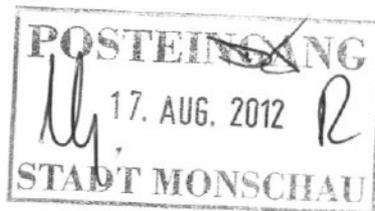


Stadt Monschau
Fachbereich 1.1 Planung/Hochbau
Herrn Dicks
Laufenstraße 84
52156 Monschau



**Bebauungsplan Imgenbroich Nr. 18 „Nord-West“
Aufstellung des B-Plans, Schreiben der Städteregion Aachen vom
04.06.2012, Nachweise zum Hochwasserabfluss**

**GEWÄSSER
TRINKWASSER
ABWASSER
STRASSE
BIOGAS**

Malmedyer Straße 30
52066 Aachen
Telefon: +49 241 94623-0
Telefax: +49 241 94623-30

In der Gauch 12
54649 Waxweiler
Telefon: +49 6554 900170

www.bueroberg.de

Ihr Ansprechpartner:

Herr Kuß
g.kuss@bueroberg.de
0241 94623-18

13.08.2012

Sehr geehrter Herr Dicks,

mit dem o.a. Schreiben der Städteregion wurde der zusätzliche Nachweis gefordert, dass es durch die geplante Einleitung nicht zu einer Abflussverschärfung im Laufenbach kommt. Gemäß telefonischer Rücksprache beim Umweltamt der Städteregion Aachen, Frau Heinen, am 25.06.2012 ist mittels einer vereinfachten Berechnung nachzuweisen, dass auch bei den für die Hochwasserhäufigkeiten von 50 und 100 Jahren maßgeblichen Niederschlagswerten (Blockregen) der Regenwasserabfluss aus dem Baugebiet die natürliche Abflussmenge nicht überschreitet.

Nachweis Hochwasserschutz, Grundlagen:

Es wird der vereinfachte hydrologische Nachweis erbracht, dass bei dem für den Hochwasserabfluss in Monschau maßgeblichem Regenereignis vom Plangebiet nicht mehr als der natürliche Abfluss in Richtung Laufenbach gelangt. Grundlage für den anzusetzenden Blockregen sind die KOSTRA-Niederschlagsspenden, wobei die maßgebliche Niederschlagsdauer gemäß DVWK-R 113 ermittelt wurde. Es gilt allgemein der Ansatz, dass der Hochwasserabfluss an der zu betrachtenden Stelle bei der Regendauer entsteht, welche der Fließzeit (bzw. der Scheitelanlaufzeit oder Konzentrationszeit) entspricht.



Die Ermittlung der Fließzeit für den vereinfachten Nachweis erfolgte nach der Formel des DVWK Heft 112 und 113 (siehe Anlagen abwassertechnischer Nachweis und Literatur):

$$\begin{aligned}
 t_{\max} &= 0,632 \times (L / \sqrt{J})^{0,77} \\
 &= 0,632 \times (5,1 / \sqrt{0,03})^{0,77} \\
 &= 2,91 \text{ h, ca. 3h} \\
 L &= \text{Fließlänge Laufenbach von Konzen bis Monschau; km} \\
 J &= (\text{Höhenunterschied Konzen - Mündung Monschau}) / L
 \end{aligned}$$

Ergebnisse der von dieser Regendauer ausgehenden Nachweise:

$V_{RRB} \text{ (m}^3\text{)} = (A_{E,k} \text{ (ha)} \times \text{Niederschlag (l/sxha)} \times \psi_m \text{ (Versiegelung)} - Q_{Dr} \text{ (l/s)}) \times D \text{ (min)} \times 60/1000$
 Einleitungsmenge RBF, geplant $Q_{Dr, RBF} = 46,00 \text{ l/s}$

		T = 50		T = 100		
D		V_{RRB}	Abfluss bei Nullbebauung		V_{RRB}	Abfluss bei Nullbebauung
min	l/sxha	m ³	l/s	l/sxha	m ³	l/s
180	51,8	3924	63,96	57,1	4377	70,51
kanalisierte Fläche $A_{E,k}$		123.480,00 m ²		12,35 ha		
undurchl. Fläche A_u		78.094,50 m ²		7,81 ha		
Abflussbeiwert ψ_m		0,64		bei geplanter Versiegelung		
Abflussbeiwert ψ_m		0,10		bei Nullbebauung		

Das Rückhaltevolumen des Retentionsbodenfilters (RBF) ist demnach auf **4.400 m³** zu vergrößern, die Einleitungsmenge ist geringer als der natürliche Abfluss beim Bemessungsregen. Der RBF kann, auch mit der Volumenvergrößerung, auf dem gem. B-Plan zur Verfügung stehenden Gelände errichtet werden (siehe beigefügte Handskizze).

