_m
Schrägdach	Metall, Glas, Schiefer, Faserzement,	0,9 – 1,0
	Ziegel, Dachpappe	0,8 – 1,0
Flachdach (Neigung bis 3° oder ca. 5 %)	Metall, Glas, Faserzement	0,9 – 1,0
	Dachpappe	0,9
	Kies	0,7
Gründach (Neigung bis 15° oder ca. 25 %)	humusiert < 10 cm Aufbau	0,5
	humusiert ≥ 10 cm Aufbau	0,3
Straßen, Wege, Plätze (flach)	Asphalt, fugenloser Beton	0,9
	Pflaster mit dichten Fugen	0,75
	fester Kiesbelag	0,6
	Pflaster mit offenen Fugen	0,5
	lockerer Kiesbelag, Schotterrasen	0,3
	Verbundsteine mit Fugen, Sickersteine	0,25
	Rasengittersteine	0,15
Böschungen, Bankette und Gräben mit Regenabfluss in das Entwässerungssystem	toniger Boden	0,5
	lehmgiger Sandboden	0,4
	Kies- und Sandboden	0,3
Gärten, Wiesen und Kulturland mit möglichem Regenwasser- abfluss in das Entwässerungs- system	flaches Gelände	0,0 – 0,1
	steiles Gelände	0,1 – 0,3

4.3 Berechnungsvorgaben

Das erforderliche Volumen des RRR ist abhängig vom zulässigen Drosselabfluss sowie der gewählten Überschreitungshäufigkeit und der angeschlossenen abflusswirksamen Fläche. In der Praxis kann eine optimierte Lösung im gesamtwasserwirtschaftlichen Zusammenhang nur durch eine systematische Variantenuntersuchung gefunden werden. Im Nachweisverfahren wird für die vorgegebenen Größen Volumen und Drosselabfluss die zugehörige Überschreitungshäufigkeit ermittelt. Die Wahl der Drosselkennlinie hat wesentlichen Einfluss auf das erforderliche Speichervolumen (siehe ATV-A 166).

Pauschale Angaben von Drosselabflussspenden und Überschreitungshäufigkeiten schließen sich aus. Vielmehr sind individuelle Überlegungen anzustellen, für die nachfolgend einige Hinweise gegeben werden:

- **RRR im Kanalnetz:**

Der Drosselabfluss wird aufgrund technischer und wirtschaftlicher Überlegungen festgelegt. Bei der Wahl der Überschreitungshäufigkeiten sind DIN EN 752 und DWA-A 118 zu beachten.

- **RRR vor Einleitung in das Gewässer:**

Kriterien für die Wahl des Drosselabflusses und der Überschreitungshäufigkeit ergeben sich aus dem Schutzbedürfnis des aufnehmenden Gewässers sowie der im Einzelfall zu erwartenden Belastung des jeweiligen Fließgewässers. Der Drosselabfluss und die Überschreitungshäufigkeit müssen entsprechend den Gewässerverhältnissen zwischen dem Betreiber der Abwasseranlage und der Genehmigungsbehörde festgelegt werden. Hinsichtlich des ebenfalls zu beachtenden Hochwasserschutzes ist das Schadenspotenzial der durch Überflutung betroffenen Gebiete maßgebend.

Die für den Einzelfall vorgenommene Festlegung der Berechnungsvorgaben muss unter Abwägung der Zielgrößen Entwässerungskomfort, Gewässerschutz und Wirtschaftlichkeit getroffen werden.

4.4 Einfaches Verfahren

4.4.1 Allgemeines

Die Bemessung von RRR mit dem einfachen Verfahren erfolgt unter der Vorgabe von Regenspenden. Hierbei wird vereinfachend vorausgesetzt, dass die Häufigkeit der Regenspende der Überschreitungshäufigkeit des RRR entspricht. Für die Ermittlung der Regenspenden in Abhängigkeit von Häufigkeit und Dauer ist auf die „Starkniederschlagshöhen für Deutschland – KOSTRA“ (DWD, 1997) oder ggf. auch auf örtliche Niederschlag-Starkregenauswertungen gemäß Arbeitsblatt ATV-A 121 zurückzugreifen.

