

Anlage 4

Beckenbemessung

Anlage 4 Bemessung RRB I (Kreuzbach) nach RAS Ew und DWA A 117

Bemessungswerte Entwässerungsabschnitt

Bezeichnung	Kürzel	Menge	Einheit
Einzugsgebietsfläche gesamt	$A_{E,G}$	3,96 ha	
Außengebietsfläche	A_{AG}	0,00 ha	
Einzugsgebiet ohne Außengebiet	$A_{E,k}$	3,96 ha	
Einzugsgebietsfläche reduziert nach RAS EW	$A_{red} = A_u$	3,34 ha	
Zufluss (n=1)	$Q_{zu, n=1,0, 15 \text{ min}}$	371,00 l/s	
Zufluss (n=1)	$Q_{zu, n=1,0, 15 \text{ min}}$	0,371 m ³ /s	
Werte aus Abflussmengenermittlung nach RAS Ew			

Ergebnis Bewertungsverfahren M 153

Bezeichnung	Typ		
Anlagen mit Dauerstau und max. qa = 9 m/h Oberfl. Besch. z. B. Abscheider für Leichtflüssigkeiten nach RiStWag	D21	0,20	

Bemessungswerte Rückhaltebecken

Auszug aus dem DWA Merkblatt M 153

Tabelle 3: Zulässige Regenabflussspenden von undurchlässigen Flächen

Typ des Vorflutgewässers	Regenabflussspende q_R in l/(s · ha)
kleiner Flachlandbach $b_{Sp} < 1 \text{ m}, v < 0,3 \text{ m/s}$	15
kleiner Hügel- und Berglandbach $b_{Sp} < 1 \text{ m}, v \geq 0,3 \text{ m/s}$	30
großer Flachlandbach $b_{Sp} = 1 - 5 \text{ m}, v < 0,5 \text{ m/s}$	120
großer Hügel- und Berglandbach $b_{Sp} = 1 - 5 \text{ m}, v \geq 0,5 \text{ m/s}$	240
Flüsse $b_{Sp} > 5 \text{ m}$	nicht begrenzt
kleine Teiche Oberfläche < 20 % von A_u	Einzelfallbetrachtung
Teiche und Seen Oberfläche \geq 20 % von A_u	nicht begrenzt

Bezeichnung	Kürzel	Menge	Einheit
Drosselabflussspende	$q_{dr,k} \text{ max}$	30,00 l/s*ha	
kanalisiertes Einzugsgebiet A red nach RAS Ew	$A_{E,k}$	3,34 ha	
Drosselabfluss berechnet	Qdr Berechnung	100,20 l/s	
Drosselabfluss gewählt	Qdr gewählt	100,00 l/s	
Drosselabflussspende	$q_{dr,r,u}$	29,94 l/s*ha	
Abminderungsfaktor	f_A	0,94	Bild 3 DWA A 117
Zuschlagsfaktor	f_z	1,15	Tabelle 2 DWA A 117

Ermittlung des erforderlichen Speichervolumens

$V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) * D * f_z * f_A * 0,06$ s. DWA A 117

$V = V_{s,u} * A_u$

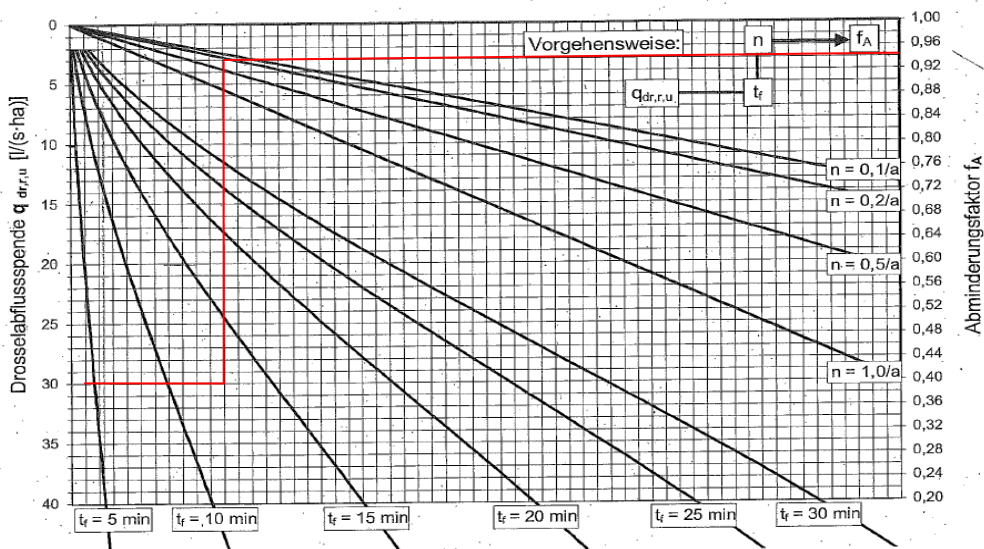
Regenspende 5 jähriges Ereignis Kostra Spalte 22 Zeile 60 (Ehringshausen)

