

GEMEINDE HAFENLOHR
OT WINDHEIM



ERSCHLIESSUNG DES BAUGEBIETES
"Am Schleifrain"

ERLÄUTERUNGSBERICHT

aufgestellt: Seite 1 mit 19, Fi.

Marktheidenfeld, den 25.06.2025

Vorhabensträger:

Gmde. Hafenlohr, den


TIEFBAUTECHNISCHES BÜRO
BREUNIG • RUESS • SCHEBLER
1. Etage, Brückenstraße 2
97828 MARKTHEIDENFELD
(Entwurfsverfasser)

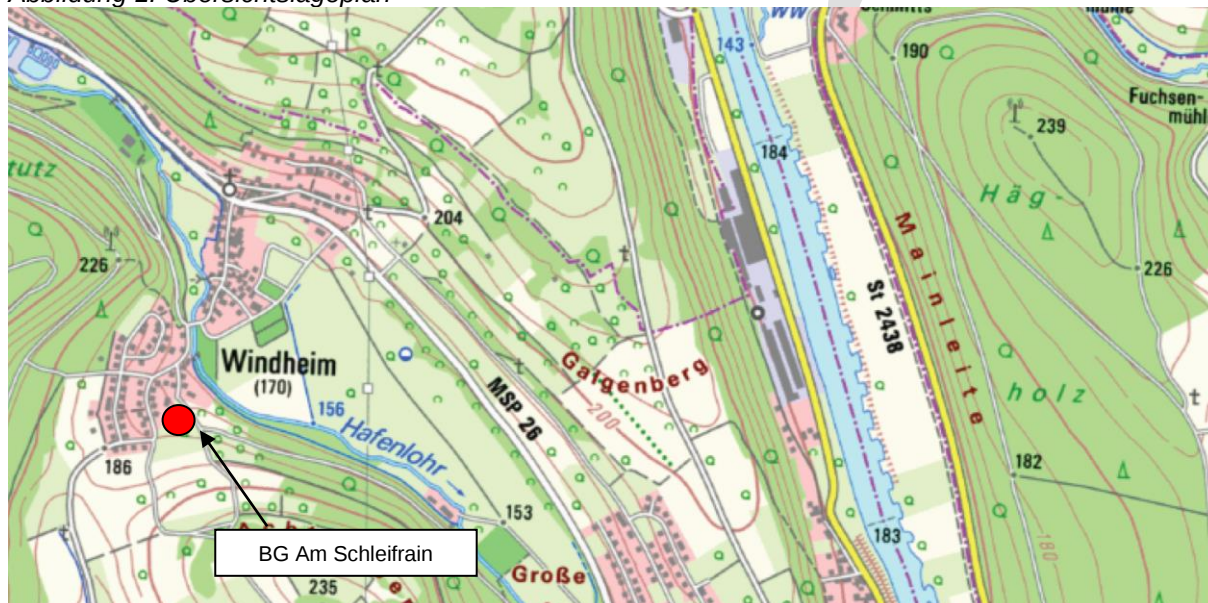
1. Unternehmensträger

Unternehmensträger für die geplanten Maßnahmen ist die Gemeinde Hafenlohr.

2. Geplantes Vorhaben

Die Gemeinde Hafenlohr plant die Ausweisung des Baugebietes „Am Schleifrain“ mit einer Größe von 1,34 ha. Die Baugebieterserschließung grenzt östlich an das vorhandene Baugebiet Schmalzäcker an. Die angrenzenden Flächen im Süden und Osten werden landwirtschaftlich genutzt. Aufgrund der geplanten Entwässerung im Trennsystem, ist eine wasserrechtliche Genehmigung zur Ableitung des Oberflächenwassers erforderlich.

Abbildung 1: Übersichtslageplan



3. Grundlagen

1. Bebauungsplan mit integriertem Grünordnungsplan und Entwässerungskonzept „Am Schleifrain“, aufgestellt vom Architekturbüro bma, Rothenfels am 17.07.2023.
2. Geotechnischer Bericht GGC mbH, Aschaffenburg Obernau mit Datum vom 05.02.2020
3. BATV-Arbeitsblätter A 102, A 110, A 111, A 112, A 117, A 118, A 121, A 128, A 138 A 166 und ATV-Merkblatt M 153
4. KOSTRA Starkniederschläge 2020
5. Vorbemessung RRB im April/Mai 2021 mit Stellungnahme des WWA's (03.05.21)

4. Ableitung von Oberflächenwasser

4.1 Geplante Maßnahmen

Die abwassertechnische Erschließung erfolgt nach den Vorgaben des §55 (2) WHG im Trennsystem. Das Niederschlagswasser wird gesammelt und dem geplanten Regenrückhaltebecken im nördlichen Bereich des geplanten Baugebietes zugeführt, von wo aus es über eine vorhandene Oberflächenwasserkanal gedrosselt in die Hafenlohr läuft. Eine Versickerung der anfallenden Wassermengen ist laut Baugrundgutachten kaum möglich.

Das anfallende Schmutzwasser wird an den gemeindlichen Mischwasserkanal angeschlossen, das über die Gemeinde Hafenlohr der Kläranlage Marktheidenfeld zugeführt wird.

