
Stadt Bochum

Innovative Wasserinfrastruktur Havkenscheider Feld

Hydraulik, Hydrologie, Regen- und Schmutz- wasserableitung

ERLÄUTERUNGSBERICHT



Masterplan des Charette-Verfahrens

Die Projektbearbeiter der Franz Fischer Ing.-Büro GmbH bedanken sich bei allen Projektbeteiligten für die freundliche und kooperative Zusammenarbeit.

Projektbearbeitung

-Titel -	Vor- und Zuname	(Kürzel)
Dr.-Ing.	Harald Wegner	DrWg
Dipl.-Ing.	Gerhard Streicher	Sr
Stud.ing	Lisanne Tolkmitt	Toli

Erfstadt, im Dezember 2011

(Dr.-Ing. Harald Wegner)

(Dipl.-Ing. Gerhard Streicher)

Projektnummer:	20916
Dateiname:	eb20916g.doc
Version:	1

© 2011
 Franz Fischer Ing.-Büro GmbH
 Holzdam 8
 50374 Erfstadt



Inhaltverzeichnis

Inhaltverzeichnis	2
Abbildungsverzeichnis	4
Tabellenverzeichnis	5
Abkürzungsverzeichnis	5
Quellenverzeichnis	6
Verzeichnis der Planunterlagen	6
1 Veranlassung und Aufgabenstellung	7
2 Beschreibung von Einzugsgebiet und Gewässer.....	8
3 Grundlagendaten – Grundlagenarbeiten.....	10
4 Hydrologische Ausgangsdaten	12
5 Hydrologische Berechnung	13
5.1. Modellaufbau	13
5.2. Plausibilisierung des Modells	14
5.3. Berechnungsergebnisse	16
6 Retention	17
6.1. Hydraulische Betrachtung nach BWK-Merkblatt 3.....	17
6.2. Rückhaltung.....	19
6.3. Drosselbauwerk	20
6.3.1. Unterer Teil des Drosselbauwerks.....	21
6.3.2. Besonderheiten der Abflussdynamik	23
6.3.3. Oberer Teil des Drosselbauwerks.....	24
6.3.4. Auslegung Drosselbauwerk.....	25
6.4. Retendierte Hochwasserabflüsse.....	25
7 Hydraulische Berechnung.....	26
8 Überschwemmungsgebiete	35
9 Regenwasserrinnen im Quartier Feldmark	37
9.1. Lage und Dimension	37

9.2.	Abflüsse	40
9.3.	Querprofile	40
9.4.	Wasserspiegellagen.....	41
9.5.	Besonderes Gerinneprofil	42
10	Grau- und Schwarzwasserableitung im Quartier Feldmark	43
11	Regen- und Schmutzwasserableitung in den Quartieren Havkenscheider Feld und Am Anger.....	44
12	Kostenschätzung.....	47
13	Zusammenfassung	49

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1-1:	Städtebaulicher Rahmenplan (Stand 12.09.2011)	7
Abb. 2-1:	Einzugsgebiet.....	9
Abb. 3-1:	Verschiedene Varianten der Gewässerlage.....	11
Abb. 3-2:	Bevorzugter Gewässerlauf mit Kanälen und Höhenlinien	11
Abb. 3-3:	Gesamteinzugsgebiet.....	12
Abb. 5-1:	Teileinzugsgebiete mit Einleitungsstelle	13
Abb. 5-2:	Fließschema in MOMENT	14
Abb. 5-3:	Natürliche Abflussspenden nach BWK.....	15
Abb. 5-4:	Zuflüsse zum Gewässerabschnitt 2 (Station 2060 bis 1970).....	16
Abb. 5-5:	Hydrologischer Längsschnitt.....	17
Abb. 6-1:	Hydrologischer Längsschnitt mit natürlichen Abflüssen	18
Abb. 6-2:	Retention hinter der Havkenscheider Straße	19
Abb. 6-3:	Querschnitt des Durchlasses.....	20
Abb. 6-4:	Durchfluss unterer Schlitz.....	21
Abb. 6-5:	Hydrologischer Längsschnitt mit retendiertem einjährigen Hochwasserabfluss	22
Abb. 6-6:	Beispiel Abflusswellen	23
Abb. 6-7:	Durchfluss gesamtes Drosselbauwerk im Hochwasserfall	24
Abb. 6-8:	Hydrologischer Längsschnitt mit benötigtem Retentionsvolumen	25
Abb. 7-1:	Spiegelweiher der Brühler Schlossteiche.....	26
Abb. 7-2:	Spiegelweiher der Brühler Schlossteiche (temporär entleert)	27
Abb. 7-3:	Hydraulischer Längsschnitt (1/2)	28
Abb. 7-4:	Hydraulischer Längsschnitt (2/2)	29
Abb. 7-5:	Längsschnitt Abschnitt 1 mit Mittelwasserabfluss	30
Abb. 7-6:	Abfluss durch künstliche Profile in Abschnitt 1	30
Abb. 7-7:	Lage der Profile	31
Abb. 7-8:	Profil 1840	31
Abb. 7-9:	Profil 1778	32
Abb. 7-10:	Profil 1450 (Bereich der Kleingartenanlage)	32
Abb. 7-11:	Profil 1120 (ehemaliger Sportplatz)	33
Abb. 7-12:	Profil 1000 (Senke).....	33
Abb. 7-13:	Profil 930 (Drosselbauwerk)	34
Abb. 7-14:	Profil 800 (Abschnitt 3)	34
Abb. 8-1:	Überschwemmungsgebiete	36
Abb. 9-1:	Lage und Richtung der Regenwasserrinnen.....	37
Abb. 9-2:	Angepasste Höhen BA Immanuel-Kant-Str.....	38
Abb. 9-3:	Angepasste Höhe BA Sheffielddring.....	39

Abb. 9-4: Angepasste Höhen BA Eichendorffweg und BA Sheffieldring.....	39
Abb. 9-5: Straßen- und Rinnenquerschnitt.....	40
Abb. 9-6: Benetzte Straßenquerschnitte	41
Abb. 9-7: Regenwasserrinne BA Immanuel-Kant-Str.	42
Abb. 9-8: Besonderes Gerinneprofil.....	42
Abb. 10-1: Lage der Grauwasserleitungen.....	43
Abb. 11-1: Regenwasserableitung im Quartier Havkenscheider Feld	45
Abb. 11-2: Regenwasserableitung im Quartier Am Anger	45
Abb. 11-3: Schmutzwasserableitung im Quartier Havkenscheider Feld	46
Abb. 11-4: Schmutzwasserableitung im Quartier Am Anger.....	46

Tabellenverzeichnis

Tab. 5-1: Vergleich der Abflusssspende an Prüfstellen	15
Tab. 9-1: Aufteilung der Niederschlagsabflüsse.....	40
Tab. 12-1: Kostenschätzung.....	48

Abkürzungsverzeichnis

a	Jahre
A _E	Einzugsgebietsfläche
BHQ _x	Bemessungsabfluss der Jährlichkeit x in Jahren
BWK	Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau e.V.
BWK-Merkblatt 3	Ableitung von immissionsorientierten Anforderungen an Misch- und Niederschlagswassereinleitungen unter Berücksichtigung örtlicher Verhältnisse
EZG	Einzugsgebiet
DGM	Digitales Geländehöhenmodell
HQ _x	Hochwasserabfluss des Wiederkehrintervalls x in Jahren
Hq _x	Hochwasserabflusssspende des Wiederkehrintervalls x in Jahren
HW	Hochwasser
MQ	Mittelwasserabfluss
mNN	Meter über Normal-Null
NA-Modell	Niederschlag-Abfluss-Modell
Q	Abfluss, Durchfluss
ÜSG	Überschwemmungsgebiet

TEG	Teileinzugsgebiet
T _n	Wiederkehrintervall in Jahren
VG	Versiegelungsgrad
WSP-Lage(n)	Wasserspiegellage(n)

Quellenverzeichnis

- [1] Bollrich, Gerhard: Technische Hydromechanik 1, Grundlagen, 4. Auflage, Berlin: Verlag für Bauwesen GmbH, 1996
- [2] Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau (BWK) e.V. (Hg.): Ableitung von immissionsorientierten Anforderungen an Misch- und Niederschlagswasser unter Berücksichtigung örtlicher Verhältnisse, Merkblatt 3, Düsseldorf, 2001
- [3] Stadt Bochum (Hg.): Charette – Bochum Havkenscheid, Urbanes Wohnen am grünen Rand, Dokumentation, Bochum, August 2010

Verzeichnis der Planunterlagen

<u>Blatt-Nr.</u>	<u>Titel</u>	<u>Maßstab</u>	<u>Plan-Nr.</u>
Blatt-Nr. 1:	Lageplan	1:2.500	20916 / 75393

1 Veranlassung und Aufgabenstellung

Die Stadt Bochum plant die Erschließung und Vermarktung eines Neubaugebietes, das sich aus den Bereichen Feldmark (Gelände der ehemaligen städtischen Baumschule) und Havkenscheid zusammensetzt. Als zentrales landschaftsprägendes Element soll ein für die Bewohner erlebbares Fließgewässer hergestellt werden, das die anfallenden Wasserströme fortleitet.

Es ist das Ziel der Stadt Bochum, bei der Bebauung dieses Gebietes ein innovatives und ökologisch orientiertes Konzept umzusetzen, das es hinsichtlich der Wasserinfrastruktur erlaubt, Regenwasser oberflächlich abzuleiten und zusammenzuführen.

Die Planung wird von der Arbeitsgemeinschaft Planungsbüro Zumbroich, Fraunhofer ISI und UMSICHT und Ingenieurbüro Franz Fischer bearbeitet.

Um ein häufiges Trockenfallen in niederschlagsarmen Zeiten zu verhindern, wird das Abwasser der angeschlossenen Haushalte in stark verschmutztes Schwarzwasser und weniger verschmutztes Grauwasser getrennt. Das Schwarzwasser wird in bestehende Kanäle geleitet; das Grauwasser wird vor Ort gereinigt und speist das Gewässer. Die Behandlung des Grauwassers wird im Projektteil von Fraunhofer bearbeitet. Damit ist eine kontinuierliche Wasserführung gewährleistet und der oben genann  Anspruch des erlebbaren Fließgewässers erfüllt.



Abb. 1-1: Städtebaulicher Rahmenplan (Stand 12.09.2011)

Es sind 2,2 km Gewässer zu konzipieren. Das Gewässer entspringt nordöstlich der Evangelischen Fachhochschule Rheinland-Westfalen-Lippe und mündet östlich der A43 in den Harpener Bach. Das Einzugsgebiet umfasst 0,86 km².

Ziel ist es, die anfallenden Bemessungsabflüsse aus dem Gebiet schadlos abzuführen und das Gewässer, in das eingeleitet wird, möglichst gering zu belasten.

Dazu sind folgende Arbeitsschritte vorgesehen:

- Abgrenzung der Einzugsgebiete nach städtebaulichem Konzept.
- Ermittlung der Parameter für die Modellierung
- Aufbau eines Niederschlag-Abfluss-Modells (NA-Modells) zur Ermittlung der Bemessungshochwasserabflüsse (BHQ)
- Erstellung eines Spiegelliniendatensatzes für das Gewässer auf Basis des Geländegefälles und angenommener Querprofile.
- Beurteilung des Retentionsvermögens der im Konzept vorgesehenen Senke.
- Beurteilung des neu geschaffenen Gewässers nach den Maßstäben des BWK-Merkblatt 3.

2 Beschreibung von Einzugsgebiet und Gewässer

Bei dem Einzugsgebiet (EZG) des neu geplanten Gewässers handelt es sich sowohl um urbane als auch um landwirtschaftlich genutzte Flächen. Es wird westlich und nördlich von der Immanuel-Kant-Straße, Feldmark, Havkenscheider Straße und der östlichen Verlängerung der Kornhapener Straße begrenzt. Diese mündet zum Bahndamm, der zusammen mit der A43 die östliche Begrenzung darstellt. Die Südgrenze bilden der Werner Hellweg und die Wittener Straße. Das EZG wird vom Sheffieldring und der Havkenscheider Straße in 3 Abschnitte geteilt.

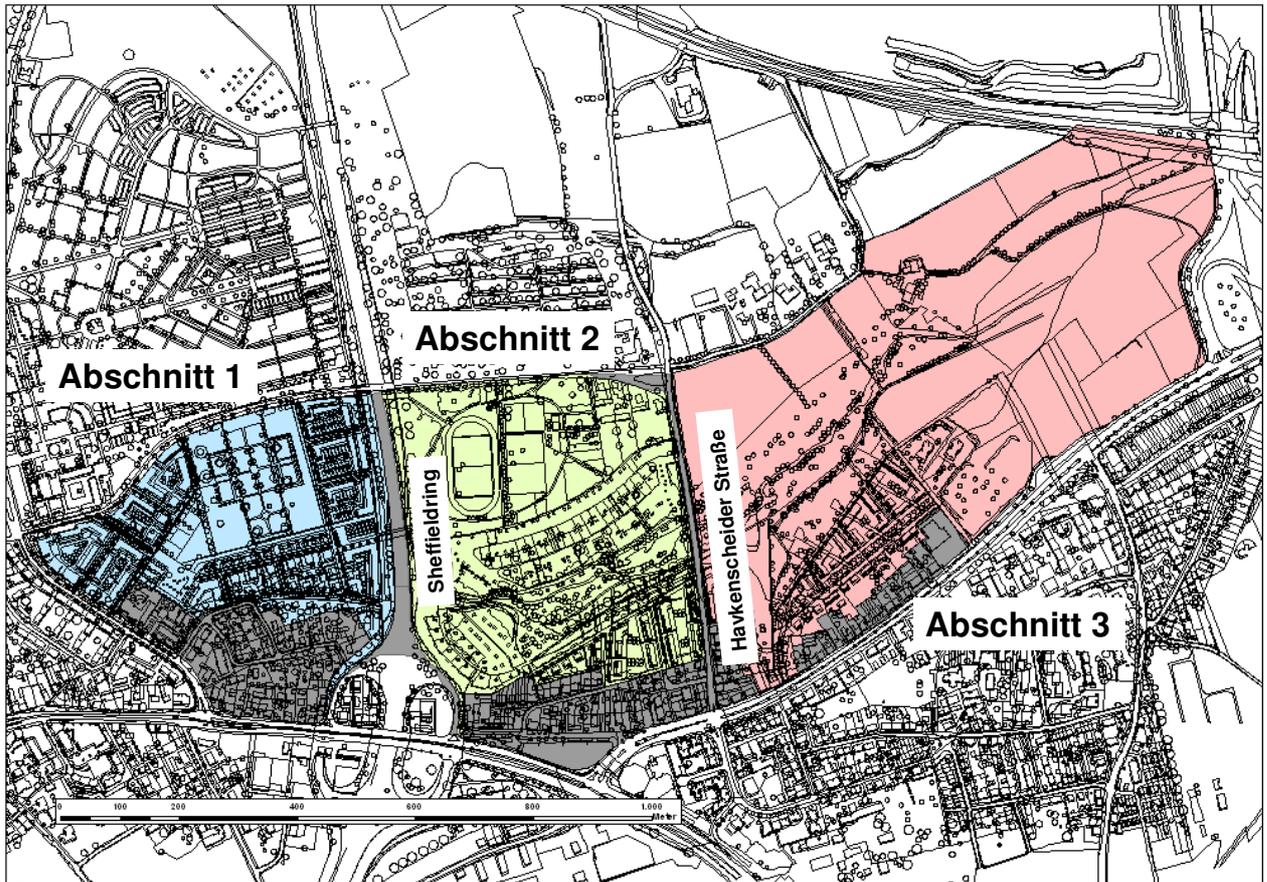


Abb. 2-1: Einzugsgebiet

Abb. 2-1 zeigt das Einzugsgebiet. Im Abschnitt 1 ist der größte Anteil der urbanen Fläche und der Friedhof Altenbochum zu finden. Mit dem Neubaugebiet wird auch der Campus der Evangelischen Fachhochschule Rheinland-Westfalen-Lippe erweitert werden. Ein wenig nordwestlich des neuen Campus soll das Gewässer entspringen (Plan1). Es ist in diesem Abschnitt stark urban geprägt und wird durch künstliche Profile gefasst.

Bei km 1,75 wird das Gewässer unter dem Sheffieldring hindurch geführt. In Abschnitt 2 ist das prägende Element die Kleingartenanlage, aber auch der westliche Teil des Neubaugebietes Havkenscheider Feld wird hier seine Regenwässer einleiten. Nördlich der Kleingartenanlage wird ein neuer Sportplatz errichtet. Das Gewässer wird in einem natürlichen Bett durch die Kleingartenanlage geführt. Kurz bevor das Gewässer unter der Havkenscheider Straße hindurch geführt wird, bietet sich die Möglichkeit einer Retentionsfläche auf dem Gelände des ehemaligen Hartplatzes der städtischen Sportanlage.