Ermittlung des Zuschlagfaktors f_z gemäß Tabelle 2 Ras Ew	
Risikomaß	f_z

gering	1,20
mittel	1,15
groß	1,10

Ermittlung der Fließzeit im Oberflächenwasserableitungssystem							
Länge _{mittel}	dh	Gefälle _{mittel}	DN _{mittel}	v _{voll}	v _{mittel}	Fließzeit	Fließzeit
m	m	%	mm	m/s	m/s	s	min

1.230,00 39,00 3,17 400,00 3,18 1,59 773,58 12,89



Dauerstufe	D min	rD(n=0,2) l/(s*ha)	qdr,r,u l/(s*ha)	Differenz r - qdr,r,u l/(s*ha)	fz	f _A	Vs,u m ³ /ha
5 min	5	348,20	29,94	318,26	1,15	0,94	103,21
10 min	10	246,20	29,94	216,26	1,15	0,94	140,27
15 min	15	196,50	29,94	166,56	1,15	0,94	162,05
20 min	20	165,40	29,94	135,46	1,15	0,94	175,72
30 min	30	127,20	29,94	97,26	1,15	0,94	189,25
45 min	45	95,80	29,94	65,86	1,15	0,94	192,23
60 min	60	77,50	29,94	47,56	1,15	0,94	185,08
90 min	90	54,70	29,94	24,76	1,15	0,94	144,53
2h	120	42,70	29,94	12,76	1,15	0,94	99,31
3h	180	30,20	29,94	0,26	1,15	0,94	3,03
4h	240	23,70	29,94	-6,24	1,15	0,94	-97,14
6h	360	16,80	29,94	-13,14	1,15	0,94	-306,82
9h	540	11,90	29,94	-18,04	1,15	0,94	-631,84
12h	720	9,40	29,94	-20,54	1,15	0,94	-959,21
18h	1080	6,70	29,94	-23,24	1,15	0,94	-1.627,94
24h	1440	5,20	29,94	-24,74	1,15	0,94	-2.310,69
48h	2880	3,30	29,94	-26,64	1,15	0,94	-4.976,29
72h	4320	2,50	29,94	-27,44	1,15	0,94	-7.688,59

Vs,u,max = 192,23 m³/ ha
 Au = Ared 3,34 ha
 V= 642,03 m³
 Vgew.= 650,00 m³

Ermittlung der Beckenabmessungen Rückhaltebereich (Grobabmessungen)

V = (Fläche u. + Fläche o.)/2 * Tiefe

Länge u m	Breite u m	Böschung 1 : m	Tiefe m	Fläche u. m ²	Fläche o. m ²	V gew. m ³
20,00	10,00	2,00	2,00	200,00	504,00	704,00

Ermittlung der Beckenabmessungen Rückhaltebereich unter Berücksichtigung des Freibordes

Länge u m	Breite u m	Böschung 1 : m	Tiefe m	Länge o m	Breite o m
20,00	10,00	2,00	2,50	30,00	20,00

Freibord: 0,50 m -> Tiefe neu 2,00 m + 0,50 m = 2,50 m

Nachweis der Oberflächenbeschickung des Abscheideraumes

qA max Oberflächenbeschickung 9 m/h = 0,0025 m/s s. RAS - Ew Abschn. 1.4.7.1 (u. Rist Wag)

$O_{erf} = Q_b / v_s$

Abmessungen aus der Detailzeichnung RRB 1

Q _b m ³ /s	v _s m/s	O erf. m ²	Breite m	Länge m	O gew. m ²
0,371	0,0025	148,40	7,00	22,50	157,50

Zum Vergleich O_{vorh} 157,50 m² > 148,40 m² O_{erf}.

Nachweis der horizontale Fließgeschwindigkeit an der Tauchwandunterkante

nach RAS Ew Abschnitt 1.4.7.2

Qb m ³ /s	Breite u m	Breite o m	Höhe m	A h m ²	V _h vorh m/s		V _h zul m/s
0,371	7,00	7,00	1,25	8,75	0,0424	<	0,05

Zum Vergleich $V_{h \text{ vorh}} 0,0441 \text{ m/s} < 0,05 \text{ m/s} = V_{h \text{ zul}}$.