4.2 Geltungsbereich und Einzugsflächen

Abbildung 2: Bebauungsplanausschnitt

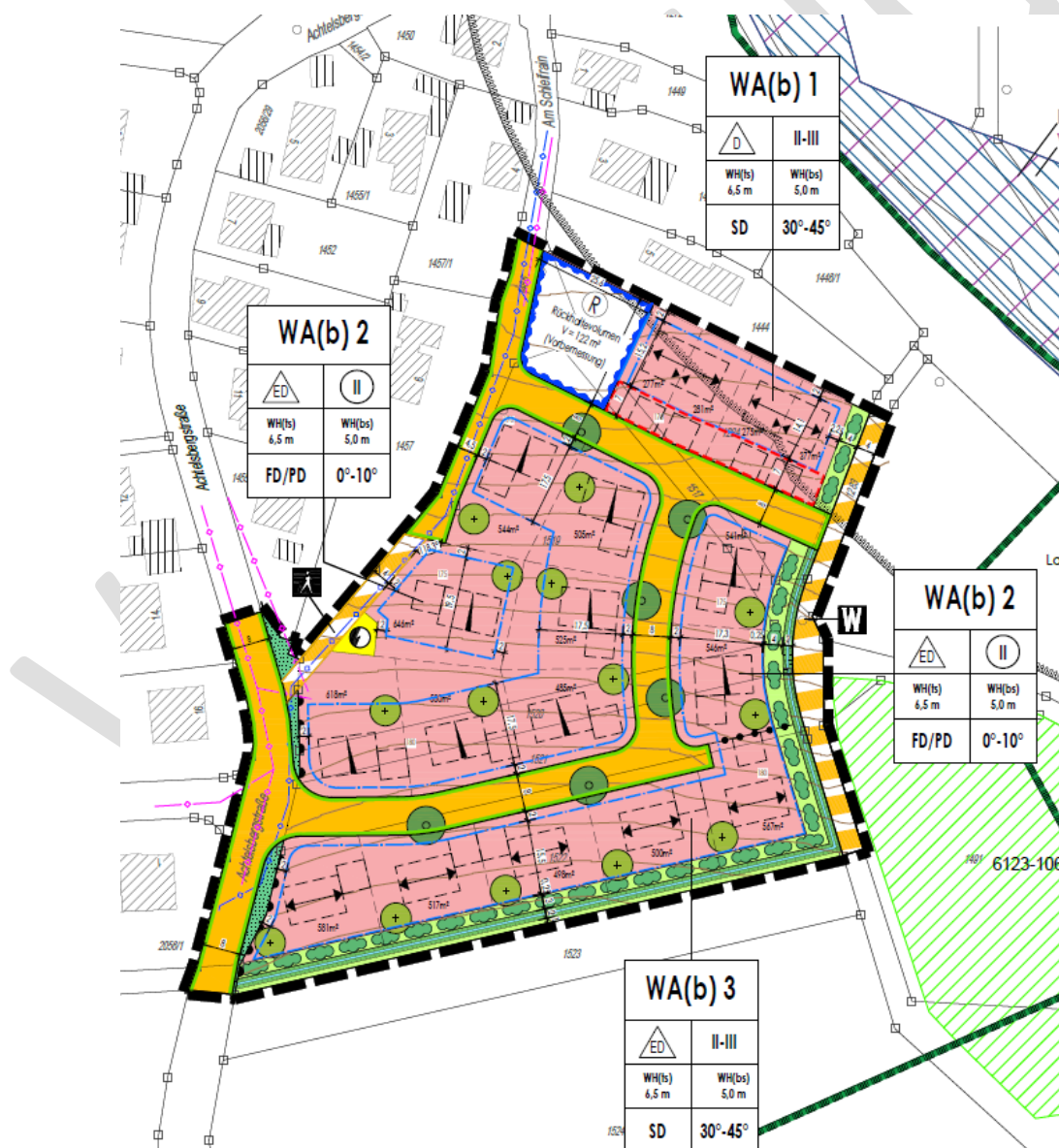


Tabelle 1:

Geplante Flächen:	Befestigung	A _E	A _{E,K}	ψ _m	Ab,a (m²)
		Geltungsbereich	am gepl. RRB angeschlossen		
		(m²)	(m²)		(m²)
Straßenfläche	Asphalt	3.430	2.110	0,95	2.005
Dachflächen	Ziegel	2.360	2.300	0,95	2.185
Hofflächen	Pflaster	1.100	1.100	0,65	715
Grünflächen	-	6.510	5.590	0,10	559
gesamt		13.400	11.000		5.464

4.3 Vorflutverhältnisse

Als Vorfluter dient die Hafenlohr:

Die Hafenlohr ist ein 26,5 km langer, rechter Zufluss des Mains in den Landkreisen Aschaffenburg und Main-Spessart. Die Hafenlohr ist nach dem Bayerischen Flussgebietsatlas ein Gewässer III. Ordnung und hat bis zur Einmündung in den Main ein Gesamteinzugsgebiet von 147 km².

Abflüsse (1971 - 2023)				
	Winter	Sommer	Jahr	
NQ	0,056	0,194	0,056	m3/s
MNQ	0,465	0,353	0,296	m3/s
MQ	2,44	0,891	1,66	m3/s
MHQ	13,6	5,37	14,2	m3/s
HQ	45,4	24,6		

Abbildung 3: Lageplan Vorfluter Hafenlohr



4.4 Niederschlagshöhen und -spenden

Nach StatRR KOSTRA DWD 2020 D00010:

INDEX RC für Koordinaten	49,879541 N° 9,581011 O°	→ 165138
Starkniederschlagshöhe	h_N (10min, 2a)	= 10,6 mm
	h_N (10min, 5a)	= 13,5 mm
Bemessungsregenspende	R_N (10min, 2a)	= 176,7 l/sxha
	R_N (10min, 3a)	= 198,3 l/sxha
	R_N (10min, 5a)	= 225,0 l/sxha
	R_N (10min, 10a)	= 265,0 l/sxha

4.5 Regenwasseranfall

Gesamtabfluss

Bemessungsregen		
Regenwasseranfall, n=0,5	0,55 ha x 176,7 l/sxha =	97,19 l/s
Überstauhäufigkeit		
Regenwasseranfall, n=0,33	0,55 ha x 198,3 l/sxha =	109,07 l/s

4.6 Regenwasserbewirtschaftung

Qualitative Regenwasserbewirtschaftung nach A102:

Aus dem vom 05.02.2020 erstellten Baugrundgutachten geht hervor, dass "die geordnete Versickerung größerer Wassermengen im Neubaugebiet kaum möglich ist" und deshalb empfohlen wird "alternative Möglichkeiten (z.B. Ableitung in die Hafenlohr, Rückhaltevolumen mit Notüberlauf) der Niederschlagswasserbewirtschaftung zu eruieren". Das anfallende Oberflächenwasser wird über einen bestehenden Oberflächenwasserkanal in die Hafenlohr abgeleitet.

Einleitung des anfallenden Niederschlagswassers in ein Obeflächengewässer
→ **Regelwerk DWA A102 und M153**

Da die Fläche des Baugebietes mit weniger als 50 Wohneinheiten geplant ist, kann die Straßenfläche noch in die Gruppe V1, also Kategorie I zugeordnet werden.

