

1	Darstellung der Baumaßnahme	2
1.1	Notwendigkeit der Maßnahme	2
1.2	Beschreibung der Wasserschutzgebiete.....	3
1.2.1	Anforderungen an Schutzzone 2 (engere Schutzzone)	3
1.2.2	Anforderungen an Schutzzone 3 (weitere Schutzzone).....	4
1.3	Grundkonzeption des neuen Entwässerungssystems.....	6
1.4	Entwässerung während der Bauzeit.....	9
1.5	Chemikalienunfälle auf der Autobahn	10
2	Technische Gestaltung der Entwässerungsmaßnahmen.....	11
2.1	Straßenentwässerung	11
2.1.1	Dimensionierung der Rohrleitungen	12
2.1.2	Bemessung der Straßenabläufe	14
2.2	Abscheideanlagen/ Rückhaltebecken	16
2.2.1	allgemeine Grundsätze.....	16
2.2.2	Regenwasserbehandlungsanlage (B2) an der L114 (Bau-km 0+797,000)	17
2.2.3	Retentionsbodenfilteranlage (B4) Landertalbrücke (Bau-km 1+423,000)	19
2.2.4	RiStWag Abscheider(B5 Nr.20) AS Wellesweiler (Bau-km 3+456,000)	20
2.2.4.1	Lage	20
2.2.4.2	konstruktive Ausbildung	23
2.2.4.3	Bemessung des RiStWag Abscheiders.....	25
2.2.4.4	Nachweis des vorhandenen Regenrückhaltebecken	26
2.2.4.5	Dimensionierung des Dükers	30
2.2.5	RiStWag Abscheider(B6) am Mutterbach (Bau-km 6+213,000)	34
2.2.5.1	Lage	34
2.2.5.2	konstruktive Ausbildung	35
2.2.5.3	Bemessung des RiStWag Abscheiders.....	37
2.2.5.4	Bemessung des Regenrückhaltebecken.....	38

1 Darstellung der Baumaßnahme

1.1 Notwendigkeit der Maßnahme

Die Baumaßnahme „Ausbau der Bundesautobahn A8 “ befindet sich zwischen der Anschlussstelle (AS) Neunkirchen/Oberstadt (NK 6609 095) und dem Autobahnkreuz (AK) Neunkirchen (NK 6609 082). Die Länge der Baumaßnahme beläuft sich auf 6,2 km (Betriebs- km 14+644,000 - 8+444,000).

Bei weitgehender Beibehaltung der Trassenführung soll der Straßenquerschnitt gemäß der Richtlinie für die Anlagen von Autobahnen (RAA) optimiert werden. Hierfür werden die Fahrstreifen von 3,50 m auf 3,75 m, sowie die Seitenstreifen von 2,50m auf 3,00m, verbreitert. Durch diese Verbreiterung wird es fortan möglich sein, während einer Baumaßnahme, den Verkehr auf einem 4+0 Querschnitt zu führen. Des Weiteren ist der vorhandene knapp 50 Jahre Straßenaufbau für die derzeitigen Verkehrsbelastungen unterdimensioniert (Bauklasse 2 – 3). Die Baumaßnahme sieht vor, den Oberbau gemäß den Anforderungen der RStO 2012 anzupassen (Belastungsklasse 100 bzw. Bauklasse SV). Der Streckenabschnitt befindet sich innerhalb eines rechtlich festgesetzten Wasserschutzgebiets. Dies erfordert besondere Schutzmaßnahmen gemäß den Richtlinien für bautechnische Maßnahmen an Straßen in Wassergewinnungsgebieten (RiStWag).

1.2 Beschreibung der Wasserschutzgebiete

Der Ausbaumaßnahme befindet sich in den Wassergewinnungsgebieten Hirschberg-Kasbruchtal und Imsbachtal. Das Gebiet liegt teilweise in Wasserschutzzonen II und III:

Station [Bau- km]	Wasserschutzzone
0+000,000 – 0+806,000	III
0+806,000 – 1+413,000	II
1+413,000 – 3+362,000	III
3+362,000 – 3+689,000	II
3+689,000 – 4+140,000	III
4+140,000 – 5+476,000	Wird erweitert
5+476,000 – 5+799,000	III
5+799,000 – 6+689,750	II / III

Der Abschnitt zwischen der Station 4+140,000 – 5+476,000 ist derzeit noch nicht als Wasserschutzzone ausgewiesen, wird jedoch in naher Zukunft als solches vorgesehen. Aus diesem Grund gelten die Planungsgrundsätze der RiStWag auch für diesen Streckenabschnitt. Ziel der RiStWag ist die Vermeidung einer negativen Beeinträchtigung der Gewässer durch Straßenbaumaßnahmen.

1.2.1 Anforderungen an Schutzzone 2 (engere Schutzzone)

Die befestigten Verkehrsflächen müssen gemäß der ZTV Asphalt-StB bzw. der ZTV- Beton- StB wasserundurchlässig ausgeführt werden. Die Bankette, sowie der Mittelstreifen werden bis zu der jeweils vorgesehenen Schutzeinrichtung befestigt.

Alles auf der Verkehrsfläche anfallende Niederschlagswasser wird an Hochborden mit Spitzrinne oder Muldenrinnen aus Beton gesammelt und in einem dichten Kanalsystem abgeführt. Das Versickern des Straßenoberflächenwassers ist hier nicht zulässig.

1.2.2 Anforderungen an Schutzzone 3 (weitere Schutzzone)

Die befestigten Verkehrsflächen müssen gemäß der ZTV Asphalt-StB bzw. der ZTV- Beton- StB wasserundurchlässig ausgeführt werden. Die Bankette erhalten bis zu der jeweils vorgesehenen Schutzeinrichtung eine standfeste Befestigung (z.B. Schotterrasen mit standfestem Füllboden). Die Mittelstreifen werden gemäß der ZTV Asphalt-StB bzw. der ZTV- Beton- StB befestigt.

Die Schutzzone 3 untergliedert sich in 4 Stufen, die jeweils von der Schutzwirkung der Grundwasserüberdeckung, sowie der Verkehrsmenge abhängig sind (siehe Tabelle 1)

Tabelle 1: Einstufung von entwässerungsmaßnahmen nach RiStWag

DTV	Zone III A Schutzwirkung der Grundwasserüberdeckung			Zone III B Schutzwirkung der Grundwasserüberdeckung		
	groß	mittel	gering	groß	mittel	gering
Kfz	groß	mittel	gering	groß	mittel	gering
<2000	Stufe1	Stufe2	Stufe2	Stufe1	Stufe1	Stufe2
2000-15000	Stufe1	Stufe2	Stufe3	Stufe1	Stufe1	Stufe3
>15000	Stufe2	Stufe3	Stufe4	Stufe1	Stufe2	Stufe3

Unter Berücksichtigung des natürlichen Schutzpotenzials (Grundwasserüberdeckung) sind für das Planungsgebiet die Anforderungen der Stufe 4 zu berücksichtigen. Auch hier ist das Niederschlagswasser zu sammeln und in dauerhaft dichten Rohrleitungen abzuführen.

1.3 Grundkonzeption des neuen Entwässerungssystems

Aufgrund der Hoch- und Tiefpunkte im Trassenverlauf lässt sich die Baumaßnahme in insgesamt 4 Einzugsgebiete unterteilen:

Einzugsgebiet 1 (Bau-km 0+000 – 1+353,000)

Im Bereich des Wannentiefpunktes (Bau-km 0+894,570) wurde im Jahr 20012 ein neues Regenrückhaltebecken (Bau-km 0+797,000; siehe B2 im Übersichtslageplan) mit Abscheider „oberes Kasbruchtal“ als Gemeinschaftsprojekt des LFS Neunkirchen mit der Stadt Neunkirchen hergestellt. Das Becken wurde dabei so dimensioniert, dass es auch nach Ausbau der A8 ausreichend groß ist. Nach der Behandlung des Oberflächenwassers wird das Wasser über einen Durchlass DN 1000 unter der Autobahn hindurch in den Kasba geleitet, der sich in der Wasserschutzzone II befindet. Die Behandlungsanlage wurde bereits genehmigt. Im Zuge der Baumaßnahme sind die vorhandenen Gefahrstoffbecken (B1 Nr.82; B3 Nr.81) zurückzubauen, da diese den geltenden Richtlinien nicht mehr gerecht werden.

Einzugsgebiet 2 (Bau-km 1+353,000 – 1+849,789)

Im Bereich der Landertalbrücke befindet sich eine vorhandene Behandlungsanlage (Retentionsbodenfilteranlage mit Leichtflüssigkeitsabscheider (Bau-km 1+423,000; siehe B4 im Übersichtslageplan), die im Jahre 2008 im Rahmen der Sanierung des Oberflächenentwässerungssystems der Landertalbrücke erneuert wurde. Durch die Baumaßnahme verändert sich das Einzugsgebiet dieser Anlage unwesentlich, sodass hier keine baulichen Änderungen anfallen. Das Becken befindet sich in Wasserschutzzone II, entspricht den geltenden Vorschriften und die Genehmigungsunterlagen liegen bereits vor. Nach Reinigung des Oberflächenwassers werden die Wassermengen in ein namenloses Gewässer III. Ordnung geleitet.