Nachweis der vertikalen Fließgeschwindigkeit an der Tauchwandunterkante

nach RAS Ew Abschnitt 1.4.7.2

Qb m ³ /s	Breite m	Abstand m	A v m ²	V _v vorh m/s		V _v zul m/s
0,371	7,00	1,50	10,50	0,0353	<	0,05

Zum Vergleich $V_{v \text{ vorh}} 0,0367 \text{ m/s} < 0,05 \text{ m/s} = V_{v \text{ zul}}$.

Nachweis des Auffangraumes für Leichtflüssigkeiten

nach Rist Wag Abschnitt 8.4.3

Breite m	Länge m	O gew. m ²	Tiefe m	V gew. m ³
7,00	22,50	157,50	0,20	31,50

Zum Vergleich $V_{\text{gew.}} 31,50 \text{ m}^3 > 30,00 \text{ m}^3$

Nachweis des Schlammstapelraumes

nach RiStWag Abschnitt 8.4.3 / *Arbeitspapier RRB HessenMobil

Breite m	Länge m	O gew. m ²	Tiefe* m	V gew. m ³
7,00	22,50	157,50	1,00	157,50

Zum Vergleich $V_{\text{gew.}} 157,50 \text{ m}^3 > 10,00 \text{ m}^3$

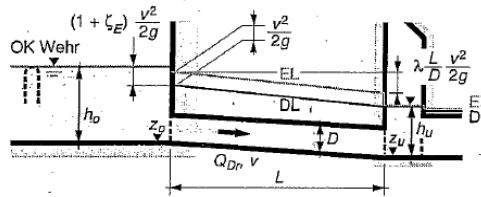
Ermittlung der max. Zulaufmenge zum RRB

gesucht Abflussleistung der kritischen Kanalhaltung bei Einstau bis GOK
Rechenansatz: Bernoulligleichung nach Q umgestellt (s. DWA A 111)

$$Q = \frac{D^2}{4} * \pi * \sqrt{2g \frac{h_o - h_u}{1 + \xi + \lambda * \frac{L}{D}}}$$

λ = Widerstandsbeiwert

$\xi = 0,45$ (Einlaufverlust)



DN	h _o	h _u	λ	ξ	L	Q
[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[m ³ /s]

1. Rechengang mit λ (Schätzwert) = 0,02

0,40 236,87 231,60 0,020 0,45 30,85 0,738

2. Rechengang mit λ (Realwert)

0,40 236,87 231,60 0,028 0,45 30,85 0,676

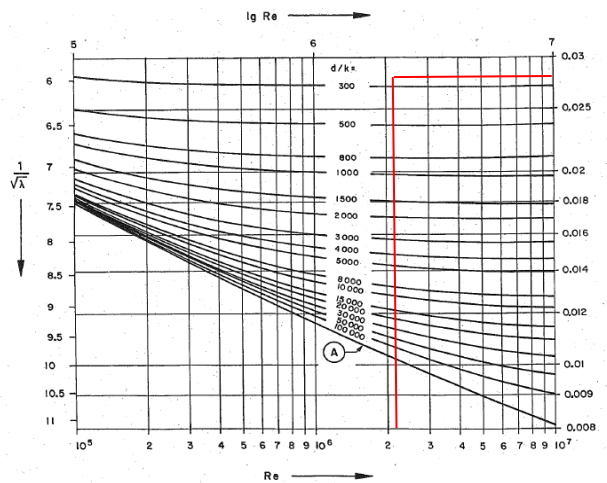
Kontrolle λ Wert (rot)

$Re = v * 4rhy / \nu$ (λ aus dem Moody Diagramm)

k Wert gewählt 1,50 mm Berücksichtigung von Einzelverluste in den Schachtbauwerken

h_o - Einstauhöhe im Zulaufkanal

h_u - Einstauhöhe Dauerstau (Absetzbecken)



Q	A	v	v	4 rhy	Re	k	d/k	λ
[m ³ /s]	[m ²]	[m/s]	[m ² /s]	[m]	[-]	[mm]	[-]	[-]

0,74 0,13 5,88 1,31E-06 5,02 2,25E+07 1,50 266,67 0,028

Bemessung der Überlaufschwelle Notüberlauf

3.3.5 Wehre — Überfallwehr

3.3.5.1 Vollkommener Überfall

Kriterium. Durchfluß mit Fließwechsel, d. h. der UW-Stand beeinflusst den OW-Stand nicht. Das ist immer der Fall, wenn das Unterwasser tiefer als die Wehrkrone steht (s. a. Abschn. 3.5.2).

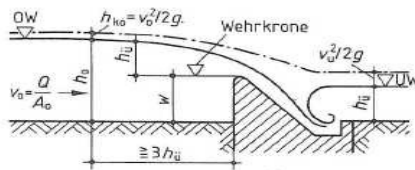


Bild 33 Vollkommener Überfall

Bei rechteckigen Durchflußquerschnitten gilt Gl. (34) für $v_0 \leq 1,0$ m/s bzw. Gl. (35).