Der Abschnitt 3 des EZG ist überwiegend landwirtschaftlich geprägt. Nördlich befinden sich einige Bauernhöfe. Der östliche Teil des Neubaugebietes Havkenscheider Feld und die Neu-

baugelände Am Hutewald und Am Anger werden hier ihre Regenwässer einleiten. Im Westen des Abschnitts 3 befindet sich eine natürliche Senke mit großem potenziellen Retentionsvolumen.

Nach dem LWG 51a muss Niederschlagswasser von Grundstücken, die nach Januar 1996 bebaut wurden, versickert, verrieselt oder ortsnah direkt oder ohne Vermischung mit Schmutzwasser über eine Kanalisation in ein Gewässer eingeleitet werden. Der Boden des EZG wurde Mitte 2010 von einem Sachverständigenbüro auf seine Durchlässigkeit untersucht mit Ergebnis, dass er nicht versickerungsfähig ist. Damit scheiden die Versickerung und Verrieselung der Niederschlagswässer aus und es wird die ortsnahe Ableitung in einem „erlebbareren Fließgewässer“ konzipiert.

3 Grundlagendaten – Grundlagenarbeiten

Der Lageplan mit der geplanten Bebauung sowie Höhen wurde vom Büro Machleidt zur Verfügung gestellt. Diese wurden zur Verarbeitung in ein GIS-Programm übertragen und aufbereitet. Weiterhin wurde vom Büro Machleidt eine Tabelle mit Daten bezüglich der Neubaugelände zur Verfügung gestellt. Sie wurden mit den aufbereiteten Daten im GIS-Programm verglichen und eine Abweichung von höchstens 0,3 % festgestellt. Sie dienen als Grundlagendaten für das Modell.

Die Stadt Bochum stellte Pläne mit den Lagen von Schmutz-, Regen- und Mischwasserkanälen und Schächten zur Verfügung. Diese haben geringe Lücken, reichen aber für die Machbarkeitsstudie aus.

Um den Gewässerverlauf zu konstruieren, wurden verschiedene Varianten der Büros Zumbroich und Machleidt betrachtet (Abb. 3-1). Zusätzlich wurde eine Variante erstellt, die sich ausschließlich an dem Verlauf der Höhenlinien orientiert. Aus diesen Varianten ist ein bevorzugter Gewässerlauf entstanden, der mit Bebauung und Kanälen in Einklang gebracht wird (Abb. 3-2). Diesem Gewässerlauf wird eine Stationierung (Plan 1) zugeordnet, die mit 0,0 km am Bahndamm im Osten des EZG beginnt und mit 2,2 km am Beginn des Siedlungsgebietes endet.

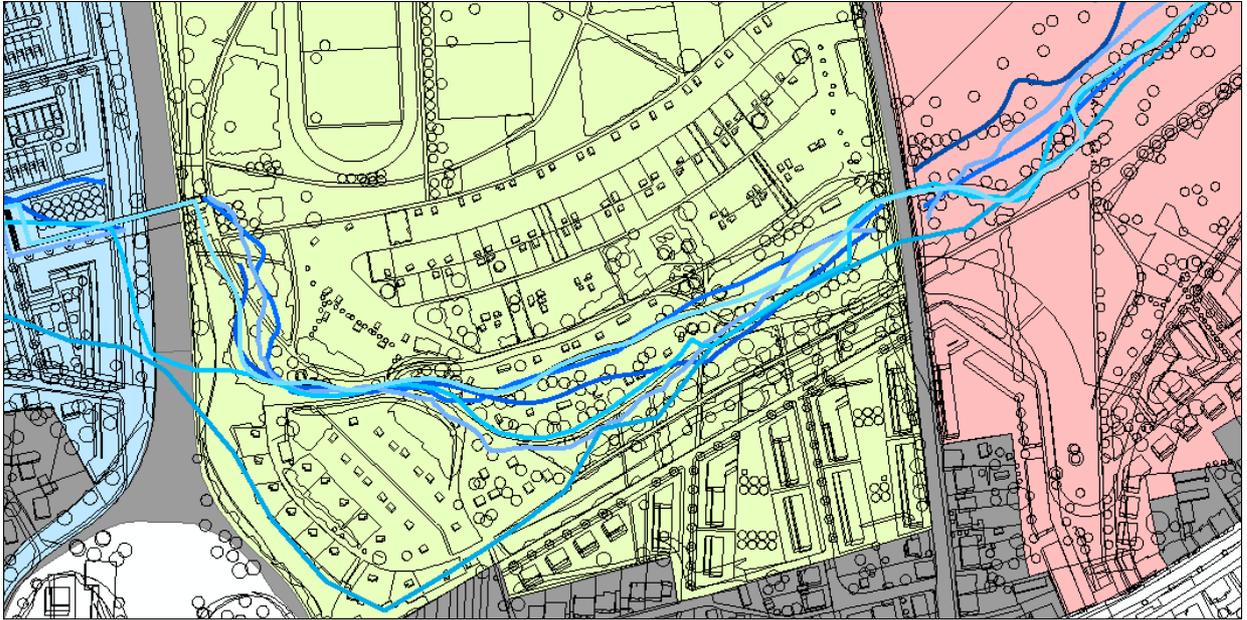


Abb. 3-1: Verschiedene Varianten der Gewässerlage

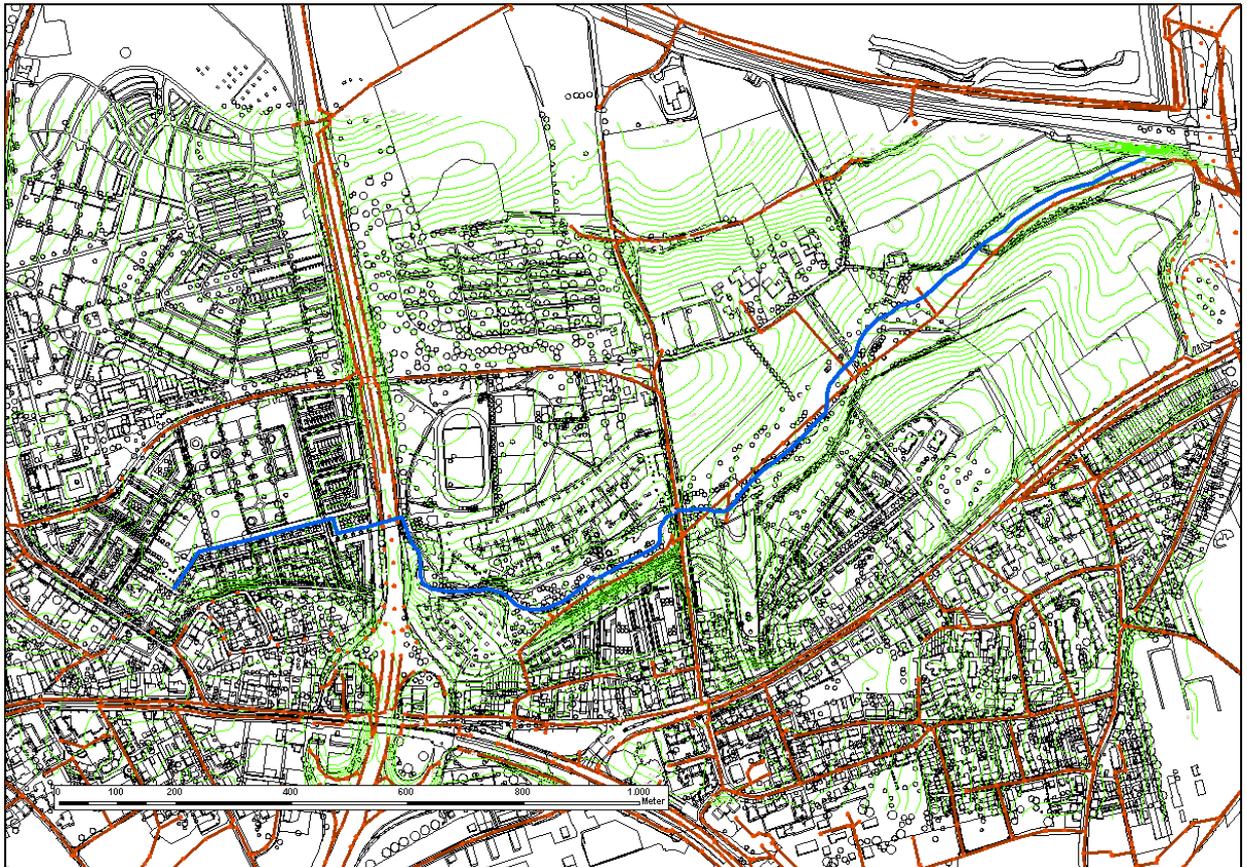


Abb. 3-2: Bevorzugter Gewässerlauf mit Kanälen und Höhenlinien

Anschließend ist das Gesamteinzugsgebiet (Abb. 3-3) des Gewässers definiert worden. Als Begrenzung dienen vor allem Straßen, die im Wesentlichen mit den Höhenlinien korrelieren. Da die bestehende Bebauung an das vorhandene Entwässerungsnetz angeschlossen ist, wird diese weder in der Berechnung der Abwasser- noch der Regenwassermengen für das Gewässer eine Rolle spielen.

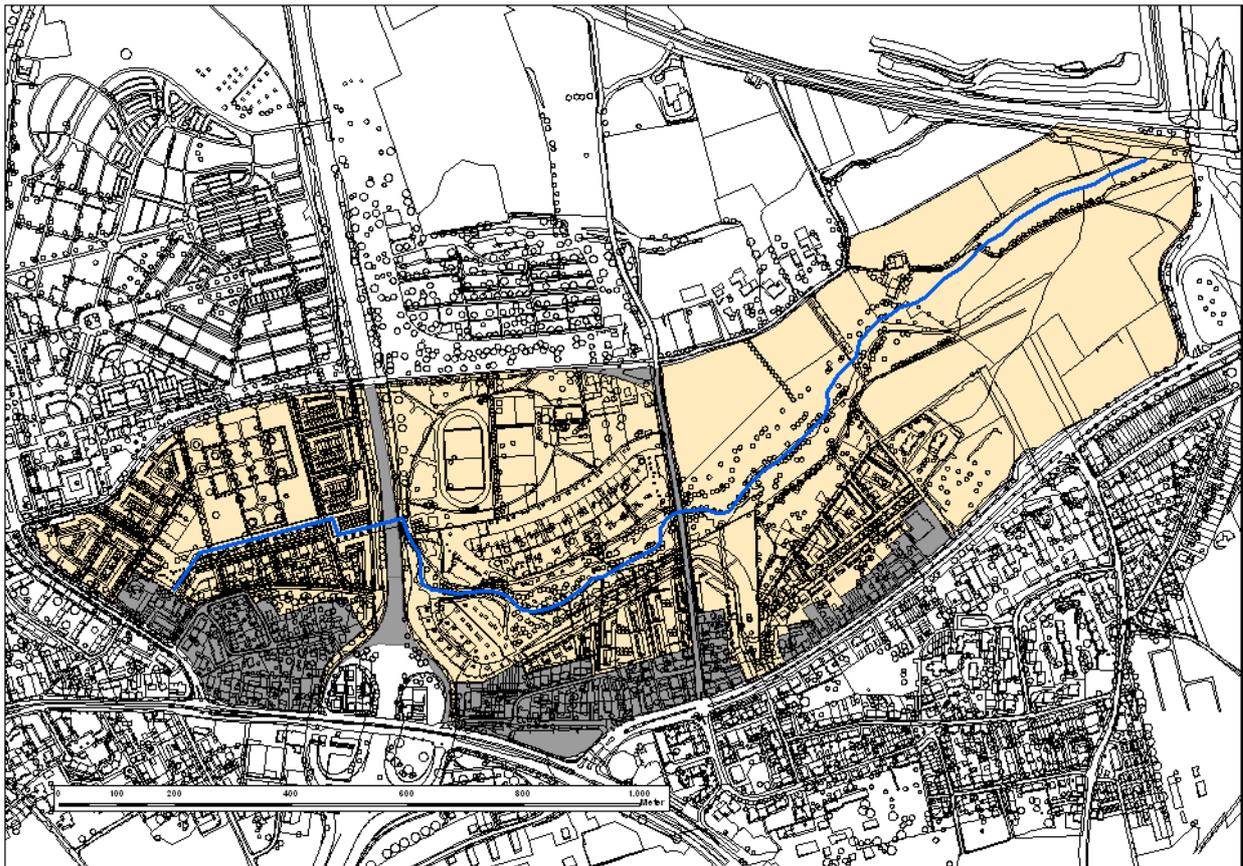


Abb. 3-3: Gesamteinzugsgebiet

4 Hydrologische Ausgangsdaten

Als Belastungsdatensatz für eine Langzeitberechnung kann die Niederschlagsreihe Bochum DMT (Nummer 4630) vom 01.01.1931 bis zum 31.12.2009 mit der Länge von 79 Jahren genutzt werden.

5 Hydrologische Berechnung

5.1. Modellaufbau

Die Abflussberechnung wird mit dem Programm MOMENT (Version 9.02+) der BGS Wasser (Brandt Gerdes Sitzmann Wasserwirtschaft GmbH) durchgeführt. Zum Aufbau des Modells wird das Gesamteinzugsgebiet in 15 Teileinzugsgebiete (TEG) geteilt (Abb. 5-1). Jedem TEG wird eine Fläche, ein Versiegelungsgrad, eine Neigungsgruppe, ein CN-Wert, eine längste Fließzeit und ein Punkt, an dem das Gebiet in das Gewässer einleitet, zugeordnet. Der CN-Wert bildet die Abflussbereitschaft der unbefestigten Flächen ab.



Abb. 5-1: Teileinzugsgebiete mit Einleitungsstelle

Abb. 5-2 zeigt das Fließschema des Modells. Die roten Dreiecke stellen bebaute Flächen dar, grüne annähernd natürliche Flächen. Die gelben Dreiecke symbolisieren Speicher. Da in dem Neubaugebiet zum großen Teil Gründächer vorgesehen sind, sind diese ebenfalls in das Modell eingebaut. Sie sind mit einem kleinen Speichervolumen berücksichtigt. Die restlichen Speicher stellen potenzielle Retentionsflächen dar. Zur Berechnung des hydrologischen Längsschnittes in Kapitel 5.3 sind diese inaktiv. Erst in Planungsvarianten werden diese ggf. aktiviert.

EWH ist eine Einzuleinleitung und simuliert den Zufluss vom „Wasserhaus“. S_01 etc. (Sammeler) stellen Gewässerabschnitte dar.

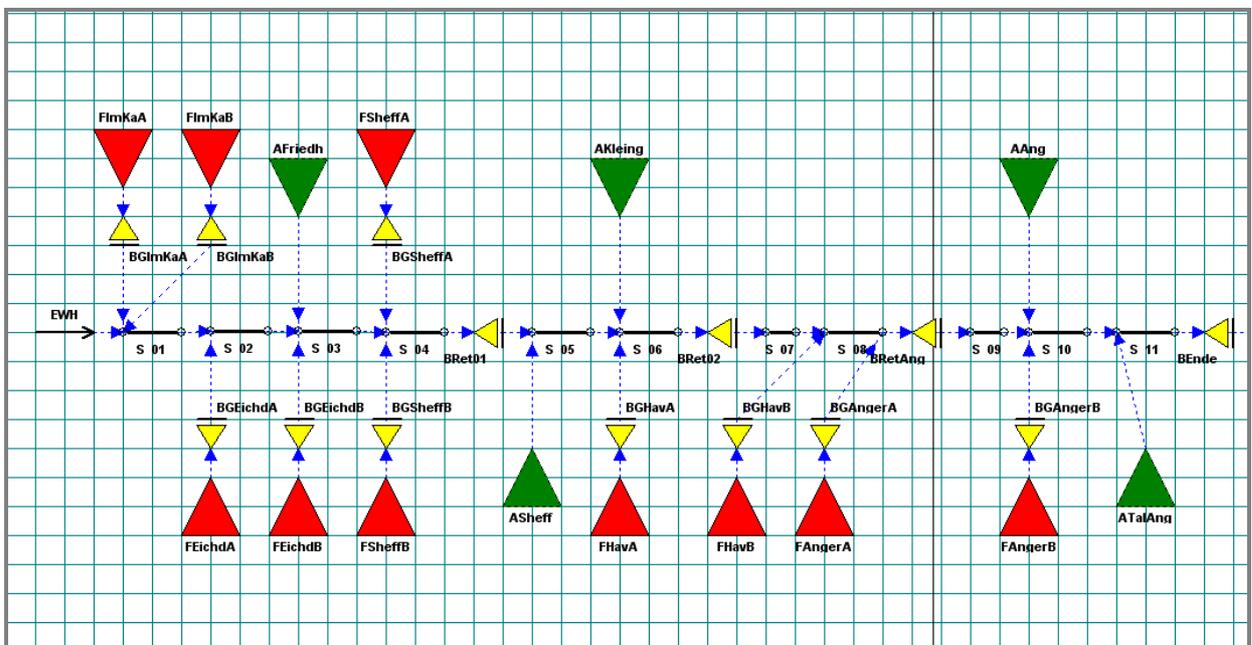


Abb. 5-2: Fließschema in MOMENT

5.2. Plausibilisierung des Modells

Das Modell ist mit der Regenreihe Bochum DMT berechnet. Die Abflussbereitschaft ist wesentlich durch versiegelte Flächen geprägt. In Sensitivitätsberechnungen sind die Abflussanteile unbefestigter Flächen geprüft und verifiziert worden.

