



HYDRAULISCHE BERECHNUNG GENEHMIGUNGSPLANUNG

Erschließung Neubaugebiet „Süd X“ in der
Ortsgemeinde Göllheim
Entwässerungsplanung
- Verbandsgemeindewerke Göllheim -

Projekt Nr.: 21263
Datum: 10.02.2022
Ort: Kaiserslautern
Version: 1


**INHALTS
VERZEICHNIS**

1. VERANLASSUNG	3
2. BEMESSUNGSGRUNDLAGEN	3
3. SCHMUTZWASSERKANALISATION	3
3.1 Nachweis der geplanten Schmutzwasserkanalisation	4
4. OBERFLÄCHENENTWÄSSERUNG	5
4.1 Zielgrösse	5
4.2 Vorgaben zur Niederschlagsbelastung	5
4.3 Oberflächenabfluss	5
5. NACHWEIS DER GEPLANTEN REGENWASSERKANALISATION	7
6. REGENRÜCKHALTEBECKEN NEUBAUGEBIET	7
6.1 Volumenermittlung des Regenrückhaltebeckens gemäss DWA-Arbeitsblatt A 117	7
6.2 Drosselschacht	9
6.2.1 Nachweis der Hochwasserentlastung am Drosselschacht	9
6.2.2 Nachweis der Ablaufleitung	10
7. REGENRÜCKHALTEBECKEN AUSSENEINZUGSGEBIET	10
7.1 Volumenermittlung des Regenrückhaltebeckens gemäss DWA-Arbeitsblatt A 117	10
7.2 Drosselschacht	12
7.2.1 Nachweis der Hochwasserentlastung am Drosselschacht	12
7.2.2 Nachweis der Ablaufleitung	12
8. NACHWEIS DES TRANSPORTKANALS ZUM KÖNIGSGRABEN	13
9. AUSWIRKUNGEN AUF DAS VORHANDENE RÜCKHALTESYSTEM IM KÖNIGSGRABEN	14
10. NACHWEIS ZUR REGENWASSERBEHANDLUNG	14
10.1 Bewertung des Behandlungsbedarfs gemäss DWA-Arbeitsblatt A 102-2	14

ANLAGEN

1	KOSTRA-Tabelle des DWD
2	Auszug aus Plangenehmigung nach § 31 WHG für NBG „Süd VIII“
3	Auszug aus Genehmigungsplanung für das NBG „Süd IX“

1. VERANLASSUNG

In der hydraulischen Berechnung für die Entwässerung der geplanten Grundstücke im Baugebiet „Süd X“ sind die Schmutzwassermengen zu ermitteln, die Nachweise für die Oberflächenentwässerung zu führen sowie die Erfordernis einer Regenwasserbehandlung festzustellen.

2. BEMESSUNGSGRUNDLAGEN

Die an den verschiedenen Punkten anfallenden Wassermengen wurden unter Verwendung des DWA-Arbeitsblatts A 118 (März 2006) ermittelt.

Der Volumennachweis des Regenrückhaltebeckens erfolgt mittels DWA-Arbeitsblatt A 117, die Feststellung der Erfordernis einer Regenwasserbehandlung mittels DWA-Arbeitsblatt A 102-2.

3. SCHMUTZWASSERKANALISATION

Der Gesamtabfluss Q_{ges} der Schmutzwasserkanalisation setzt sich entsprechend DWA-Arbeitsblatt A 118 wie folgt zusammen:

$$Q_{\text{ges}} = Q_t + Q_{r,T} \quad [l/s]$$

mit Q_t = Trockenwetterabfluss aus $Q_t = Q_h + Q_f$

$Q_{r,T}$ = zufließendes Oberflächenwasser (z. B. über Schachtabdeckungen)

Im Bebauungsplan ist ein allgemeines Wohngebiet mit 47 Grundstücken vorgesehen.

Zur Berechnung der maximalen häuslichen Schmutzwassermenge werden pro Grundstück 1 Wohneinheit mit durchschnittlich 4 Einwohnern angesetzt.

⇒ $47 \times 4 \text{ E} = 188 \text{ Einwohner}$ → gewählt 200 Einwohner

Der Schmutzwasseranfall des häuslichen Schmutzwassers wird als stündlicher Spitzenwert mit $q_h = 4,0 \text{ l/(s} \times 1.000 \text{ E)}$ angesetzt, so dass sich der Trockenwetterabfluss für 200 E errechnet zu:

$$\begin{aligned} Q_h &= 200 \text{ E} \times 4,0 \text{ l/(s} \times 1.000 \text{ E)} \\ &= 0,80 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Der Fremdwasseranteil bei Trockenwetter Q_f wird in Abhängigkeit der Einzugsgebietsfläche A_{EK} ermittelt. Die Fremdwasserspense q_f wird nach DWA-Arbeitsblatt A 118 mit $0,15 \text{ l/(s x ha)}$ festgesetzt.