Nachweis für straßenbegleitende Mulde Rigole an der Entlastungsstraße:

$$\begin{aligned}
 V_{RRB} &= (0,221 \times 57,1 \times 1,0 - 1,0) \times 180 \times 60/1000 \text{ für HQ 100} \\
 &= 125,5 \text{ m}^3 < \text{Volumen Mulde} + \text{Rigole} = 40 + 93,6 = 133,6 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Die gewählten Volumina sind für den Bemessungsregen bei HQ100 ausreichend.



Bei weiteren Fragen stehen wir Ihnen gerne zur Verfügung.

Freundliche Grüße

P. Heinrichs-Stalitz

Dipl. Ing. Petra Heinrichs-Stalitz
Ingenieurbüro H. Berg & Partner GmbH

Dipl. Ing. Guido Kuß

Anlagen: abwassertechnische Nachweise für Hochwasser, KOSTRA-Daten, Auszug Literatur, Skizze RBF

1 Flächenbilanz						
kanalisierte Fläche $A_{E,k}$	123.480,00	m ²		12,35	ha	
undurchl. Fläche A_u	78.094,50	m ²		7,81	ha	
Abflussbeiwert ψ_m	0,64	bei geplanter Versiegelung				
Abflussbeiwert ψ_m	0,10	bei Nullbebauung				
2 Nachweise für Hochwasser						
$V_{RRB} (m^3) = (A_{E,k} (ha) \times \text{Niederschlag (l/sxha)} \times \psi_m (\text{Versiegelung}) - Q_{Dr} (l/s)) \times D (\text{min}) \times 60/1000$						
Einleitungsmenge RBF, geplant		QDr, RBF	=	46,00	l/s	
Ermittlung der maßgeblichen Niederschlagsdauer:						
Grundlage(n):	Arbeitsbericht der DWA-Arbeitsgruppe ES-2.6 „Abfluss- und Schmutzfrachtsimulation“, Abflüsse aus Außengebieten					
	Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlag-Abfluss-Modellen in kleinen Einzugsgebieten, DVWK, Regeln zur Wasserwirtschaft, Hefte 112 und 113, 1982 und 1984					
$TC = 0,0622 \times (I/J)^{0,5} \times 0,77$		0,88		h	53	min
						entspricht der Formel nach Kirpich
$t_{max} = 0,632 \times (I/J)^{0,5} \times 0,443$		<u>2,91</u>		h	<u>175</u>	min
						Für Gebiete ab etwa 1 km ² empfiehlt sich die sogenannte Scheitelanlaufzeit t_{max} nach DVWK-R 113
Fließlänge Laufenbach	l	5,10		km		
Höhenunterschied	h	135,00		m	533,50	Höhe in Konzen
Gefälle	J	0,03			398,50	Höhe in Monschau, Mündung in Rur
Einzugsgebiet	AE	12,25		km ²		
Niederschlag und Retentionsvolumen für die maßgebliche Niederschlagsdauer:						
Werte aus KOSTRA, DWD:						
	T = 50			T = 100		
D		V_{RRB}	Abfluss bei Nullbebauung		V_{RRB}	Abfluss bei Nullbebauung
min	l/sxha	m ³	l/s	l/sxha	m ³	l/s
180	51,8	3924	63,96	57,1	4377	70,51