Die Ergebnisse von zwei Prüfstellen sind in Tab. 5-1 dargestellt. Die erste Prüfstelle befindet sich an der Querung des Sheffieldrings, die zweite am Ende des Gesamtgebietes. Kennzeich-

nend für die erste Prüfstelle im Gegensatz zum Gesamtgebiet ist der höhere Anteil an bebauter Fläche. Deutlich wird dieser Unterschied beim Vergleich der Hochwasserabflussspenden.

Die einjährigen Abflüsse von ca. 3,5 m³/s für den versiegelten Oberlauf und ca. 1 m³/s für das Gesamtgebiet liegen im plausiblen Rahmen vergleichbarer Einzugsgebiete.

Tab. 5-1: Vergleich der Abflussspende an Prüfstellen

	Ae (ha)	VG (%)	HQ ₁ (l/s)	HQ ₁₀ (l/s)	HQ ₁₀₀ (l/s)	Hq ₁ (l/s/km ²)	Hq ₁₀ (l/s/km ²)	Hq ₁₀₀ (l/s/km ²)
Sheffieldring	16,12	0,36	559	1.327	2.096	3.467	8.233	12.999
Ende Gesamtgebiet	86,45	0,14	841	2.205	3.569	973	2.551	4.129

Zur weiteren Prüfung wurde das Modell modifiziert, dass es nur natürliche Abflüsse berechnet. Dies wurde erreicht, indem die den einzelnen TEG zugeordneten Versiegelungsgrade gleich Null und die Fließzeiten gegenüber der schnellen urbanen Ableitung verlängert wurden. Die so berechneten Abflüsse wurden mit potenziell naturnahen einjährigen Hochwasserabflussspenden (Hq_{1,pnat}) in Abhängigkeit vom mittleren Gefälle (gemäß BWK Merkblatt 3) verglichen. Abb. 5-3 zeigt die oberen und unteren Grenzwerte gemäß BWK und den höchsten und niedrigsten berechneten natürlichen Abfluss. Auch dieser Vergleich fällt positiv aus.

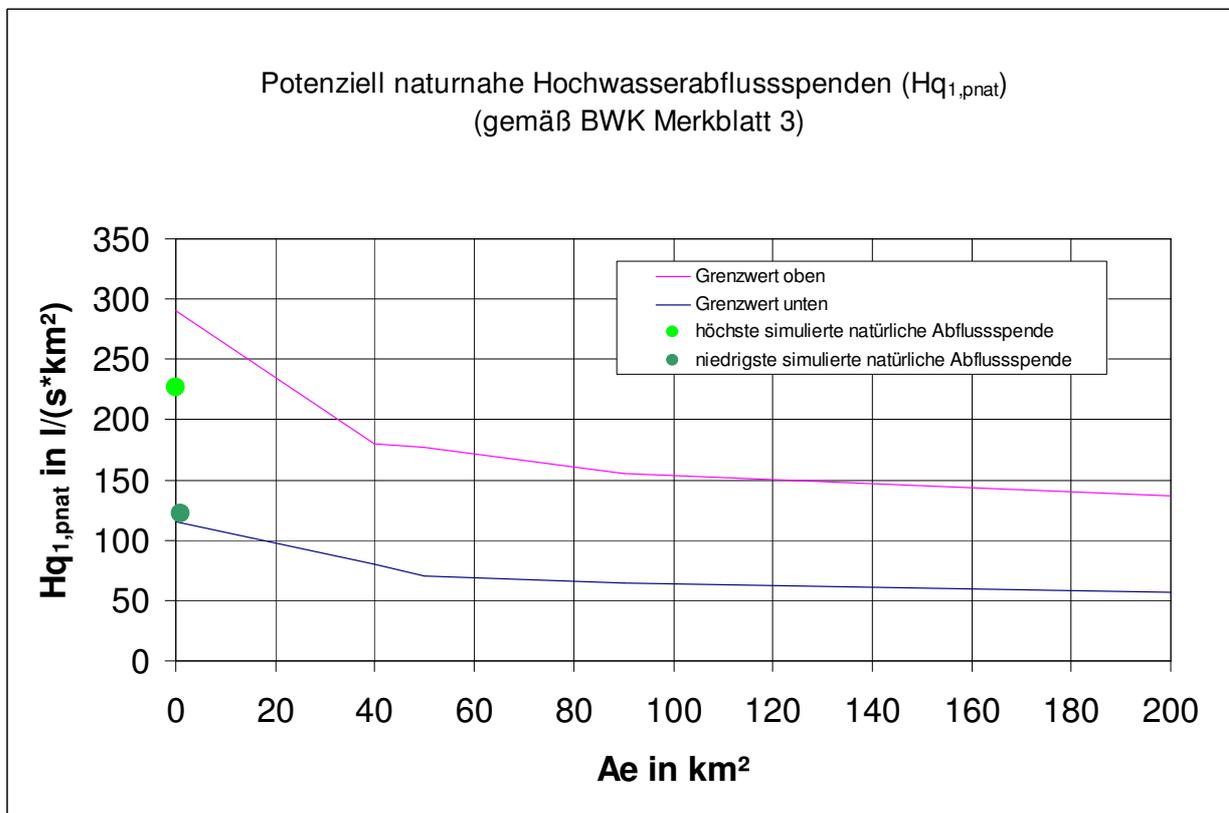


Abb. 5-3: Natürliche Abflussspenden nach BWK

Damit kann von einer insgesamt plausiblen Modellierung für die weiteren Berechnungen ausgegangen werden.

5.3. Berechnungsergebnisse

Aus den Berechnungen der Kontinuums-Simulation über 79 Jahre lässt sich eine statistische Auswertung von Abflüssen und Volumina ermitteln. Abb. 5-4 zeigt exemplarisch eine solche Auswertung von Abflüssen mit den Punkten der empirischen Häufigkeiten und einer Ausgleichsgeraden im logarithmischen Diagramm. Damit lässt sich der Ab- oder Zufluss für beliebige Hochwasserjährlichkeiten berechnen und extreme Ausreißer, wie hier bei der Jährlichkeit 79 a, werden relativiert.

Diese Berechnung wurde für alle Gewässerstrecken durchgeführt.

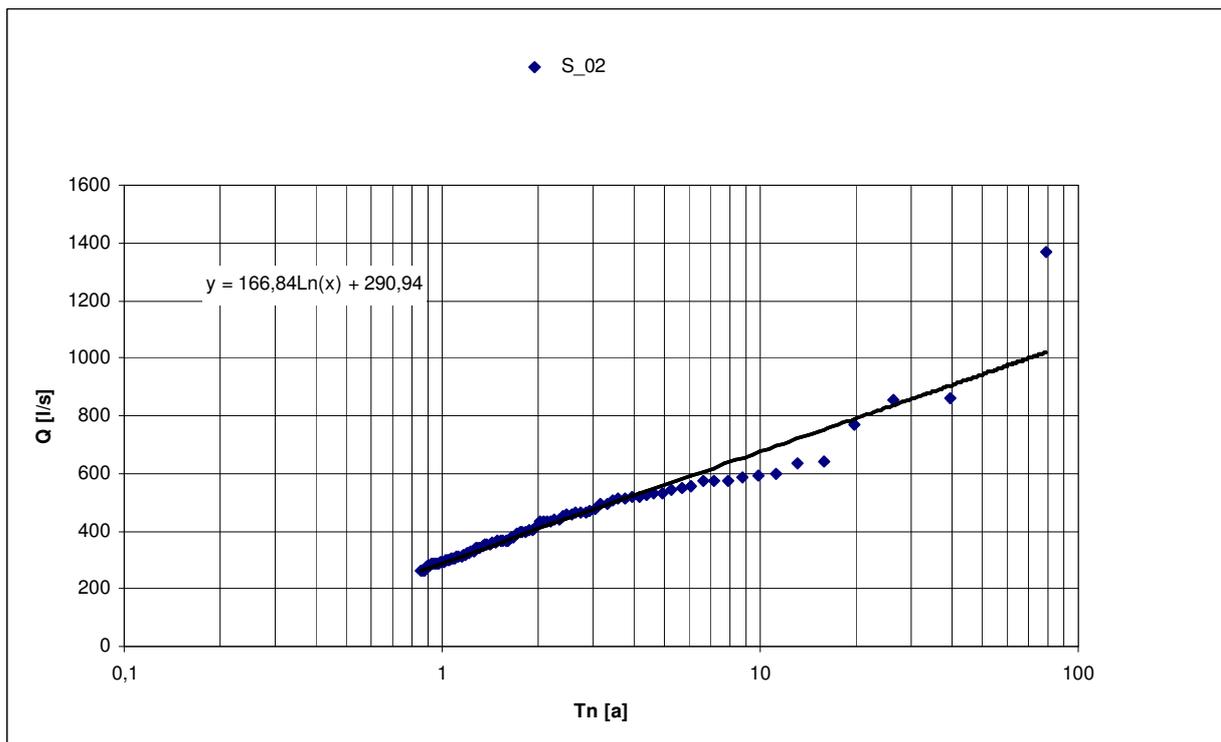


Abb. 5-4: Zuflüsse zum Gewässerabschnitt 2 (Station 2060 bis 1970)

Der hydrologische Längsschnitt (Abb. 5-5) zeigt den Anstieg der Abflüsse entlang des Gewässers für verschiedene Hochwasser-Jährlichkeiten. Es ist deutlich zu sehen, dass sich der Abfluss im Abschnitt 1 im Vergleich zu den anderen Abschnitten schnell erhöht. Dies ist mit dem sehr viel größeren Anteil an bebauter Fläche zu erklären. Natürliche Flächen erzeugen einen geringeren Zufluss zum Gewässer.

Kurz nach der Havkenscheider Straße ist mit einer kleinen Minderung des Abflusses über den Fließweg eine natürliche Retention zu erkennen. Diese Delle ist nicht die Wirkung eines Drosselbauwerks, sondern eines flachen Gewässerabschnitts: Des ehemaligen Hartplatzes der städtischen Sportanlage. Am Ende des Einzugsgebietes lässt sich ein ähnlicher Sprung beobachten, der auf die gleiche Ursache zurück zu führen ist. Auch hier flacht das Gelände ab und retendiert den Abfluss gering.

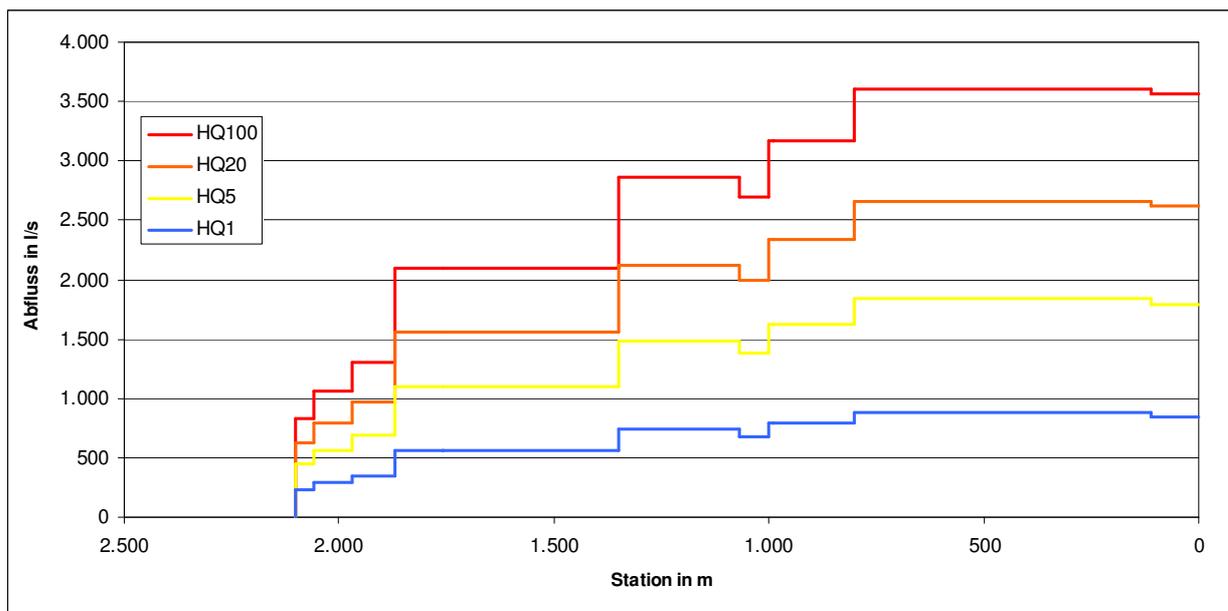


Abb. 5-5: Hydrologischer Längsschnitt

6 Retention

6.1. Hydraulische Betrachtung nach BWK-Merkblatt 3

Die hydraulische Belastung eines Gewässers wird betrachtet, um die Gewässerbiozönose zu schützen. Ziel ist es, Emissionen aus Niederschlagswassereinleitungen so zu begrenzen, dass ein „guter ökologischer Zustand“ wie auch ein „guter chemischer Zustand“ durch Nieder-

schlagswassereinleitungen nicht beeinträchtigt werden [2, S.3-4]). Bei einem Hochwasserereignis werden Lebewesen durch die auftretende hohe Schubspannung abgetrieben. Dies ist ein normaler Vorgang und die Lebewesen kehren mit der Zeit zurück. Treten Hochwasserereignisse zu häufig auf, können die Lebewesen nicht zurückkehren und das Gewässer verliert zunehmend an Artenvielfalt.

Laut BWK-Merkblatt 3 sollte das tatsächlich vorhandene einjährige Hochwasser das natürliche einjährige Hochwasser um weniger als 10 % überschreiten, was einem natürlichen zwei-jährlichen Hochwasser entsprechen soll. Im vorliegenden Fall der Berechnung mit dem NA-Modell wurde anstelle des pauschalen Ansatzes von 10 % der berechnete 2-jährliche potenziell natürliche Abfluss als Maßstab genutzt.