Außerdem wird vereinfachend angenommen, dass der Drosselabfluss von der Füllhöhe des Beckens nicht abhängig ist. Ist keine geregelte Drossel vorgesehen, sollte er als arithmetisches Mittel zwischen dem Abfluss bei Speicherbeginn und Vollfüllung angesetzt werden. Hiervon abweichende Vorgaben sind in begründeten Fällen möglich. Eine genaue Berücksichtigung beliebiger Drossel- und Speicherkennlinien und ihres Einflusses auf das erforderliche Volumen kann mit dem Verfahren der Langzeitsimulation und entsprechenden Modellen erfasst werden.

4.4.2 Anwendungsbereich

Für die Anwendung des einfachen Verfahrens gelten in Übereinstimmung mit der DIN EN 752 und unter Beachtung wirtschaftlicher und ingenieurtechnischer Aspekte für das gesamte Einzugsgebiet bis zur Stelle des betrachteten RRR die folgenden Bedingungen:

- Das Einzugsgebiet $A_{E,k}$ hat eine Fläche von maximal 200 ha oder die Fließzeit bis zum RRR beträgt maximal 15 Minuten. Dies entspricht in der Regel einem Einzugsgebiet mit einer befestigten Fläche $A_{E,b}$ von maximal 60 ha bis 80 ha. Das Einzugsgebiet ist damit als klein zu bezeichnen.
- Die gewählte bzw. zulässige Überschreitungshäufigkeit des Speichervolumens V des Regenrückhalteraumes beträgt $n \geq 0,1/a$ bzw. $T_n \leq 10$ a.
- Der Regenanteil der Drosselabflussspende ist $q_{Dr,R,u} \geq 2$ l/(s·ha).

Ist das einfache Verfahren nicht anwendbar, wird zur Ermittlung des erforderlichen Regenrückhaltevolumens das Nachweisverfahren mittels Langzeitsimulation angewendet (Abschnitt 4.5).

4.4.3 Vorgehensweise

Das erforderliche Speichervolumen wird aus der maximalen Differenz der in einem Zeitraum gefallenen Niederschlagsmenge und dem in diesem Zeitraum über die Drossel weitergeleiteten Abflussvolumen ermittelt (Bild 2).

Das spezifische Volumen kann für den vorgegebenen Regenanteil der Drosselabflussspende aufgrund der Zusammenhänge zwischen Regenspende und Dauerstufe analytisch ermittelt werden. Für die praktische Anwendung ist es jedoch ausreichend, in Abhängigkeit vom vorgegebenen Regenanteil der

Drosselabflussspende $q_{Dr,R,u}$ das jeweilige spezifische Volumen für die in einer Starkniederschlagstabelle üblicherweise angegebenen Dauerstufen zu errechnen.

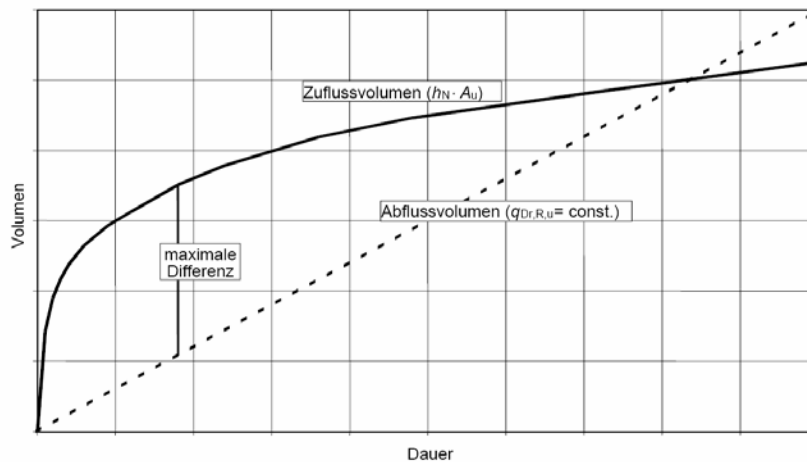


Bild 2: Prinzipskizze zur Ermittlung des Volumens

Für die jeweilige Dauerstufe ergibt sich das spezifische Volumen zu:

$$\text{Gleichung 2: } V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{Dr,R,u}) * D * f_z * f_A * 0,06 \quad [m^3/ha]$$

mit

- $V_{s,u}$ Spezifisches Speichervolumen, bezogen auf A_u [m^3/ha],
- $r_{D,n}$ Regenspende der Dauerstufe D und der Häufigkeit n [$l/(s \cdot ha)$],
- $q_{Dr,R,u}$ Regenanteil der Drosselabflussspende, bezogen auf A_u [$l/(s \cdot ha)$],
- D Dauerstufe [min],
- f_z Zuschlagsfaktor nach Tabelle 2 [-],
- f_A Abminderungsfaktor [-] in Abhängigkeit von t_f , $q_{Dr,R,u}$ und n nach Bild 3 bzw. nach Anhang B,
- 0,06 Dimensionsfaktor zur Umrechnung von l/s in m^3/min .

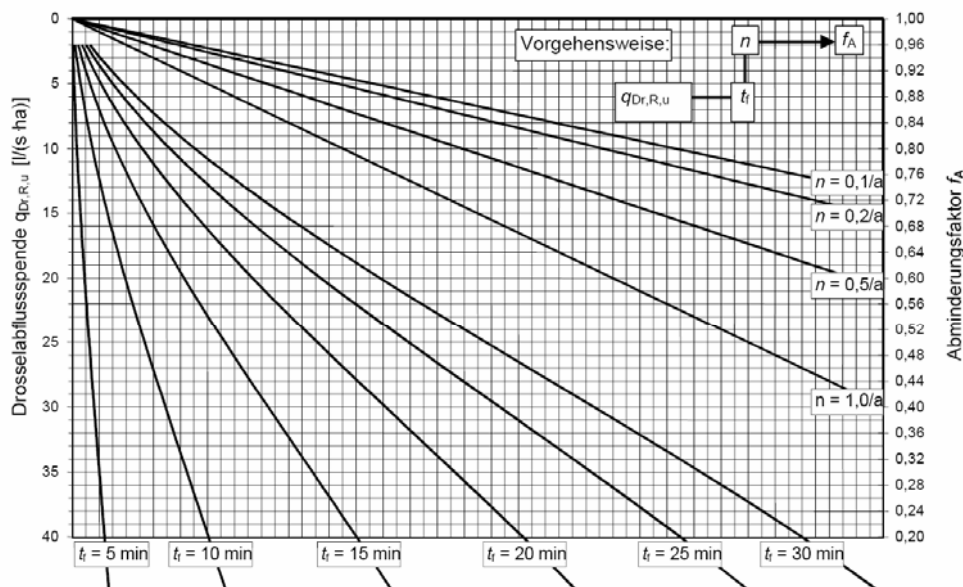


Bild 3: Abminderungsfaktor f_A (vgl. Anhang B)

Das erforderliche Volumen des RRR wird durch Multiplikation des maximalen spezifischen Volumens $V_{s,u}$ mit der undurchlässigen Fläche A_u berechnet:

$$\text{Gleichung 3: } V = V_{s,u} \cdot A_u \quad [\text{m}^3]$$

mit

- V erforderliches Speichervolumen des RRR [m^3],
- $V_{s,u}$ spezifisches Speichervolumen nach Gleichung 2 [m^3/ha],
- A_u undurchlässige Fläche [ha] (siehe Abschnitt 4.2).