Niederschlagshöhen und -spenden für Monschau

Zeitspanne : Januar - Dezember

Rasterfeld : Spalte: 4 Zeile: 60

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	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN
5,0 min	3,0	99,2	4,5	148,6	5,9	198,0	7,9	263,3	9,4	312,6	10,9	362,0	12,8	427,3	14,3	476,7
10,0 min	5,3	88,3	7,3	121,5	9,3	154,7	11,9	198,6	13,9	231,9	15,9	265,1	18,5	309,0	20,5	342,2
15,0 min	6,9	76,4	9,3	102,8	11,6	129,1	14,8	163,9	17,1	190,3	19,5	216,6	22,6	251,4	25,0	277,8
20,0 min	8,0	66,7	10,7	89,1	13,4	111,4	16,9	140,9	19,6	163,3	22,3	185,6	25,8	215,2	28,5	237,5
30,0 min	9,5	52,6	12,7	70,3	15,8	88,0	20,1	111,4	23,2	129,1	26,4	146,9	30,6	170,3	33,8	188,0
45,0 min	10,6	39,4	14,4	53,4	18,2	67,4	23,2	86,0	27,0	100,1	30,8	114,1	35,8	132,7	39,6	146,7
60,0 min	11,2	31,1	15,5	43,1	19,8	55,0	25,5	70,7	29,8	82,6	34,0	94,6	39,7	110,3	44,0	122,2
90,0 min	13,3	24,7	18,1	33,5	22,9	42,4	29,2	54,0	34,0	62,9	38,7	71,7	45,0	83,4	49,8	92,3
2,0 h	15,0	20,9	20,2	28,0	25,3	35,2	32,2	44,7	37,3	51,8	42,5	59,0	49,3	68,4	54,4	75,6
3,0 h	17,8	16,5	23,6	21,8	29,3	27,1	36,9	34,2	42,6	39,5	48,4	44,8	55,9	51,8	61,7	57,1
4,0 h	20,1	14,0	26,3	18,3	32,5	22,6	40,7	28,2	46,9	32,5	53,1	36,8	61,2	42,5	67,4	46,8
6,0 h	23,8	11,0	30,7	14,2	37,6	17,4	46,7	21,6	53,6	24,8	60,5	28,0	69,6	32,2	76,5	35,4
9,0 h	28,2	8,7	35,8	11,1	43,5	13,4	53,7	16,6	61,3	18,9	69,0	21,3	79,1	24,4	86,8	26,8
12,0 h	31,7	7,3	40,0	9,3	48,3	11,2	59,2	13,7	67,5	15,6	75,8	17,5	86,7	20,1	95,0	22,0
18,0 h	33,5	5,2	42,5	6,6	51,5	8,0	63,5	9,8	72,5	11,2	81,5	12,6	93,5	14,4	102,5	15,8
24,0 h	35,2	4,1	45,0	5,2	54,8	6,3	67,7	7,8	77,5	9,0	87,3	10,1	100,2	11,6	110,0	12,7
48,0 h	53,7	3,1	65,0	3,8	76,3	4,4	91,2	5,3	102,5	5,9	113,8	6,6	128,7	7,4	140,0	8,1
72,0 h	63,0	2,4	75,0	2,9	87,0	3,4	103,0	4,0	115,0	4,4	127,0	4,9	143,0	5,5	155,0	6,0

T - Wiederkehrzeit (in [a]): mittlere Zeitspanne, in der ein Ereignis einen Wert einmal erreicht oder überschreitet

D - Niederschlagsdauer einschließlich Unterbrechungen (in [min, h])

h - Niederschlagshöhe (in [mm])

rN - Niederschlagsspende (in [l/(s*ha)])

Für die Berechnung wurden folgende Grundwerte (hN in [mm]) verwendet:

T/D	15,0 min	60,0 min	12,0 h	24,0 h	48,0 h	72,0 h
1 a	9,25	15,50	40,00	45,00	65,00	75,00
100 a	25,00	44,00	95,00	110,00	140,00	155,00

Berechnung "Kurze Dauerstufen" (D<=60 min): u hyperbolisch, w doppelt logarithmisch

Wenn die angegebenen Werte für Planungszwecke herangezogen werden, sollte für rN(D;T) bzw. hN(D;T) in Abhängigkeit von der Wiederkehrzeit (Jährlichkeit)

bei 0,5 a <= T <= 5 a ein Toleranzbetrag ± 10 %,

bei 5 a < T <= 50 a ein Toleranzbetrag ± 15 %,

bei 50 a < T <= 100 a ein Toleranzbetrag ± 20 %, Berücksichtigung finden.

daten besteht. Verfahren zur Parameterermittlung für diesen häufig verwendeten Ansatz sind im Anhang detailliert beschrieben.