Einzugsgebiet 3 (Bau-km 1+849,789 – 4+229,750)

Zwischen den beiden Hochpunkten befindet sich im Wannentiefpunkt ein vorhandenes Regenrückhaltebecken mit vorgeschaltetem Leichtflüssigkeitsabscheider (Bau-km 3+456,000, siehe B5 Nr.20 im Übersichtslageplan) die mit der Herstellung der Anschlussstelle Wellesweiler in den 80er Jahren gebaut wurden. Im Zuge der Baumaßnahme wird der Leichtflüssigkeitsabscheider durch einen neuen RiStWag-Abscheider, als abgedichtetes, befestigtes Erdbecken ersetzt. Die Anlage befindet sich in der Wasserschutzzone II. Der vorhandene Erlenbrunnenbach führt durch das bestehende Regenrückhaltebecken „Pfaffenthälchen“. Eine Trennung des Baches und des RRB ist aufgrund der Topographischen Zwangspunkte unter Berücksichtigung der technischen und wirtschaftlichen Zwangspunkte nicht vertretbar.

Einzugsgebiet 4 (Bau-km 4+229,750 – 6+840,000)

Im Einzugsgebiet 4 befindet sich derzeit keine Behandlungsanlage. Das Einzugsgebiet wurde bis zur Anschlussstelle Limbach verlängert, da der Hochpunkt über das Bauende hinausreicht. Im Bereich des Tiefpunktes ist die Herstellung eines RiStWag-Abscheiders mit Erdbecken ohne Dauereinstau geplant (Bau-km 6+213,000; siehe B6 im Übersichtslageplan). Die geplante Anlage befindet sich in der Wasserschutzzone III nördlich der A8. In naher Zukunft soll das Gebiet den Anforderungen der Wasserschutzzone II gerecht werden. Aus diesem Grund wird das gesamte Erdbecken abgedichtet. Nach der Behandlung wird das gesammelte Wasser gedrosselt (geplantes Drosselbauwerk) in den nahegelegenen Mutterbach geleitet.

Übersicht der Anordnung von Behandlungsanlagen

Behandlungsanlage	Bau-km	Typ	Bemerkung
B2	0+797,000	Regenwasserbehandlungsanlage mit integr. Rückhaltebecken	vorhanden
B4	1+423,000	Retentionsbodenfilteranlage mit Leichtflüssigkeitsabscheider	vorhanden
B5 Nr. 20	3+456,000	RiStWag- Abscheider mit Regenrückhaltebecken	Sanierung der Behandlungsanlage
B6	6+213,000	RiStWag- Abscheider mit Regenrückhaltebecken	Neubau

Alles auf der Straßenoberfläche anfallende Wasser wird in dichten Rohrsystemen gesammelt und den entsprechenden Behandlungsanlagen zugeführt. Durch die Anordnung von Betonschutzwänden am Fahrbahnrand wird der Forderung der RiStWag nachgekommen Eingriffe in Seitenbereiche und Böschungen entlang der Trassierung zu vermeiden. Durch diese Maßnahme müssen die Seitenbereiche nicht separat abgedichtet werden. Durch die vorgesehene Verbreiterung des Straßenquerschnittes werden die Bankettbreiten so stark reduziert, dass die Straßenentwässerung in den Seitenstreifen verlegt werden muss (siehe Regelquerschnitte). Hierbei ist bei der Lage der Schachtdeckel darauf zu achten, dass im Falle von Wartungsarbeiten der Verkehr, der auf dem Seitenstreifen geführt werden muss, die Schachtdeckel nicht überfährt. In einigen Bereichen mit Böschungseinschnitten werden Stützwände erforderlich, um die Breitenausdehnung zu minimieren. Auch in diesen Abschnitten muss die Straßenentwässerung in den Seitenstreifen verlegt werden. In den Bereichen, wo die Breite des Mittelstreifen 1,80m unterschreitet, werden aufgrund der beengten Verhältnisse Schlitzrinnen angeordnet.

1.4 Entwässerung während der Bauzeit

Da die Baumaßnahme unter fließendem Verkehr umgesetzt wird, kann der Regelquerschnitt nur abschnittsweise und versetzt zwischen den beiden Richtungsfahrbahnen realisiert werden (siehe Abbildung 1).

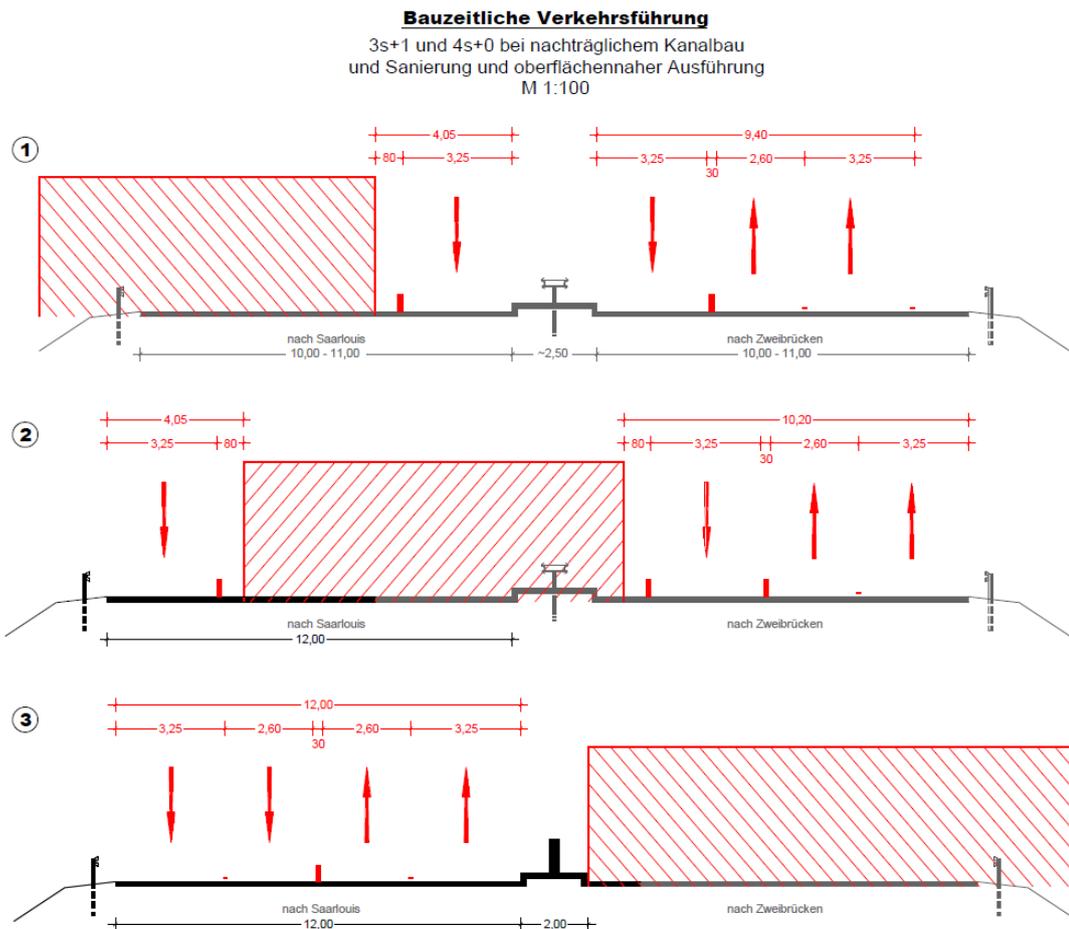


Abbildung 1: Systemskizze Bauphasen

Durch die 2- spurige Verkehrsführung pro Richtung während der Bauzeit sind die Platzverhältnisse für die Herstellung der Mittelstreifenentwässerung stark eingeschränkt. Unter Berücksichtigung der Grabenbreiten nach DIN EN 1610 reicht der Arbeitsraum bei einer 3+1 Verkehrsführung und einer entsprechenden Baugrubensicherung aus.

Straßenoberflächenwasser aus bereits ausgebauten Abschnitten wird über die neue Streckenentwässerung dem jeweils entsprechenden Regenrückhaltebecken zugeführt. In noch nicht modernisierten Abschnitten wird das Wasser dem vorhandenen System zugeführt.

1.5 Chemikalienunfälle auf der Autobahn

Der gesamte Mittelstreifen wird undurchlässig abgedichtet, sodass im Falle eines Tanklastzugunfalles keine Gefahr entsteht.

Die Betonschutzwände im Fahrbahnrandbereich begrenzen den Auslaufbereich von Chemikalien nach außen. Das gesammelte Regenwasser wird bevor es den Retentionsbecken zugeführt wird, in RiStWag Abscheideanlagen behandelt. Für den Havariefall sollen alle Abläufe innerhalb der Retentionsanlage mit manuellen Absperrorganen ausgestattet sein.

2 Technische Gestaltung der Entwässerungsmaßnahmen

2.1 Straßenentwässerung

Die Dimensionierung und Gestaltung des Entwässerungssystems orientiert sich an der „Richtlinie für die Anlage von Straßen, Teil Entwässerung“ (RAS- EW) und der RiStWag. Die Mindestrohrüberdeckung unter Berücksichtigung der Frostsicherheit wurde eingehalten.

