

2011-010 – Gemeinde Steinach, Bebauungsplan „Allmend II“
Untersuchung der naturverträglichen Regenwasserbewirtschaftung

Inhalt

1	Prüfung alternativer Entwässerungsmöglichkeiten.....	1
1.1	Versickerungsmöglichkeiten	1
1.1.1	Überschlägig Dimensionierung der Versickerungsanlage	1
1.2	Regenwasserrückhaltung im Baugebiet.....	2
2	Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit Welschensteinacher Bach 2	
2.1	Hydraulische Berechnungen.....	4
3	Ermittlung des Rückhaltevolumens.....	5
3.1	Flächenermittlung	5
3.1.1	Bestand	5
3.1.2	Neubaugebiet	5
3.2	Abflussermittlung	6
3.2.1	Bestand	6
3.2.2	Neubaugebiet	6
3.2.3	Bemessung Regenrückhaltung.....	6
4	Geplante Regenentwässerung.....	7
5	Geplante Schmutzentwässerung	8
6	Zusammenfassung	8

1 Prüfung alternativer Entwässerungsmöglichkeiten

Im Rahmen der Vorplanungsphase zum Bebauungsplan wurden alternative, naturverträgliche Regenwasserbewirtschaftungsmöglichkeiten für die Gemeinde Steinach geprüft.

1.1 Versickerungsmöglichkeiten

Anfang Oktober 2012 wurden vom Ingenieurbüro Klipfel & Lenhardt aus Endingen Versickerungsversuche im geplanten Baugebiet durchgeführt. Die Untersuchungen zeigen an, dass die Versickerung von Niederschlagswasser möglich ist. Die in den ungesättigten Bodenzonen anstehenden Schichten sind zwar im oberen Bereich bis ca. 1,0 m u. GOK auch bindig ausgebildet, besitzen jedoch keine Durchlässigkeit beeinträchtigenden Tonanteile.

1.1.1 Überschlägig Dimensionierung der Versickerungsanlage

Die Durchlässigkeit des anstehenden Oberbodens wurde im Bodengutachten mit einem k_f -Wert von $2,1 \times 10^{-5}$ m/s angegeben. Erfahrungsgemäß kann die Versickerungsfläche 15 bis 20 % der angeschlossenen Fläche betragen. Die angeschlossene Fläche wurde unter Punkt 3.1.2 mit ca. 3200 m² beziffert.

$$A_{\text{Versickerung}} = 3200 \text{ m}^2 * 0,15 = \text{ca. } 500 \text{ m}^2$$

Auf der geplanten Grünfläche zwischen der Planstraße 1 und dem geplanten Geh- u. Radweg wären ca. 630 m² verfügbar.

Ein Notüberlauf mit Einleitung in den Welschensteinacher Bach wäre vorzusehen.

Eine genaue Dimensionierung der Versickerungsanlage nach der ATV-DVWK-A 138 ist im Zuge der weiteren Planung zwingend erforderlich.

Da eine Einleitung in die Versickerungsanlage über ein Rohrleitungssystem vorgesehen ist, kann von einer Tiefe der Versickerungsanlage von ca. 1 m ausgegangen werden.