5 Hinweise zur Simulation

Systematische Untersuchungen in [18] und praktische Erfahrungen zeigen, dass die in Kanalnetz- und Flussgebietsmodellen üblichen Ansätze für durchlässige Flächen bei Außengebieten zu beträchtlichen Unterschieden bei den Berechnungsergebnissen führen können. Falls sie nicht ereignisspezifisch angepasst sind, werden durch die (in der Siedlungswasserwirtschaft verbreiteten) Verlustratenansätze im Regelfall zu hohe Abflüsse berechnet. Dagegen sind mit den bei Flussgebietsmodellen üblichen Methoden auch ohne Kalibrierung erfahrungsgemäß realitätsnähere Ergebnisse möglich. In jedem Fall kommt daher einer sorgfältigen Parameterbestimmung besondere Bedeutung zu. Jede Gelegenheit zur Parameteranpassung an Messergebnisse oder zur Berücksichtigung von qualitativen Beobachtungen (zum Beispiel mittels Anwohnerbefragungen zur Ausuferungshäufigkeit vorhandener Gräben oder Ähnlichem) sollten genutzt werden.

Grundsätzlich sind alle in DWA-A 118 und ATV-DVWK-M 165 genannten Niederschlagsbelastungen verwendbar. Falls nicht übersehbar ist, welcher Bemessungsniederschlag zur ungünstigsten Abflusskombination aus Kanalisation und Außengebieten führt, empfiehlt sich die Langzeitsimulation. Sofern zum Beispiel die in ATV-DVWK-M 165 beschriebenen Kriterien zur Starkregenauswahl (für Kombinationen aus kanalisiertem und natürlichen Gebieten) verwendet werden, genügt die bei der Kanalnetzrechnung übliche Seriensimulation.

Oft gestaltet sich die Abgrenzung zwischen haltungsbezogenen Teilflächen und Außengebieten als schwierig. Hierbei sind die in Kapitel 2 beschriebenen unterschiedlichen hydrologischen Abflussmechanismen in Bezug auf die Kanalisation zu berücksichtigen. Unter der Voraussetzung, dass solche Abflüsse tatsächlich ins Kanalnetz eintreten können, ist je nach Gefälleverhältnissen, Flächennutzung und Bodenart gegebenenfalls schon ab Flächengrößen von 5 bis 10 ha ein Ansatz als Außengebiet in Erwägung zu ziehen.

Eine Vorabschätzung (oder nachträgliche Plausibilitätsprüfung) des Einflusses von Außengebieten auf das Abflussgeschehen in der Kanalisation kann sinnvoll sein, um den im Einzelfall erforderlichen Simulationsaufwand einzuordnen. Der zu erwartende Scheitelabfluss (aus dem Außengebiet) lässt sich dazu in erster Näherung Kapitel 3 entnehmen. Von Bedeutung ist zudem sein Auftrittszeitpunkt, der darüber entscheidet, ob dieser Spitzenabfluss sich mit den Kanalnetzabflüssen überlagert oder diesen im Regelfall eher nachläuft. Hierzu kann die sogenannte Konzentrationszeit t_c in Abhängigkeit von $L/(J)^{0,5}$ gemäß Kapitel 4.2 nach Kirpich (siehe zum Beispiel [19]) herangezogen werden:

$$t_c = 0,06222 \cdot \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0,77} \quad [\text{h}] \quad (1)$$

Für Gebiete ab etwa 1 km² empfiehlt sich die sogenannte Scheitelanlaufzeit t_{\max} nach DVWK-R 113 [3]:

$$t_{\max} = 0,632 \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0,443} \quad [\text{h}] \quad (2)$$