Daraus folgt:

$$\begin{aligned} Q_f &= q_f \times A_{EK} \\ &= 0,15 \times 3,4 \\ &= 0,51 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Abschließend muss der Fremdwasseranteil bei Regenwetter ermittelt werden. Die Fremdwasserspense für Regenabfluss im Schmutzwasserkanal $q_{r,T}$ wird mit $0,4 \text{ l/(s x ha)}$ gewählt.

$$\begin{aligned} Q_{r,T} &= q_{r,T} \times A_{EK} \\ &= 0,4 \times 3,4 \\ &= 1,36 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Der gesamte Schmutzwasserabfluss errechnet sich zu:

$$\begin{aligned} Q_{ges} &= Q_h + Q_f + Q_{r,T} \\ &= 0,80 + 0,51 + 1,36 \\ &= 2,67 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Der Spitzenabfluss aus dem Baugebiet wurde mit $Q = \text{rd. } 2,7 \text{ l/s}$ errechnet.

3.1 NACHWEIS DER GEPLANTEN SCHMUTZWASSERKANALISATION

Für die Schmutzwasserkanalisation wird gemäß DWA-Arbeitsblatt A 118 ein Mindestrohrleitungsdurchmesser von DN 250 gewählt. Das Minimalgefälle beträgt $6,9 \text{ ‰}$.

Tabelle 1: Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Schmutzwasserkanalisation gemäß DWA-Arbeitsblatt A 110

	Parameter	Kürzel	Wert	Einheit
Gegeben	Rohrquerschnitt	DN	250	[mm]
	Betriebsrauigkeit	k_b	1,5	[mm]
	Gefälle	I_s	6,9	[‰]
Berechnung	Prandtl-Colebrook			
	max. Abflussvermögen	Q_{voll}	50,1	[l/s]
	Abflussgeschw. Vollfüllung	v_{voll}	1,02	[m/s]
	Abfluss Kanal	Q_{ab}	2,7	[l/s]
	Teilfüllungsgrad	Q_{ab}/Q_{voll}	0,054	-
	Geschw.-Verhältnis	v_{Teil}/v_{voll}	0,548	-
	Abflussgeschw. Teilfüllung	v_{Teil}	0,56	[m/s]

4. OBERFLÄCHENENTWÄSSERUNG

Zur Bemessung eines Entwässerungssystems wird das Fließzeitverfahren unter Ansatz eines Blockregens gewählt.

4.1 ZIELGRÖSSE

Unter Verwendung des DWA-Arbeitsblattes 118 (März 2006), in dem die Anforderungen der EN 752 integriert sind, muss in einem ersten Schritt die Häufigkeit des Bemessungsregens in Abhängigkeit zum Ort festgelegt werden. Für die Neuplanung eines Wohngebiets wird für die Dimensionierung einer Regenwasserkanalisation eine Häufigkeit des Bemessungsregens von einmal in 2 Jahren ($n = 0,5$) empfohlen (DWA-Arbeitsblatt A 118, Tabelle 2, Seite 14).

4.2 VORGABEN ZUR NIEDERSCHLAGSBELASTUNG

In Abhängigkeit von Gefälle und Befestigungsgrad ist für das Neubaugebiet die kürzeste Regendauer zu wählen. Sie wird gemäß DWA-Arbeitsblatt A 118, Tabelle 4, Seite 16, mit $D = 10$ Min. gewählt.

Die Regenspenden für die Regendauer von 10 Minuten bei der Wiederkehrzeit T von 2 Jahren werden mit Hilfe des KOSTRA-Atlas des DWD ermittelt:

$$r_{10, n=0,5} = 178,3 \text{ l/(s x ha)} \quad \text{für } T = 2 \text{ (Nachweis Regenwasserkanalisation)}$$

Die Niederschlagshöhen für das aus dem KOSTRA-Atlas ausgewählte Rasterfeld 73/18, dem die Ortsgemeinde Göllheim zugeordnet wird, sind in Anlage 1 ersichtlich.

4.3 OBERFLÄCHENABFLUSS

Die Wahl des Spitzenabflussbeiwertes ψ_s erfolgt nach Tabelle 6, Seite 19, des DWA-Arbeitsblattes A 118 in Abhängigkeit von Geländeneigung und Befestigungsgrad.

Die mittlere Geländeneigung liegt zwischen 4 und 10 %, so dass das Plangebiet in die Neigungsgruppe 3 einzuordnen ist.

Ein Teil der Fahrbahn im Einmündungsbereich der Landesstraße L 449 entwässert in die Regenwasserkanalisation des Neubaugebietes.

Die resultierenden Abflüsse der einzelnen Teilflächen sind in Tabelle 2 aufgelistet.