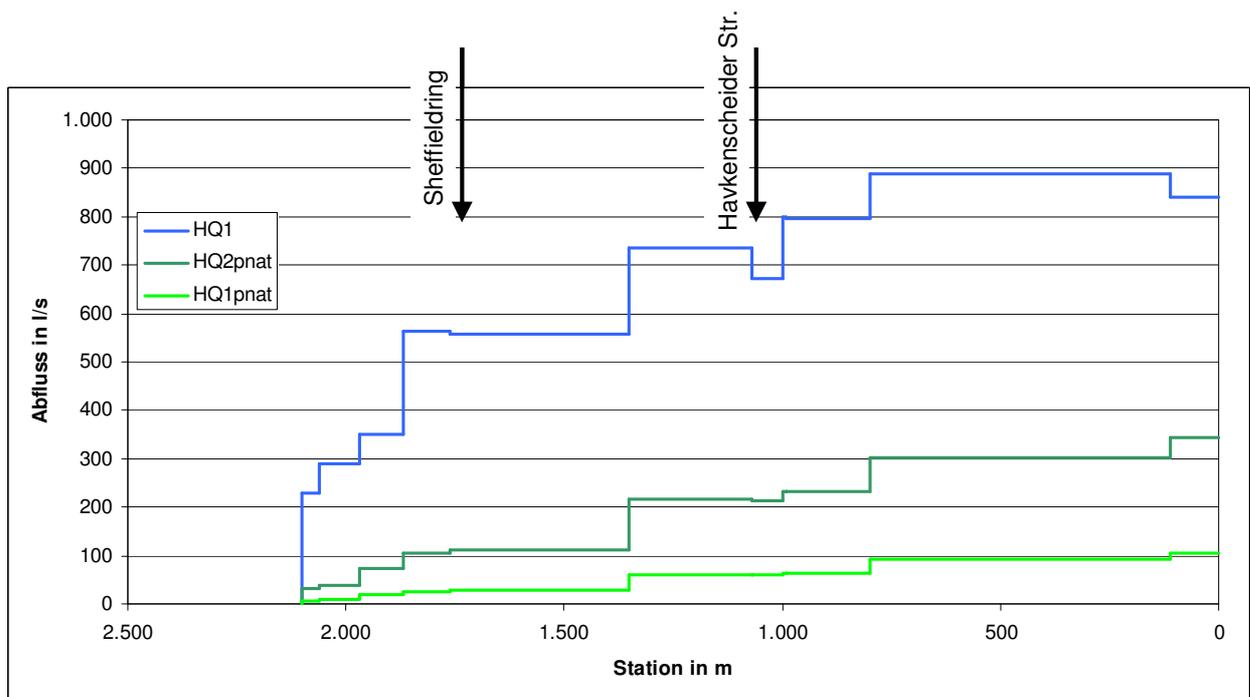


Abb. 6-1: Hydrologischer Längsschnitt mit natürlichen Abflüssen

Abb. 6-1 zeigt den simulierten ein- und zwei-jährlichen natürlichen Hochwasserabfluss, sowie den einjährigen Hochwasserabfluss des Einzugsgebiets ohne technische Retention. Die einjährigen Hochwasserabflüsse sind mehr als doppelt so groß wie die natürlichen. Aus diesem Grund wird eine Retentionsfläche kurz nach der Querung der Havkenscheider Straße geplant. Dort soll der einjährige Hochwasserabfluss 233 l/s und am Ende des Gebietes 344 l/s betragen.

6.2. Rückhaltung

Kurz nach der Havkenscheider Straße befindet sich eine natürliche Senke, die ausgezeichnet als Retentionsfläche geeignet ist. Die Auswertung des Digitalen Geländehöhenmodells ergibt für den Bereich, bei einer Stauhöhe von 2,5 m (103 mNN), ein Volumen von knapp 12.700 m³. In der Berechnung ist jedoch eine Stauhöhe von ca. 1,5 m (102 mNN) mit einem Volumen von ca. 4000 m³ bereits ausreichend, um einen hundertjährigen Hochwasserabfluss von mehr als 3,1 m³/s auf 1,1 m³/s zu drosseln.

Zunächst war es das Ziel, einen Speicher im Nebenschluss herzustellen, um eine Durchgängigkeit zu gewährleisten. In diesem Fall ist die Entleerung des Speichers allerdings problematisch und nur mit einem technischen Bauwerk zu lösen. Aus diesem Grund bietet es sich an, einen Speicher im Hauptschluss mit einem möglichst durchgängigen Drosselbauwerk zu wählen. Die Sohle des Gewässers liegt hier etwa bei 99,8 mNN und der tiefste Punkt der Senke bei 100,52 mNN: Der Speicher wird also automatisch leer laufen. Die Senke wird an einer natürlichen Enge mit einem Dammbauwerk geschlossen (Abb. 6-2).

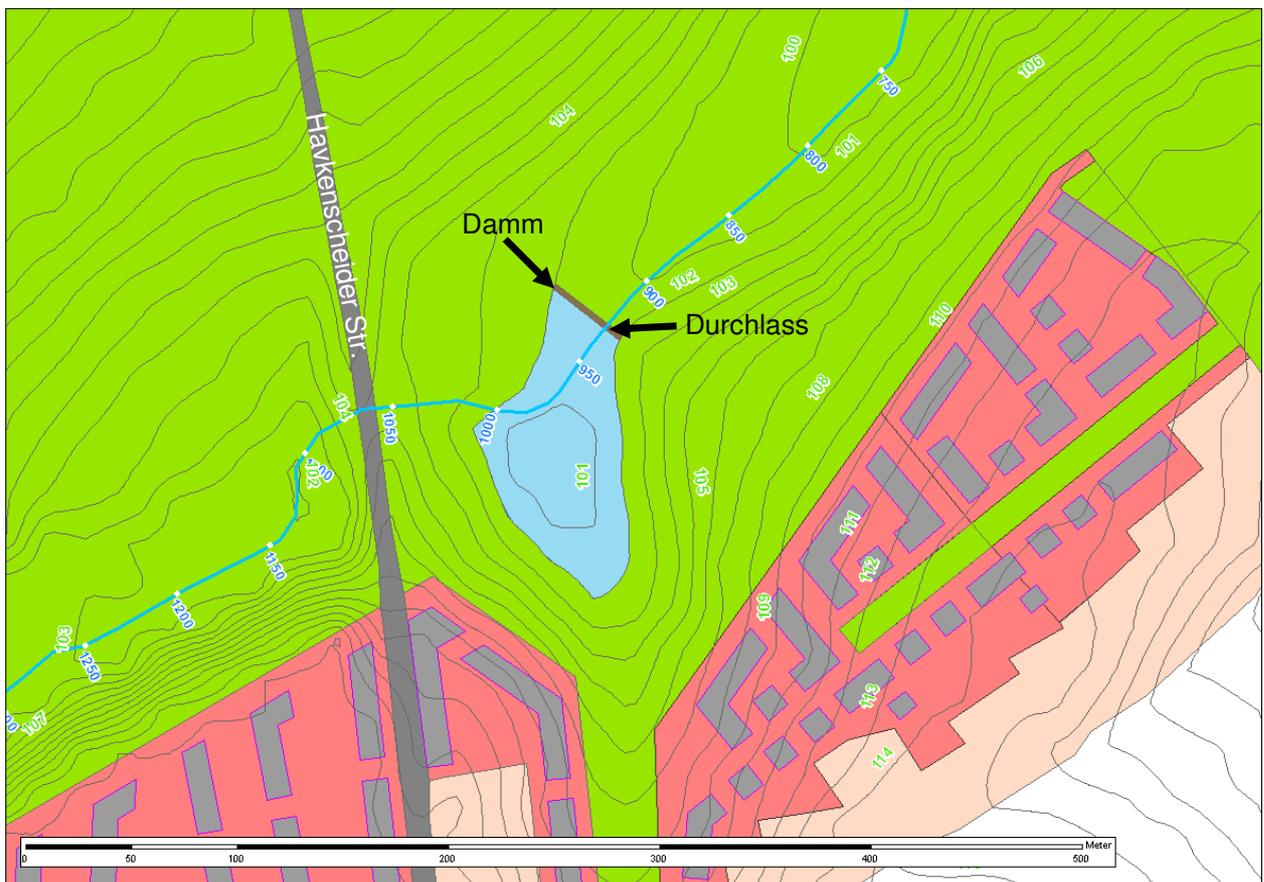


Abb. 6-2: Retention hinter der Havkenscheider Straße

Der Damm hat eine flach ausgeprägte Böschung mit einer Neigung von 1:5 bis 1:10. Er wird sich so gut in die Landschaft einfügen und nicht als technisches Bauwerk wahrgenommen werden.

Mit einer Stauhöhe von weniger als 4 Metern und einem Volumen von weniger als 50.000 m³ gilt die Retention nach DIN 19700 Teil 12 als sehr klein mit sehr geringen Anforderungen an die spätere Überwachung.

6.3. Drosselbauwerk

Der Durchlass (Abb. 6-3) wird in Form eines vertikalen Schlitzes ausgeführt (z.B. mit Gabionen oder Blocksteinen). Der Schlitz ist im unteren Bereich schmaler, um im Mittel nur die geforderten 233 l/s hindurch zu lassen, und im oberen Bereich weiter, um auch große Hochwasserabflüsse abführen zu können.

Seine Wirkung beruht auf dem Prinzip des Venturikanals [1].

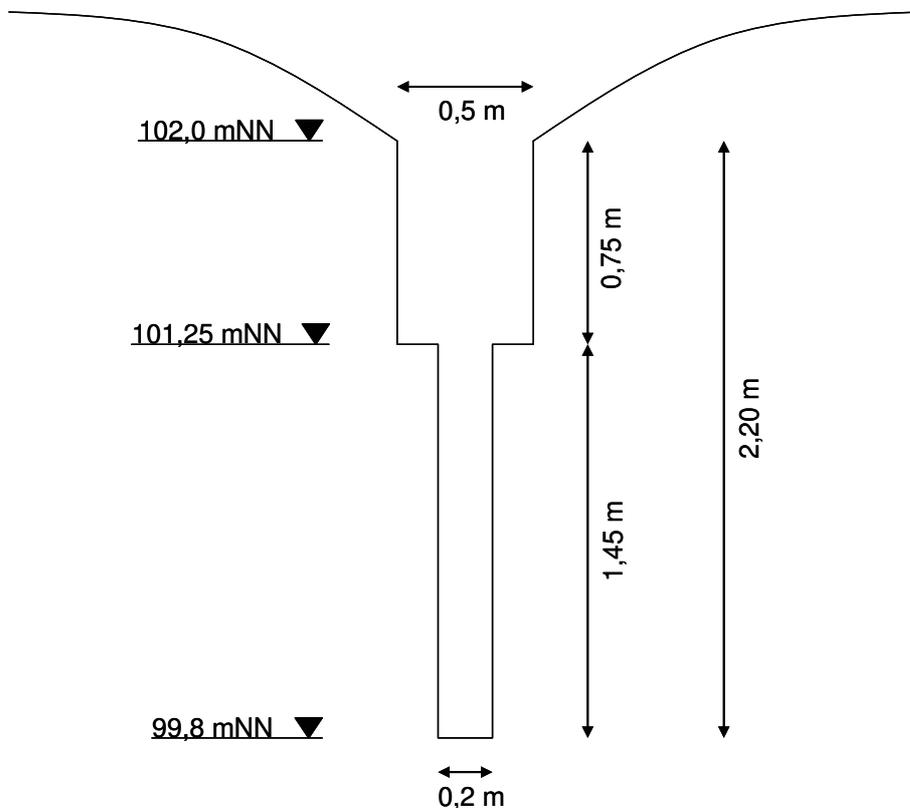


Abb. 6-3: Querschnitt des Durchlasses

6.3.1. Unterer Teil des Drosselbauwerks

Bei einer Drosselabgabe von konstant 233 l/s ist einjährlich ein Volumen von 950 m³ nötig. Dies ist bei einem Wasserstand von 101,25 mNN erreicht. Eine solche Drosselung mit einem konstanten Abflusswert ist technisch möglich, hierbei werden die Bedingungen der Durchlässigkeit jedoch nicht berücksichtigt. Aus diesem Grund ist eine mit der Stauhöhe variable Abgabe vorgesehen, die der konstanten Abgabe von 233 l/s in etwa äquivalent ist.

Abb. 6-4 zeigt den Durchfluss durch den unteren Schlitz für verschiedene Schlitzbreiten bis zu dieser Höhe von 101,25 mNN (entsprechen 1,45 m Schlitzhöhe).

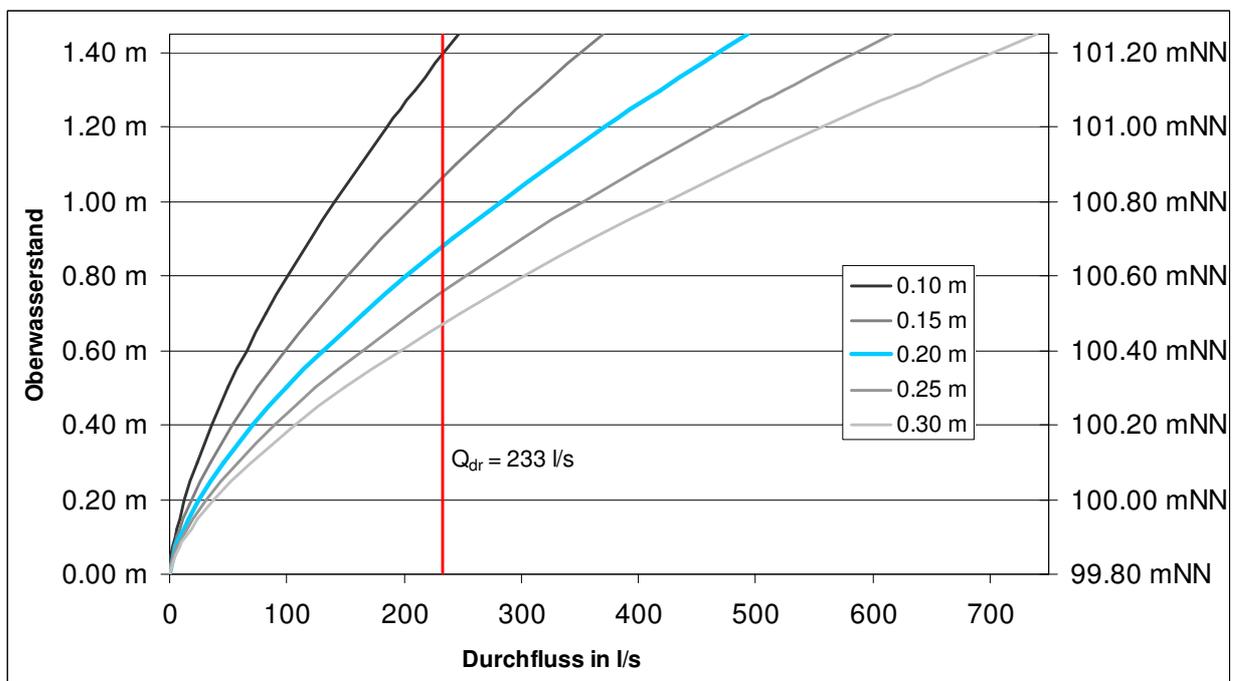


Abb. 6-4: Durchfluss unterer Schlitz

Eine Schlitzöffnung von 20 cm ist am praktikabelsten. Sie lässt im Mittel ca. 233 l/s durch und ist ein guter Kompromiss zwischen Betreibbarkeit und Abflussdrosselung. Eine engere Öffnung ist anfällig gegen Verlegung und eine weitere würde zu große Abflüsse zulassen.

In Abb. 6-4 ist zu erkennen, dass die Schlitzöffnung je nach Oberwasserstand mehr oder weniger als die geforderten 233 l/s hindurch lässt. Diese Abflussdynamik ist der Gewässerbiozönose mehr förderlich als schädlich: Sie entspricht der einer natürlichen Welle mit einem langsamen Anstieg der Belastung des Gewässers (siehe Kapitel 6.3.2) Hierdurch werden Rückzugsmöglichkeiten für die Biozönose geschaffen und die relativ geringe Überschreitung

ist zusammen mit der teilweise auch deutlich höheren Abminderung bei sehr kleinen Ereignissen zu tolerieren.

Abb. 6-5 zeigt, dass im einjährigen Fall ca. 380 l/s durch das Drosselbauwerk abgegeben werden und durch weitere Einleitungen am Ende des Gebiets ein Abfluss von 460 l/s statt 344 l/s berechnet wurde.