Die Mindestschachttiefen im Fahrbahnbereich ergeben sich in Abhängigkeit der angeschlossenen Rohrdurchmesser folgendermaßen:

Tabelle 2: Übersicht der Sohliefen

DN [mm]	Min. Sohltiefe [m]	DN(i)-DN(i-1) [m]
300	1,57	
400	1,67	0,10
500	1,78	0,11
600	1,88	0,10
700	1,99	0,11
800	2,10	0,11
900	2,21	0,11
1000	2,34	0,13
1200	2,54	0,20

2.1.1 Dimensionierung der Rohrleitungen

Die Bemessung der Rohrleitung erfolgt nach dem Zeitbeiwertverfahren. Mit dem Zeitbeiwertverfahren wird der größte Regenabfluss unter der Annahme ermittelt, dass die Fließzeit im Kanal der Regendauer entspricht. Der maßgebliche Regenabfluss berechnet sich wie folgt:

$$Q_R = r_{D,n} \cdot \psi \cdot A_{E,k}$$

Q [l/s] = Oberflächenabfluss

$r_{D, n}$ [l/(s*ha)] = Regenspende der Fließzeit entsprechender Dauer D und Häufigkeit n

A_{Ei} [ha] = Größe der jeweiligen Entwässerungsfläche

ψ_{Si} [-] = zu A_{Ei} gehörender Spitzenabflussbeiwert.

Die Abflussbeiwerte sind in Anlehnung an die DWA A118 gewählt:

Straßenfläche: $\Psi=0,9$

Böschung: $\Psi=0,3$

Der Bemessung der Regenereignisse liegen die Niederschlagshöhen und Niederschlagsspenden nach KOSTRA- DWD 2000 zugrunde (Abbildung 2).

T	0,5		1,0		2,0		5,0		10,0		20,0		50,0		100,0	
D	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN								
5,0 min	3,3	111,0	4,9	163,4	6,5	215,8	8,6	285,0	10,1	337,4	11,7	389,8	13,8	459,1	15,3	511,5
10,0 min	5,7	94,3	7,8	130,3	10,0	166,2	12,8	213,8	15,0	249,7	17,1	285,7	20,0	333,2	22,1	369,2
15,0 min	7,2	79,5	9,8	108,3	12,3	137,2	15,8	175,3	18,4	204,2	21,0	233,0	24,4	271,2	27,0	300,0
20,0 min	8,2	68,0	11,1	92,7	14,1	117,4	18,0	150,0	21,0	174,7	23,9	199,4	27,8	232,0	30,8	256,7
30,0 min	9,4	52,2	13,0	72,0	16,5	91,8	21,2	117,9	24,8	137,7	28,4	157,5	33,1	183,7	36,6	203,5
45,0 min	10,3	38,0	14,5	53,9	18,8	69,8	24,5	90,8	28,8	106,7	33,1	122,5	38,8	143,5	43,0	159,4
60,0 min	10,6	29,5	15,5	43,1	20,4	56,6	26,9	74,6	31,7	88,2	36,6	101,8	43,1	119,7	48,0	133,3
90,0 min	12,3	22,8	17,4	32,3	22,6	41,8	29,3	54,3	34,5	63,8	39,6	73,3	46,3	85,8	51,5	95,3
2,0 h	13,7	19,0	19,0	26,4	24,3	33,7	31,3	43,4	36,5	50,8	41,8	58,1	48,8	67,8	54,1	75,2
3,0 h	15,8	14,6	21,4	19,8	26,9	24,9	34,2	31,7	39,7	36,8	45,3	41,9	52,6	48,7	58,1	53,8
4,0 h	17,5	12,2	23,2	16,1	28,9	20,1	36,5	25,4	42,2	29,3	47,9	33,3	55,5	38,5	61,2	42,5
6,0 h	20,2	9,3	26,1	12,1	32,1	14,9	40,0	18,5	46,0	21,3	52,0	24,1	59,9	27,7	65,9	30,5
9,0 h	23,2	7,1	29,4	9,1	35,7	11,0	44,0	13,6	50,2	15,5	56,5	17,4	64,8	20,0	71,1	21,9
12,0 h	25,5	5,9	32,0	7,4	38,5	8,9	47,0	10,9	53,5	12,4	60,0	13,9	68,5	15,9	75,0	17,4
18,0 h	27,6	4,3	34,8	5,4	41,9	6,5	51,4	7,9	58,6	9,0	65,8	10,2	75,3	11,6	82,5	12,7
24,0 h	29,6	3,4	37,5	4,3	45,4	5,3	55,8	6,5	63,8	7,4	71,7	8,3	82,1	9,5	90,0	10,4
48,0 h	48,2	2,8	55,0	3,2	61,8	3,6	70,7	4,1	77,5	4,5	84,3	4,9	93,2	5,4	100,0	5,8
72,0 h	43,7	1,7	55,0	2,1	66,3	2,6	81,2	3,1	92,5	3,6	103,8	4,0	118,7	4,6	130,0	5,0

Abbildung 2: Niederschlagshöhen und- spenden nach KOSTRA-DWD 2000

Die Wiederkehrhäufigkeit des zugrunde gelegten Bemessungsniederschlags (15 minütiges Regenereignis) hängt von dem gewünschten Maß an Sicherheit gegen Überschreitung ab. Die RAS- EW geht bei der Bemessung von Straßenentwässerungseinrichtungen von folgenden Häufigkeiten aus:

Rohrleitungen bei Mittelstreifenentwässerung $n=0,33$

Straßentiefpunkte $n=0,2$

Trogstrecken im Straßentiefpunkt $n=0,1$

Die Ergebnisse der Berechnungen sind den Tabellen im Anhang zu entnehmen.

2.1.2 Bemessung der Straßenabläufe

Der Abstand der Straßenabläufe hängt von dem Fassungsvermögen der Einlaufroste (500X500), sowie von dem Transportvermögen der Gerinne ab. Entsprechend der Regelquerschnitte werden folgende Gerinneformen betrachtet:

- Spitzrinne $b = 30 \text{ cm}$ $b_{WSPmax} = 50 \text{ cm}$
- Spitzrinne $b = 50 \text{ cm}$ $b_{WSPmax} = 50 \text{ cm}$
- Betonierte Muldenrinne $b = 30 \text{ cm}$ $b_{WSPmax} = 50 \text{ cm}$
- Betonierte Muldenrinne $b = 50 \text{ cm}$ $b_{WSPmax} = 50 \text{ cm}$

Das Transportvermögen der Spitzrinnen ($q > 7\%$) ergibt sich nach der Manning-Strickler-Formel zu: $Q = k_{st} \times h^{\frac{8}{3}} \times \sqrt{I} \times \frac{0,315}{q} \text{ [m}^3/\text{s]}$

$Q \text{ [m}^3/\text{s]}$ = Durchfluss

$k_{st} \text{ [m}^{1/3}/\text{s]}$ = Rauheitsbeiwert

$h \text{ [m]}$ = Wassertiefe am Straßenbord

$I \text{ [m/m]}$ = Rinnenlängsneigung

$q \text{ [m/m]}$ = Gerinnequerneigung

Das Transportvermögen der Muldenrinne berechnet sich folgendermaßen:

$$Q = k_{st} \times h^{\frac{8}{3}} \times \sqrt{I} \times \frac{b}{2h} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

$Q \text{ [m}^3/\text{s]}$ = Durchfluss

$k_{st} \text{ [m}^{1/3}/\text{s]}$ = Rauheitsbeiwert

$h \text{ [m]}$ = Wassertiefe in Muldenmitte

$I \text{ [m/m]}$ = Muldenlängsneigung

$b \text{ [m]}$ = Muldenbreite

Das Durchflussvermögen eines Straßenablaufes hängt demnach wesentlich von der Quer- und Längsneigung des Gerinnes, sowie von der zulässigen Wasserspiegelbreite ab. Gerinne und Straßenablauf müssen als Einheit betrachtet werden. Zur Berücksichtigung von Einengungen im Fließquerschnitt wird bei der Bemessung ein Sicherheitsfaktor von $k= 1,5$ verwendet. Als Bemessungsregen wird ein 15- minütiges Regenereignis verwendet. Die Abstände der Straßenabläufe sind Abschnittsweise, jeweils zwischen einem Hoch- Tiefpunkt bestimmt worden. Die Abschnitte zwischen den Hoch- Tiefpunkten werden in weitere Teilabschnitte, in Abhängigkeit der Längsneigungen- und Straßenquerneigungen, eingeteilt. Die Berechnungen sind dem Anhang zu entnehmen.

Die Straßenverbreiterung führt in Teilbereichen dazu, dass die Mittelstreifenbreite sehr schmal wird. Hier ist es nicht mehr möglich eine Straßenentwässerung über Straßenabläufe zu gewährleisten. Anstelle dieser werden Schlitzrinnen vorgesehen. Des Weiteren sollen die Schächte, die im Bereich der Standstreifen liegen nicht überfahren werden. Im Bereich von Ein- Ausfahrten werden aus diesem Grund und um lange Abschlüge der Straßenabläufe zum Kanal in Mittellage zu vermeiden, Schlitzrinnen in Seitenlage angeordnet.