Solche „statischen“ Betrachtungen sind jedoch nur bei einfachen Systemen sinnvoll und sollten keinesfalls alleinige Entscheidungsgrundlage sein. Beispielsweise erhöht sich bei einer dichten Abfolge mehrerer Siedlungs- und Außengebiete aufgrund der unübersehbaren Überlagerungsmechanismen die Gefahr eines zeitlichen Zusammentreffens der jeweiligen Spitzenabflüsse. Gleiches gilt für länger anhaltende Niederschlagsereignisse mit mehreren Intensitätsspitzen (sowie gegebenenfalls räumlich stark unterschiedlicher Verteilung). Bei jeweils neu einsetzendem Starkregen können dann die schnellen Siedlungsabflüsse auf die nachlaufenden Scheitel der Vorwellen aus den Außengebieten treffen. Größtmögliche Sicherheit bietet in diesem Zusammenhang die Langzeitsimulation.

Bei besonders hohem Einfluss der Außengebietsabflüsse auf das Kanalnetz bzw. bei hohen damit verbundenen Investitionskosten sollten Niederschlag-Abfluss-Messungen und eine Modellkalibrierung durchgeführt werden. Zumindest sollte die Spannweite möglicher Ergebnisse mittels Parametervariation aufgezeigt werden.

6 Schlussbemerkung

Im Anhang sind prinzipiell geeignete Verfahren zur Berechnung von Einzelereignissen oder zur Durchführung einer Seriensimulation zusammengestellt. Dabei empfiehlt sich für einige Parameter dieser Verfahren eine Kalibrierung an Messdaten, die für Außengebiete aber nur in sehr geringem Umfang vorliegen. Hier besteht also noch erheblicher Forschungsbedarf. Als erster Schritt ist deshalb ein rechnerischer Vergleich vorhandener Ansätze anhand verfügbarer Messwerte vorgesehen.

Der Anhang zu diesem Arbeitsbericht steht im Internet zum Download zur Verfügung:

www.dwa.de, dort: Mitgliederbereich

Literatur

- [1] DWA-A 118: *Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen*, Hennef, 2006
- [2] ATV-DVWK-M 165: *Anforderungen an Niederschlag-Abfluss-Berechnungen in der Siedlungsentwässerung*, Hennef, 2004
- [3] *Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlag-Abfluss-Modellen in kleinen Einzugsgebieten*, DVWK, Regeln zur Wasserwirtschaft, Hefte 112 und 113, 1982 und 1984
- [4] *Hochwasserabflüsse*, DVWK, Schrift Nr. 124, Bonn, 1999
- [5] S. Uhlenbrook, C. Leibundgut: *Abflussbildung bei Hochwasser in verschiedenen Raumskalen*, *Wasser und Boden*, 9/1997
- [6] H. Mendel: *Elemente des Wasserkreislaufs – eine kommentierte Bibliographie zur Abflussbildung*, Analytica Verlagsgesellschaft, Berlin, 2000
- [7] A. Bronstert (Hrsg.): *Abflussbildung*, Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Heft 13, 2005
- [8] ATV (Hrsg.): *ATV-Handbuch „Planung der Kanalisation“*, Ernst & Sohn, Berlin, 1994
- [9] Arbeitsbericht der Arbeitsgruppe 1.2.6: *Regenwasserbewirtschaftung in Siedlungsgebieten zur Angleichung an natürliche Abflussverhältnisse*, *Korrespondenz Abwasser*, 4/1999
- [10] F. Forster, H. Keller, D. Rickenmann, G. Röthlisberger: *Hochwasser*, *Schweizerische Zeitschrift für das Forstwesen* 145, 1994
- [11] B. Klein, A. Schumann, M. Pahlow: *Extreme Hochwasserereignisse an deutschen Talsperren*, *Hydrologie und Wasserbewirtschaftung*, 4/2006