Da als Niederschlagsbelastung im einfachen Verfahren statistisch ausgewertete Niederschlagshöhen bzw. Regenspenden mittlerer Intensität zugrunde gelegt werden, ist das erforderliche Volumen eines RRR im Allgemeinen etwas geringer, als es sich im Rahmen eines detaillierten Nachweises unter Vorgabe des Niederschlagskontinuums ergibt. Zur Berücksichtigung des Einflusses der Intensitätsvariabilität natürlicher Ereignisse wird daher ein empirischer Zuschlagsfaktor f_z angesetzt, der diesen verfahrensbedingten Unterschieden in den Ergebnissen Rechnung trägt.

Tabelle 2: Zuschlagsfaktor f_z in Abhängigkeit vom Risikomaß (vgl. Anhang A)

Risikomaß	Zuschlagsfaktor f_z
gering	1,20
mittel	1,15
hoch	1,10

Der Zuschlagsfaktor basiert auf Auswertungen einer Vielzahl kontinuierlicher Langzeitsimulationen [HUHN, 1999] und ist als Risikomaß im Hinblick auf eine mögliche Unterbemessung nach Tabelle 2 festzulegen. Hierbei entspricht z. B. der Faktor 1,15 einem Risikomaß von ca. 11 % (vgl. Anhang A). Dieser Wert sagt aus, dass das mit dem einfachen Verfahren bemessene Volumen mit einer Wahrscheinlichkeit von etwa 11 % kleiner und mit einer Wahrscheinlichkeit von 89 % größer ist als das Volumen, das bei Vorgabe derselben Berechnungsgrundlagen durch eine Langzeitsimulation als erforderlich nachgewiesen würde.

Durch Abflusskonzentrations- und Transportprozesse werden Zuflussganglinien zu RRR gedämpft. Dieser Dämpfungsprozess beeinflusst das erforderliche Volumen in Abhängigkeit von der Fließzeit, der Drosselabflussspende und der Überschreitungshäufigkeit und wird durch den Abminderungsfaktor f_A berücksichtigt. Er wird mit Hilfe von Bild 3 oder nach Anhang 2 bestimmt [HUHN, 1999].

Für Drosselabflussspenden $q_{Dr,R,u} > 40 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$ müssen die zugehörigen Werte für f_A sinnvoll ausschließlich grafisch extrapoliert werden. Wird der Drosselabfluss eines vorgeschalteten Entlastungsbauwerks dem zu bemessenden RRR zugeleitet, so kann das einfache Verfahren angewendet werden, indem die Drosselabflussspende für Gleichung 2 berechnet wird zu:

$$\text{Gleichung 4: } q_{Dr,R,u} = (Q_{Dr} - Q_{Dr,V} - Q_{T,d,aM}) / A_u \quad [\text{l/(s} \cdot \text{ha)}]$$

mit

Q_{Dr} Drosselabfluss des RRR [l/s],

$Q_{T,d,aM}$ Trockenwetterabfluss des direkten Einzugsgebietes [l/s],

$Q_{Dr,V}$ Summe der Drosselabflüsse aller oberhalb liegenden Vorentlastungen [l/s],

A_u undurchlässige Fläche des direkten Einzugsgebietes [ha].

Der Drosselabfluss oberhalb liegender Entlastungsbauwerke ist während der für die Bemessung des RRR verwendeten Dauerstufe D als konstante Zuflussspende zum RRR anzusetzen. Ist dieser Wert größer als die statistische Regenspende der verwendeten Dauerstufe, ist die statistische Regenspende zu verwenden.

Fließt dem RRR der Überlauf eines Entlastungsbauwerkes zu (z. B. nach einem RÜ oder RÜB vor Einleitung in ein Gewässer), so kann das Volumen des vorgeschalteten Entlastungsbauwerks berücksichtigt werden (siehe Anhang C, RRB 4).