2.2 Abscheideanlagen/ Rückhaltebecken

2.2.1 allgemeine Grundsätze

Bei der Bemessung von Abscheideanlagen in Wasserschutzgebieten sind die Hinweise der RiStWag zu beachten. Abscheideanlagen dienen der Behandlung und Rückhaltung mechanisch abscheidbarer und absetzbarer, wassergefährdender Stoffe. Für den Havariefall sollen alle Abläufe mit Absperrorganen ausgestattet sein. Um den Absetzvorgang zu unterstützen sollen die Becken mindestens 2 m tief ausgeführt werden. Um eine gleichmäßige Beckendurchströmung zu gewährleisten werden Abscheidebecken in langgestreckter Form mit einem Verhältnis Länge zu Breite 3:1 ausgeführt. Der Auffangraum für die Leichtflüssigkeiten soll zwischen 10 m³ und 30 m³ liegen. Neueste Untersuchungen haben gezeigt, dass die bislang übliche Zulaufkonstruktion oberhalb des Wasserspiegels zu vertikalen Strömungen führt. Dadurch werden die abgesetzten Sedimente bei starker hydraulischer Belastung erneut aufgewirbelt. Wird das Zulaufrohr unterhalb des Wasserspiegels angeordnet (Teileinstau) entsteht eine horizontal gerichtete Strömung, sodass die Aufwirbelungen im signifikanten Maß reduziert werden.

2.2.2 Regenwasserbehandlungsanlage (B2) an der L114 (Bau-km 0+797,000)

2.2.2.1 Lage

Die seit 2012 vorhandene Regenwasserbehandlungsanlage befindet sich südwestlich der Zweibrücker Straße (L114) in der Wasserschutzzone III. Das hier behandelte Regenwasser wird über einen Durchlass DN 1000 unter der A8 durchgeführt, in einen Graben am Böschungsfuß der A8 geleitet und in den Kasbruchgraben geführt (Wasserschutzzone II). Die Regenwasserbehandlungsanlage ersetzt somit die beiden vorhandenen Gefahrstoffbecken (B1 Nr.82; B3 Nr.81) (Abbildung 3).



Abbildung 3: Übersicht Regenwasserbehandlungsanlage

Das Becken wurde dabei so dimensioniert, dass es auch nach Ausbau der A8 ausreichend groß ist (KOHNS Wasserwirtschaft GmbH). Die vom Landesamt für Umwelt und Arbeitsschutz (LUA) zulässige Einleitmenge in den Kasbruchgraben beträgt 1600 l/s.

2.2.2.2 Einleitstelle 1 Kasbruchgraben

Aufgrund der geänderten Linienführung muss die vorhandene am Böschungsfuß laufende Mulde an die neu geplante Böschungsbildung angepasst werden. Hierdurch muss der vorhandene Auslauf DN 1000 (1600 l/s) um ca. 12m verlängert werden:

Koordinaten nach Gauß- Krüger: **2587263.0550 / 5466490.6420**

Einleitmenge: = 1600 l/s

Im Bereich des Auslass wird die Mulde großflächig gegen Erosion mit Steinkolk gesichert.

2.2.3 Retentionsbodenfilteranlage (B4) Landertalbrücke (Bau-km 1+423,000)

Die Retentionsbodenfilteranlage wurde 2008 im Rahmen der Sanierung der Landertalbrücke hergestellt. Die Anlage befindet sich in der Wasserschutzzone II. Die gedrosselte zulässige Einleitmenge in ein Namenloses Gewässer III. Ordnung beträgt 375 l/s. Die Genehmigungsunterlagen hierfür liegen bereits vor. Da das Einzugsgebiet unwesentlich verändert wird, ist die Anlage ausreichend groß dimensioniert.

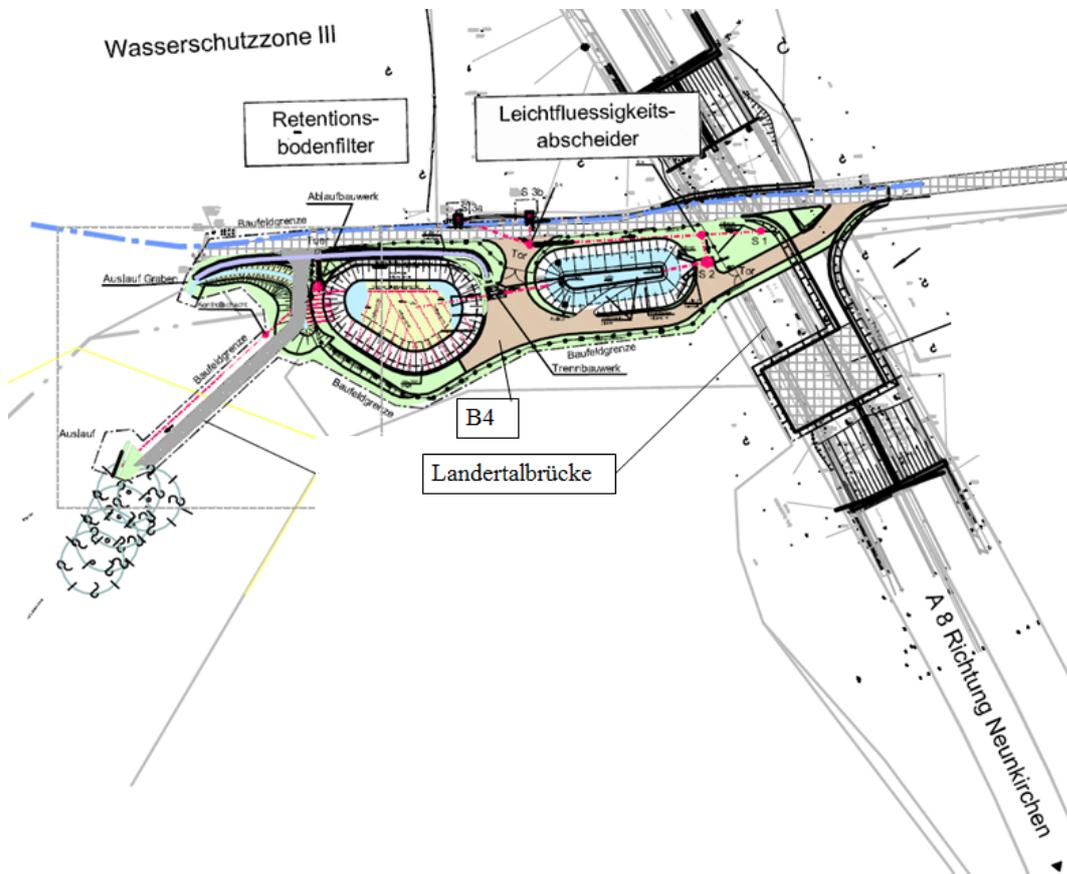


Abbildung 4: Übersicht vorh. Regenwasserbehandlungsanlage an der Landertalbrücke

2.2.4 RiStWag Abscheider(B5 Nr.20) AS Wellesweiler (Bau-km 3+456,000)

2.2.4.1 Lage

Die geplante Abscheideanlage befindet sich im Wannentiefpunkt bei Bau-km 3+456,000. Die Lage des RiStWag Abscheiders wurde aufgrund der nahegelegenen, vorhandenen Abscheideanlage sowie der Tiefpunktlage festgelegt. Die vorhandene Anlage soll künftig als Rückhaltebecken genutzt werden (Abbildung 5). Die Tauchwand kann, falls der bauliche Zustand es zulässt, bestehen bleiben. Das bestehende Überlaufbauwerk soll zurückgebaut werden. Stattdessen soll das Becken mit einem Drossel- Absperrorgan ausgestattet werden.



Abbildung 5: vorhandene Abscheideanlage "Pfaffenthälchen"

Der geplante RiStWag Abscheider befindet sich unmittelbar am Erlenbrunnenbach, der durch die vorhandene Abscheideanlage läuft. Der Überlauf des geplanten RiStWag Abscheiders ist mit dem parallel laufenden Erlenbrunnenbach verbunden (Abbildung 6).

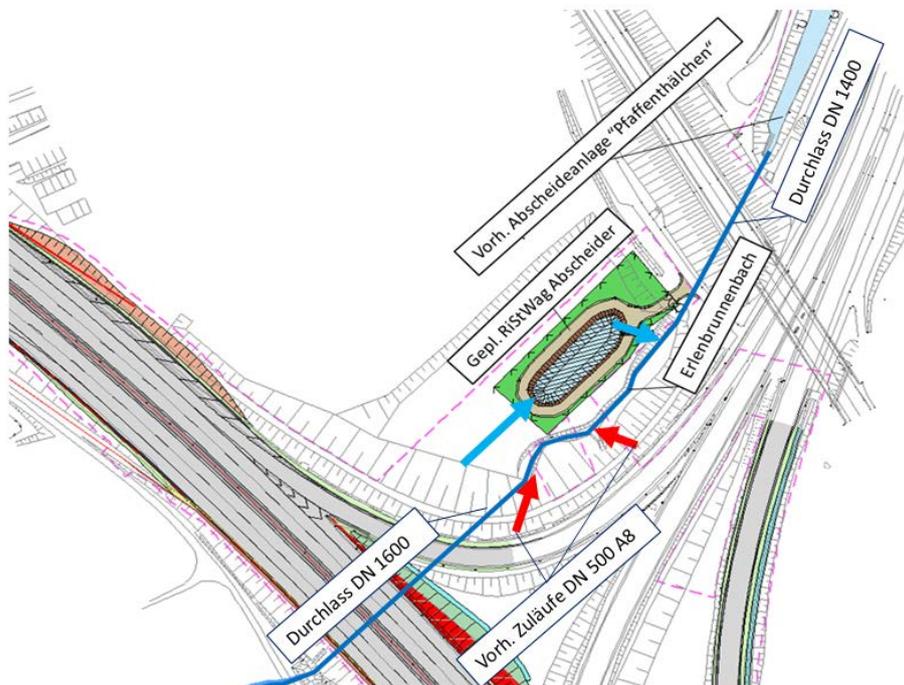


Abbildung 6: Übersicht gepl. RiStWag Abscheider AS Wellesweiler

Beobachtungen vor Ort haben gezeigt, dass der Erlenbrunnenbach in Trockenzeiten kein Wasser führt (Abbildung 7).