Angeschlossenen befestigten Fläche $Ab,a = 0,55 \text{ ha} = \text{Kategoriengruppe I}$

Nach A102/Tabelle 3 ist für die Einleitung des anfallenden Niederschlagswassers keine Behandlung notwendig:

Tabelle 3: Behandlungsbedürftigkeit von unterschiedlich belastetem Niederschlagswasser

Zielgewässer	Gering belastetes Niederschlagswasser (Kategorie I)	Mäßig belastetes Niederschlagswasser (Kategorie II)	Stark belastetes Niederschlagswasser (Kategorie III)
Oberflächen-gewässer	Einleitung grundsätzlich ohne Behandlung möglich	Grundsätzlich geeignete technische Behandlung erforderlich	
Grundwasser	Versickerung und gegebenenfalls Behandlung gemäß Arbeitsblatt DWA-A 138		

Regenabflussspende, 5jährig

$$Q_{ab\ 0,2/10} = 225 \text{ l/sxha} \times 0,55 \text{ ha} = 124 \text{ l/s} = 0,124 \text{ m}^3/\text{s}$$

Versickerungsrate

Laut Baugrundgutachten vom 05.02.2020 wurde für die vorherrschenden Löss- und Hanglehme ein kf-Wert von $< 1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ und für die gemischtkörnigen Hangsedimente der kf -Wert mit ca. 1×10^{-6} bis $1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ ermittelt.

Anmerkung im Bodengutachten:

"Nach derzeitigem Kenntnisstand ist damit die geordnete Versickerung größerer Wassermengen im Neubaugebiet kaum möglich. Es wird empfohlen, alternative Möglichkeiten der Niederschlagswasserbewirtschaftung zu eruieren."

Aufgrund von hohen Folgekosten im Bereich des Mühlengrabens wird das Niederschlagswasser nicht wie ursprünglich geplant in den Mühlgraben, sondern über ein geplantes Regenrückhaltebecken in die Hafenlohr abgeleitet. Bei Starkregen staut sich das Wasser im RRB bis zum vorgegebenen Stauziel an und schlägt anschließend die überschüssige Wassermenge über einen bestehenden Oberflächenwasserkanal, der im Zuge dieser Baumaßnahme erneuert wird, in die Hafenlohr ab.

Quantitative Regenwasserbewirtschaftung nach DWA M153:

Hydraulische Gewässerbelastung				
Projekt : Baugebiet Am Schleifrain Windheim			Datum :	
Gewässer : Hafenlohr				
Gewässerdaten				
mittlere Wasserspiegelbreite b:	5	m	errechneter Mittelwasserabfluss MQ :	1 m³/s
mittlere Wassertiefe h:	0,5	m	bekannter Mittelwasserabfluss MQ :	1,66 m³/s
mittlere Fließgeschwindigkeit v:	0,4	m/s	1-jährlicher Hochwasserabfluss HQ1:	11,3 m³/s
Flächen	Art der Befestigung	A_{E,i} in ha	Ψ_m	A_u in ha
Straßenflächen	Asphalt	0,211	0,95	0,2
Dachflächen	Ziegel	0,230	0,95	0,219
Hoffflächen	Pflaster	0,110	0,65	0,071
Grünflächen	flaches Gelände	0,559	0,10	0,056
		Σ = 1,11		Σ = 0,546
Emissionsprinzip nach Kap. 6.3.1 Regenabflussspende q_R : 120 l/(s·ha) Drosselabfluss Q_{Dr} : 66 l/s Emissionsprinzip nach Kap.6.3.2 Einleitungswert e_w : 5 - Drosselabfluss Q_{Dr,max} : 8300 l/s				
Maßgebend zur Berechnung des Speichervolumens ist Q _{Dr} = 66 l/s				

→ gewählter Drosselabfluss Q_{Dr} = 22 l/s (≅ 40 l/s·ha)

4.7 Bemessung Regenrückhaltebecken

Die Bemessung erfolgt mit Hilfe des Programms "RRB 01/2010" vom Bayerischen Landesamt für Wasserwirtschaft und entspricht den Vorgaben des ATV-Arbeitsblattes A 117, Ausgabe März 2001.

A117 - Programm des Bayerischen Landesamtes für Umwelt
Ing.-Büro Breunig - Ruess - Schebler

Version 01/2018

Projekt : Gemeinde Hafenlohr OT Windheim
Becken : BG Schleifrain

Datum :

Bemessungsgrundlagen

undurchlässige Fläche A_u :	0,55 ha	Trockenwetterabfluß $Q_{T,d,aM}$:	l/s
(keine Flächenermittlung)		Drosselabfluß Q_{Dr} :	22 l/s
Fließzeit t_f :	10 min	Zuschlagsfaktor f_Z :	1,2 -
Überschreitungshäufigkeit n :	0,1 1/a		

RRR erhält Drosselabfluß aus vorgelagerten Entlastungsanlagen (RRR, RÜB oder RÜ)

Summe der Drosselabflüsse $Q_{Dr,v}$:

l/s

RRR erhält Entlastungsabfluß aus RÜB oder RÜ (RRR ohne eigenes Einzugsgebiet)

Drosselabfluß $Q_{Dr,RÜB}$: l/s Volumen $V_{RÜB}$: m³

Starkregen

Starkregen nach :	Gauß-Krüger Koord.	Datei :	KOSTRA-DWD-2010R
Gauß-Krüger Koord. Rechtswert : ...	4326137 m	Hochwert :	5529517 m
Geogr. Koord. östliche Länge : ...	° ' "	nördliche Breite : ...	° ' "
Rasterfeldnr. KOSTRA Atlas horizontal	31 vertikal 70	Räumlich interpoliert ? :	ja
Rasterfeldmittelpunkt liegt :	3,453 km westlich		0,878 km südlich

Berechnungsergebnisse

maßgebende Dauerstufe D :	40 min	Entleerungsdauer t_E :	1,5 h
Regenspende $r_{D,n}$:	119,8 l/(s·ha)	Spezifisches Volumen V_s :	219,5 m³/ha
Drosselabflussspende $q_{Dr,R,u}$:	40 l/(s·ha)	erf. Gesamtvolumen V_{ges} : ...	121 m³
Abminderungsfaktor f_A :	0,955 -	erf. Rückhaltevolumen V_{RRR} :	121 m³

Warnungen

- keine vorhanden -

Dauerstufe D	Niederschlags- höhe [mm]	Regen- spende [l/(s·ha)]	spez. Speicher- volumen [m³/ha]	Rückhalte- volumen [m³]
5'	11,3	375,5	115,3	63
10'	16,2	269,8	158,0	87
15'	19,6	217,6	183,1	101
20'	22,2	184,8	199,1	110
30'	26,0	144,5	215,5	119
45'	29,9	110,7	218,6	120
60'	32,8	91,0	210,4	116
90'	35,2	65,2	155,6	86
2h = 120'	37,0	51,5	94,5	52
3h = 180'	39,9	37,0	0,0	0

→ erforderliches Rückhaltevolumen **V = 121 m³**

Das geplante Regenrückhaltebecken wird als Erdbecken auf gemeindeeigenem Grund ausgeführt. Vor der Ableitung in die Hafenlohr wird als Drosselorgan ein Regenwasserregler mit $Q_{dr} = 22$ l/s in einem Fertigteilschacht eingebaut.