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h_{ü}^{3/2} \text{ in m}^3/\text{s} \quad (34) \text{ nach Poleni}$$

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [(h_{\text{ueh}} + h_{k0})^{3/2} - h_{k0}^{3/2}] \text{ in m}^3/\text{s für } v_0 > 1,0 \text{ m/s} \quad (35)$$



breit,
scharfkantig,
waagrecht
 $\mu = 0,49$
bis 0,51



breit
waagrecht,
Kanten
abgerundet
 $\mu = 0,50$ bis 0,55



scherfkantig,
schräg
(s. 3.3.5.4)
Überfallmes-
sung) $\mu = 0,64$



gut
abgerundeter
Querschnitt
 $\mu = 0,73$
bis 0,75



dachförmig,
gut
abgerundet,
 $\mu < 0,79$

$$Q_{\ddot{u}} = 2/3 * \mu * l_{\ddot{u}} * (2 * g)^{0,5} * h_{\ddot{u}}^{1,5}$$

$Q_{\ddot{u}}$ (m ³ /s)	μ	$(2 * g)^{0,5}$	$h_{\ddot{u}}$ (m)	$h_{\ddot{u}}^{1,5}$	$l_{\ddot{u}}$ (m)
---------------------------------------	-------	-----------------	-----------------------	----------------------	-----------------------

Schwelle Notüberlauf (gewählt Edelstahlschwelle gut abgerundet)

0,576 0,55 4,43 0,241 0,12 3

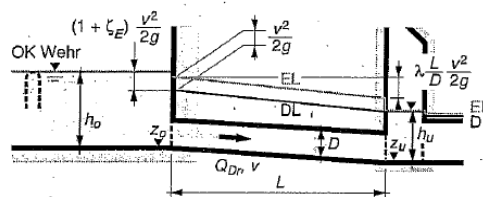
576 l/s = max. Zulaufmenge 676 l/s - Drosselwassermenge 100 l/s

Ermittlung der Einstauhöhe im Rückhaltebecken beim maximalen Zulauf - 676 l/s s. oben

Rechenansatz: Bernoulligleichung nach Q umgestellt (s. DWA A 111)

$$Q = \frac{D^2}{4} \cdot \pi \cdot \sqrt{2g \frac{h_o - h_u}{1 + \xi + \lambda \cdot \frac{L}{D}}}$$

λ (Widerstandsbeiwert)
ξ = 0,45 (Einlaufverlust)
ho + hu Absoluthöhen



DN	ho	hu	λ	ξ	L	Q
[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[m³/s]

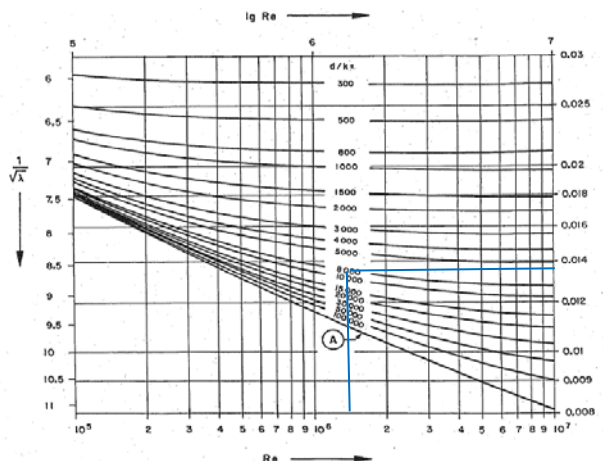
- 1. Rechengang mit λ (Schätzwert) gewählt 0,02
0,80 232,48 232,34 0,020 0,45 2,50 0,677
- 2. Rechengang mit λ (Realwert)
0,80 232,48 232,34 0,014 0,45 2,50 0,669

Kontrolle λ Wert (blau)

Re = v * 4rhy / ν (λ aus dem Moody Diagramm)

k Wert gewählt 0,10 mm -> Berücksichtigung von Einzelverluste an den Rohrverbindungen

ho - Einstauhöhe im RRB
hu - Einstauhöhe Überfallschwelle (Drosselschacht)



Q	A	v	v	4 rhy	Re	k	d/k	λ
[m³/s]	[m²]	[m/s]	[m²/s]	[m]	[-]	[mm]	[-]	[-]