Abbildung 7: Durchlass Erlenbrunnenbach DN 1600 und vorh. Zulauf DN 500 der Rampenentwässerung(wird erneuert)



Abbildung 8: vor. Zulauf der A8 (entfällt)



Abbildung 9: Erlenbrunnenbach und Durchlass DN 1400 zur vorh. Abscheideranlage

Aufgrund der topografischen Gegebenheiten im Bereich der Anschlussstelle Wellesweiler ist es nicht möglich die gesamte Straßenfläche im neu geplanten Rohrleitungssystem zu fassen. Dadurch müssen die Straßenflächen nördlich des Brückenbauwerks (BW 478) weiterhin im alten Entwässerungssystem gesammelt werden. Der Zulauf in den Erlenbrunnenbach ist in Abbildung 7 zu sehen. Das schadstoffbelastete Oberflächenwasser wird bevor es in den Erlenbrunnenbach gelangt in einem Lamellenklärer gereinigt. Lamellenklärer benötigen im Vergleich zu Sedimentationsanlagen eine vielfach geringere wirksame Oberfläche. Integrierte Kunststoffrohre in Lamellenpaketen sorgen für eine verbesserte Absetzwirkung.

2.2.4.2 konstruktive Ausbildung

Bei der Ausbildung des RiStWag Abscheiders sind die Belange der RiStWag sowie die Vorgaben des LfS berücksichtigt.

Das Becken wird mit einer befestigten Zuwegung ausgestattet die von LKW befahren werden können, um die Leichtflüssigkeiten und die Ablagerungen entnehmen zu können. Die Breite der Zufahrt beträgt 3,0m. Die Böschungen werden mit ei-

nem Verhältnis H:B von 1:1,5 angelegt. Die Sohle sowie die Böschungen werden mit Betonverbundsteinpflaster ausgekleidet. Aufgrund der Wasserspiegelhöhe von 2,0 m wird das Becken rundum eingezäunt. Im Zufahrtbereich wird eine abschließbare Toranlage installiert. Die Überlaufkonstruktion mit Anschluss an den Erlenbrunnenbach wird mit Wasserbausteinen der Klasse 3 gesichert. Die Unterkante der feststehenden Tauchwand liegt 30 cm unter der Ablaufhöhe.

Abmessungen RiStWag Abscheider:

Länge: ca. 40,0 m
Breite: ca: 13,0 m
Tiefe: 2,0 m
Oberfläche: ca.: 350 m²

Abmessungen vorh. Regenrückhaltebecken:

Länge: ca.100,0 m
Breite: ca. 20,0 m im Mittel
Tiefe: ca. 1 m
Volumen: ca: 1500 m³

2.2.4.3 Bemessung des RiStWag Abscheiders

Aus wirtschaftlichen Gründen werden Regenwasserbehandlungsanlagen nicht für den maximalen Zufluss aus der Regenwasserkanalisation dimensioniert. Um diese Differenz ausgleichen zu können werden diesen Anlagen Regenrückhaltebecken nachgeschaltet.

Der Bemessung wird ein 1-jährliches, 15 minütiges Regenereignis mit einer Regenspende von $r_{15,1} = 108,3 \text{ l/s*ha}$ zugrunde gelegt. Die erforderliche Oberfläche der Abscheideanlage hängt vom Bemessungszufluss Q_b und der zulässigen Oberflächenbeschickung q_A .

Der **Bemessungszufluss** ergibt sich aus der Einzugsgebietsfläche und der maßgebenden Regenspende. Die Einzugsgebietsgrößen und die mittleren Abflussbeiwerten sind dem Lageplan der Einzugsgebiete zu entnehmen.

$$Q_b = AE * \psi_m * r_{15,1} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Die erforderliche Oberfläche O_{erf} berechnet sich aus dem Quotienten des Bemessungszuflusses und der zulässigen Oberflächenbeschickung.

$$O_{\text{erf}} = Q_b / q_A \quad [\text{m}^2]$$

Die detaillierten hydraulischen Berechnungen im Excel Format befinden sich im Anhang.

2.2.4.4 Einleitstelle 2 Erlenbrunnenbach

Der Überlauf (Graben), des geplanten RiStWag Abscheiders ist mit dem parallel laufenden Erlenbrunnenbach verbunden.

Im Bereich der Einleitung in das vorhandene Gewässer wird die Mulde großflächig gegen Erosion mit Steinkolk gesichert.

Koordinaten nach Gauß- Krüger: **25899786.7545 / 5466069.5537**

Einleitmenge: = 1409 l/s

2.2.4.5 Einleitstelle 3 Erlenbrunnenbach

Das im Lamellenklärer gereinigte Oberflächenwasser wird über eine Rohrleitung DN 500 in den Erlenbrunnenbach geleitet.

Im Bereich der Einleitung wird das vorhandene Gewässer gegen Erosion großflächig mit Steinkolk gesichert.

Koordinaten nach Gauß- Krüger: **2589748.7695 / 5466016.6963**

Einleitmenge: = 170 l/s

2.2.4.6 Nachweis des vorhandenen Regenrückhaltebeckens

Die erforderliche Größe des Rückhaltebeckens hängt vom Bemessungszufluss und von der zulässigen Drosselabflussspende in den Vorfluter ab.

Die Vorflutverhältnisse erfordern, den Abscheideanlagen Regenrückhaltebecken nachzuschalten. Die Bemessung der Regenrückhaltebecken basieren auf der Grundlage der DWA A 117. Die Sohlen der Regenrückhaltebecken, müssen in Wasserschutzgebieten entsprechend abgedichtet werden. Das Abflussvolumen aus den Regenrückhaltebecken muss auf die erlaubte Einleitmenge in den Vorfluter gedrosselt werden, um die Abflussspitzen aus dem Einzugsgebiet zu begrenzen und Ausuferungen in den Gewässern zu vermeiden. Die zulässige Einleitmenge ergibt sich auf Grundlage der DWA-M 153 (Kapitel 6.3 Hydraulische Gewässerbelastung) in Abstimmung mit den Vorgaben der LUA. Demnach berechnet sich der Drosselabfluss aus der zul. Regenabflussspende q_R und der undurchlässigen Gesamtfläche des Einzugsgebietes A_u .

$$Q_{Dr} = q_r * A_u \quad [l/s]$$

Tabelle 3: Zulässige Regenspenden, Quelle: DWA-M 153

Typ des Vorflutgewässers		Regenabflussspende qR [l/s*ha]
Kleiner Flachlandbach	b _{Sp} < 1 m, v < 0,3 m/s	15
Kleiner Hügel- und Berglandbach	b _{Sp} < 1 m, v ≥ 0,3 m/s	30
Großer Flachlandbach	b _{Sp} = 1-5 m, v < 0,5 m/s	120
Großer Hügel- und Berglandbach	b _{Sp} = 1-5 m, v ≥ 0,5 m/s	240
Flüsse	b _{Sp} > 5 m	Nicht begrenzt

Wie in Abbildung 9 zu sehen ist, handelt es sich beim Erlenbrunnenbach um ein kleineres Gewässer mit einer Wasserspiegelbreite < 1,0 m. Um die Geschwindigkeit des Gewässers zu bestimmen muss das gesamte Einzugsgebiet betrachtet werden und die Fließzeit sowie die Fließweg bestimmt werden (Abbildung 10).