1.2 Regenwasserrückhaltung im Baugebiet

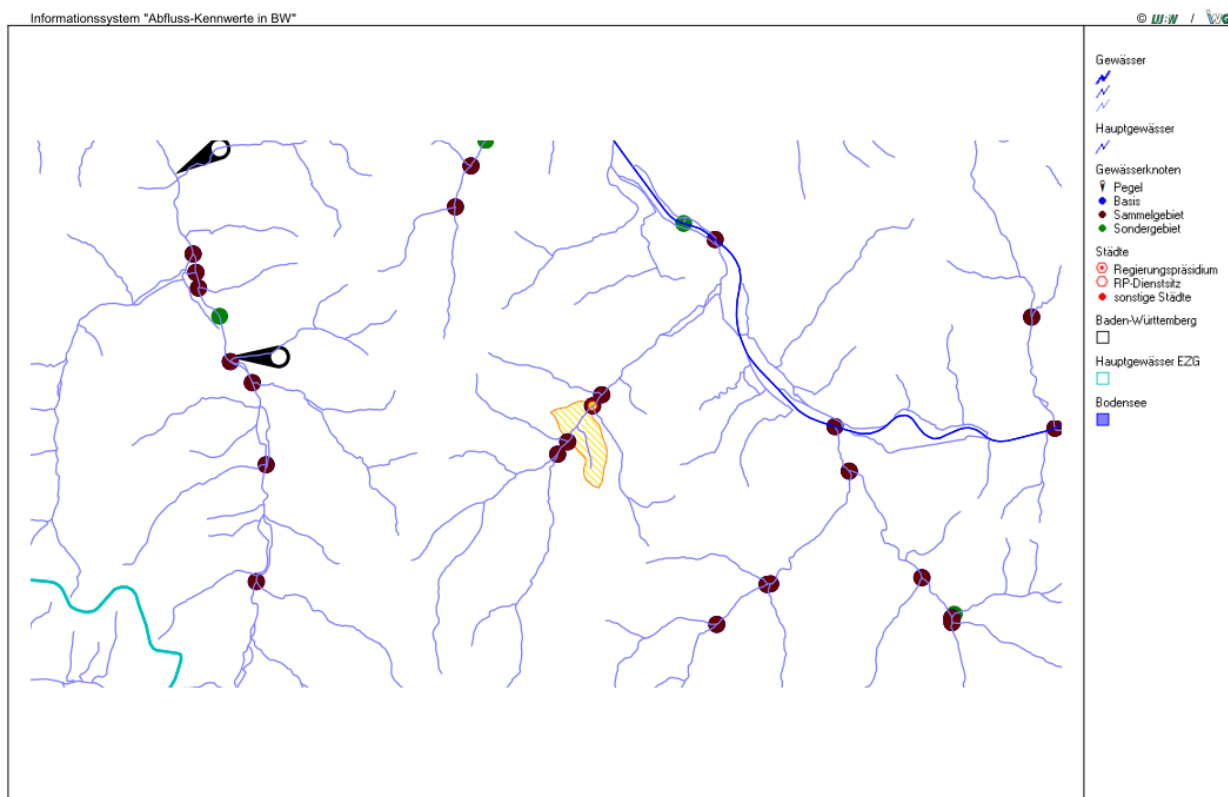
Generell wäre eine dezentrale Regenwasserrückhaltung über Zisternen im Baugebiet möglich. Jedoch soll in einem weiteren Berechnungsschritt nach den „Arbeitshilfen für den Umgang mit Regenwasser: Regenrückhaltung“ die Gewässerstabilität ohne Regenwasserrückhaltung nachgewiesen werden (vgl. Punkt 2).

2 Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit Welschensteinacher Bach

Der Welschensteinacher Bach fließt direkt südlich am Neubaugebiet vorbei. Das Regenwasser aus dem Neubaugebiet soll direkt eingeleitet werden.

Eine Überprüfung des Regenwasserabflusses vom Neubaugebiet auf den Welschensteinacher Bach ist nach den „Arbeitshilfen für den Umgang mit Regenwasser zu prüfen – Regenrückhaltung“ zu prüfen.

Der Welschensteinacher Bach hat eine geringere Sohlbreite als 5,0 m, so dass die Einleitmengen entsprechend den Arbeitshilfen zu ermitteln sind. In Bezug auf das Neubaugebiet Allmend II sind die Grundlagen aus den Abfluss-Kennwerte in BW wie folgt gewählt worden:



Quelle: BW_Abfluss, Stand 2007

Mühlbach

B-2345850000000 oh. Tannenwaldbächle

Gebiets-Kenngrößen		HQ-Kennwerte	
A _{EO} [km ²]	17.02	Abfluss [m ³ /s]	Spende [m ³ /s·km ²]
S [%]	1.6	MHQ / MHq	9.05 / 0.532
W [%]	61.7	HQ ₂ / Hq ₂	7.23 / 0.425
I _g [%]	4.79	HQ ₅ / Hq ₅	12.69 / 0.746
L [km]	7.32	HQ ₁₀ / Hq ₁₀	17.11 / 1.006
L _c [km]	3.33	HQ ₂₀ / Hq ₂₀	21.96 / 1.291
N _G [mm]	1220	HQ ₅₀ / Hq ₅₀	29.16 / 1.713
LF [-]	98.2	HQ ₁₀₀ / Hq ₁₀₀	35.28 / 2.073

Quelle: BW_Abfluss, Stand 2007

Aus den HQ-Kennwerten vom BW_Abfluss ergibt sich:

$$HQ_1 = HQ_2 * 0,80 = 7,23 * 0,80 = 5,78 \text{ m}^3/\text{s}$$

Mühlbach

B-2345850000000 oh. Tannenwaldbächle

Gebiets-Kenngrößen		MQ-und MNQ-Kennwerte	
A _{EO} [km ²]	17.02	Abfluss [m ³ /s]	Spende [l/s·km ²]
S [%]	1.6	Q _{TWÜ}	0.000
W [%]	61.7	MQ _{ber} / Mq _{ber}	0.271 / 15.92
N _G [mm]	1220	MQ / Mq	0.271 / 15.92
LF [-]	98.2	MNQ _{ber} / MNq _{ber}	0.018 / 1.07
		MNQ / MNq	0.018 / 1.07

Quelle: BW_Abfluss, Stand 2007

Der MQ beträgt 0,271 m³/s = 271 l/s.

In der FGM-Var. „I2“ der „Flussgebietsuntersuchung des Welschensteinacher Baches, Wald + Corbe, 2010“ wurde bereits der IST-Zustand von 2010 bei der hydraulischen Berechnung berücksichtigt, so dass die zusätzliche Einleitmenge aus Allmend II lediglich addiert werden muss.

Tabelle 3.9: Hochwasserabflüsse ausgewählter Gewässerstellen für den Ist-Zustand (FGM-Var. „I2“)

FGM Var.	Ortslage Gewässer Gewässerstelle	FGM Kn.	HQ ₂ [m ³ /s]	HQ ₅ [m ³ /s]	HQ ₁₀ [m ³ /s]	HQ ₂₀ [m ³ /s]	HQ ₅₀ [m ³ /s]	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]	HQ _{9/2008} [m ³ /s]
I2	Welschensteinach Langbrunnenbach Mündungsbereich	37	2,6	4,5	6,4	8,5	11,8	14,5	6,6
I2	Welschensteinach Mühlbach Mündungsbereich	22	4,2	7,3	10,3	13,7	18,9	23,4	12,2
I2	Welschensteinach Welschenstein. Bach nach Zusammenfluss	38	6,4	10,6	14,6	19,2	26,0	31,9	18,7
I2	Untertal Welschenstein. Bach Ortsbereich	67	8,0	13,4	18,4	24,1	33,0	40,7	23,2
I2	Steinach Welschenstein. Bach Ortsbereich	90	9,1	15,3	21,0	27,7	38,5	47,7	27,5

Quelle: Flussgebietsuntersuchung des Welschensteinacher Baches, Wald + Corbe, 2010

Die geplante Einleitstelle des Neubaugebietes:



Quelle: KAPPIS Ingenieure GmbH, 2012

2.1 Hydraulische Berechnungen

In der FGM-Var. „I2“ der „Flussgebietsuntersuchung des Welschensteinacher Baches“, Wald + Corbe, 2010 wurde bereits der IST-Zustand von 2010 bei der hydraulischen Berechnung berücksichtigt, so dass die zusätzliche Einleitmenge aus Allmend II lediglich addiert werden muss.