Tabelle 2: Einzugsgebiete der Oberflächenentwässerung und Bemessungsabfluss

Fläche	A	Bef.-	ψ_m	Au	$Q_{r10,n=0,5}$
	[m ²]	grad		[m ²]	[l/s]
1	702	0,45	0,52	365	6,5
2	668	0,45	0,52	347	6,2
V1	423	0,88	0,80	338	6,0
Su 1-V1					18,7
3	1.391	0,45	0,52	723	12,9
4	891	0,45	0,52	463	8,3
V2	579	0,88	0,80	463	8,3
Su 1-V2					48,2
5	972	0,45	0,52	505	9,0
6	755	0,45	0,52	393	7,0
V3	484	0,88	0,80	387	6,9
Su 1-V3					71,1
7	637	0,45	0,52	331	5,9
7a	99	0,75	0,75	74	1,3
Q _{dr} RRB					0,7
HW-Entl RRB					30,0
8	1.390	0,45	0,52	723	12,9
9	1.737	0,45	0,52	903	16,1
10	44	75,00	0,75	33	0,6
V4	750	0,88	0,80	600	10,7
Su1-V4					149,3
11	4.770	0,45	0,52	2.480	44,2
V5	784	0,75	0,75	588	10,5
Su 11-V5					54,7
12	1.450	0,45	0,52	754	13,4
13	1.230	0,45	0,52	640	11,4
V6	625	0,88	0,80	500	8,9
Su 11-V6					88,5
14	3.310	0,40	0,48	1.589	28,3
15	545	0,40	0,48	262	4,7
16	506	0,45	0,52	263	4,7
V7	1.623	0,90	0,87	1.412	25,2
Su 14-V7					62,9
17	375	0,45	0,52	195	3,5
18	518	0,45	0,52	269	4,8
V8	385	0,93	0,88	339	6,0
Su 11-V8					165,7
19	1.555	0,45	0,52	809	14,4
20	513	0,45	0,52	267	4,8
V9	525	0,75	0,75	394	7,0
Su 19-V9					26,2
21	242	0,45	0,52	126	2,2
V10	317	0,93	0,88	279	5,0
Su 11-V10					199,1
22	516	0,60	0,63	325	5,8
23	1.675	0,45	0,52	871	15,5
V11	530	0,75	0,75	398	7,1
Su 22-V11					28,4
24	370	0,45	0,52	192	3,4
V12	290	0,93	0,88	255	4,6
Su 11-V12					235,5
V13	308	0,93	0,88	271	4,8
Su1-V4					149,3
Su 1-V13	34.484			20.127	389,6

= 2,01 ha

- A = kanalisiertes Einzugsgebiet
 ψ_m = mittlerer Abflussbeiwert gemäß DWA-Arbeitsblatt A 138
 Au = abflusswirksamer Anteil des Einzugsgebietes
 $Q_{r10,n=0,2}$ = Oberflächenabfluss aus dem Einzugsgebiet unter Ansatz des Bemessungsregens

5. NACHWEIS DER GEPLANTEN REGENWASSERKANALISATION

Für die Regenwasserkanalisation wird gemäß DWA-Arbeitsblatt A 118 ein Mindestrohrleitungsdurchmesser von DN 300 gewählt. Für die Bemessung der Kanalabschnitte wurde das jeweils kleinste Gefälle gewählt.

Tabelle 3: Nachweis der Kanalabschnitte

Haltung	I	DN	Q _{voll}	v _{voll}	Zufluss	Summe	Auslastung
	[%]	[mm]	[l/s]	[m/s]	EZG-Nr.	Zuflüsse	[%]
R15-R14	6,6	300	79,5	1,12	1-V1	18,7	24
R14-R13	24,5	300	153,6	2,17	1-V2	48,2	31
R13-R10	32,5	300	177,0	2,50	1-V3	71,1	40
R10-R02	32,4	300	176,7	2,50	1-V4	149,3	84
R30-R26	13,3	300	113,0	1,60	11-V5	54,7	48
R26-R06	25,0	300	155,2	2,20	11-V6	88,5	57
R07-R06	45,6	300	209,7	2,97	14-V7	62,9	30
R06-R05	17,7	400	279,7	2,23	11-V8	165,7	59
R23-R05	26,7	300	160,4	2,27	19-V9	26,2	16
R05-R04	12,7	400	236,8	1,88	11-V10	199,1	84
R20-R04	15,0	300	120,1	1,70	22-V11	28,4	24
R04-R02	5,5	500	280,7	1,43	11-V12	235,5	84
R02-Ausl-01	5,5	600	454,4	1,61	1-V13	389,6	86

6. REGENRÜCKHALTEBECKEN NEUBAUGEBIET

6.1 VOLUMENERMITTLUNG DES REGENRÜCKHALTEBECKENS GEMÄSS DWA-ARBEITSBLATT A 117

Maßgeblich für die Bemessung eines Regenrückhaltebeckens ist die abflusswirksame Fläche A_u aus dem zu entwässernden Gebiet. Diese beträgt 2,01 ha (vgl. Tabelle 2).

Vorgaben für die Bemessung sind ein Rückhalt für ein 50jähriges Regenereignis bei einer Entleerungsdauer von ca. 48 Stunden.