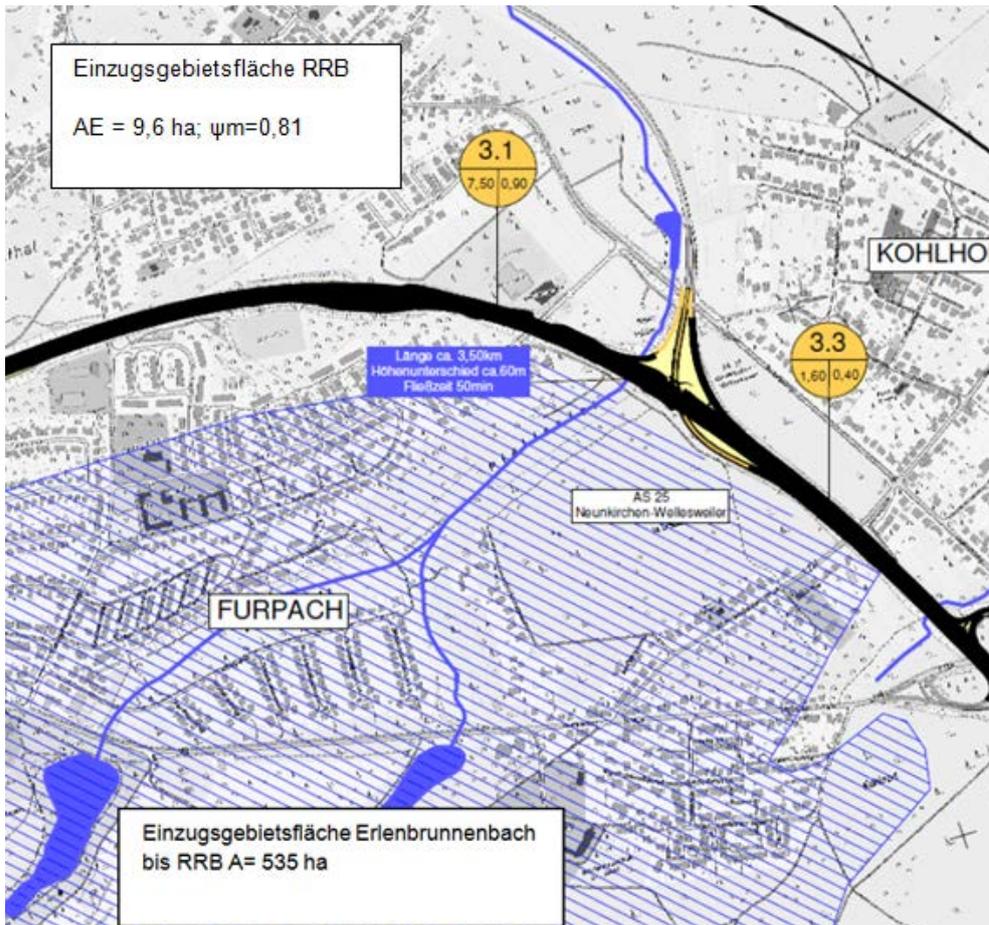


Abbildung 10: Einzugsgebiet des Erlenbrunnenbachs/ Regenrückhaltebecken

Die Fließzeit berechnet sich nach der Fließzeitformel nach Schröder:

$$t_c = \left(0,868 * \frac{\Delta L^3}{\Delta H} \right)^{0,385} \quad [\text{h}]$$

Maßgebend für die Konzentrationszeit ist die Verlängerung des längsten Fließweges von der Wasserscheide bis zu der Zulaufhöhe des Rückhaltebeckens. Der Höhenunterschied beträgt ca. 60 m. Der längste Fließweg wurde mit ungefähr 3,5 km ermittelt. Hieraus ergibt sich eine Fließzeit von ca. 50 min.

Die Geschwindigkeit v im Gewässer beträgt:

$$V = s/t = 3500\text{m} / (50\text{min} * 60\text{s}/\text{min}) = 1,16\text{m}/\text{s}$$

Demnach handelt es sich bei dem betrachteten Gewässer um einen kleinen Hügel- und Berglandbach mit einer zulässigen Regenabflussspende von $q_r = 30 \text{ l/s*ha}$. Hieraus ergibt sich ein zulässiger Drosselabfluss von:

$$Q_{Dr,zul} = A_E * \psi_m * q_r \quad [l/s]$$

$$Q_{Dr,zul} = 9,6 \text{ ha} * 0,81 * 30 \text{ l/s*ha} = 233,3 \text{ l/s}$$

Die Einleitmenge soll ebenfalls in Abhängigkeit der Sedimentationsgröße untersucht werden. Hierfür gibt das Merkblatt DWA M153 Einleitungswerte e_w (gewählt $e_w = 3$) vor, die von dem Gewässersediment abhängen (Tabelle 4).

Tabelle 4: Einleitungswert e_w nach DWA M 153

Gewässersediment	Einleitungswert e_w
Überwiegend lehmig – sandig	2- 3
Kiesig (< faustgroß)	4- 5
Steinig (> faustgroß)	6- 7

$$Q_{Dr,max} = e_w * M_Q * 1000 \quad [l/s]$$

Die Vorgaben der LUA sehen eine mittlere Abflussspende M_q von 13 l/s*km^2 vor

$$M_Q = A_{Erlenbr.} * M_q \quad [l/s]$$

$$M_Q = 5,35 \text{ km}^2 * 13 \text{ l/s*km}^2 = 70 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr,max} = 3 * 70 \text{ l/s} * 1000 = \underline{210 \text{ l/s}}, \quad Q_{Dr,gew} = 200 \text{ l/s}$$

Die Berechnung des erforderlichen Rückhaltevolumens nach DWA A 117 für eine 5-jährige Wiederkehrzeit, mit einem zulässigen Drosselabfluss von 200 l/s , sind den hydraulischen Berechnungen im Anhang zu entnehmen.

2.2.4.7 Dimensionierung des Dükers

Um das Oberflächenwasser, das auf den Straßenflächen östlich der Anschlussstelle Wellesweiler anfällt im RiStWag Abscheider behandeln zu können, wird aufgrund mehrerer, kreuzender, vorhandener Kanalleitungen ein Dükerbauwerk notwendig. Bei den kreuzenden Kanalleitungen handelt es sich um einen Mischwasserkanal DN 1400 und um eine Bachverrohrung DN 250 des Erlenbrunnenbaches (Abbildung 11).

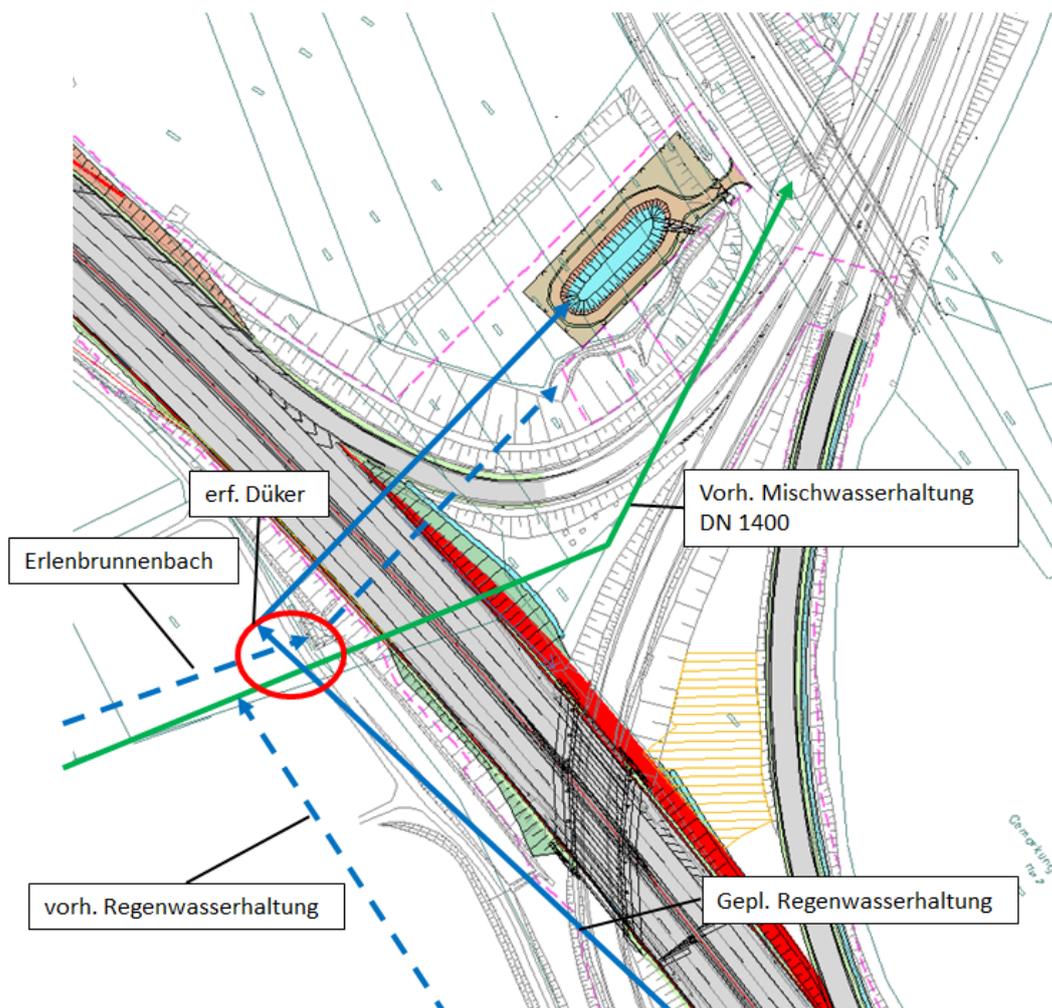


Abbildung 11: Kreuzende Leitungen im Bereich der AS Wellesweiler

Die hydraulische Dimensionierung von solchen Kreuzungsbauwerken richten sich nach den Ansätzen der DWA- A 112. In den meisten Betriebszuständen herrscht in den Zu-Ablaufkanälen bei vollgefülltem Rohr eine geringere Geschwindigkeit als

bei Teilfüllung. Deshalb sollte der Durchmesser der Dükerleitung möglichst klein gehalten werden, um große Geschwindigkeiten zu erreichen. Um Ablagerungen in der Leitung zu vermeiden werden die beiden Dükerschächte 50cm tiefer als die Sohle der Dükerleitung ausgeführt. Zum Schutz des Dükers vor sperrigen Stoffen, wird ein Grobrechen vorgeschaltet. Das Dükeroberhaupt, sowie das Dükerunterhaupt werden senkrecht ausgebildet. Die Art und die Summe der hydraulischen Verluste werden im Folgenden beschrieben und nach der DWA- A 112 berechnet. Die Zuflüsse werden den hydraulischen Berechnungen der Rohrleitungen entnommen.