Ansatz:

$$\begin{aligned}
 HQ_{1,\text{nach BW_Abfluss}} &= 0,80 * 7,23 = 5,784 \text{ m}^3/\text{s} && = 5784 \text{ l/s} \\
 HQ_{1,\text{ist 2010}} = Q_{r15, n=1} &= 0,80 * 8,0 = 6,4 \text{ m}^3/\text{s} && = 6400 \text{ l/s}
 \end{aligned}$$

Da nach der „Flussgebietsuntersuchung des Welschensteinacher Baches, Wald + Corbe, 2010“ der maßgebliche Abfluss ($HQ_{1,\text{ist 2010}} < HQ_{1,\text{nach BW_Abfluss}}$ - nicht erfüllt!), der noch unschädlich ins Gewässer abgeführt werden kann, bereits überschritten wurde, sind Rückhaltmaßnahmen im Baugebiet „Allmend II“ notwendig.

3 Ermittlung des Rückhaltevolumens

Das benötigte Rückhaltevolumen wird über die Differenz des natürlichen (im Bestand) und des bebauten (geplant) Abflussvermögens des Bebauungsgebietes ermittelt.

Daraus folgt:

$$Q_{\text{natürlich}} = Q_{\text{bebaut}} - Q_{\text{Rückhaltung}}$$

3.1 Flächenermittlung

Für die Flächenermittlung wurde der aktuelle BPlan aus dem Vorentwurf (2011-010_06_bplan, Stand 25.06.2012) zugrunde gelegt.

Das Planungsgebiet umfasst eine Fläche von ca. 6200 m².

3.1.1 Bestand

Derzeit kann die gesamte Fläche als landwirtschaftlich genutzte Fläche (Weide) angesetzt werden.

Diese Fläche teilt sich aus dem Bebauungsplan auf in:

	A _E [m ²]	Ψ [-]	A _u [m ²]
Grünflächen	6200	0,3	1860

(Ψ nach ATV-A 117; Tab. 1)

3.1.2 Neubaugebiet

Nach der Bebauung befinden sich öffentliche Verkehrsräume und Grünflächen sowie die privaten Grundstücke mit Häusern, Terrassen und Hofflächen im Planungsgebiet wieder. Nach dem Bebauungsplan ist die zu überbauenden Fläche mit 0,4 angesetzt.

Der Abminderungsfaktor für Grünflächen auf privatem Grund kann mit 0,1 angesetzt werden (Rasenfläche, mit geringer Neigung).

Diese Fläche teilt sich aus dem Bebauungsplan auf in:

	A _E [m ²]	Ψ [-]	A _u [m ²]
<i>Öffentlicher Raum</i>			
Verkehrsfläche	1000	0,9	900
Grünfläche	700	0,1	70
Σ _{öffentlich}	1700		970
<i>Private Flächen</i>			
Dachflächen	1800	0,9	1620
Terrassen	200	0,5	100
Hofflächen	500	0,5	250
Grünflächen	2000	0,1	200
Σ _{privat}	4500		2170
Σ _{gesamt}	6200		3140

(Ψ nach ATV-A 117; Tab. 1)

3.2 Abflussermittlung

In diese Betrachtung fällt nur das Oberflächenflächenwasser aus dem Planungsgebiet, da hier eine Änderung der natürlichen Gegebenheiten des Geländes vollzogen wird.

Für die Bestimmung des Rückhaltevolumens und eines Drosselabflusses wird eine Überschreitungshäufigkeit von 5 Jahren angesetzt.

Aus dem Kostra-Atlas DWD 2000 ergibt sich somit eine Niederschlagsspende von:

$$r_{15, n=0,2} = 237,90 \times 1,1 = 261,69 \text{ l/(s*ha)}$$

3.2.1 Bestand

Der Abfluss errechnet sich wie folgt:

$$Q_{r15, n=0,2, \text{Bestand}} = A_u \times r_{D,n} = 1860 \times 261,69 / 10000 = 48,67 \text{ l/s}$$

3.2.2 Neubaugebiet

Der Abfluss errechnet sich wie folgt:

$$Q_{r15, n=0,2, \text{neu}} = A_u \times r_{D,n} = 3140 \times 261,69 / 10000 = 82,17 \text{ l/s}$$

3.2.3 Bemessung Regenrückhaltung

Anwendung des einfachen Verfahrens nach Arbeitsblatt ATV-DVWK A117 [5].