0,68 0,50 1,35 1,31E-06 10,05 1,03E+07 0,10 8.000,00 0,014

Anlage 4 Bemessung RRB II (Kreuzbach) nach RAS Ew und DWA A 117

Bemessungswerte Entwässerungsabschnitt

Bezeichnung	Kürzel	Menge	Einheit
Einzugsgebietsfläche gesamt	$A_{E,G}$	6,45 ha	
Außengebietsfläche	A_{AG}	1,30 ha	
Einzugsgebiet ohne Außengebiet	$A_{E,k}$	5,15 ha	
Einzugsgebietsfläche reduziert nach RAS EW	$A_{red} = A_u$	4,62 ha	
Zufluss (n=1)	$Q_{zu, n=1,0, 15 \text{ min}}$	520,85 l/s	
Zufluss (n=1)	$Q_{zu, n=1,0, 15 \text{ min}}$	0,521 m ³ /s	
Werte aus Abflussmengenermittlung nach RAS Ew			

Ergebnis Bewertungsverfahren M 153

Bezeichnung	Typ		
Anlagen mit Dauerstau und max. $q_a = 9 \text{ m/h}$ Oberfl. Besch. z. B. Abscheider für Leichtflüssigkeiten nach RiStWag	D21	0,20	

Bemessungswerte Rückhaltebecken

Auszug aus dem DWA Merkblatt M 153

Tabelle 3: Zulässige Regenabflussspenden von undurchlässigen Flächen

Typ des Vorflutgewässers	Regenabflussspende q_R in l/(s · ha)
kleiner Flachlandbach $b_{Sp} < 1 \text{ m}, v < 0,3 \text{ m/s}$	15
kleiner Hügel- und Berglandbach $b_{Sp} < 1 \text{ m}, v \geq 0,3 \text{ m/s}$	30
großer Flachlandbach $b_{Sp} = 1 - 5 \text{ m}, v < 0,5 \text{ m/s}$	120
großer Hügel- und Berglandbach $b_{Sp} = 1 - 5 \text{ m}, v \geq 0,5 \text{ m/s}$	240
Flüsse $b_{Sp} > 5 \text{ m}$	nicht begrenzt
kleine Teiche Oberfläche < 20 % von A_u	Einzelfallbetrachtung
Teiche und Seen Oberfläche $\geq 20 \%$ von A_u	nicht begrenzt

Bezeichnung	Kürzel	Menge	Einheit
Drosselabflussspende	$q_{dr,k} \text{ max}$	30,00 l/s*ha	
kanalisiertes Einzugsgebiet A red nach RAS Ew	$A_{E,k}$	4,62 ha	
Drosselabfluss berechnet	Qdr Berechnung	138,60 l/s	
Drosselabfluss gewählt	Qdr gewählt	140,00 l/s	
Drosselabflussspende	$q_{dr,r,u}$	30,30 l/s*ha	
Abminderungsfaktor	f_A	0,97	Bild 3 DWA A 117
Zuschlagsfaktor	f_z	1,10	Tabelle 2 DWA A 117

Ermittlung des erforderlichen Speichervolumens

$$V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) * D * f_z * f_A * 0,06$$

s. DWA A 117

$$V = V_{s,u} * A_u$$

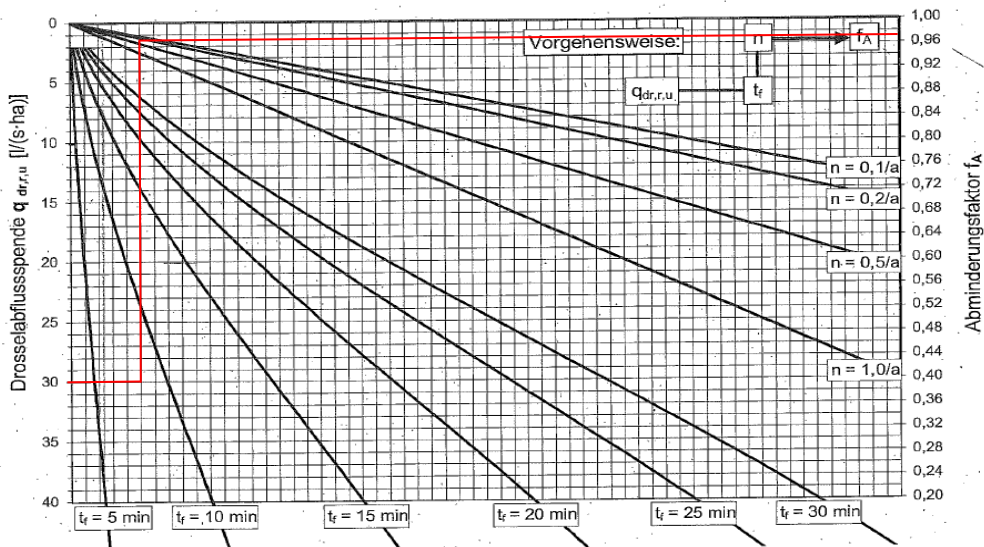
Regenspende 5 jähriges Ereignis Kostra Spalte 22 Zeile 60 (Ehringshausen)