Nachweis Nutzvolumen RRB

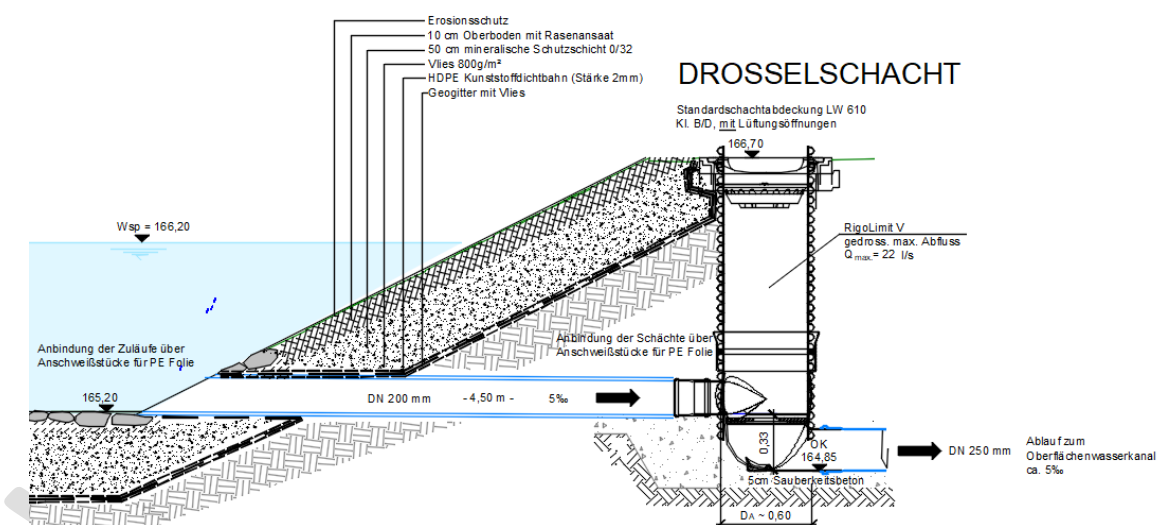
Nutzvolumen:	Sohle	=	80	m ²
	Wsp-Stauziel	=	165	m ²
	Wassertiefe ca.	=	1,00	m
	→	V	=	$(A_o + A_u)/2 \times h$
		V	=	$(80 + 160)/2 \times 1,00 \text{ m}$
		V	=	ca. 122,5 m³

4.8 Drosselschacht

Das gedrosselte Niederschlagswasser mit $Q_{dr} = 22 \text{ l/s}$ wird an den Oberflächenwasserkanal in der Straße „Am Schleifrain“ abgeleitet, der nach ca. 130 m ($X=541667,92$; $Y=5525270,98$) in die Hafenlohr entwässert.

Als Drossel wird ein Kunststoffschacht 600mm mit Wirkprinzip der Wirbeltechnik mit großen Abflussquerschnitt und Selbstreinigungseffekt gewählt. Der Drosselabflussbereich ist abhängig von der Anstauhöhe von 0,5 l/s bis 80 l/s und lässt sich durch eine Wechselblende einstellen. Die Drossel aktiviert sich selbst und funktioniert ohne Fremdenergie

Abbildung 4: Geplanter Drosselschacht



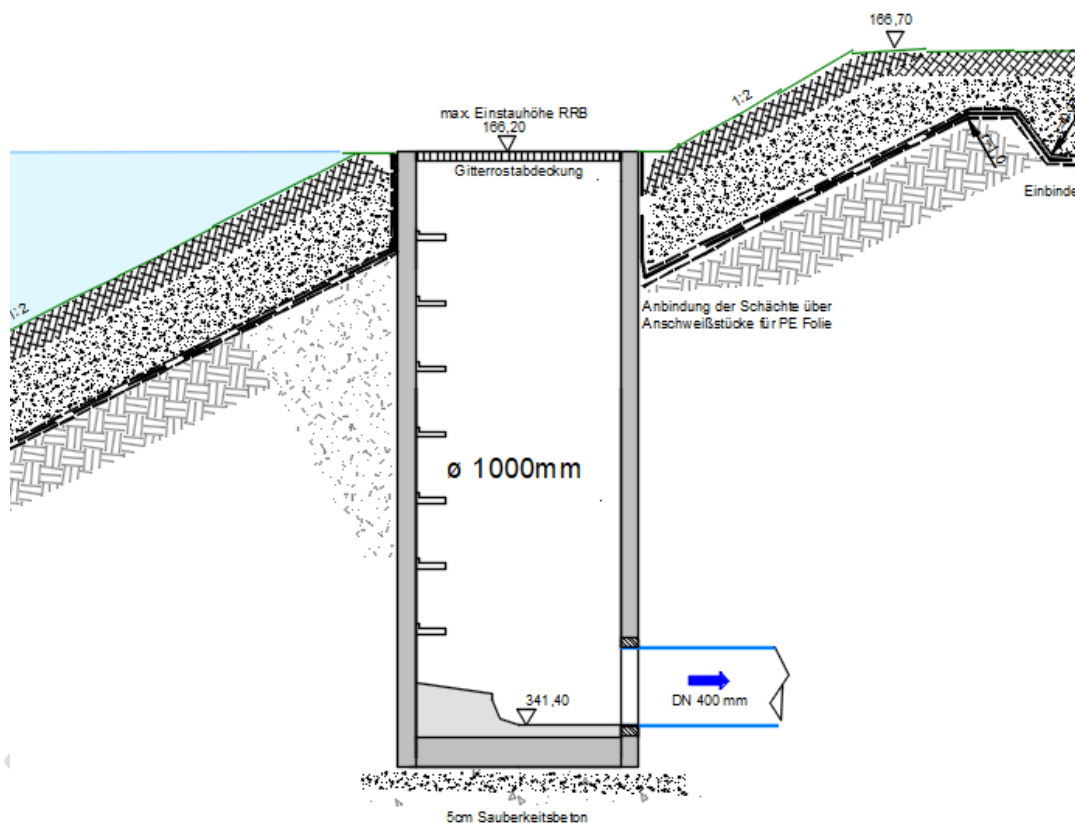
4.9 Notüberlaufleitung

4.9.1 Allgemeines

Das geplante Regenrückhaltebecken wurde für ein 10-jähriges Niederschlagsereignis bemessen. Bei Regenereignissen bis 10 Jahren wird das anfallende Niederschlagswasser aus dem Baugebiet im geplanten RRB zurückgehalten und dann gedrosselt ($Q_{dr} = 22 \text{ l/s}$) in die Hafenlohr abgeschlagen.