Für die Regenrückhaltung wird angesetzt, dass der zusätzliche Abfluss nach der Bebauung gegenüber dem natürlichen Abfluss zurückgehalten werden muss.

$$Q_{dr} = Q_{r15, n=0,2, \text{neu}} - Q_{r15, n=0,2, \text{Bestand}} = 82,17 \text{ l/s} - 48,67 \text{ l/s} = 33,5 \text{ l/s}$$

Der maximale Drosselabfluss beträgt 33,5 l/s. Da keine geregelte Drossel vorgesehen ist, wird als rechnerischer Drosselabfluss das arithmetische Mittel zwischen dem Abfluss bei Speicherbeginn und Vollfüllung angesetzt. Gewählt:

$$Q_{dr} = 17 \text{ l/s}$$

$$A_u = 3140 \text{ m}^2 = 0,31 \text{ ha}$$

$$n = 0,2/a$$

$$t_f = 10 \text{ min (geschätzt)}$$

$$q_{dr,r,u} = Q_{dr} / A_u = 17 / 0,31 = 54,84 \text{ l/(s*ha)}$$

$$f_A = 1$$

$$f_z = 1,2 \text{ (geringes Risikomaß)}$$

$$V = V_{s,u} \times A_u$$

$$V_{s,u} = (r_{n=0,2} - q_{dr}) \times D \times f_A \times f_z \times 0,06 \text{ [m}^3/\text{ha]}$$

Auswertung in tabellarischer Form:

Dauerstufe	Regenspende	Drosselabfluss	Differenz zw.	spez. Volumen
D	$r_{n=0,2}$	$q_{dr,r,u}$	r und $q_{dr,r,u}$	$V_{s,u}$
min	l/(s*ha)	l/(s*ha)	l/(s*ha)	m³/ha
5	444,40	54,84	389,56	134,40
10	323,73	54,84	268,89	185,53
15	261,69	54,84	206,85	214,09
20	221,87	54,84	167,03	230,50
30	172,37	54,84	117,53	243,29
35	155,76	54,84	100,92	243,72
40	142,34	54,84	87,50	241,50
45	131,23	54,84	76,39	237,19
50	121,88	54,84	67,04	231,29
60	107,14	54,84	52,30	216,52
90	77,11	54,84	22,27	138,30
120	61,05	54,84	6,21	51,42
Das max. spezifische Speichervolumen beträgt:				243,72

Das erforderliche Speichervolumen ergibt sich zu:

$$V_{\text{erf}} = V_{s,u} \times A_u = 243,72 \text{ m}^3/\text{ha} \times 0,31 \text{ ha} = 75,55 \text{ m}^3$$

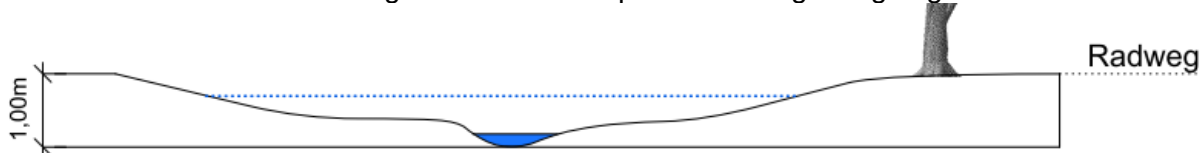
$$V_{\text{erf}} = 75,55 \text{ m}^3 \leq V_{\text{vorh}} = 175 \text{ m}^3 \quad \text{Bedingung erfüllt!}$$

(Erläuterung V_{vorh} siehe Punkt 4)

4 Geplante Regenentwässerung

Die geplanten Grundstücke schließen an einem Regenwasserkanal an, welcher Sohlgleich eine Einleitung in den Wassergraben besitzt. Eine direkte Einleitung der Grundstücke am Wassergraben ist ebenfalls unter Berücksichtigung der Rückstauenebene möglich.