Ermittlung des Zuschlagfaktors f_z gemäß Tabelle 2 Ras Ew	
Risikomaß	f_z

gering	1,20
mittel	1,15
groß	1,10

Ermittlung der Fließzeit im Oberflächenwasserableitungssystem							
Länge _{mittel}	dh	Gefälle _{mittel}	DN _{mittel}	v _{voll}	v _{mittel}	Fließzeit	Fließzeit
m	m	%	mm	m/s	m/s	s	min

1.108,00 15,43 1,39 500,00 2,50 2,29 483,84 8,06



Dauerstufe	D min	rD(n=0,2) l/(s*ha)	qdr,r,u l/(s*ha)	Differenz r - qdr,r,u l/(s*ha)	fz	f _A	Vs,u m ³ /ha
5 min	5	348,20	30,30	317,90	1,10	0,97	101,76
10 min	10	246,20	30,30	215,90	1,10	0,97	138,22
15 min	15	196,50	30,30	166,20	1,10	0,97	159,60
20 min	20	165,40	30,30	135,10	1,10	0,97	172,98
30 min	30	127,20	30,30	96,90	1,10	0,97	186,10
45 min	45	95,80	30,30	65,50	1,10	0,97	188,69
60 min	60	77,50	30,30	47,20	1,10	0,97	181,29
90 min	90	54,70	30,30	24,40	1,10	0,97	140,57
2h	120	42,70	30,30	12,40	1,10	0,97	95,24
3h	180	30,20	30,30	-0,10	1,10	0,97	-1,19
4h	240	23,70	30,30	-6,60	1,10	0,97	-101,45
6h	360	16,80	30,30	-13,50	1,10	0,97	-311,21
9h	540	11,90	30,30	-18,40	1,10	0,97	-636,21
12h	720	9,40	30,30	-20,90	1,10	0,97	-963,51
18h	1080	6,70	30,30	-23,60	1,10	0,97	-1.631,95
24h	1440	5,20	30,30	-25,10	1,10	0,97	-2.314,22
48h	2880	3,30	30,30	-27,00	1,10	0,97	-4.978,75
72h	4320	2,50	30,30	-27,80	1,10	0,97	-7.689,38

Vs,u,max = 188,69 m³/ha
 Au = Ared 4,62 ha
 V= 871,75 m³
 Vgew.= 900,00 m³

Ermittlung der Beckenabmessungen Rückhaltebereich (Grobabmessungen)

V = (Fläche u. + Fläche o.)/2 * Tiefe

Länge u m	Breite u m (i.M.)	Böschung 1 : m	Tiefe i. M. m	Fläche u. m ²	Fläche o. m ²	V gew. m ³
--------------	----------------------	-------------------	------------------	-----------------------------	-----------------------------	--------------------------

37,00 7,01 1,50 2,10 259,37 576,32 **877,48**

Restvolumen von ca. 23 m³ wird im Absetzbecken vorgehalten

Ermittlung der Beckenabmessungen Rückhaltebereich unter Berücksichtigung des Freibordes

Länge u m	Breite u m	Böschung 1 : m	Tiefe m	Länge o m	Breite o m
--------------	---------------	-------------------	------------	--------------	---------------

37,00 7,01 1,50 2,50 **44,50 14,51**

Freibord: 0,50 m -> Tiefe neu 2,00 m + 0,50 m = 2,50 m

Nachweis der Oberflächenbeschickung des Abscheideraumes

qA max Oberflächenbeschickung 9 m/h = 0,0025 m/s s. RAS - Ew Abschn. 1.4.7.1 (u. Rist Wag)

$O_{\text{erf}} = Q_b / v_s$

Abmessungen aus der Detailzeichnung RRB 1

Q _b m ³ /s	v _s m/s	O erf. m ²	Breite m	Länge m	O gew. m ²
-------------------------------------	-----------------------	--------------------------	-------------	------------	--------------------------

0,521 0,0025 **208,34** 8,00 27,00 **216,00**

Zum Vergleich $O_{\text{vorh}} 216,00 \text{ m}^2 > 208,34 \text{ m}^2 O_{\text{erf}}$.

Nachweis der horizontale Fließgeschwindigkeit an der Tauchwandunterkante

nach RAS Ew Abschnitt 1.4.7.2

Qb m ³ /s	Breite u m	Breite o m	Höhe m	A h m ²	V _{h vorh} m/s		V _{h zul} m/s
0,521	8,00	8,00	1,35	10,80	0,0482	<	0,05

Zum Vergleich $V_{v \text{ vorh}} 0,0495 \text{ m/s} < 0,05 \text{ m/s} = V_{h \text{ zul}}$.