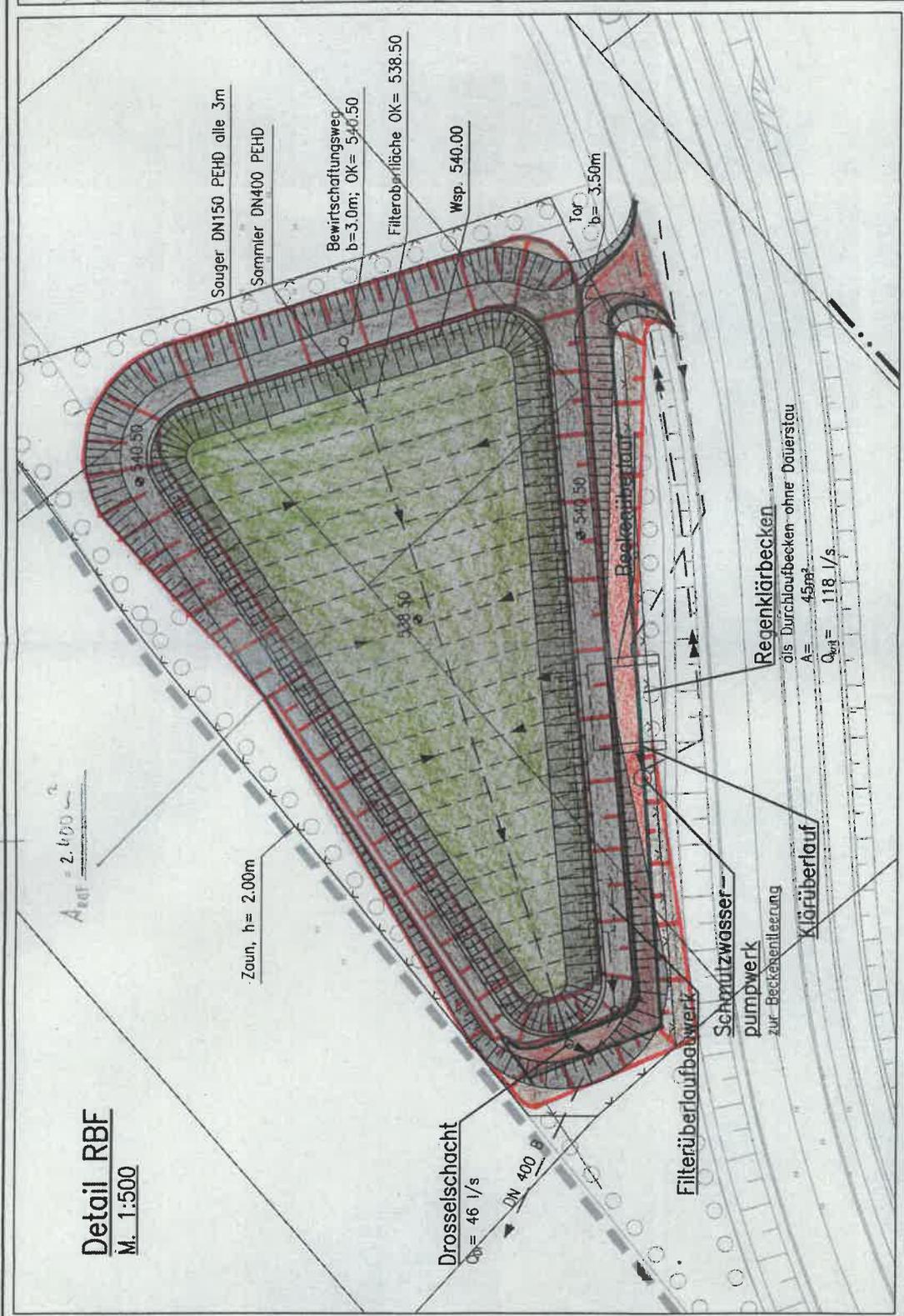
$V_{eff} = 4.600 \text{ m}^3$

$Q_{max} = 2.600 \times 0,7 \times 1,3 = 504 \text{ m}^3$

Einstandstrecke: $T = (4.400 - 504) / 2.600 = 1,62 \text{ m} \approx \text{ca. } 1,60 \text{ m}$

Freibord 60 cm (eig. Hg. u. H. Einl.)

Detail RBF M. 1:500



- = Fläche RBF, neu
- = Wegfläche
- = Böschung RBF, neu

Einleitung B-Plan

Aachen, 13.07.12

i.A. G. P.

Ingenieurbüro
M. Berg & Partner GmbH
Majmedy: Straß 30
52066 Aachen
Telefon (02 41) 9 46 23-0
Telefax (02 41) 9 46 23-30