1. Ermittlung des Reibungsgefälles in der Dükerleitung und im Steigrohr

Die Reibungsverluste hängen im Wesentlichen von der Rauigkeit der Rohrwandung und der Länge der Dükerleitung ab.

$$h_{V,R} = \lambda \times \frac{l}{d} \times \frac{v^2}{2g} \quad [\text{m}]$$

$$\lambda = \text{Rauigkeitsbeiwert} = 0,02 \quad [-]$$

$$l = \text{Länge der Dükerleitung} = 13,0 \text{ m} \quad [\text{m}]$$

$$d = \text{Durchmesser der Dükerleitung} = 0,6 \text{ m} \quad [\text{m}]$$

$$v = \text{Geschwindigkeit in der Dükerleitung} = 1,41 \quad [\text{m/s}]$$

$$h_{V,R} = 0,02 \times \frac{13,0}{0,6} \times \frac{1,41^2}{2 \times 9,81} = \mathbf{0,044 \text{ m}}$$

2. Einzelverlust im Zulauf

Bei vertikalen Zulaufästen wird vereinfacht davon ausgegangen, dass beim Übergang von der ankommenden Haltung in den Schacht die gesamte Geschwindigkeitshöhe verloren geht.

$$h_{V,zu} = \frac{v_{zu}^2}{2g} \quad [\text{m}]$$

$$v_{zu} = \text{Geschwindigkeit im Zulauf} = 1,25 \quad [\text{m/s}]$$

$$h_{V,zu} = \frac{1,41^2}{2 \cdot 9,81} = \mathbf{0,064m}$$

3. Einzelverlust durch Fallschacht

Beim Übergang vom Zulaufast in die Dükerleitung tritt ein Einlaufverlust auf. Beim vereinfachten Nachweis wird von einem scharfkantigen Einlauf ausgegangen.

$$h_{V,F} = \xi \times \frac{v^2}{2g} \quad [m]$$

$$v = \text{Geschwindigkeit in der Dükerleitung} = 1,41 \quad [m/s]$$

$$\xi = \text{Verlust scharfkantiger Einlauf} = 0,45 \quad [-]$$

$$h_{V,F} = 0,45 \times \frac{1,41^2}{2g} = \mathbf{0,045 m}$$

4. Umlenkverluste

Beim Übergang der waagerechten Dükerleitung zum senkrechten Steigrohr, kommt es aufgrund des Krümmers (90°) zu Umlenkverlusten.

$$h_{V,U} = \xi_U \times \frac{v^2}{2g} \quad [m]$$

$$v = \text{Geschwindigkeit in der Dükerleitung} = 1,41 \quad [m/s]$$

$$\xi_U = \text{Umlenkverluste } 90^\circ = 0,18 \quad [-]$$

$$h_{V,U} = 0,18 \times \frac{1,41^2}{2 \cdot 9,81} = \mathbf{0,018m}$$

1. Verluste im Steigrohr

Die Verluste beim Übergang des Steigrohres in den Ablaufkanal berechnen sich wie folgt:

$$h_{V,R} = \xi_E \times \frac{v_{ab}^2}{2g} + \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m]$$

$$v = \text{Geschwindigkeit in der Dükerleitung} = 1,41 \quad [m/s]$$

$$v_{ab} = \text{Geschwindigkeit im Ablauf} = 1,25 \quad [m/s]$$

$$\xi_E = \text{Auslaufverlust} = 0,45 \quad [-]$$

$$h_{V,A} = 0,45 \times \frac{1,25^2}{2 \cdot 9,81} + \frac{1,41^2}{2 \cdot 9,81} = \mathbf{0,137 \text{ m}}$$

Die Summe aller Reibungsverlust ergibt den erforderlichen Höhenunterschied des Zulaufkanals zum Ablaufkanal.

$$\sum h_V = 0,044 + 0,064 + 0,045 + 0,018 + 0,137 = \mathbf{0,308m}$$

2.2.5 RiStWag Abscheider(B6) am Mutterbach (Bau-km 6+213,000)

2.2.5.1 Lage

Der geplante RiStWag Abscheider liegt in der Nähe des Bauendes im Wannentiefpunkt. Um spätere Erweiterungen der A8 mit zu berücksichtigen, wird die Anlage so ausgelegt, dass das Oberflächenwasser außerhalb des betrachteten Baufeldes bis zum nächsten Hochpunkt in Richtung der AS Limbach aufgenommen werden kann. Die Maßnahme liegt derzeit in der Wasserschutzzone III nördlich der A8. Zukünftig wird dieses Gebiet als Wasserschutzzone II ausgewiesen werden.

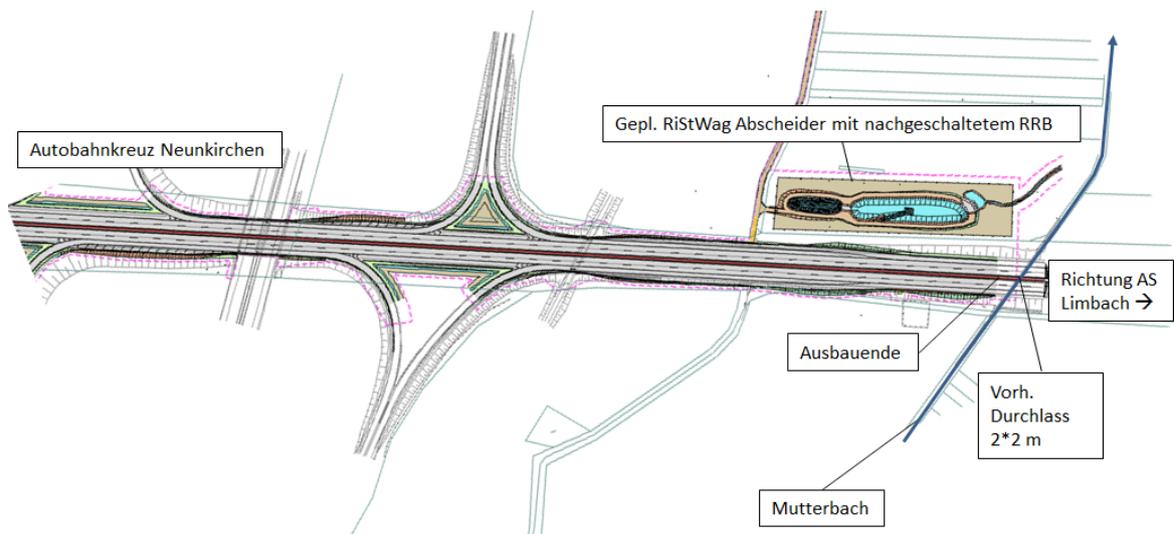


Abbildung 12: Übersicht des gepl. RiStWag Abscheiders B6

2.2.5.2 konstruktive Ausbildung

Bei der Ausbildung des RiStWag Abscheiders sind die Belange der RiStWag sowie die Vorgaben des LfS berücksichtigt.

Das Becken wird mit einer befestigten Zuwegung ausgestattet die von LKW befahren werden können, um die Leichtflüssigkeiten und die Ablagerungen entnehmen zu können. Die Breite der Zufahrt beträgt 3,0m. Die Zuwegung ist über einen vorhandenen, unbefestigten 3,50m breiten Wirtschaftsweg zu erreichen. Die Böschungen werden mit einem Verhältnis H:B von 1:1,5 angelegt. Die Sohle sowie die Böschungen werden mit Betonverbundsteinpflaster ausgekleidet. Aufgrund der Wasserspiegellhöhe von 2,0 m wird das Becken rundum eingezäunt. Im Zufahrtsbereich wird eine abschließbare Toranlage installiert. Die Überlaufkonstruktion mit Anschluss an das, nachgeschaltete Regenrückhaltebecken wird mit Wasserbausteinen der Klasse 3 gesichert. Die Unterkante der feststehenden Tauchwand liegt 30 cm unter der Ablaufhöhe. Da der Zulauf in die Anlage schräg angebunden wird, wird ein Anprallschutz in Form einer Gabione in das Becken integriert.

Abmessungen RiStWag Abscheider:

Länge:	ca. 40,0 m
Breite:	ca. 12,0 m
Tiefe:	2,0 m
Oberfläche:	ca. 390 m ²

Das unmittelbar angeschlossene Regenrückhaltebecken wird, wie auch der RiStWag Abscheider, für Wartungsarbeiten mit dem LKW zugänglich sein. Zusätzlich wird hier eine befestigte Zufahrt in das Becken geplant, damit das Becken mit LKW oder dem Radlader leergeräumt werden kann. Die Sohle und die Böschungen werden mit einem mineralischen Dichtungssystem, bestehend aus Bentonitmatten, abgedichtet. Die Sohle im Bereich der Beckenzufahrt wird mit Betonverbundsteinpflaster ausgelegt. Die Böschungen werden mit einem Verhältnis H:B von 1:3 angelegt. Die Einleitung in den Mutterbach wird über ein elektroni-

ches Drosselsystem, das in einem Schacht integriert wird, geregelt werden. Als Notüberlauf wird ein breitflächiger Überlaufbereich vorgesehen, der ebenfalls mit dem Mutterbach verbunden wird.