Hinweis: Analog zu vorausgegangenen Nachweisen vergleichbarer Maßnahmen für Rückhaltevolumina für 50jährige Regenereignisse wurde hier das vereinfachte Berechnungsverfahren verwendet, obwohl dieses außerhalb des Anwendungsbereiches ($n \geq 0,1$) liegt.

Vorgegebene Bemessungskennwerte:						
Einzugsgebiet des RRB:						
Kanalisiertes Einzugsgebietes $A_{E,k}$:						3,44 ha
Befestigte Fläche A_{red} :						1,87 ha
Undurchlässige Fläche A_u :						2,01 ha
Fließzeit t_f :						10 min
Trockenwetterabfluß Q_{t24} :						0,00 l/s
Volumen eines vorgeschalteten, entlastenden Beckens:						0 m ³
Drosselabflüsse:						
Maximaler Drosselabfluß $Q_{dr,RRB,max}$:						0,0 l/s
Minimaler Drosselabfluß $Q_{dr,RRB,min}$:						0,0 l/s
Mittlerer Drosselabfluß $Q_{dr,RRB}$:						7,4 l/s
Drosselabfluss des oberhalb entlastenden RÜB $Q_{dr,RÜB}$:				entfällt		l/s
Drosselabflußspende RRB $q_{dr,r,u,RRB} = (Q_{dr,RÜB} - Q_{t24} - Q_{dr,v}) / A_u$						3,68 l/(s*ha)
Summe Drosselzuflüsse aus oberhalb liegenden Becken $Q_{dr,v}$:						0,0 l/s
Regenanteil des Drosselabflusses (RÜB) $Q_{dr,r,u,RÜB} = Q_{dr,RÜB} - Q_{t24} - Q_{dr,v}$:						0,0 l/s
Drosselabflußspende (RÜB) $q_{dr,r,u,RÜB} = Q_{dr,r,u,RÜB} / A_u$:				entfällt		0,00 l/(s*ha)
maßgebliche Drosselabflußspende $q_{dr,r,u} = q_{dr,r,u,RÜB} + q_{dr,r,u,RRB}$:						3,68 l/(s*ha)
Bemessungsgrößen:						
Wiederkehrzeit T:						50,0 a
Niederschlagshäufigkeit n :			n<0,1 nicht zulässig			0,05 1/a
Hilfswert f_1 zur Ermittlung von f_a :						0,996
Abminderungsfaktor f_a (Gültigkeitsbereich gem. Anhang 2, A117, sonst $f_a=1$):						1,000
Gewählter Zuschlagsfaktor f_z (1,10:hohes Risiko; 1,20: geringes Risiko):						1,20
D	$hN(D,n=0,05)$	Regen-spende $r(D,n=0,05)$	Drossel-abflußspende $q_{dr,r,u}$	$rD,n - q_{dr,r,u}$	Fülldauer RÜB (oberhalb) $D_{RÜB}$	spez. Speicher volumen $V_{s,u}(D)$
	[mm]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[l/(s*ha)]	[min]	[m ³ /ha]
5 min	15,7	523,3	3,7	519,6	0,0	187
10 min	22,2	370,0	3,7	366,3	0,0	264
15 min	26,7	296,7	3,7	293,0	0,0	316
20 min	30,2	251,7	3,7	248,0	0,0	357
30 min	35,5	197,2	3,7	193,5	0,0	418
45 min	41,2	152,6	3,7	148,9	0,0	482
60 min	45,5	126,4	3,7	122,7	0,0	530
90 min	48,6	90,0	3,7	86,3	0,0	559
2 h	50,9	70,7	3,7	67,0	0,0	579
3 h	54,3	50,3	3,7	46,6	0,0	604
4 h	56,9	39,5	3,7	35,8	0,0	619
6 h	60,8	28,1	3,7	24,4	0,0	633
9 h	65,0	20,1	3,7	16,4	0,0	638
12 h	68,1	15,8	3,7	12,1	0,0	628
18 h	72,8	11,2	3,7	7,5	0,0	585
24 h	76,3	8,8	3,7	5,1	0,0	531
48 h	84,7	4,9	3,7	1,2	0,0	253
72 h	90,4	3,5	3,7	-0,2	0,0	-56
Erforderliches spezifisches Volumen $MAX(V_{s,u}(D)) = MAX((D - D_{RÜB}) * (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) * f_a * f_z * 0,06) =$						638
Erforderliches Rückhaltevolumen:				V (fz=1,2;n=0,05)=	1.290 m³	
Entleerungsdauer:				te (fz=1,2;n=0,05) =	48,4 h	

→ das Regenrückhaltebecken muss mit einem Rückhaltevolumen von mindestens 1.290 m³ hergestellt werden, um ein 50jähriges Regenereignis zurückhalten zu können.

6.2 DROSSELSCHACHT

Der Drosselschacht dient sowohl der verzögerten Entleerung des Regenrückhaltebeckens als auch der Hochwasserentlastung.