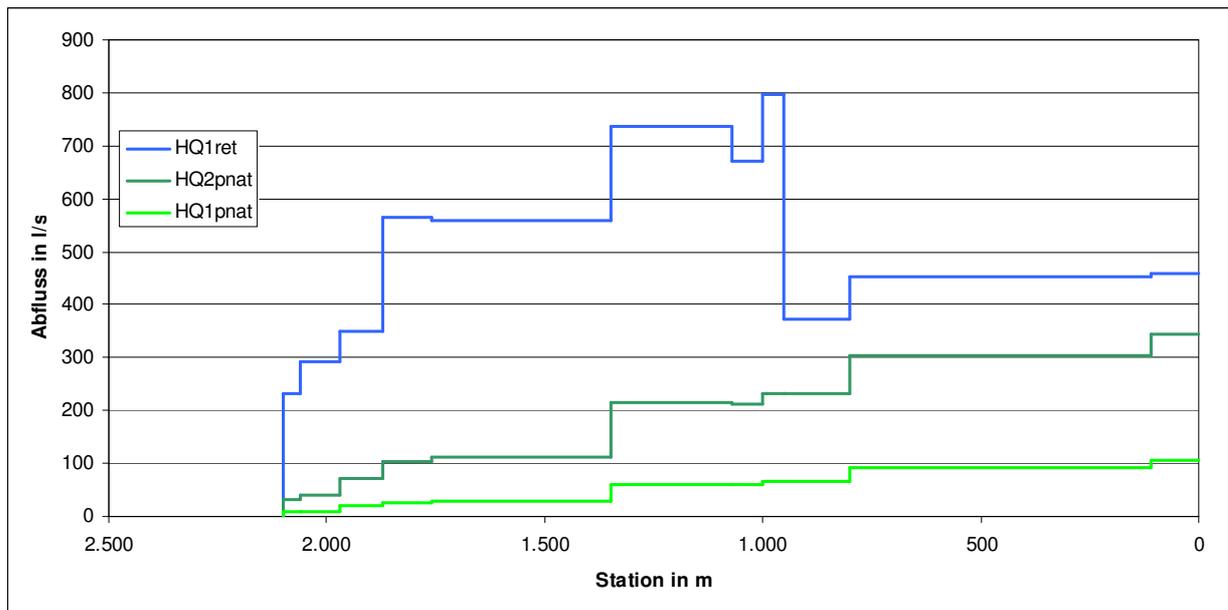


Abb. 6-5: Hydrologischer Längsschnitt mit retendiertem einjährigen Hochwasserabfluss

In diesem unteren Teil des Gewässers sind die Ufer sehr flach ausgeprägt (siehe Abb. 7-14). Das Gewässer geht schon bei geringen Anstiegen des Wasserspiegels schnell in die Breite, ohne dabei Schaden zu verursachen. Hierbei wird auch eine Drosselung erzeugt, welche die gering höheren Abflüsse so mindert, dass der Schutz der Biozönose gewährleistet ist: Siehe folgendes Kapitel.

6.3.2. Besonderheiten der Abflussdynamik

Im BWK-Merkblatt 3 wird die hydraulische Belastung eines Gewässers vorrangig mit dem Ziel begrenzt, die auftretenden Sohlschubspannungen soweit zu reduzieren, dass die Biozönose nicht weit abgetrieben wird oder eine Möglichkeit hat, Schutz zu suchen. In unserem Modell steigen die Abflüsse dank des wenig technischen Drosselbauwerks viel langsamer an, als das bei normalen urbanen Niederschlagsabflüssen der Fall ist. Die Biozönose hat länger Zeit, Schutz zu suchen und durch den vergleichsweise langsam steigenden Wasserspiegel auch die Möglichkeit, die viel weniger schubspannungsbelasteten Vorländer aufzusuchen. Abb. 6-6 zeigt qualitativ und beispielhaft die Abflusswellenwellen vor und nach dem Drosselbauwerk.

Ein konstanter Drosselabfluss würde bis zu diesem Wert die Zuflusskurve unverändert lassen. Damit wäre die sehr hohe Anstiegsgeschwindigkeit weiterhin kritisch.

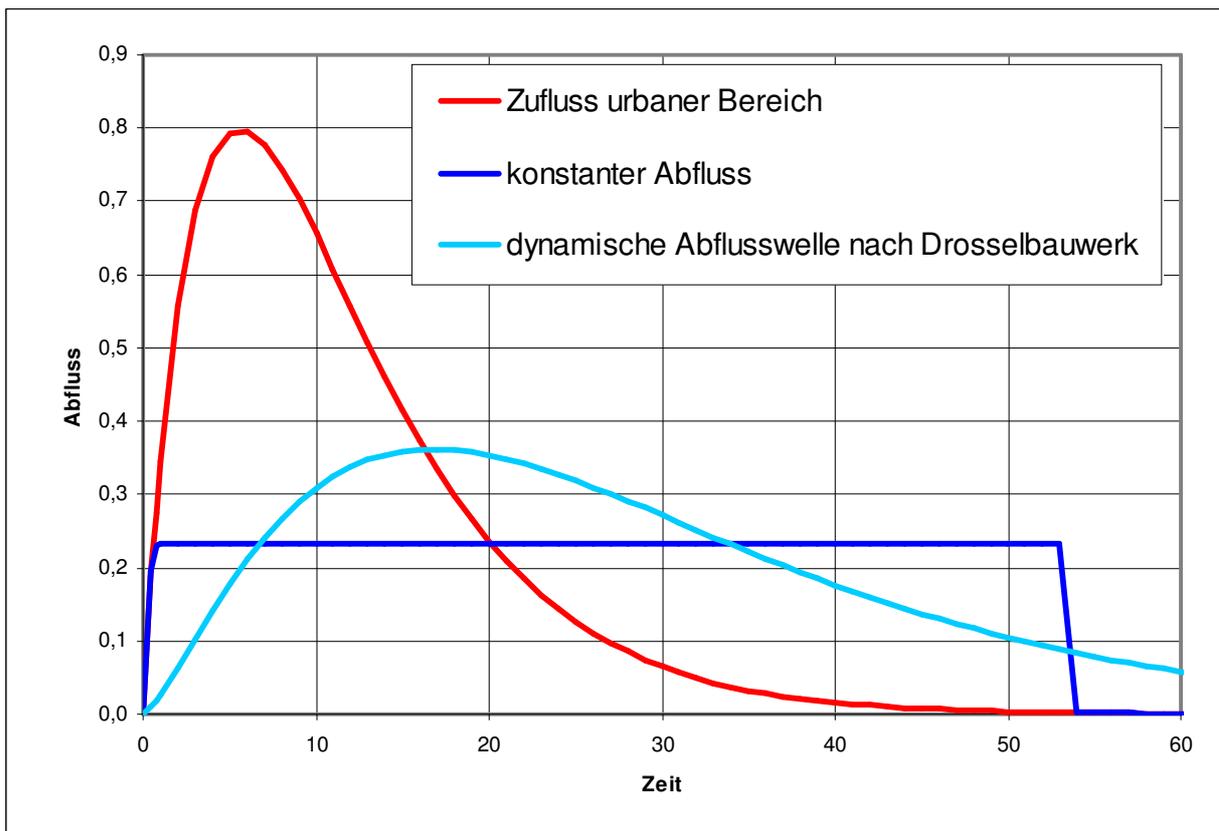


Abb. 6-6: Beispiel Abflusswellen

6.3.3. Oberer Teil des Drosselbauwerks

Um Hochwasserabflüsse mit einer größeren Jährlichkeit abführen zu können, wird die Öffnung im oberen Bereich verbreitert. Abb. 6-7 zeigt Durchflüsse für den gesamten Schlitz (Querschnitt siehe Abb. 6-3) für verschiedene Schlitzbreiten im oberen Bereich.

Eine obere Schlitzbreite von 0,5 m ist am praktikabelsten. In diesem Fall wird das Retentionsvolumen gut genutzt, eine Verlegung ist jedoch wenig wahrscheinlich.

Im Fall eines hundertjährigen Hochwasserereignisses gibt der gesamte Schlitz mit einer oberen Schlitzbreite von 0,5 m einen Drosselabfluss von 1,1 m³/s ab.

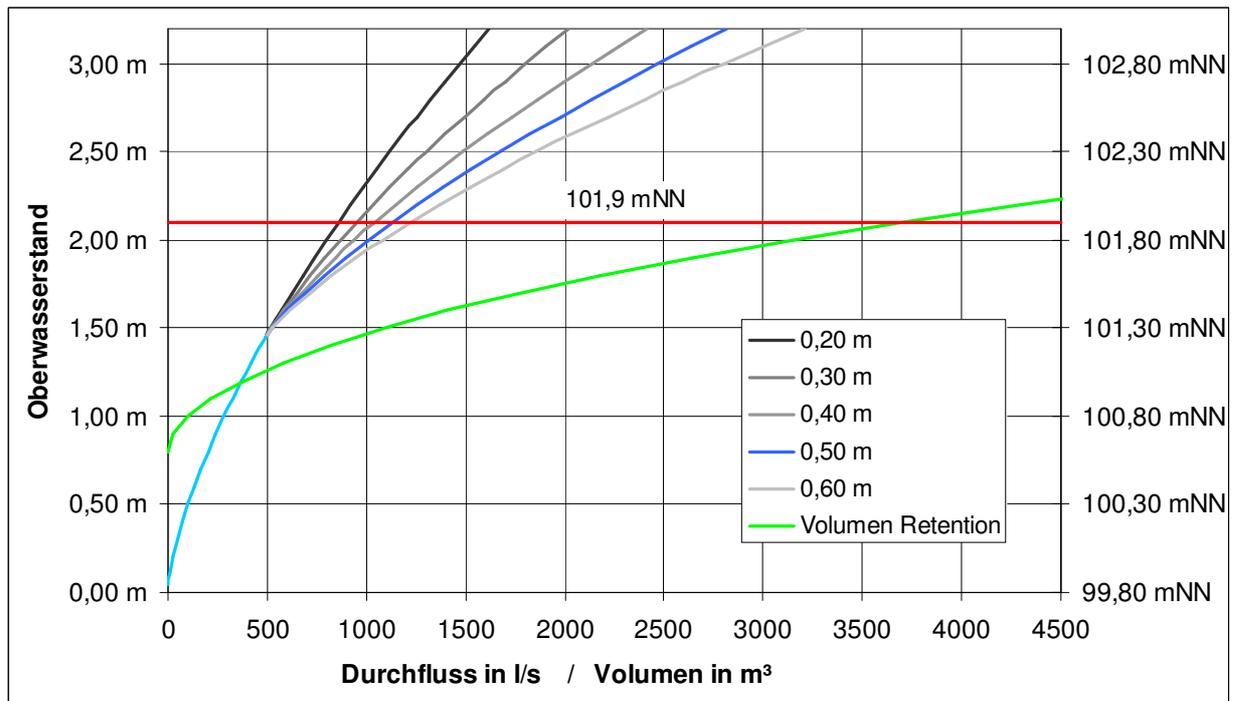


Abb. 6-7: Durchfluss gesamtes Drosselbauwerk im Hochwasserfall

6.3.4. Auslegung Drosselbauwerk

Das vorgeschlagene Drosselbauwerk überzeugt vor allem durch seine einfache, wenig technische Bauweise. Es lässt einen dynamischen Abfluss zu, der teilweise über, aber auch unter den geforderten Werten liegt. Gerade durch die Dynamisierung der Abflüsse ist diese Überschreitung tolerierbar.

Falls eine Drosselung der Abflüsse bis zu den geforderten Werten angestrebt würde, müsste ein komplett technisches Bauwerk geplant werden. Dieses würde keine ökologische Durchgängigkeit mehr zulassen und wäre zudem wartungsintensiver.

Der Gabionenschlitz als offenes Bauwerk hat außerdem den Vorteil, dass er leicht nachträglich anzupassen ist. Es ist z.B. möglich, nach Inbetriebnahme einen Balken quer vor den Schlitz anzubringen, um die Drosselung zu erhöhen.

6.4. Retendierte Hochwasserabflüsse

Abb. 6-8 zeigt den hydrologischen Längsschnitt verschiedener Hochwasserabflüsse mit technischer Retention. Es sind sowohl die Abflüsse, als auch das Retentionsvolumen dargestellt, das benötigt wird, um die Abflüsse in diesem Maße zu drosseln.

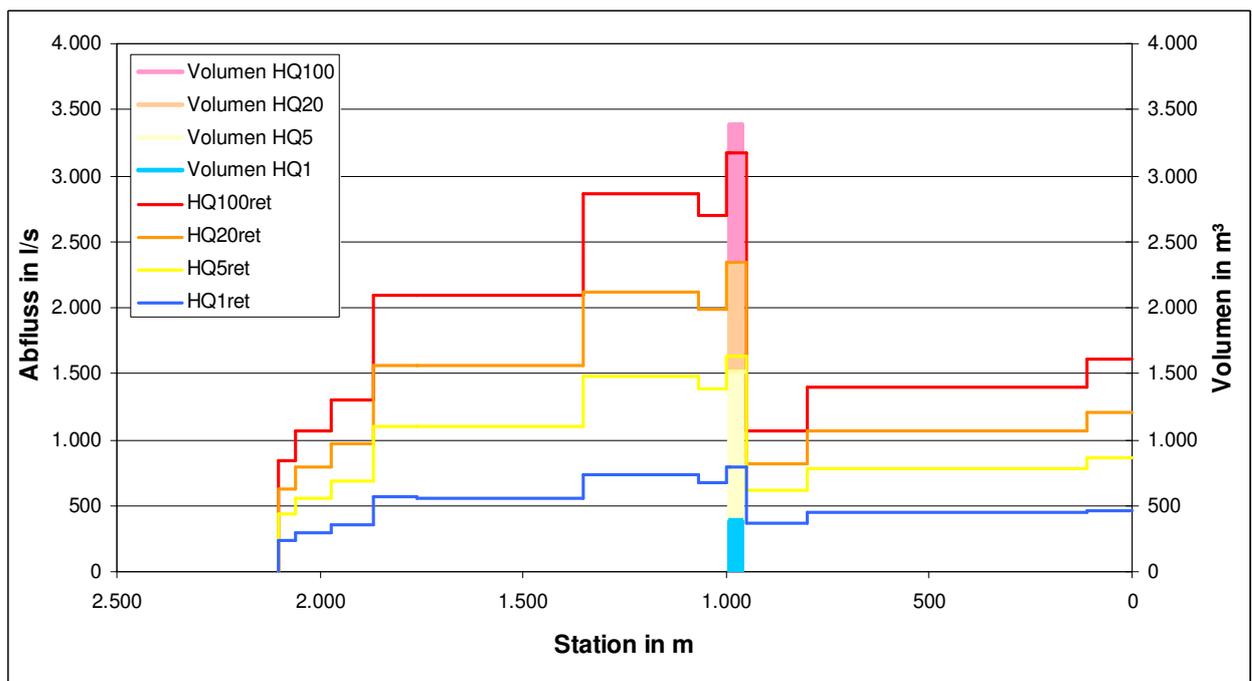


Abb. 6-8: Hydrologischer Längsschnitt mit benötigtem Retentionsvolumen

7 Hydraulische Berechnung

Die hydraulische Berechnung wurde mit dem Programm Jabron Version 6.7 der Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH Aachen durchgeführt. Um Querprofile herzustellen, ist zunächst die Breite und Höhe der Sohle des neuen Gewässers festgelegt worden. Im Dialog von Hydraulik und Ökologie hat man sich verständigt, dass ein Gewässerbett mit einer Breite von ca. 30 cm und einer Höhe von ca. 20 cm (Abb. 7-14) geeignet ist, den Mittelwasserabfluss von etwa 2 l/s abzuführen. In Abschnitt 1 des Gewässers muss nicht nur der Mittelwasser- sondern auch der Hochwasserabfluss innerhalb der festgelegten künstlichen Profilen abgeführt werden können. Es wurden zunächst 3 m breite und 80 cm hohe Profile angenommen (Abb. 7-6). Als Ufer schließt, in Anlehnung an die Brühler Schlossteiche (Abb. 7-2), eine Böschung an. Diese schützt die umliegenden bebauten Gebiete im Hochwasserfall.



Abb. 7-1: Spiegelweiher der Brühler Schlossteiche



Abb. 7-2: Spiegelweiher der Brühler Schlossteiche (temporär entleert)

Diese Profile wurden in einem Abstand von ca. 50-100 m auf die Gewässerlinie gelegt.

Die Vorländer der Querprofile sind dem Digitalen Geländehöhenmodell (DGM) entnommen. Die Sohlhöhe der Profile wurde den Geländehöhen angepasst, sodass ein Gefälle zum Gewässer hin (insbesondere dort, wo die Oberflächenentwässerung in das Gewässer einleitet (Kapitel 9)) gewährleistet ist. Anschließend wurde überprüft, ob die Sohlhöhen mit kreuzenden Kanälen und die Höhen der Verrohrungen mit querenden Kanälen und Straßen vereinbar sind. Dies ist an jeder Stelle der Fall.

Die Wasserspiegellagen werden mit den berechneten gestaffelten Abflüssen (siehe Hydrologischer Längsschnitt Abb. 5-5) ermittelt. Die Ergebnisse der Spiegellinienberechnung sind in Abb. 7-3 und Abb. 7-4 dargestellt.

Die Maßstabsangaben in den Abbildungen der Querschnitte gelten nur für die Originale: Sie sind hier verkleinert dargestellt.