Bei größeren Niederschlagsereignissen ($n < 0,1$) wird nach vollständiger Beckenfüllung weiteres zufließendes Niederschlagswasser über einen geplanten Notüberlaufschacht im RRB dem vorhandenen Oberflächenwasserkanal zugeführt und in den Vorfluter Hafenlohr abgeleitet.

Abbildung 5: geplanter Überfallschacht



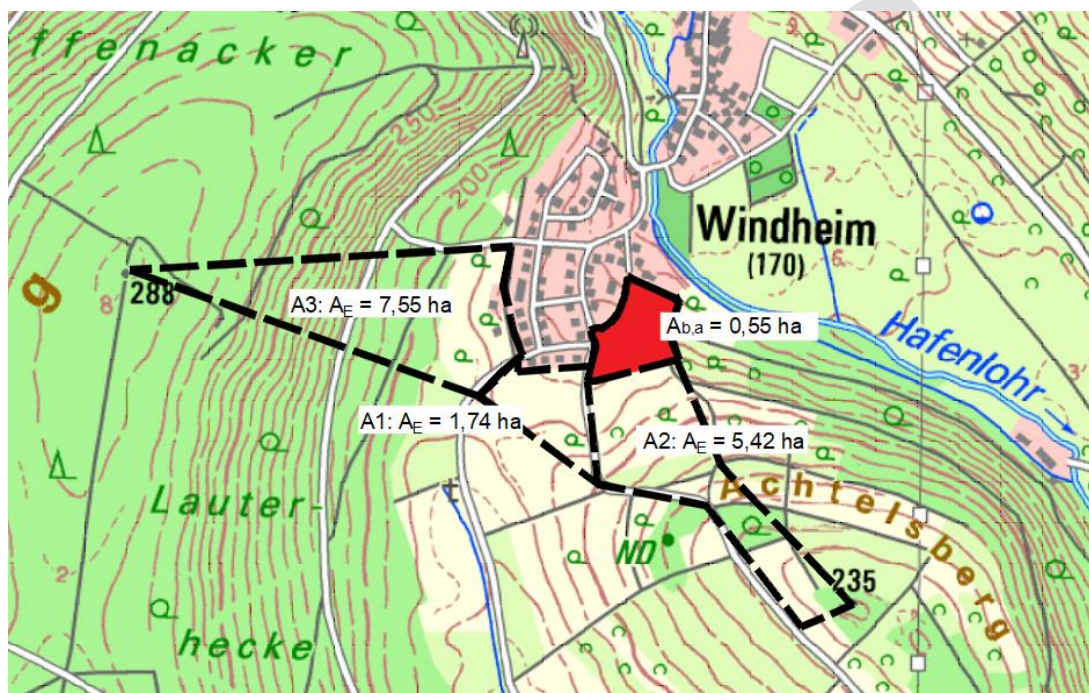
4.9.2 Bemessung Notüberlaufleitung

Der Notüberlauf wird an die bestehende Regenwasserleitung in der Straße "Am Schleifrain" angeschlossen. Diese Leitung entwässert bisher das südliche und westliche Außengebietswasser und sollte nach der Sanierungsplanung aus dem Jahr 2022, aufgestellt vom Büro BRS, langfristig saniert werden.

Durch den zusätzlichen Abfluss aus dem Baugebiet sind die vorhandenen Regenwasserleitungen DN 300 mm, DN 400 mm und DN 500 mm hydraulisch überlastet und müssen ausgetauscht werden.

Abbildung 5:

Darstellung der Außeneinzugsgebiete und des gepl. Baugebietes, die bei der Einleitungsstelle X=541667,92 ; Y=5525270,98 über den bestehenden Oberflächenwasserkanal in die entwässern:



A1	= 1,74 ha x 0,20	= 0,38 ha
A2	= 5,42 ha x 0,20	= 1,08 ha
A3	= 7,55 ha x 0,20	= 1,51 ha
Ab,a		= 0,55 ha
Ages		= 3,52 ha

Tabelle 2: Abfluss aus dem Baugebiet und rückwärtigen Außengebieten

Jährigkeit	Regenabfluss-spende	Niederschlagsabfluss aus				Gesamt-abfluss
		Baugebiet Au = 0,55 ha	Außengebiet A1	Außengebiet A2	Außengebiet A3	
	für 10 min (l/sxha)	l/s	l/s	l/s	l/s	
1jährig	143,30	79 → RRB 22 l/s	54,45	154,76	216,38	447,60
2jährig	176,70	97 → RRB 22 l/s	67,15	190,84	266,82	546,80
5jährig	225,00	124 → RRB 22 l/s	75,35	214,16	299,43	610,95
10jährig	265,00	145 → RRB 22 l/s	85,50	243,00	339,75	690,25
20jährig	305,00	167,8 l/s	100,70	286,20	400,15	809,05
50jährig	366,70	201,7 l/s	115,90	329,40	460,55	1.073,60
100jährig	416,70	229,2 l/s	153,35	450,04	629,22	1466,78