Die Drosselung des Abflusses auf 7,4 l/s erfolgt über ein vertikales Wirbelventil. Bei einem Einstau im Becken über 80 cm läuft das Wasser über die Überlaufschwelle und entlastet somit das Becken. Die Ablaufleitung hat einen Durchmesser DN 400.

6.2.1 NACHWEIS DER HOCHWASSERENTLASTUNG AM DROSSELSCHACHT

Geplante Breite der Überlaufschwelle im Drosselschacht = 1,50 m

Maximale Überfallwassermenge gemäß Tabelle 2 für $T = 2a$ bzw. $n = 0,5$
 (Annahme: auf ein gefülltes System trifft ein weiteres 2jähriges Regenereignis):

$$Q_{r10,n=0,5} = A_u \times r_{10,n=0,5} = 2,01 \times 178,3 = \text{rd. } 358 \text{ l/s}$$

Überfallhöhe

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 \times Q}{2 \times \mu \times b \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{2/3} \text{ [m]}$$

mit $Q = 0,358 \text{ m}^3$

$$\mu = 0,5$$

$$b = 1,50 \text{ m}$$

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 \times 0,358}{2 \times 0,5 \times 1,5 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{2/3}$$

$$h_{\ddot{u}} = 0,30 \text{ m}$$

Wsp (Vollfüllung) = 258,72 müNN

Überfall = 0.30 m

= 259,03 müNN

OK Damm = 259,80 müNN

Freibord = 77 cm

6.2.2 NACHWEIS DER ABLAUFLEITUNG

Die Rohrleitung DN 400 aus dem Drosselschacht mit Anschluss an den weiterführenden Kanal DN 700 muss im Entlastungsfall Drosselabfluss und Entlastungswassermenge ableiten können:

$$\begin{aligned}
 Q_{ab} &= Q_{dr} + Q_{r10,n=0,5} \quad [l/s] \\
 &= 7,4 + 358 \\
 &= \text{rd. } 365 \text{ l/s}
 \end{aligned}$$

Tabelle 3: Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Ablaufleitung gemäß DWA-Arbeitsblatt A 110

	Parameter	Kürzel	Wert	Einheit
Gegeben	Rohrquerschnitt	DN	400	[mm]
	Betriebsrauigkeit	k_b	1,5	[mm]
	Gefälle	I_s	40,0	[‰]
Berechnung	Prandtl-Colebrook			
	max. Abflussvermögen	Q_{voll}	420,9	[l/s]
	Abflussgeschw. Vollfüllung	v_{voll}	3,35	[m/s]
	Abfluss Kanal	Q_{ab}	365,0	[l/s]
	Teilfüllungsgrad	Q_{ab}/Q_{voll}	0,867	-
	Geschw.-Verhältnis	v_{Teil}/v_{voll}	1,118	-
	Abflussgeschw. Teilfüllung	v_{Teil}	3,75	[m/s]

Der Nachweis der bestehenden Anschlusskanalisation wird in Kapitel 8 geführt.

7. REGENRÜCKHALTEBECKEN AUSSENEINZUGSGEBIET

7.1 VOLUMENERMITTLUNG DES REGENRÜCKHALTEBECKENS GEMÄSS DWA-ARBEITSBLATT A 117

Maßgeblich für die Bemessung eines Regenrückhaltebeckens ist die abflusswirksame Fläche A_u aus dem zu entwässernden Gebiet. Diese beträgt $A \times \psi = 0,8 \text{ ha} \times 0,2 = 0,16 \text{ ha}$ (vgl. Plan 04-SEW-LP-001).

Vorgaben für die Bemessung sind ein Rückhalt für ein 100jähriges Regenereignis bei einer Entleerungsdauer von ca. 48 Stunden.

Hinweis: Analog zu vorausgegangenen Nachweisen vergleichbarer Maßnahmen für Rückhaltvolumina für 100jährliche Regenereignisse wurde hier das vereinfachte Berechnungsverfahren verwendet, obwohl dieses außerhalb des Anwendungsbereiches ($n \geq 0,1$) liegt.