Nachweis der vertikalen Fließgeschwindigkeit an der Tauchwandunterkante

nach RAS Ew Abschnitt 1.4.7.2

Qb m ³ /s	Breite m	Abstand m	A h m ²	V _{h vorh} m/s		V _{h zul} m/s
0,521	8,00	1,50	12,00	0,0434	<	0,05

Zum Vergleich $V_{v \text{ vorh}} 0,0446 \text{ m/s} < 0,05 \text{ m/s} = V_{v \text{ zul}}$.

Nachweis des Auffangraumes für Leichtflüssigkeiten

nach Rist Wag Abschnitt 8.4.3

Breite m	Länge m	O gew. m ²	Tiefe m	V gew. m ³
8,00	27,00	216,00	0,15	32,40

Zum Vergleich $V_{\text{gew.}} 32,40 \text{ m}^3 > 30,00 \text{ m}^3$

Nachweis des Schlammstapelraumes

nach Rist Wag Abschnitt 8.4.3 / Arbeitspapier RRB HessenMobil

Breite m	Länge m	O gew. m ²	Tiefe m	V gew. m ³
8,00	27,00	216,00	1,00	216,00

Zum Vergleich $V_{\text{gew.}} 216,00 \text{ m}^3 > 10,00 \text{ m}^3$

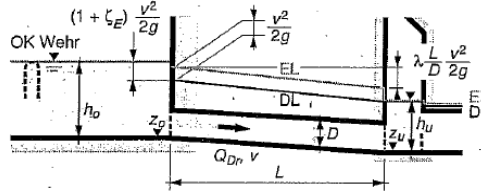
Ermittlung der max. Zulaufmenge zum RRB

gesucht Abflussleistung der kritischen Kanalhaltung bei Einstau bis GOK
Rechenansatz: Bernoulligleichung nach Q umgestellt (s. DWA A 111)

$$Q = \frac{D^2}{4} \cdot \pi \cdot \sqrt{2g \frac{h_o - h_u}{1 + \xi + \lambda \cdot \frac{L}{D}}}$$

λ = Widerstandsbeiwert

$\xi = 0,45$ (Einlaufverlust)



DN	h _o	h _u	λ	ξ	L	Q
[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[m ³ /s]

1. Rechengang mit λ (Schätzwert) = 0,02

0,60 231,30 229,59 0,020 0,45 7,41 1,257

2. Rechengang mit λ (Realwert)

0,60 231,30 229,59 0,026 0,45 7,41 1,232

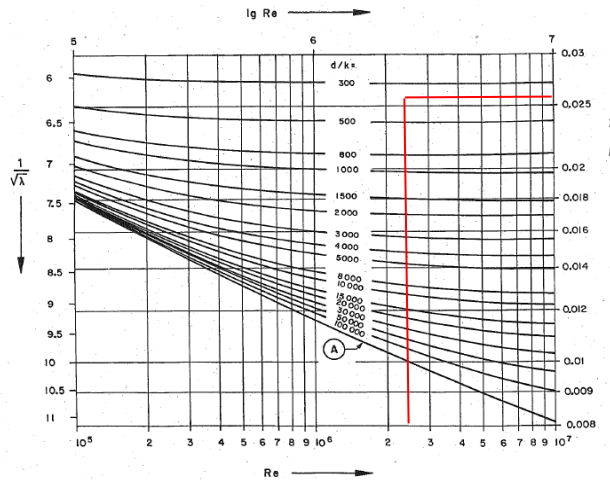
Kontrolle λ Wert (rot)

$Re = v \cdot 4rhy / \nu$ (λ aus dem Moody Diagramm)

k Wert gewählt 1,50 mm Berücksichtigung von Einzelverluste in den Schachtbauwerken

h_o - Einstauhöhe im Zulaufkanal

h_u - Einstauhöhe Überfallschwelle (Absetzbecken)



Q	A	v	v	4 rhy	Re	k	d/k	λ
[m ³ /s]	[m ²]	[m/s]	[m ² /s]	[m]	[-]	[mm]	[-]	[-]

1,26 0,28 4,45 1,31E-06 7,54 2,56E+07 1,50 400,00 0,026

Bemessung der Überlaufschwelle Notüberlauf

3.3.5 Wehre — Überfallwehr

3.3.5.1 Vollkommener Überfall

Kriterium. Durchfluß mit Fließwechsel, d. h. der UW-Stand beeinflusst den OW-Stand nicht. Das ist immer der Fall, wenn das Unterwasser tiefer als die Wehrkrone steht (s. a. Abschn. 3.5.2).