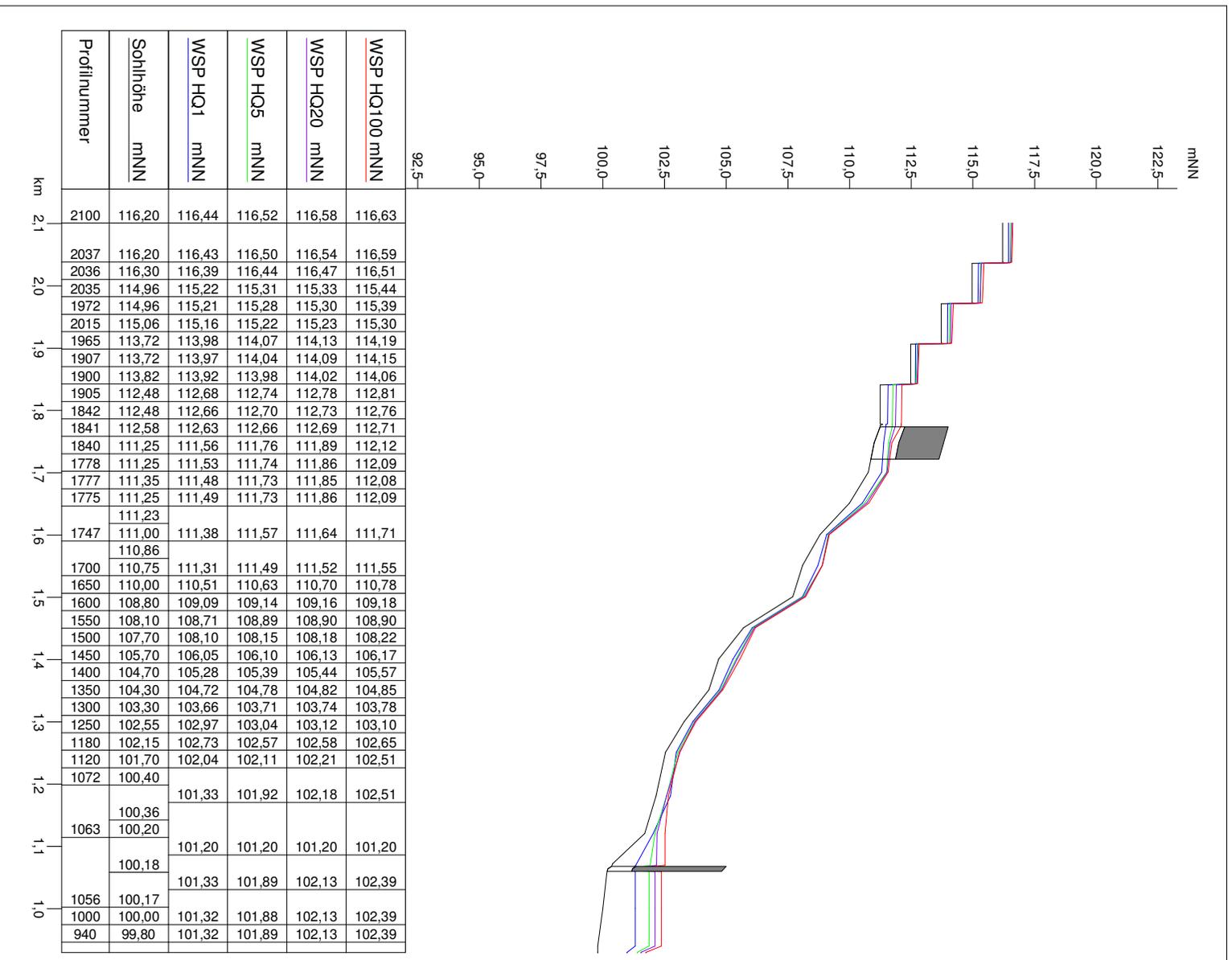


Abb. 7-3: Hydraulischer Längsschnitt (1/2)

In Abschnitt 1 sind Schwellen eingebaut, da insbesondere im stark urban geprägten Bereich ein „erlebbares Fließgewässer“ hergestellt werden sollte. Mit einem Mittelwasserabfluss von 2 l/s sind 3 m breite Profile kaum benetzt, geschweige denn „erlebbar“. Deshalb ist der obere Bereich des Modells kaskadenförmig ausgebildet: Einem flachen Abschnitt folgt eine 10 cm hohe Schwelle und darauf ein Absturz zum nächsten flachen Abschnitt. Somit sind die künstlichen Profile im oberen Bereich immer mit 10 cm Wasser gefüllt (Abb. 7-5).

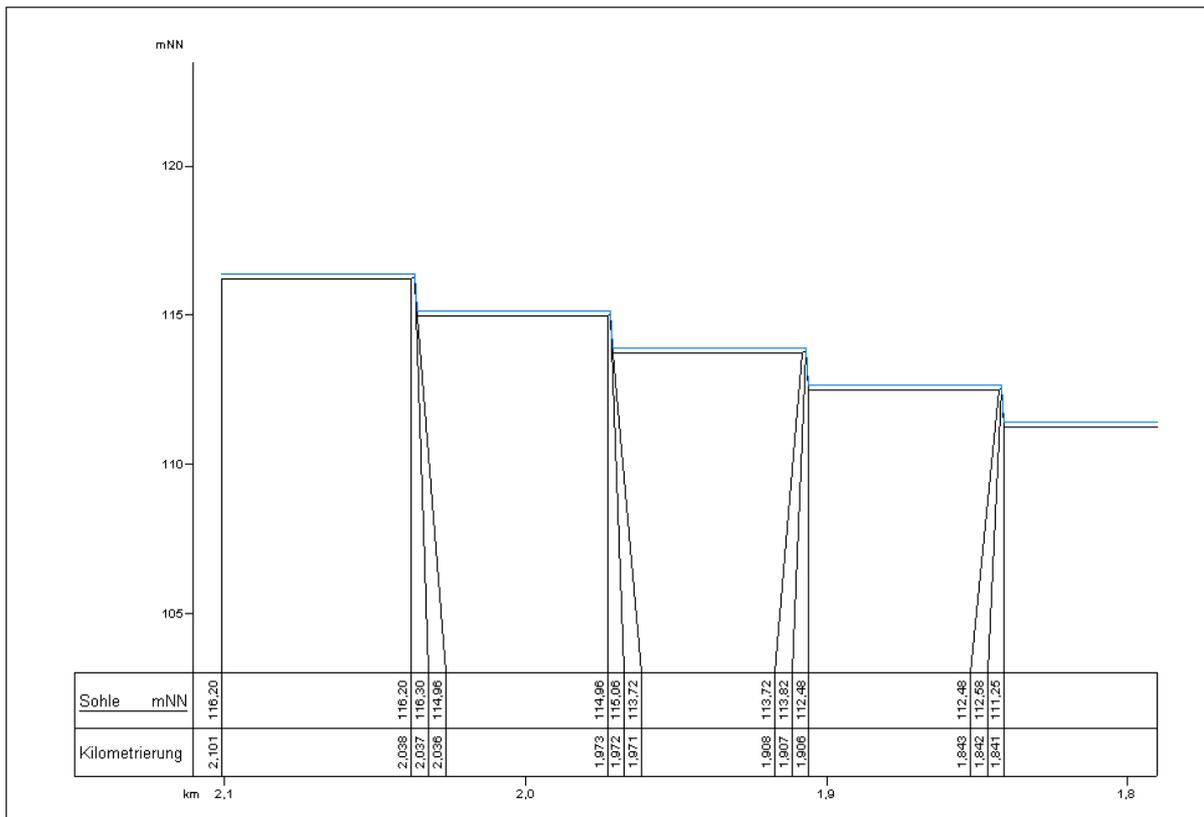


Abb. 7-5: Längsschnitt Abschnitt 1 mit Mittelwasserabfluss

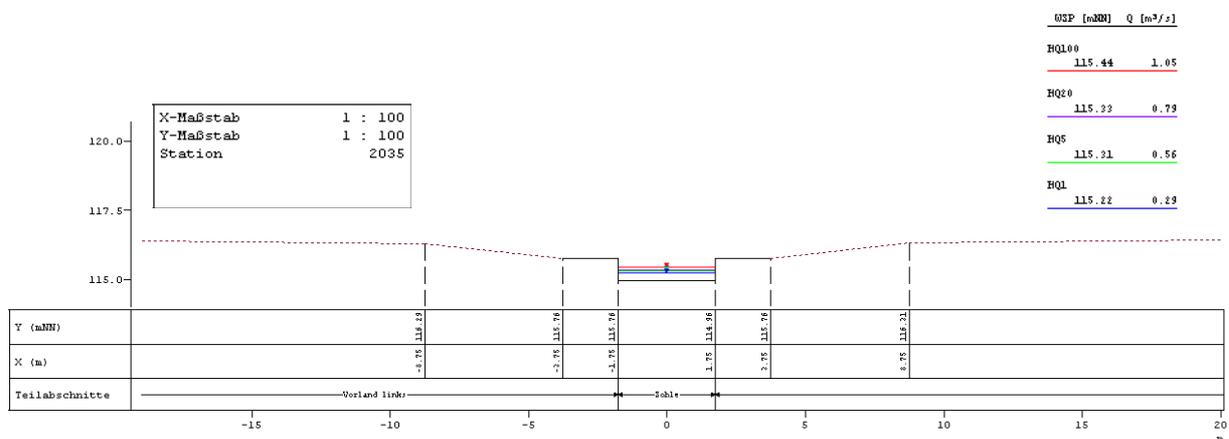


Abb. 7-6: Abfluss durch künstliche Profile in Abschnitt 1

Der 100-jährliche Hochwasserabfluss lässt sich in diesem Bereich völlig problemlos abführen (Abb. 7-6). Allein bei Profil 1840 (siehe Abb. 7-7) ufer das Wasser im 20- und 100-jährlichen Fall aus, bleibt aber innerhalb der Böschung, sodass keine Schäden zu erwarten sind (Abb. 7-8). Die Wassertiefe bei HW100 beträgt in diesem Bereich ca. 90 cm. Auf diese Höhe sollte bei der Geländemodellierung auch das Ufer gesetzt werden. Bei Profil 1775 und 1778 (siehe Abb. 7-7) wird im 100-jährlichen Fall die Böschung 5 cm hoch benetzt (Abb. 7-9).

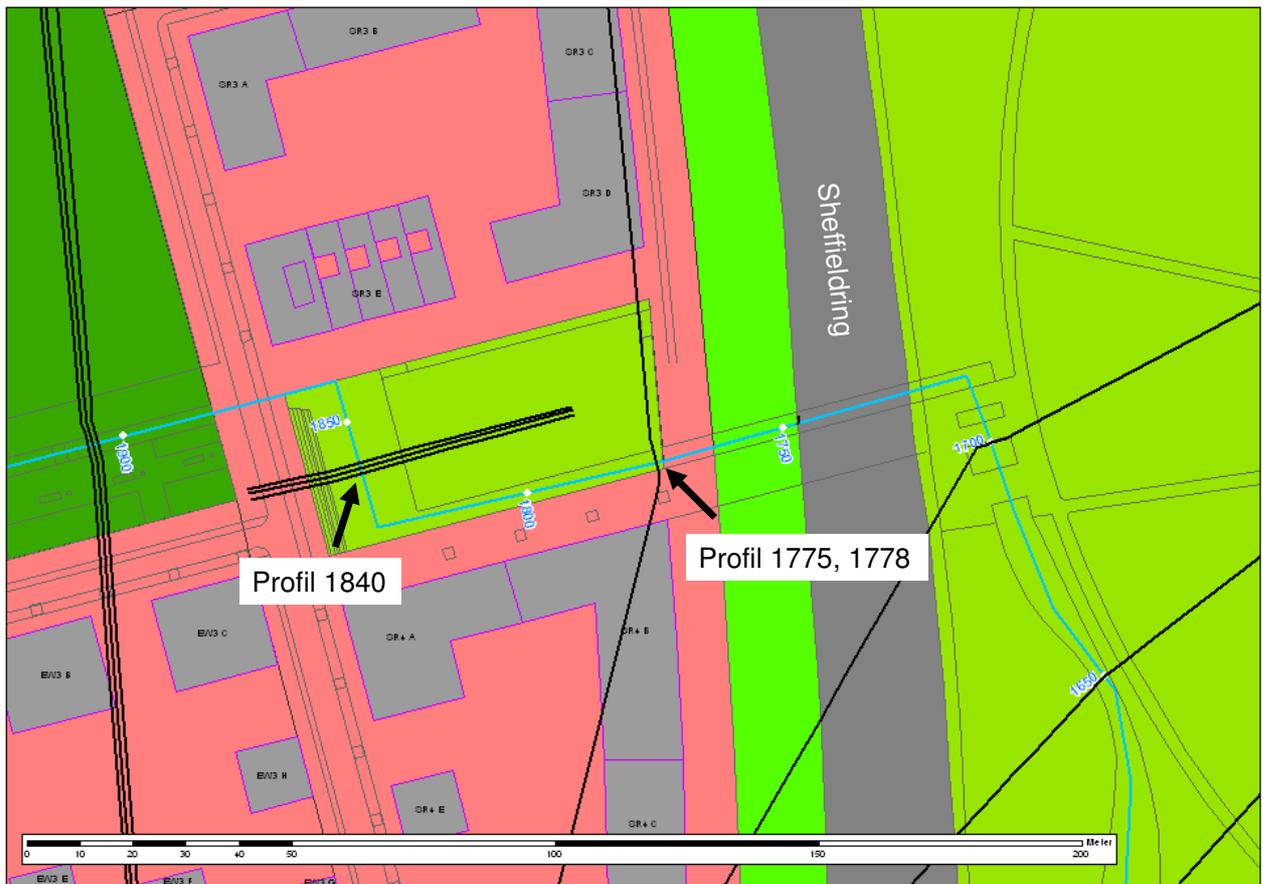


Abb. 7-7: Lage der Profile

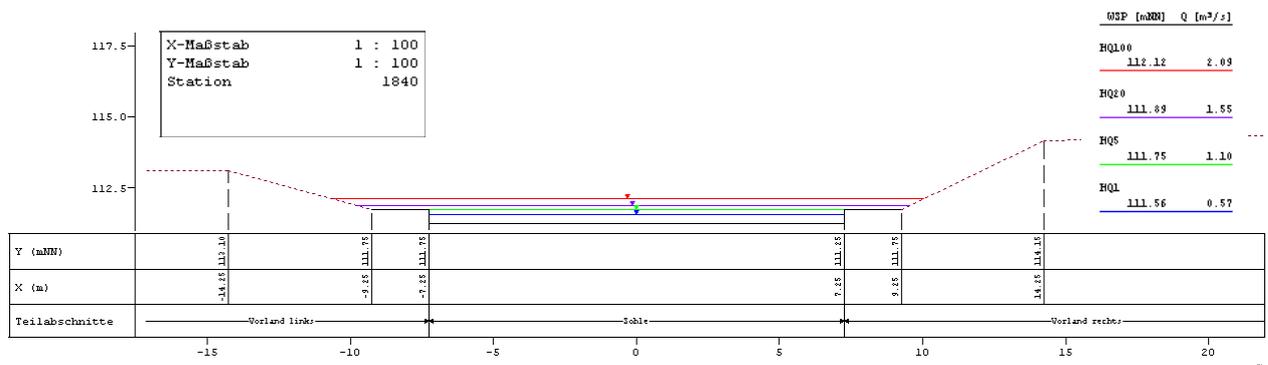


Abb. 7-8: Profil 1840

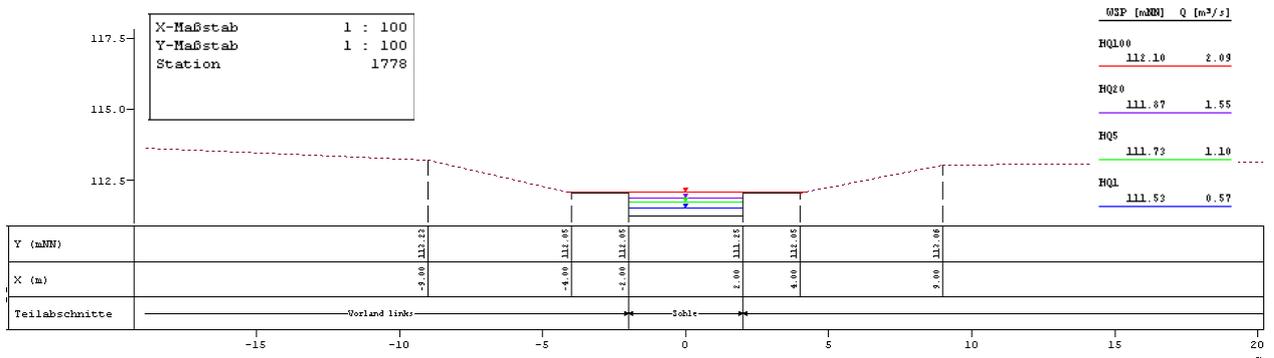


Abb. 7-9 Profil 1778

Da der Sheffieldring auf einem Damm liegt, schneidet das auf die Unterführung folgende Profil stärker ins Gelände ein. Es hat eine 2 m breite Sohle und je 3 m Uferbereich, der befestigt wird. Selbst ein hundertjähriger Hochwasserfall steigt nur bis zum Rand dieses Bettes.