Abbildung 6: Abfluss aus dem Baugebiet und rückwärtigen Außengebieten

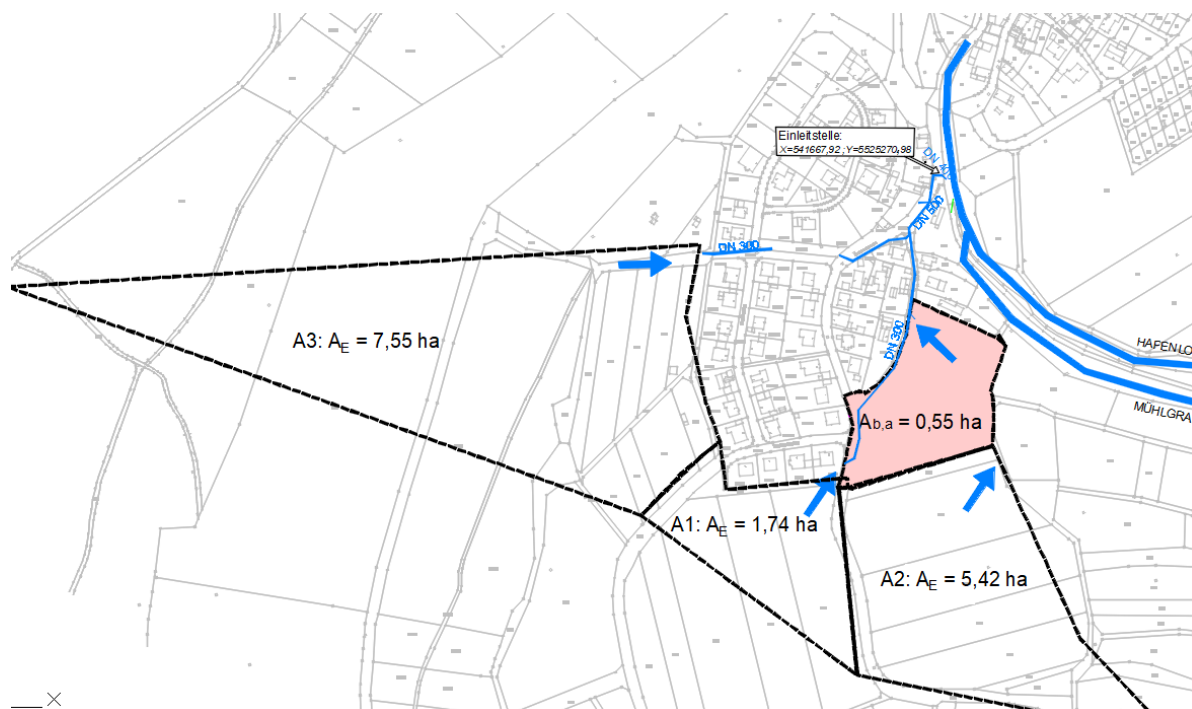


Tabelle 3: Bestehender Oberflächenwasserkanal

Haltung	DN	Gefälle	Schadens- klasse nach ISYBAU	Qvoll	Qvorh n=2	Abfluss aus den Gebieten
	mm	‰		l/s	l/s	
51R022	300 B	89,12	0	347	280,0	A1+A2+BG
51R021	300 B	87,13	0	343	280,0	A1+A2+BG
51R020	300 B	52,53	2	266	546,80	A1+A2+A3+BG
51R006	500 B	55,37	2	1047	546,80	A1+A2+A3+BG
51R005	500 B	29,18	4	759	546,80	A1+A2+A3+BG
51R004	500 B	33,01	3	808	546,80	A1+A2+A3+BG
51R003	400 B	21,57	2	363	546,80	A1+A2+A3+BG
51R004	400 B	73,89	2	673	546,80	A1+A2+A3+BG

Aufgrund der bestehenden Kanalschäden und der hydraulischen Verhältnisse wird der Oberflächenwasserkanal ab Haltung 51R022 ausgewechselt.

Geplante Oberflächenwasserkanalauswechslung in der Straße "Am Schleifrain" und der Achtelbergstraße:

Haltung 51R022 bis 51R021	L=27,00 m	DN 400 PP	Qvoll _{min} = 780 l/s
Haltung 51R021 bis 51R006	L= 60,80 m	DN 500 Stb	Qvoll _{min} = 1044 l/s
Haltung 51R0006 bis 51R001	L= 64,0 m	DN 600 Stb	Qvoll _{min} = 1088 l/s

4.10 Ableitung des Niederschlagswassers aus dem Außeneinzugsgebiet:

Das südlich zum geplanten Baugebiet angrenzende Gelände entwässert in den geplanten Außengebietsgraben, der oberhalb des geplanten Grünstreifens das Baugebiet abgrenzt.

Abbildung 7: Lageplanausschnitt - Außengebietsgraben:

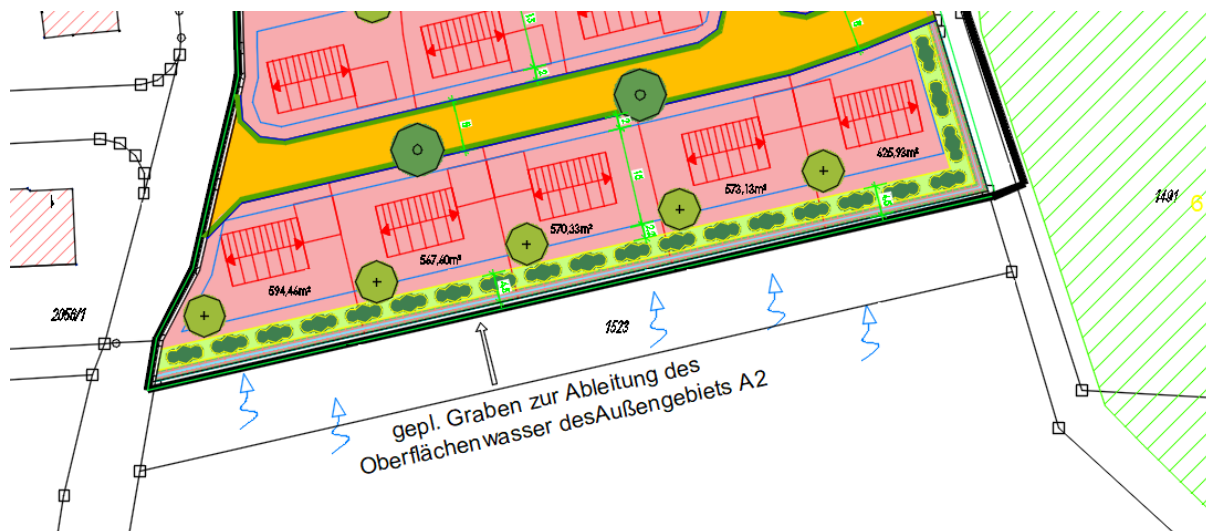


Tabelle 4: Regenwasserableitung aus dem Außengebiet A2 in den geplanten Graben

Regen	Regenabfluss- spende für 10 min (l/sxha)	Gesamt Abfluss AE = 5,30 ha mit $\Psi=0,20$ (l/s)
1 jährig	143,30	151,90
2 jährig	176,70	187,30
5 jährig	225,00	238,50
10 jährig	265,00	280,90
20 jährig	305,00	323,30
50 jährig	366,70	388,70
100 jährig	416,70	441,70