Vorgegebene Bemessungskennwerte:						
Einzugsgebiet des RRB:						
Kanalisiertes Einzugsgebietes $A_{E,k}$:					0,80	ha
Befestigte Fläche A_{red} :					0,16	ha
Undurchlässige Fläche A_u :					0,16	ha
Fließzeit t_f :					10	min
Trockenwetterabfluß Q_{24} :					0,00	l/s
Volumen eines vorgeschalteten, entlastenden Beckens:					0	m ³
Drosselabflüsse:						
Maximaler Drosselabfluß $Q_{dr,RRB,max}$:					0,0	l/s
Minimaler Drosselabfluß $Q_{dr,RRB,min}$:					0,0	l/s
Mittlerer Drosselabfluß $Q_{dr,RRB}$:					0,7	l/s
Drosselabfluss des oberhalb entlastenden RÜB $Q_{dr,RÜB}$:				entfällt		l/s
Drosselabflußspende RRB $q_{dr,u,RRB} = (Q_{dr,RÜB} - Q_{24} - Q_{dr,v}) / A_u$					4,38	l/(s*ha)
Summe Drosselzuflüsse aus oberhalb liegenden Becken $Q_{dr,v}$:					0,0	l/s
Regenanteil des Drosselabflusses (RÜB) $Q_{dr,r,u,RÜB} = Q_{dr,RÜB} - Q_{24} - Q_{dr,v}$:					0,0	l/s
Drosselabflußspende (RÜB) $q_{dr,r,u,RÜB} = Q_{dr,r,u,RÜB} / A_u$:				entfällt	0,00	l/(s*ha)
maßgebliche Drosselabflußspende $q_{dr,r,u} = q_{dr,r,u,RÜB} + q_{dr,r,u,RRB}$:					4,38	l/(s*ha)
Bemessungsgrößen:						
Wiederkehrzeit T:					100,0	a
Niederschlagshäufigkeit n :		n < 0,1 nicht zulässig			0,05	1/a
Hilfswert f_1 zur Ermittlung von f_a :					0,995	
Abminderungsfaktor f_a (Gültigkeitsbereich gem. Anhang 2, A117, sonst $f_a=1$):					1,000	
Gewählter Zuschlagsfaktor f_z (1,10: hohes Risiko; 1,20: geringes Risiko):					1,20	
D	$hN(D,n=0,05)$	Regen-spende $r(D,n=0,05)$	Drossel-abflußspende $q_{dr,r,u}$	$rD,n - q_{dr,r,u}$	Fülldauer RÜB (oberhalb) $D_{RÜB}$	spez. Speicher-volumen $V_{s,u}(D)$
	[mm]	l/(s*ha)	l/(s*ha)	l/(s*ha)	[min]	m ³ /ha
5 min	17,5	583,3	4,4	578,9	0,0	208
10 min	24,7	411,7	4,4	407,3	0,0	293
15 min	29,7	330,0	4,4	325,6	0,0	352
20 min	33,6	280,0	4,4	275,6	0,0	397
30 min	39,5	219,4	4,4	215,0	0,0	464
45 min	45,9	170,0	4,4	165,6	0,0	537
60 min	50,8	141,1	4,4	136,7	0,0	591
90 min	54,2	100,4	4,4	96,0	0,0	622
2 h	56,7	78,8	4,4	74,4	0,0	643
3 h	60,4	55,9	4,4	51,5	0,0	668
4 h	63,3	44,0	4,4	39,6	0,0	685
6 h	67,5	31,3	4,4	26,9	0,0	698
9 h	72,0	22,2	4,4	17,8	0,0	693
12 h	75,5	17,5	4,4	13,1	0,0	680
18 h	80,6	12,4	4,4	8,0	0,0	624
24 h	84,4	9,8	4,4	5,4	0,0	562
48 h	93,0	5,4	4,4	1,0	0,0	213
72 h	98,8	3,8	4,4	-0,6	0,0	-179
Erforderliches spezifisches Volumen $MAX(V_{s,u}(D)) = MAX((D - D_{RÜB}) * (f_{D,n} - q_{dr,r,u}) * f_a * f_z * 0,06) =$						698
Erforderliches Rückhaltevolumen:				V (fz=1,2;n=0,05)=	120 m³	
Entleerungsdauer:				te (fz=1,2;n=0,05) =	47,6 h	

→ das Regenrückhaltebecken muss mit einem Rückhaltevolumen von mindestens 120 m³ hergestellt werden, um ein 100jähriges Regenereignis zurückhalten zu können. Das geplante Volumen beträgt ca. 130 m³.

7.2 DROSSELSCHACHT

Der Drosselschacht dient sowohl der verzögerten Entleerung des Regenrückhaltebeckens als auch der Hochwasserentlastung.

Die Drosselung des Abflusses auf 0,7 l/s erfolgt über ein vertikales Wirbelventil. Bei einem Einstau im Becken über 30 cm läuft das Wasser über die Überlaufschwelle und entlastet somit das Becken. Die Ablaufleitung hat einen Durchmesser DN 200. Der Anschluss erfolgt an die Regenwasserkanalisation des Neubaugebietes.

7.2.1 NACHWEIS DER HOCHWASSERENTLASTUNG AM DROSSELSCHACHT

Geplante Breite der Überlaufschwelle im Drosselschacht = 1,50 m

Maximale Überfallwassermenge gemäß Tabelle 2 für $T = 2a$ bzw. $n = 0,5$
 (Annahme: auf ein gefülltes System trifft ein weiteres 2-jährliches Regenereignis):

$$Q_{r10,n=0,5} = A_u \times r_{10,n=0,5} = 0,16 \times 178,3 = \text{rd. } 29 \text{ l/s}$$