Anschließend wird das Gewässer an Fußgängerwegen und Kleingärten entlang geführt. Die Ufer sind hier überwiegend recht flach, sodass im Bereich der Kleingartenanlage Wälle von 20-40 cm, auf einer Strecke von ca. 50 m sogar bis zu 80 cm Höhe eingebaut wurden (Abb. 7-10). Damit sind die Gärten in einem hundertjährigen Hochwasserfall geschützt (siehe Kapitel 8).

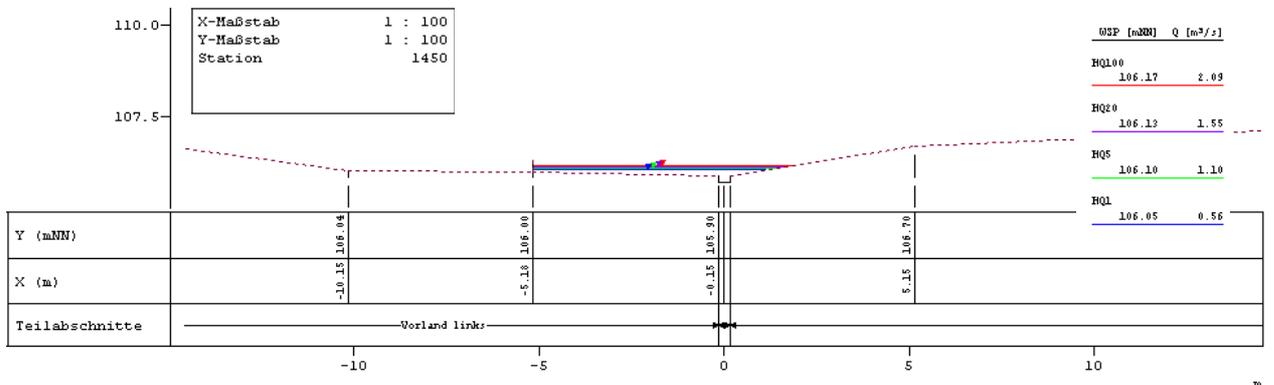


Abb. 7-10: Profil 1450 (Bereich der Kleingartenanlage)

Im Bereich des ehemaligen Hartplatzes der städtischen Sportanlage kann das Gewässer ungehindert ausufern und leicht retendieren. Dies ist bereits bei einem einjährigen Hochwasserabfluss der Fall (Abb. 7-11).

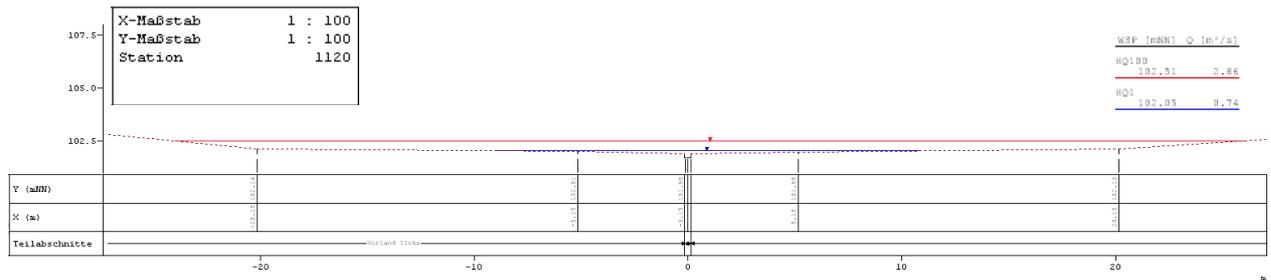


Abb. 7-11: Profil 1120 (ehemaliger Sportplatz)

Die Unterführung unter der Havkenscheider Straße (Höhe 1 m, Breite 2 m) ist schon mit einem einjährigen Hochwasserabfluss schiefevoll. Da vor der Havkenscheider Straße der ehemalige Sportplatz als kleine Überschwemmungsfläche dient, ist der Durchlass dennoch selbst in einem hundertjährigen Hochwasserfall ausreichend leistungsfähig. Die Havkenscheider Straße liegt in diesem Fall noch mehr als 2 m über dem Wasserspiegel.

Rechtsseitig der Havkenscheider Straße befindet sich die in Kapitel 6 beschriebene natürliche Senke, die als große Retentionsfläche dienen soll. Ab einem Wasserstand von 72 cm ufer das Gewässer hier aus. Die Senke entleert sich nach einem Hochwasserereignis automatisch, da die Gewässersohle unter dem tiefsten Punkt der Senke liegt (Abb. 7-12). Der vorliegende Kanal, der zurzeit von der Senke ins bestehende Kanalnetz führt, kann entfallen.

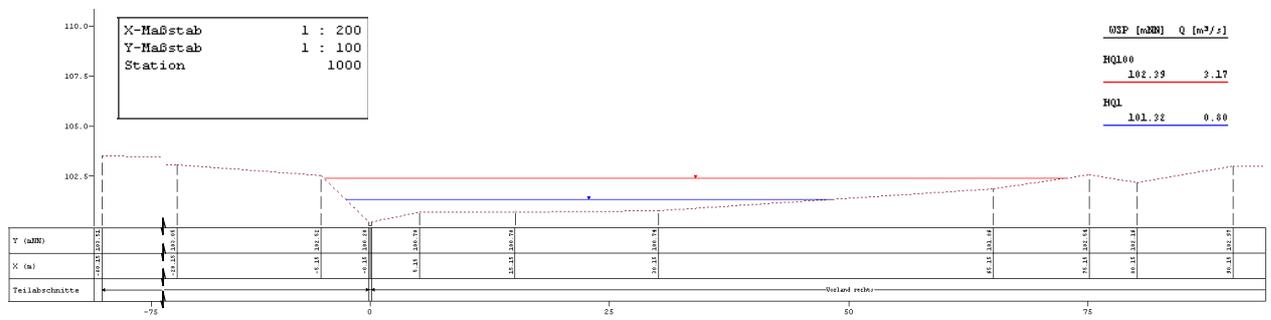


Abb. 7-12: Profil 1000 (Senke)

Das Drosselbauwerk (Abb. 7-13) hat bis zu einer Höhe von 1,45 m (entsprechend 101,25 mNN) die Drosselwirkung für die einjährigen, ökologischen Abflüsse. Im darüber liegenden, breiten Abschnitt werden Ereignisse bis hundertjährlich noch gedrosselt.

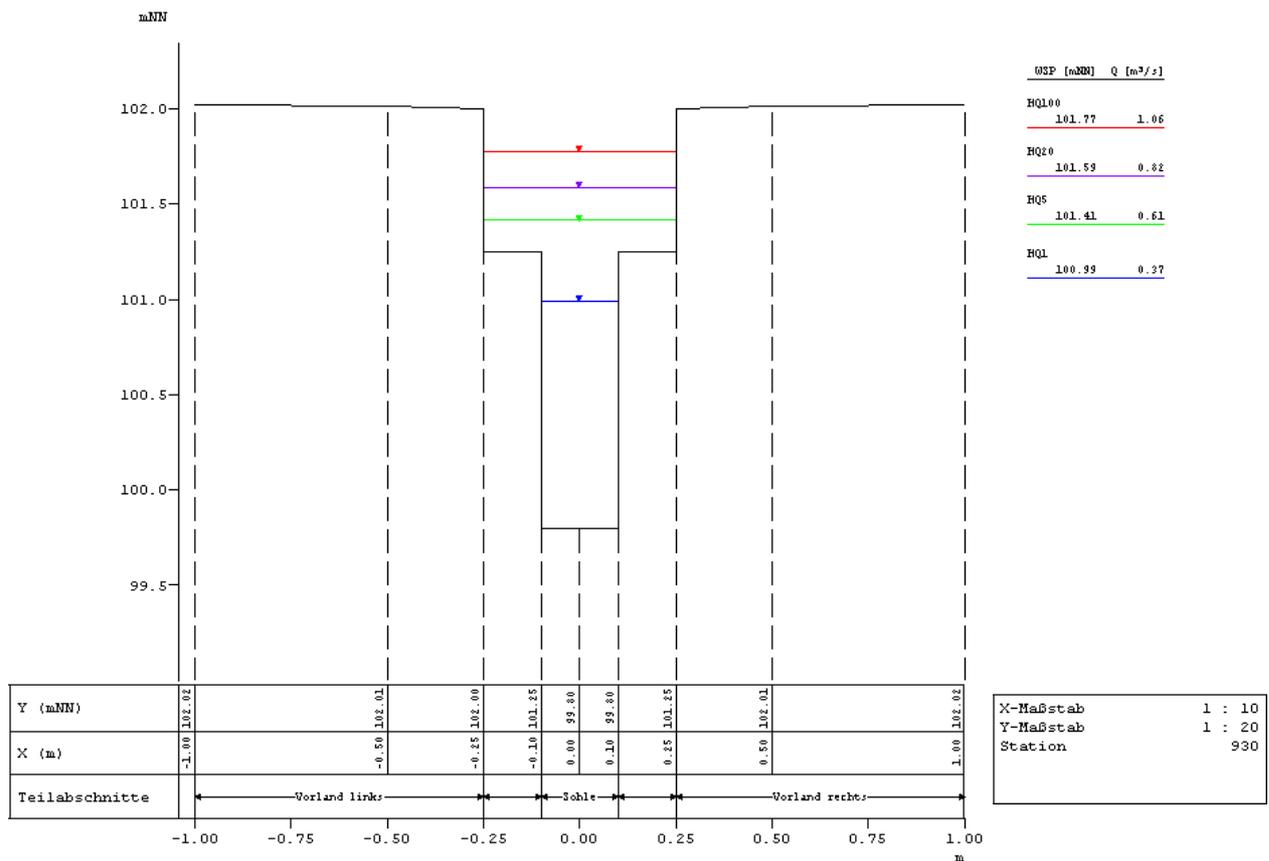


Abb. 7-13: Profil 930 (Drosselbauwerk)

Nach der Senke fließt das Gewässer durch überwiegend unbebautes, landwirtschaftlich genutztes Gebiet (Abschnitt 3). Die Ufer sind hier flach und lassen viel Retention zu (Abb. 7-14).

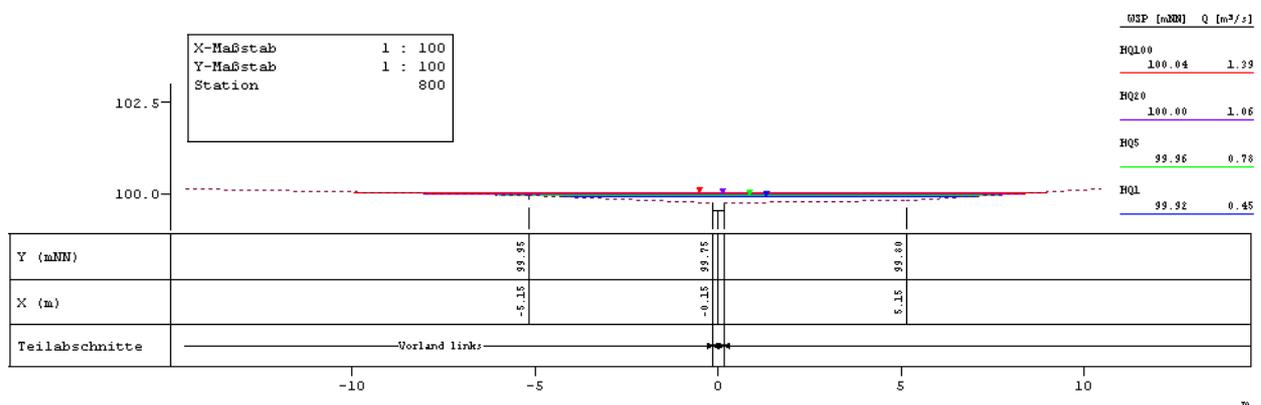


Abb. 7-14: Profil 800 (Abschnitt 3)

8 Überschwemmungsgebiete

Abb. 8-1 zeigt die voraussichtlichen Überschwemmungsgebiete. Hellblau eingefärbt sind diejenigen Flächen, welche einjährlich überschwemmt werden. Je dunkler blau die eingefärbte Fläche, desto höher ist die Jährlichkeit (Plan 1).

Im Bereich der Kleingartenanlage sind potenzielle Überschwemmungsflächen gestreift dargestellt. Diese liegen laut DGM unter dem berechneten Wasserspiegel, werden aber durch Wälle geschützt. Niederschlagswasser, das in den Gebieten hinter den Wällen anfällt und abfließt, wird sich nach den Höhenlinien nicht hinter den Wällen sammeln, sondern in Richtung des ehemaligen Sportplatzes abfließen.

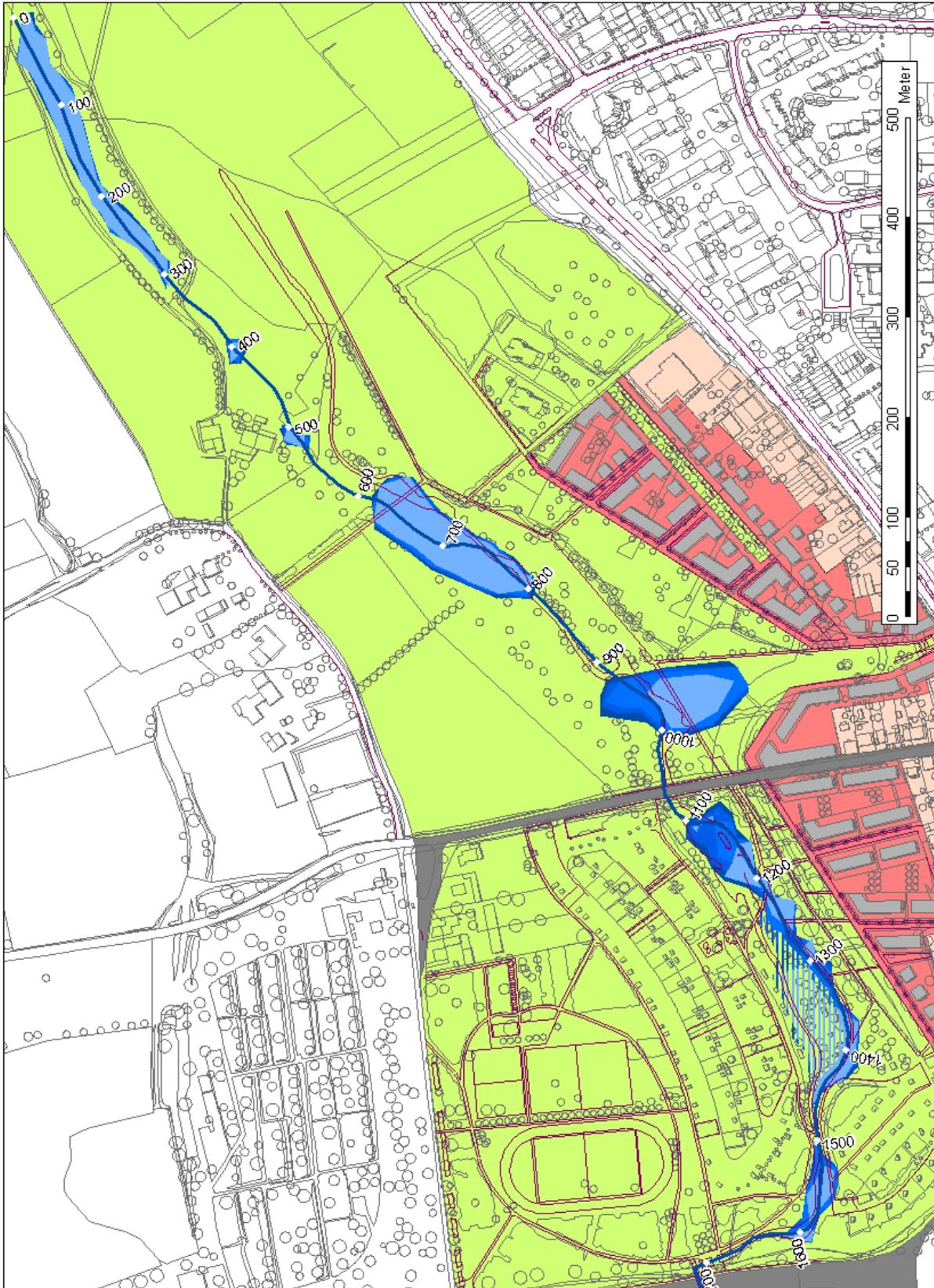


Abb. 8-1: Überschwemmungsgebiete

9 Regenwasserrinnen im Quartier Feldmark

Das Niederschlagswasser wird im Quartier Feldmark oberflächennah über Rinnen am Straßenrand abgeführt. Eine Ableitung durch Kanäle ist nicht sinnvoll, da diese bis zu 2,50 m unter der Geländeoberfläche liegen. Um das Niederschlagswasser in das Gewässer zu führen, müsste es entweder gepumpt werden, oder die Sohle des Gewässers läge ebenfalls 2,50 m tief. Dies ist fern vom Ziel eines „erlebbareren Fließgewässers“.