Leistungsfähigkeit des geplanten Wegseitengrabens (Außengebiet)

$$HQ_{100} = 442 \text{ l/s} \times 1,2^* = 530 \text{ l/s}$$

* Klimawandelzuschlag 20%

Abbildung 8: Grabenprofil

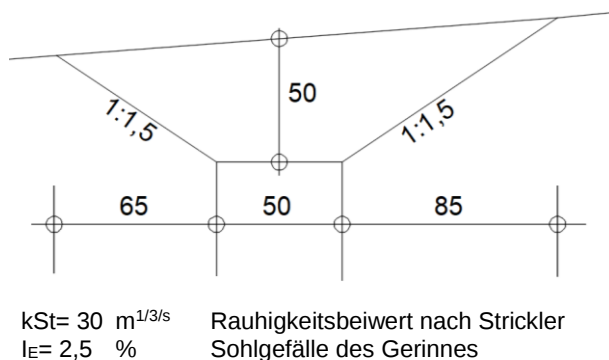


Tabelle 5: Leistungsfähigkeit des Grabens

Tiefe	Fläche	Benetzter Umfang	R=F/U	Wasserspiegelbreite	$R^{2/3}$	I	$I^{1/2}$	ks	v	Q
m	m ²	m	m	m	m ^{2/3}			m ^{2/3} /s	m/s	m ³ /s
0,50	0,480	2,00	0,240	1,75	0,39	0,010	0,10	30	1,17	0,562

4.11 Maximalabfluss in den Vorfluter Hafenlohr

An Bächen soll entsprechend Abschnitt 5.1 des Merkblattes DWA-M153 weder an einer Einzelanleitung noch als Summe von mehreren Einzeleinleitungen ein max. Abfluss $Q_{dr, max}$ wesentlich überschritten werden.

Dies lässt sich annähernd erreichen, wenn innerhalb einer Fließstrecke von etwa der 1000fachen mittleren Wasserspiegelbreite bsp insgesamt nicht mehr als $Q_{dr, max}$ eingeleitet wird.

Bei Bauvorhaben an diesen Bächen, die über die Bagatellgrenzen nach Abschnitt 6.1 hinausgehen, ist daher der maximal zulässige Abfluss $Q_{dr, max}$ von versiegelten Flächen zu beachten. Er wird über den Einleitungswert ew in Abhängigkeit von der Korngröße der Gewässersedimente und dem Mittelwasserabfluss MQ mit folgender Formel berechnet:

Mittlere Wasserspiegelbreite bei Einleitungsstelle $b_{sp} = 5,00$ m

Zu betrachtende Fließstrecke = $1000 \times 5,00$ m = 5.000 m

$$Q_{dr, max} = ew \times MQ \times 1000 \text{ in l/s}$$

$$Q_{dr, max} = 5 \times 1,71 \text{ m}^3/\text{s} \times 1000 \text{ l/s} = 8550 \text{ l/s}$$

$$MQ = 1,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

Folgende Einleitungen aus versiegelten Flächen sind im Bereich der zu betrachtenden Fließstrecke vorhanden:

- RÜB 1 Windheim			$Q_{BUE} = 1.517 \text{ l/s}$
UTM Koordinaten	X=541738	Y=5525177	
- RÜB 3 Hafenlohr			$Q_{BUE} = 1.095 \text{ l/s}$
UTM Koordinaten	X=542672	Y=5524629	
- RUE 1 Hafenlohr			$Q_{BUE} = 778 \text{ l/s}$
UTM Koordinaten	X=543004	Y=5524214	
- RUEB 4 Hafenlohr			$Q_{BUE} = 929 \text{ l/s}$
UTM Koordinaten	X=543301	Y=5524118	

$$Q_{dr,} = 4.319 \text{ l/s} < Q_{dr, max} \checkmark$$

4.12 Geplanter Oberflächenwasserkanal

Bemessung Oberflächenwasserkanal für das geplante Baugebiet:

- Regendauer D

Nach ATV-A 118, Tabelle 4:

Maßgebende kürzeste Regendauer in Abhängigkeit der mittleren Geländeneigung und des Befestigungsgrades

Tabelle 9: Regendauer nach ATV-A 118:

Mittlere Geländeneigung	Befestigung	Kürzeste Regendauer
< 1 %	≤ 50 %	15 min
	> 50 %	10 min
1 % bis 4 %		10 min
> 4 %	≤ 50 %	10 min
	> 50 %	5 min

→ Regendauer maßgebend, **D = 10 min (r₁₀)**

- Regenhäufigkeit, nach Empfehlungen der EN 752

Nach ATV-A 118, Tabelle 2:

In DIN EN 752 empfohlene Häufigkeiten für den Entwurf (aus DIN EN 752-2, 1996)

Tabelle 10: Überflutungshäufigkeit nach ATV-A 118:

Häufigkeit der Bemessungsregen ¹⁾ (1mal in "n" Jahren)	Ort	Überflutungshäufigkeit (1mal in "n" Jahren)
1 in 1	Ländliche Gebiete	1 in 10
1 in 2	Wohngebiete	1 in 20
1 in 2 1 in 5	Stadtzentren, Industrie- und Gewerbegebiete: - mit Überflutungsprüfung, - ohne Überflutungsprüfung	1 in 30
1 in 10	Unterirdische Verkehrsanlagen, Unterführungen	1 in 50
¹⁾ Für Bemessungsregen dürfen keine Überlastungen auftreten.		

- Bemessungsregen

→ nach EN 752 (Wohngebiete)

1 mal in 2 Jahr (n = 0,5) im Freispiegelabfluss

$r_{10(0,5)} = 176,7 \text{ l/s x ha}$

- Überstauhäufigkeit

Nach ATV-A 118, Tabelle 3: Empfohlene Überstauhäufigkeiten für den rechnerischen Nachweis bei Neuplanungen bzw. nach Sanierung (hier: Bezugsniveau Geländeoberkante)

Tabelle 11: Überstauhäufigkeit nach ATV-A 118:

Ort	Überstauhäufigkeiten-Neuplanung bzw. nach Sanierung (1-mal in "n" Jahren)
ländliche Gebiete	1 in 2
Wohngebiete	1 in 3
Stadtzentren, Industrie- und Gewerbegebiete	seltener als 1 in 5
Unterirdische Verkehrsanlagen, Unterführungen	seltener als 1 in 10 ¹⁾
¹⁾ Bei Unterführungen ist zu beachten, daß bei Überstau über Gelände i.d.R. unmittelbar eine Überflutung einhergeht, sofern nicht besondere örtliche Sicherungsmaßnahmen bestehen. Hier entsprechen sich Überstau- und Überflutungshäufigkeit mit dem in Tabelle 2 genannten Wert "1 in 50"!	