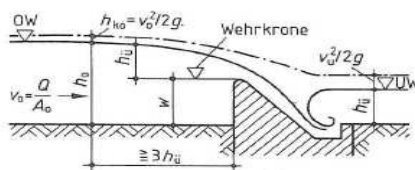


Bild 33 Vollkommener Überfall

Bei rechteckigen Durchflußquerschnitten gilt Gl. (34) für $v_0 \leq 1,0$ m/s bzw. Gl. (35).

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h_u^{3/2} \text{ in m}^3/\text{s} \quad (34) \text{ nach Poleni}$$

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [(h_{ueh} + h_{k0})^{3/2} - h_{k0}^{3/2}] \text{ in m}^3/\text{s für } v_0 > 1,0 \text{ m/s} \quad (35)$$



breit,
scharfkantig,
waagrecht
 $\mu = 0,49$
bis 0,51



breit
waagrecht,
Kanten
abgerundet
 $\mu = 0,50$ bis 0,55



scherfkantig,
schräg
(s. 3.3.5.4)
Überfallmes-
sung) $\mu = 0,64$



gut
abgerundeter
Querschnitt
 $\mu = 0,73$
bis 0,75



dachförmig,
gut
abgerundet,
 $\mu < 0,79$

$$Q_u = 2/3 * \mu * l_u * (2 * g)^{0,5} * h_u^{1,5}$$

Q_u (m ³ /s)	μ	$(2 * g)^{0,5}$	h_u (m)	$h_u^{1,5}$	l_u (m)
------------------------------	-------	-----------------	--------------	-------------	--------------

Schwelle Notüberlauf (gewählt Edelstahlschwelle gut abgerundet)

1,112 0,73 4,43 0,22 0,10 5

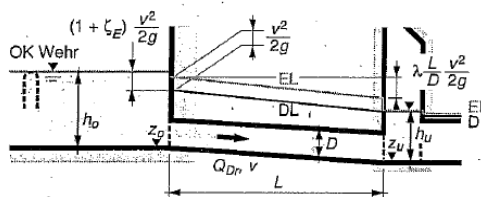
1.097 l/s = max. Zulaufmenge 1.232 l/s - Drosselwassermenge 135 l/s

Ermittlung der Einstauhöhe im Rückhaltebecken beim maximalen Zulauf - 1.232 l/s s. oben

Rechenansatz: Bernoulligleichung nach Q umgestellt (s. DWA A 111)

$$Q = \frac{D^2}{4} \cdot \pi \cdot \sqrt{2g \frac{h_o - h_u}{1 + \xi + \lambda \frac{L}{D}}}$$

λ (Widerstandsbeiwert)
ξ = 0,45 (Einlaufverlust)
h_o + h_u Absoluthöhen



DN	h _o	h _u	λ	ξ	L	Q
[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[m ³ /s]

1. Rechengang mit λ (Schätzwert) gewählt 0,02

1,00	230,77	230,57	0,020	0,45	5,00	1,249
------	--------	--------	-------	------	------	-------

2. Rechengang mit λ (Realwert)

1,00	230,76	230,57	0,013	0,45	5,00	1,231
------	--------	--------	-------	------	------	-------

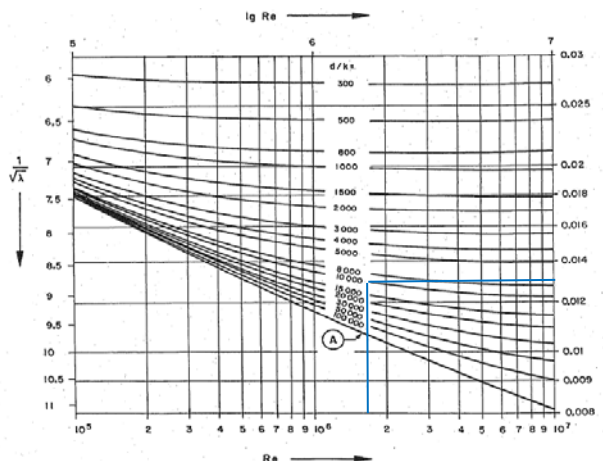
Kontrolle λ Wert (blau)

Re = v * 4rhy / ν (λ aus dem Moody Diagramm)

k Wert gewählt 0,10 mm -> Berücksichtigung von Einzelverluste an den Rohrverbindungen

h_o - Einstauhöhe im RRB

h_u - Einstauhöhe Überfallschwelle (Drosselschacht)



Q	A	v	v	4 rhy	Re	k	d/k	λ
[m ³ /s]	[m ²]	[m/s]	[m ² /s]	[m]	[-]	[mm]	[-]	[-]

1,25	0,79	1,59	1,31E-06	12,56	1,53E+07	0,10	10.000,00	0,013
------	------	------	----------	-------	----------	------	-----------	-------