Überfallhöhe

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 \times Q}{2 \times \mu \times b \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{2/3} \text{ [m]}$$

$$\text{mit } Q = 0,029 \text{ m}^3$$

$$\mu = 0,5$$

$$b = 1,50 \text{ m}$$

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 \times 0,029}{2 \times 0,5 \times 1,5 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{2/3}$$

$$h_{\ddot{u}} = 0,06 \text{ m}$$

Wsp (Vollfüllung)	=	265,65 müNN
Überfall	=	$\frac{0,06 \text{ m}}{}$
	=	265,71 müNN

OK Damm	=	266,15 müNN
Freibord	=	44 cm

7.2.2 NACHWEIS DER ABLAUFLEITUNG

Die Rohrleitung DN 300 aus dem Drosselschacht mit Anschluss an den weiterführenden Kanal im Neubaugebiet muss im Entlastungsfall Drosselabfluss und Entlastungswassermenge ableiten können:

$$\begin{aligned} Q_{ab} &= Q_{dr} + Q_{r10,n=0,5} \text{ [l/s]} \\ &= 0,7 + 29 \\ &= \text{rd. } 30 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Tabelle 5: Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Ablaufleitung gemäß DWA-Arbeitsblatt A 110

	Parameter	Kürzel	Wert	Einheit
Gegeben	Rohrquerschnitt	DN	300	[mm]
	Betriebsrauigkeit	k_b	1,5	[mm]
	Gefälle	l_s	167,5	[‰]
Berechnung	Prandtl-Colebrook			
	max. Abflussvermögen	Q_{voll}	402,4	[l/s]
	Abflussgeschw. Vollfüllung	v_{voll}	5,69	[m/s]
	Abfluss Kanal	Q_{ab}	30,0	[l/s]
	Teilfüllungsgrad	Q_{ab}/Q_{voll}	0,075	-
	Geschw.-Verhältnis	v_{Teil}/v_{voll}	0,599	-
	Abflussgeschw. Teilfüllung	v_{Teil}	3,41	[m/s]

Die Wassermenge ist in der Kanalbemessung für den weiterführenden Regenwasserkanal im Neubaugebiet mitberücksichtigt (vgl. Tabelle 2).

8. NACHWEIS DES TRANSPORTKANALS ZUM KÖNIGSGRABEN

Der vorhandene Transportkanal zum Königsgraben, an den die Baugebiete „Süd VIII, IX und X“ anschließen, hat einen Durchmesser von DN 700 und nach dem letzten Zufluss aus „Süd VIII“ ein Mindestgefälle von 12,6 ‰.

Die im Bescheid von 2012 genehmigte Einleitwassermenge aus den Gebieten „Süd VIII“ und „Süd IX“ beträgt $Q_{r10,n=0,5} = 277$ l/s.

Diese erhöht sich nun maximal um die Drosselwassermenge und die Überlaufwassermengen aus den beiden Regenüberlaufbecken des Neubaugebietes „Süd X“:

$$Q_{max} = Q_{r10,n=0,5,Süd VIII u. IX} + Q_{dr,NBG X} + Q_{Entl.,NBG X} + Q_{Entl.,AEZG X} = 277 + 7,4 + 358 + 30 = 672,4 \text{ l/s}$$

Tabelle 6: Nachweis des Transportkanals zum Königsgraben

	Parameter	Kürzel	Wert	Einheit
Gegeben	Rohrquerschnitt	DN	700	[mm]
	Betriebsrauigkeit	k_b	1,5	[mm]
	Gefälle	l_s	12,6	[‰]
Berechnung	Prandtl-Colebrook			
	max. Abflussvermögen	Q_{voll}	1034,2	[l/s]
	Abflussgeschw. Vollfüllung	v_{voll}	2,69	[m/s]
	Abfluss Kanal	Q_{ab}	673,0	[l/s]
	Teilfüllungsgrad	Q_{ab}/Q_{voll}	0,651	-
	Geschw.-Verhältnis	v_{Teil}/v_{voll}	1,061	-
	Abflussgeschw. Teilfüllung	v_{Teil}	2,85	[m/s]

→ die Ablauf- und Überlaufwassermengen aus allen drei Neubaugebieten können schadlos über den vorhandenen Transportkanal zum Königsgraben abgeleitet werden.

9. AUSWIRKUNGEN AUF DAS VORHANDENE RÜCKHALTESYSTEM IM KÖNIGSGRABEN

Die in der Plangenehmigung für „Süd VIII“ von 2002 ermittelte maximale Einleitwassermenge aus der Regenwasserkanalisation in den Zulaufgraben zur Mulde 1 (Einleitstelle 4) am Königsgaben beträgt $Q_{r10,n=0,5} = 683$ l/s (vgl. Anlage 2).

Die für das Gebiet „Süd X“ berechnete Einleitwassermenge wurde in der Planung für das Gebiet „Süd IX“ mit $Q_{r10,n=0,5} = 406$ l/s angesetzt (vgl. Anlage 3).

Die im Bescheid von 2012 genehmigte Einleitwassermenge aus den Gebieten „Süd VIII“ und „Süd IX“ beträgt $Q_{r10,n=0,5} = 277$ l/s.