→ Nachweis der Überstauhäufigkeit = maximalem Zufluss aus Kanalnetz
1 mal in 3 Jahren (n = 0,333) $r_{10(0.33)} = 198,3 \text{ l/s x ha}$

Bemessungsregen

Kanalnetzdimensionierung im Freispiegelabfluss

$r_{10(0,5)} = 176,7 \text{ l/s x ha}$

Überstauhäufigkeit

$r_{10(0.33)} = 198,3 \text{ l/s x ha}$

Tabelle 12: Anfallendes Oberflächenwasser Q_{ab} aus dem gepl. Baugebiet:

Flächen	Befestigung	Ab,a (m²)	$r_{10(0,5)}$ l/sxha	Q_{ab} l/s
Straßenflächen (bis RRB)	Asphalt	2.005	176,70	35,43
Dachflächen	Ziegel	2.185	176,70	38,61
Hofflächen	Pflaster	715	176,70	12,63
Grünflächen	-	559	176,70	9,88
Summe		5.464		96,55

Gewählt bei einem minimalen Gefälle von 12,5‰: DN 300 mm → $Q_{voll} = 130 \text{ l/s}$

4.13 Geplanter Schmutzwasserkanal

- Täglicher Schmutzwasseranfall

Zum Ausgleich von jahreszeitlich bedingten Schwankungen wird der tägliche Schmutzwasseranfall mit etwa 30 % mehr als der derzeitige mittlere Trinkwasserverbrauch festgelegt:

$$Q_s = 150 \text{ l/E} \times d \quad (0,15 \text{ m}^3/\text{d})$$

In diesem Ansatz sind ausreichende Reserven für eventuell unvorhersehbare Entwicklungen enthalten.

- Schmutzwasseranfall im Tagesmittel

$$Q_{s24} = \frac{E \times 150}{86.400} = 0,001736 \text{ l/s} \times E \quad \text{oder} \quad 1,736 \text{ l/s} \times 1000 \text{ E}$$

In der geplanten Erweiterungsfläche ist die Errichtung von ca. 18 Einfamilienwohnhäusern vorgesehen. Für die Festlegung der zu erwartenden Einwohnerzahl kann mit durchschnittlich drei Personen pro Wohnhausneubau gerechnet werden.

Es kann mit einer maximalen künftigen Einwohnerzahl von $18 \text{ WH} \times 3 \text{ E/WH} = 54 \text{ E}$ für das Neubaugebiet gerechnet werden.

Somit beträgt der tägliche Schmutzwasseranfall

$$Q_{s24} = 1,736 \text{ l/s} \times \frac{54 \text{ E}}{1000 \text{ E}} = 0,09 \text{ l/s}$$

- Spezifischer Spitzenabfluss

$$Q_{hx} = 4 \text{ l/s} \times 1000 \text{ E}$$

Gewählt in Anlehnung für die Becken- und Kläranlagenbemessung nach den Erläuterungen Ziffer 3.2.6 (Merkblatt Nr. 4.7 - 9 des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft - Hinweise für die Ermittlung von Anforderungen an Einleitungen aus kommunalen Abwasseranlagen).

- Tagesstundenmittel

$$\text{aus vorhergehenden Ansätzen: } \left(150 \text{ l/Ed} \times \frac{1000 \text{ E}}{4 \text{ l/s}} \times \frac{1}{60 \cdot 60} \right) \\ x = 10,42 \text{ h}$$

$$Q_{hx} = 4 \text{ l/s} \times 54/1000 \text{ E} = 0,22 \text{ l/s}$$

Die Schmutzwassermenge wird an die Mischwasserkanalisation des Ortsnetzes in der Straße „Am Schleifrain“ angeschlossen.

5. Wasserversorgung

Wasserverbrauch:

Im geplanten Baugebiet sind die Errichtung von 20 Einfamilienwohnhäusern vorgesehen. Für die Festlegung der erwarteten Einwohnerzahl kann mit durchschnittlich 3 bis 4 Personen pro Wohnhaus gerechnet werden. Somit kann mit einer künftigen Einwohnerzahl von 20 WH x 3,5 E/WH = 70 EW für das Neubaugebiet gerechnet werden.

Bei Annahme des durchschnittlichen täglichen Haushaltsbedarf je Einwohner von 130 l/Ed ergibt sich somit ein täglicher mittlerer Bedarf von:

$$130 \text{ l/Ed} \times 70 \text{ E} = 9.100 \text{ l/d} = 9,1 \text{ m}^3/\text{d}$$

Wasserdargebot:

Probleme hinsichtlich des Wasserdargebotes sind im Ortsteil Windheim nicht zu erwarten. Das gesamte Ortsnetz wird vom "Zweckverband Wasserversorgung Marktheidenfeld" versorgt.

Wasserqualität:

Die Wasserqualität des vom Zweckverband dargebotenen Trinkwassers kann aufgrund der günstigen Quellägen im Hochspessart als gut bis sehr gut bezeichnet werden.

Feuerschutz:

Da es für Windheim bisher kein Leistungsnachweis bezüglich der Löschwasser-versorgung gibt, sollte diese durch die Gemeinde beim technischen Betriebsführer "Die Energie", Karlstadt angefordert werden. Erst nach dieser Überprüfung kann eine Aussage über die Löschwasserversorgung getroffen werden.

Rohrnetz:

Das Ortsnetz Windheim wird gänzlich vom "Zweckverband Wasserversorgung Marktheidenfeld" versorgt. Eingespeist wird aus einem Abgabeschacht des Zweckverbandes ca. 200 südwestlich des Baugebiets. An diesem Abgabeschacht wird die gesamte Tiefzone des Ortsnetzes versorgt. Im Abgabeschacht ist zur Druckregelung ein Druckminderer eingebaut.

Vordruck in der Fernleitung:	ca. 11,00 bar
Nachdruck nach Druckminderer:	2,80 bar
Höhenlage Abgabeschacht:	190,00 müNN
Höchster Knotenpunkt im Neubaugebiet:	181,90 müNN

Für die Versorgung des Neubaugebietes ist die Errichtung einer Ringleitung DN 100 vorgesehen. Die Ringleitung entsteht durch Anschluss an das Ortsnetz, unmittelbar in der Straße "Am Schleifrain" und der "Achtelsbergstraße". Die geplante Ringleitung wird in der Haupteerschließungsstraße verlegt, Stichleitungen sind nicht notwendig.

6. Baugrund

Die GGC Gesellschaft für Geo- und Umwelttechnik Consulting mbH, Aschaffenburg Obernau führte im Dezember 2019 im Rahmen der Baugrunderkundung Rammkernsondierungen, Sondierungen und Kernbohrungen durch und erstellte auf der Basis dieser Untersuchungen das Baugrundgutachten (siehe X. Beilage).

7. Bestehende Rechte

Die geplanten Maßnahmen kommen durchwegs auf gemeindeeigenen Grundstücken zum Liegen.

8. Unterhaltungspflicht

Die Unterhaltungspflicht für die Einleitung mit den bestehenden und geplanten Anlagen und Bauwerken obliegt der Gemeinde Hafenlohr.