Für die zentrale Rückhaltemaßnahme ist ein offener Wassergraben auf der südöstlichen, öffentlichen Grünfläche mit einer Länge von ca. 70 m vorgesehen. Der Querschnitt wurde in Abstimmung mit dem Umweltplaner wie folgt festgelegt:



Quelle: Prinzipskizze, Büro Winski, Stand 10.10.2012

Die für die Regenwasserrückhaltung maßgebliche Querschnittsfläche beträgt ca. 2,5 m². Daraus folgt, bei einer Länge von ca. 70 m, ein Rückhaltevolumen von ca. 175 m³.

Am nördlichen Ende des Wassergrabens ist auf Sohlhöhe ein Auslauf in den Welschensteinacher Bach mit einem DN 200 Rohr vorzusehen. Das Gefälle muss 0,3 % entsprechen, damit der Drosselabfluss von ca. 17 l/s erreicht wird.

Aufgrund der geeigneten Durchlässigkeitswerte (vgl. auch Bodengutachten) des anstehenden Oberbodens und Untergrundes ist die Ausbildung des Wassergrabens als zusätzliche Versickerungsmulde (Aufbau entsprechend den einschlägigen Vorschriften: 30 cm belebter Oberboden für reines Wohngebiet etc.) vorgesehen. Dadurch und durch die großen Kapazitäten des Rückhaltevolumens kann möglicherweise ein größeres Regenereignis als das 5-jährliche aufgenommen werden.

Als zusätzliche Sicherheit wird empfohlen einen Notüberlauf von Böschungsoberkante Wassergraben in den Welschensteinacherbach einleiten zu lassen.

5 Geplante Schmutzentwässerung

Die Abgabe des anfallenden Schmutzwassers aus dem Baugebiet wird an das bestehende Schmutzwassernetz in der L103 (Talstraße) erfolgen. Über diese Haltung erfolgt der Transport des Schmutzwassers zur Kläranlage des Abwasserzweckverband Kinzig- und Harmersbachtal in Biberach.

Hydraulische Berechnung

Grundlagen:

q_s	= 0,004 l/(s * ha)	– Schmutzwasserabflussspende
q_f	= 0,15 l/(s * ha)	– Fremdwasseranteil
$q_{r,T}$	= 0,50 l/(s * ha)	– Regenabflussspende im Schmutzwasserkanal

Laut aktuellen Bebauungsplan hat das Grundstück eine Fläche von ca. $A_{E,k} = 0,62$ ha mit ca. 8 Grundstücken.

Ansatz:

8 Grundstücke * 4 Einwohner/Grundstück = ca. 32 Einwohner

Q_s	= $q_s * EW$	= 0,004 l/(s * ha) * 32 EW	= ca. 0,13 l/s
Q_f	= $q_f * A_{E,k}$	= 0,15 l/(s * ha) * 0,62 ha	= ca. 0,09 l/s
$Q_{r,T}$	= $Q_s + Q_f + Q_{r,T}$	= 0,13 l/s + 0,09 l/s + 0,50 l/s	= ca. 0,72 l/s

Aufgrund des geringen Schmutzwasseranteils ist ein Mindestdurchmesser von DN 200 als ausreichend einzustufen.

6 Zusammenfassung

Für die Entwässerung (Regenwasser) des geplanten Gebietes „Allemend II“ ist ein kombiniertes Regenwasserrückhalte-/Versickerungssystem südöstlich auf der Grünfläche angedacht. Eine Einleitung von Regenwasser in den Welschensteinacher Bach erfolgt gedrosselt. Sollte das 5-jährliche Regenereignis überschritten werden, dient ein weiterer Notüberlauf in den Welschensteinacher Bach und das zusätzliche berechnete Rückhaltevolumen als Sicherheit.

Dieses Konzept erfolgte in Zusammenarbeit mit dem Landratsamt Ortenaukreis und wurde am 11.10.2012 telefonisch freigegeben.