Das Muldensystem wird im Ablauf der Mulde 1 über einen Dammschlitz auf 520 l/s gedrosselt (vgl. Anlage 2).

Die Einleitwassermenge erhöht sich durch den Anschluss der Drosselwassermenge aus dem geplanten Neubaugebiet „Süd X“ um 7,4 l/s auf rd. $Q_{r10,n=0,5} = 285$ l/s $< Q_{r10,n=0,5} = 683$ l/s.

Erst im Entlastungsfall werden $672,4$ l/s $< Q_{r10,n=0,5} = 683$ l/s der Mulde zugeleitet.

Da die Bemessung des Muldensystems unter Berücksichtigung einer weit höheren Einleitwassermenge erfolgte, kann davon ausgegangen werden, dass unter Ansatz der geplanten Einleitwassermenge keine Überlastung der Mulde 1 erfolgt und somit keine Anpassung der Drosselung im Ablauf erforderlich wird.

10. NACHWEIS ZUR REGENWASSERBEHANDLUNG

Der Nachweis erfolgt für das gesamte Gebiet, das an der Einleitstelle angeschlossen ist.

Tabelle 7: Zusammenstellung der Flächen aus dem Gesamtgebiet

NBG	Grundstücke A [m ²]	Straße A [m ²]	Grün A [m ²]	Agas A [m ²]
Süd VIII Teilgebiet	16.396	2.416	856	19.668
Süd IX	14.070	3.300	5.230	22.600
Süd X	22.767	7.743	3.855	34.365
Gesamt	53.233	13.459	9.941	76.633

10.1 BEWERTUNG DES BEHANDLUNGSBEDARFS GEMÄSS DWA-ARBEITSBLATT A 102-2

Gemäß dem DWA-Arbeitsblatt A 102-2 wird für die einzelnen Flächen der Stoffabtrag ermittelt. Anhand diesem wird geprüft, ob für das anfallende Niederschlagswasser eine weitergehende Behandlung erfolgen muss. Dazu muss geprüft werden, ob der flächenspezifische Stoffabtrag $b_{R,a,AFS63} \leq 280$ kg/(ha*a) ist. Anhand der nachfolgenden Tabelle 8 sind die einzelnen Teilflächen der jeweiligen Kategorie zugeordnet.

Tabelle 8: Zusammenstellung der Flächen nach DWA-Arbeitsblatt A 102-2

Regenspende: r15, n=0,5 = 145,6 l/(s x ha)									
Fläche	AE,k [m²]	Bef.grad	AE,b [ha]	fD	Ab,a [ha]	Qab [l/s]	b _{R,a,AFS63}	Kategorie	B _{R,a,AFS63}
Grundstücksflächen/ Privatfläche	53.233								
Dachfläche (40% Privatfläche)	21.293	1,0	2,129	1,0	2,129	310,0	280	I	596,21
Hofflächen/Zufahrten (20% Privat)	10.647	1,0	1,065	1,0	1,065	155,0	280	I	298,10
Grünflächen (40% Privatfläche)	21.293	0,0	0,000	0,0	0,000	0,0	280	I	0,00
sonstige Grünflächen	9.941	1,0	0,994	0,0	0,000	0,0	280	I	0,00
Verkehrsfläche (asphaltiert)	1.334	1,0	0,133	1,0	0,133	19,4	280	I	37,35
Mischfläche (gepflastert)	12.125	1,0	1,213	0,9	1,091	158,9	280	I	305,55
Summe	76.633		5,534		4,419	643,4			1237,22

- A_{E,k} = kanalisiertes Einzugsgebiet
 f_D = Abminderungswert gemäß DWA-Arbeitsblatt A 102-2
 A_{b,a} = befestigte angeschlossene Fläche des Einzugsgebiets
 b_{R,a,AFS63} = flächenspezifischer jährlicher Stoffaustrag für AFS63 der Belastungskategorien I bis III
 B_{R,a,AFS63} = Stoffabtrag der Teilfläche

Der Stoffabtrag für das betrachtete Neubaugebiet beträgt 1237,22 kg/a. Der flächenspezifische Stoffabtrag in kg/(ha*a) ermittelt sich wie folgt:

$$b_{R,a,AFS63} = \frac{B_{R,a,AFS63}}{A_{b,a}} \text{ in kg/(ha * a)}$$

$$b_{R,a,AFS63} = \frac{1237,22}{4,419}$$

$$b_{R,a,AFS63} = 280 \text{ kg/(ha * a)}$$

⇒ Ergebnis: b_{R,a,AFS63} = 280 kg/(ha*a) ≤ 280 kg/(ha*a) → kein Behandlungsbedarf

gesehen:

aufgestellt:

i. V. Dipl.-Ing. (FH) Christoph Jung
 Tel.: +49 631 41552-100

i. A. Anja Berberich
 Tel.: +49 631 41552-161

für den Auftraggeber:

(Verbandsgemeindewerke Göllheim)