Abmessungen Regenrückhaltebecken:

Länge:	ca.85 m
Breite:	ca.18 m
Tiefe:	ca. 1,60 m
Volumen:	ca. 1564 m ³

2.2.5.3 Bemessung des RiStWag Abscheiders

Aus wirtschaftlichen Gründen werden Regenwasserbehandlungsanlagen nicht für den maximalen Zufluss aus der Regenwasserkanalisation dimensioniert. Der Bemessung wird ein 1-jährliches, 15 minütiges Regenereignis mit einer Regenspende von $r_{15,1} = 108,3 \text{ l/s*ha}$, zugrunde gelegt. Die erforderliche Oberfläche der Abscheideanlage hängt vom Bemessungszufluss Q_b und der zulässigen Oberflächenbeschickung q_A .

Der **Bemessungszufluss** ergibt sich aus der Einzugsgebietsfläche und der maßgebenden Regenspende. Die Einzugsgebietsgrößen und die mittleren Abflussbeiwerten sind dem Einzugsgebietslageplan zu entnehmen.

$$Q_b = AE * \psi_m * r_{15,1} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Die erforderliche Oberfläche O_{erf} berechnet sich aus dem Quotienten des Bemessungszuflusses und der zulässigen Oberflächenbeschickung.

$$O_{\text{erf}} = Q_b / q_A \quad [\text{m}^2]$$

Die detaillierten hydraulischen Berechnungen im Excel Format befinden sich im Anhang.

2.2.5.4 Bemessung des Regenrückhaltebeckens

Die erforderliche Größe des Rückhaltebeckens hängt vom Bemessungszufluss und von der zulässigen Drosselabflussspende in den Vorfluter ab.

Die Vorflutverhältnisse erfordern, den Abscheideanlagen Regenrückhaltebecken nachzuschalten. Die Bemessung der Regenrückhaltebecken basieren auf der Grundlage der DWA A 117. Die Sohlen der Regenrückhaltebecken, müssen in Wasserschutzgebieten entsprechend abgedichtet werden. Das Abflussvolumen aus den Regenrückhaltebecken muss auf die erlaubte Einleitmenge in den Vorfluter gedrosselt werden, um die Abflussspitzen aus dem Einzugsgebiet zu begrenzen und Ausuferungen in den Gewässern zu vermeiden. Die zulässige Einleitmenge ergibt sich auf Grundlage der DWA-M 153 (Kapitel 6.3 Hydraulische Gewässerbelastung) in Abstimmung mit den Vorgaben der LUA. Demnach berechnet sich der Drosselabfluss aus der zul. Regenabflussspende q_R (Tabelle 3) und der undurchlässigen Gesamtfläche des Einzugsgebietes A_u .

$$Q_{Dr} = q_r * A_u \quad [l/s]$$

Beim Mutterbach handelt es sich um ein kleineres Gewässer mit einer Wasserspiegelbreite <1,0 m (Abbildung 14).



Abbildung 13: Durchlass Mutterbach b/h 2x2 m



Abbildung 14: Mutterbach

Um die Geschwindigkeit des Gewässers zu bestimmen, muss das gesamte Einzugsgebiet betrachtet werden und die Fließzeit sowie der Fließweg bestimmt werden (Abbildung 15).

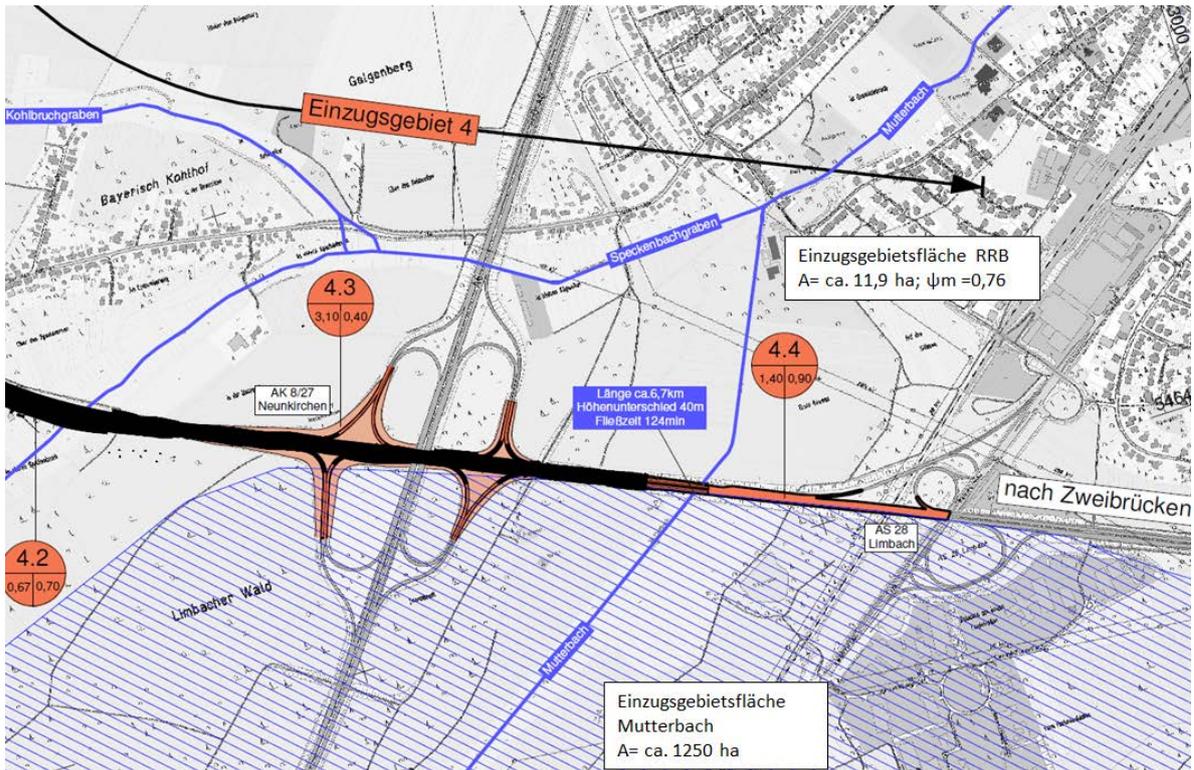


Abbildung 15: Abbildung 9: Einzugsgebiet Mutterbach/ Regenrückhaltebecken

Die Fließzeit berechnet sich nach der Fließzeitformel nach Schröder:

$$t_c = \left(0,868 \cdot \frac{\Delta L^3}{\Delta H} \right)^{0,385} \quad [\text{h}]$$

Maßgebend für die Konzentrationszeit ist die Verlängerung des längsten Fließweges von der Wasserscheide bis zu der Zulaufhöhe des Rückhaltebeckens. Der Höhenunterschied beträgt ca. 40 m. Der längste Fließweg wurde mit ungefähr 6,7 km ermittelt. Hieraus ergibt sich eine Fließzeit von ca. 124 min.

Die Geschwindigkeit v im Gewässer beträgt:

$$V = s/t = 6700\text{m} / (124\text{min} \cdot 60\text{s}/\text{min}) = 0,9 \text{ m/s}$$

Demnach handelt es sich bei dem betrachteten Gewässer um einen kleinen Hügel- und Berglandbach mit einer zulässigen Regenabflussspende von $q_r = 30\text{l/s} \cdot \text{ha}$. Hieraus ergibt sich ein zulässiger Drosselabfluss von:

$$Q_{Dr,zul} = A_E * \psi_m * q_r \quad [l/s]$$

$$Q_{Dr,zul} = 11,87 \text{ ha} * 0,76 * 30 \text{ l/s} * \text{ha} = 270,6 \text{ l/s}$$

Die Einleitmenge soll ebenfalls in Abhängigkeit der Sedimentationsgröße untersucht werden. Hierfür gibt das Merkblatt DWA M153 Einleitungswerte e_w (gewählt $e_w = 3$) vor, die von dem Gewässersediment abhängen (Tabelle 4).

Tabelle 5: Einleitungswert e_w nach DWA M 153

Gewässersediment	Einleitungswert e_w
Überwiegend lehmig – sandig	2- 3
Kiesig (< faustgroß)	4- 5
Steinig (> faustgroß)	6- 7

$$Q_{Dr,max} = e_w * M_Q * 1000 \quad [l/s]$$

Die Vorgaben der LUA sehen einen mittlere Abflusspende M_q von 12 l/s*km² vor

$$M_Q = A_{Erlenbr.} * M_q \quad [l/s]$$

$$M_Q = 12,5 \text{ km}^2 * 12 \text{ l/s} * \text{km}^2 = 150 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dr,max} = 3 * 150 \text{ l/s} * 1000 = 450 \text{ l/s} > 270 \text{ l/s}, Q_{Dr,gew} = 180 \text{ l/s}$$

Unter Berücksichtigung der unterliegenden Ortschaft Limbach wird ein maximal zulässiger Drosselabfluss von 180 l/s gewählt.

Die Berechnung des erforderlichen Rückhaltevolumens nach DWA A 117, mit einem zulässigen Drosselabfluss von 180 l/s, sind den hydraulischen Berechnungen im Anhang zu entnehmen.

2.2.5.5 Einleitstelle 4 Mutterbach

Die Einleitung in den Mutterbach erfolgt über einen geplanten Graben.

Im Bereich der Einleitung wird das vorhandene Gewässer großflächig gegen Erosion mit Steinkolk gesichert.

Koordinaten nach Gauß- Krüger: **2591881.9396 / 5464241.0579**

Einleitmenge= 180 l/s