9.1. Lage und Dimension

Abb. 9-1 zeigt die Lage der Regenwasserrinnen. Insgesamt ist ein Regenrinnennetz von ca. 2,7 km Länge vorgesehen. Sie orientieren sich größtenteils an bereits geplanten Straßen. An manchen Stellen wurden bereits im Rahmenplan Wasserrinnen neben den Straßen vorgesehen. Soweit vorhanden wurden Breiten der Straßen und Wasserrinnen aus dem Rahmenplan übernommen.

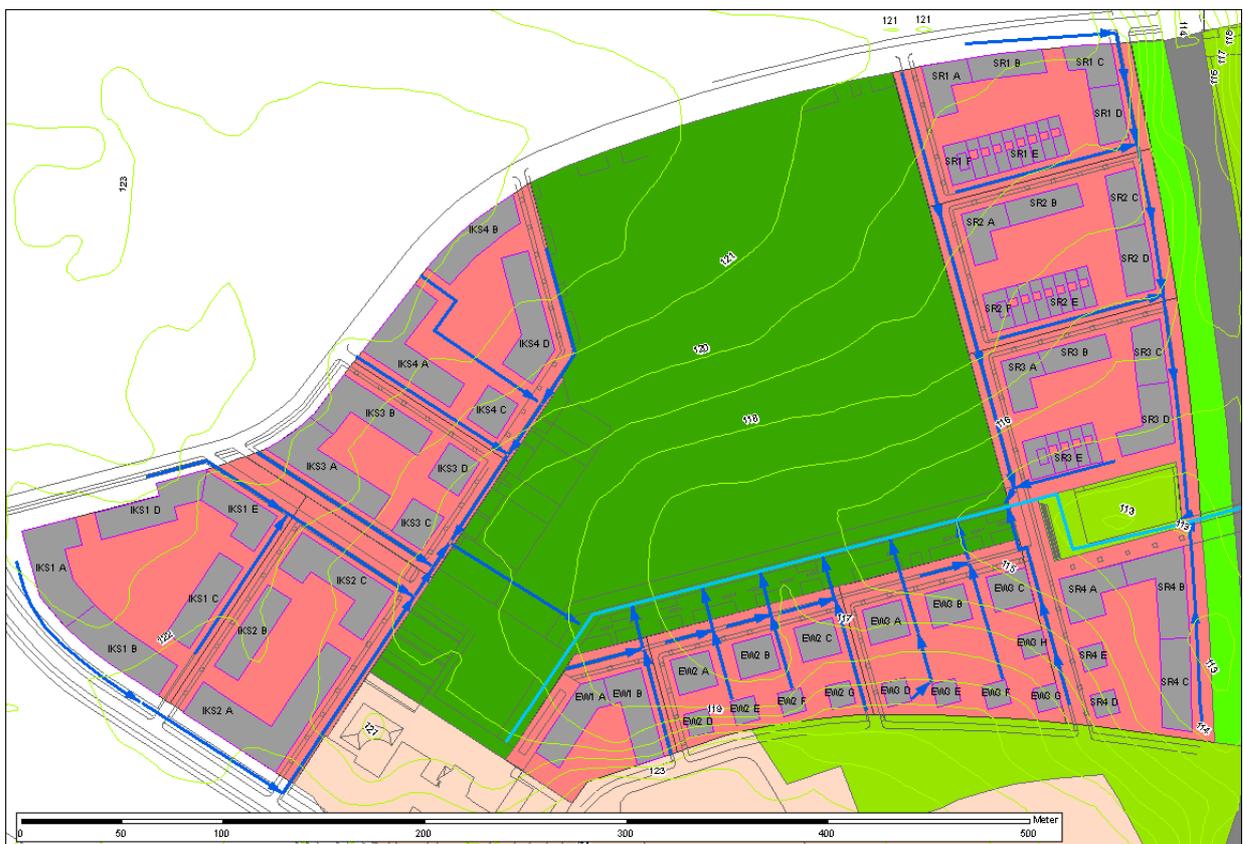


Abb. 9-1: Lage und Richtung der Regenwasserrinnen

Aus Höhe des Anfangs- und Endpunktes der einzelnen Rinnen lässt sich das Gefälle ermitteln. An manchen Stellen musste das Gelände leicht angepasst werden, um ein ausreichendes Gefälle in die gewünschte Richtung zu erzeugen. Diese Stellen sind in den folgenden Abbildungen durch rote Punkte dargestellt.

In wenigen Fällen müssen Senken bis zu 70 cm aufgefüllt werden. Dies würde im Rahmen einer Bebauung ohnehin geschehen. Die meisten Anpassungen bewegen sich in einem Rahmen von 30 cm und liegen damit im üblichen Rahmen der Anpassungen in einem Baugebiet.



Abb. 9-2: Angepasste Höhen BA Immanuel-Kant-Str.



Abb. 9-3: Angepasste Höhe BA Sheffieldring



Abb. 9-4: Angepasste Höhen BA Eichendorffweg und BA Sheffieldring

9.2. Abflüsse

Um Niederschlagsabflüsse von jedem Gebäude zu erhalten, wurden die Abflüsse, die mit dem NA-Modell für die Teileinzugsgebiete ermittelt worden sind, prozentual über die Dachflächen aufgeteilt. Beispielhaft zeigt Tab. 9-1 die Teilung der Abflüsse für den westlichen Teil des Bauabschnittes Immanuel-Kant-Str.

Tab. 9-1: Aufteilung der Niederschlagsabflüsse

FlmKaA		m ²	%	HQ1 (l/s)	HQ5 (l/s)	HQ20 (l/s)	HQ100 (l/s)
IKS1	A	1031.1	13.6	17.7	33.4	46.9	62.5
	B	975.5	12.9	16.7	31.6	44.3	59.2
	C	676.9	8.9	11.6	21.9	30.8	41.1
	D	824.2	10.9	14.1	26.7	37.5	50.0
	E	641.0	8.5	11.0	20.7	29.1	38.9
IKS2	A	1681.2	22.2	28.8	54.4	76.4	102.0
	B	676.5	8.9	11.6	21.9	30.7	41.0
	C	1058.8	14.0	18.2	34.3	48.1	64.2
	ges	7565.2	100.0	129.8	244.8	343.8	458.8

Diese Abflüsse von Gebäuden können nun Regenwasserrinnen zugeordnet werden. Je weiter im Unterlauf eines Einzugsgebiets eine Rinne liegt, desto mehr akkumulieren sich die Abflüsse.

9.3. Querprofile

Die Querprofile der Straßen und Rinnen lassen sich in verschiedene Gruppen einteilen. Zunächst gibt es Straßen, die entweder 5,5 m oder ca. 3,7 m breit sind. Daneben liegen Rinnen mit einer Breite von 1 m oder 1,50 m. An den Straßen, an denen im Rahmenplan keine Wasserrinne vorgesehen war, ist eine 1 m breite Rinne hinzugefügt worden. Außerdem gibt es Rinnen, die nicht neben einer Straße entlang führen. Diese sind je nach erwarteter Belastung ebenfalls 1 m oder 1,5 m breit angenommen worden.

Abb. 9-5 zeigt beispielhaft einen Straßenquerschnitt. Die Grafik ist nur sehr grob maßstäblich.

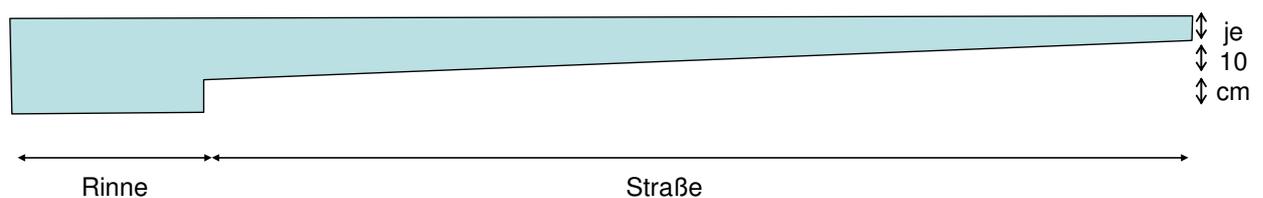


Abb. 9-5: Straßen- und Rinnenquerschnitt

9.4. Wasserspiegellagen

Die Berechnung der Wasserspiegellagen wurde stationär gleichförmig durchgeführt. In den Fällen HQ1 und HQ5 bleiben alle Abflüsse innerhalb des Gerinneprofils und nutzen in keiner Weise den Straßenquerschnitt. Im Fall HQ 20 wird nur in zwei Fällen die Straße benetzt und das auch nur mit 2 cm Wassertiefe. Sie sind in Abb. 9-6 **hellgrün** markiert. Diese zwei Straßen werden im Fall eines HQ100 mit 4 cm Wasser überspült. Fünf weitere Straßen werden im Fall HQ100 mit bis zu 2 cm Wasser benetzt. Sie sind in Abb. 9-6 **dunkelgrün** markiert. Der Wasserspiegel erreicht nie den Bordstein und nutzt damit auch nie dessen angenommene Höhe von 10 cm.

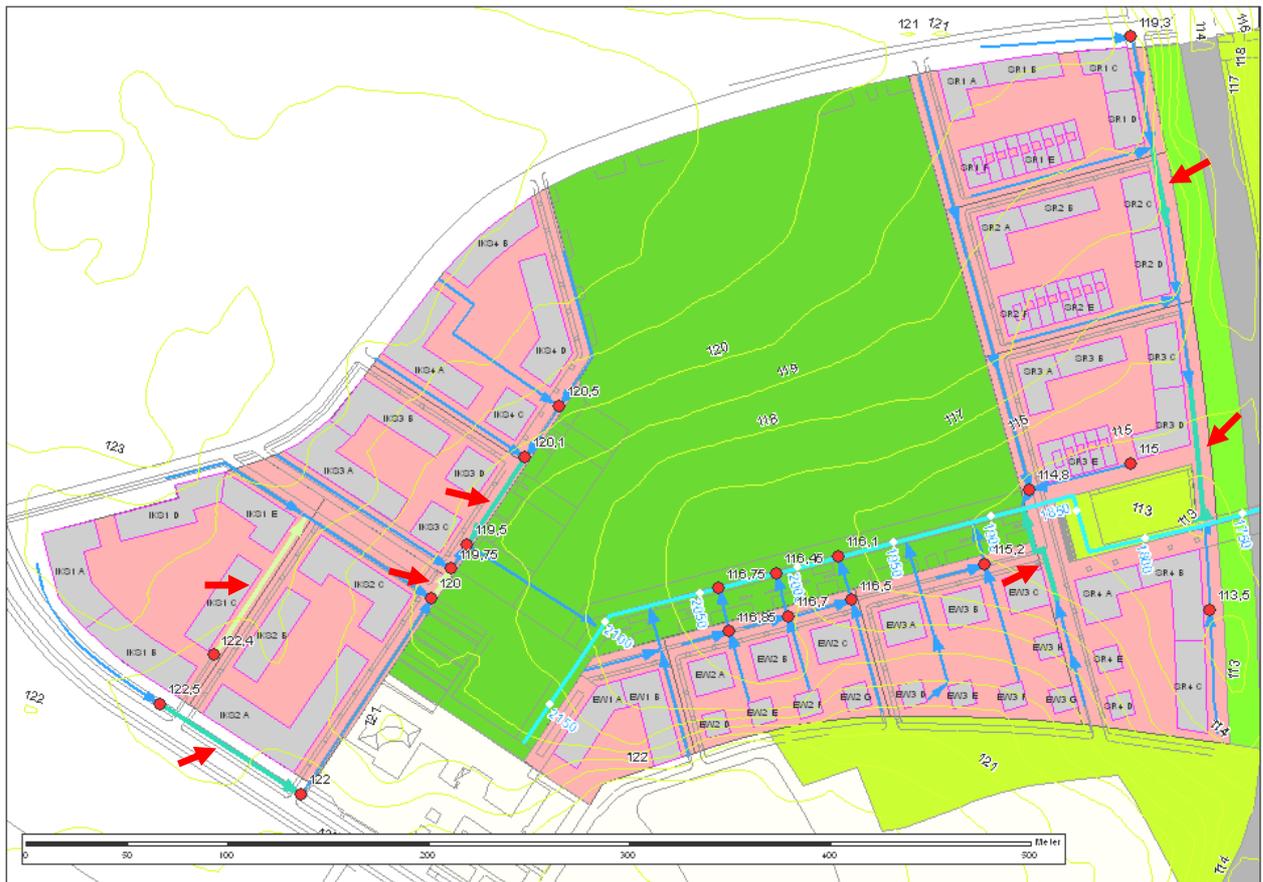


Abb. 9-6: Benetzte Straßenquerschnitte

9.5. Besonderes Gerinneprofil

Abb. 9-7 zeigt die Lage derjenigen Regenwasserrinne, die alle gesammelten Abflüsse des Bauabschnittes Immanuel-Kant-Str. in das geplante Gewässer einleitet. Hier ist ein besonderer Querschnitt gewählt worden, der in Abb. 9-8 zu sehen ist. Aufgrund der großen Abflüsse stellen sich im Fall HQ20 und HQ100 schnell hohe Fließgeschwindigkeiten (bis zu 3 m/s) ein. Zur Minderung dieser Gefährdung wurde das Gerinne gegliedert (Abb. 9-8). An den Randstreifen betragen die Geschwindigkeiten nur noch 0,55-1,2 m/s.



Abb. 9-7: Regenwasserrinne BA Immanuel-Kant-Str.

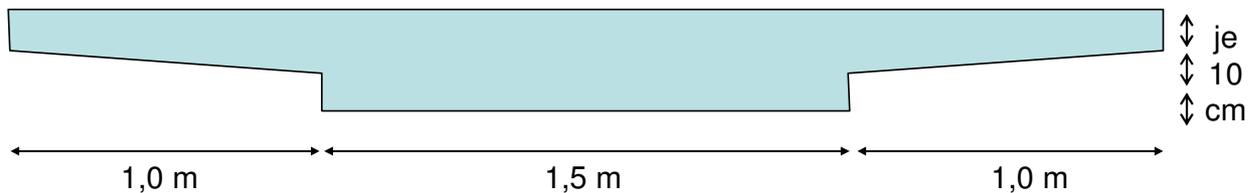


Abb. 9-8: Besonderes Gerinneprofil

Die 1 m Erweiterung des besonderen Gerinneprofils (Abb. 9-8) wird schon in einem HQ5-Fall genutzt und der Wasserspiegel steigt bei einem HQ100 an den Erweiterungen bis zu 8 cm. Doch auch hier werden die äußeren Kanten nie erreicht.

10 Grau- und Schwarzwasserableitung im Quartier Feldmark

Abb. 10-1 zeigt die Lage der Grauwasserleitungen im Quartier Feldmark. Das Grauwasser kann in Freispiegelleitungen zum Pumpwerk und von dort aus über Druckleitungen zum „Wasserhaus“ oder direkt zum „Wasserhaus“ geführt werden. Die Länge der Leitungen beträgt insgesamt ca. 2,3 km. Sie werden auf einen Abfluss von 2 l/s mit Spitzen von bis zu 6 l/s ausgelegt. Für den Ausgleich der Spitzen ist ein Volumen im Wasserhaus vorzusehen. So wird gewährleistet, dass ein kontinuierlicher Abfluss von ca. 2 l/s aufbereitet werden muss und im Gewässer vorhanden ist.

Das Pumpwerk muss das gesamte Grauwasser von den Bauabschnitten Eichendorffweg und Sheffieldring an das Wasserhaus leiten. In diesen Abschnitten werden ca. 800 Einwohner leben, was 32 % der Gesamteinwohner sind. Das Pumpwerk muss im Durchschnitt 32 % von 2 l/s (ca. 0,6 l/s) und zu Spitzenzeiten 32 % von 6 l/s (ca. 2 l/s) weiter leiten können.

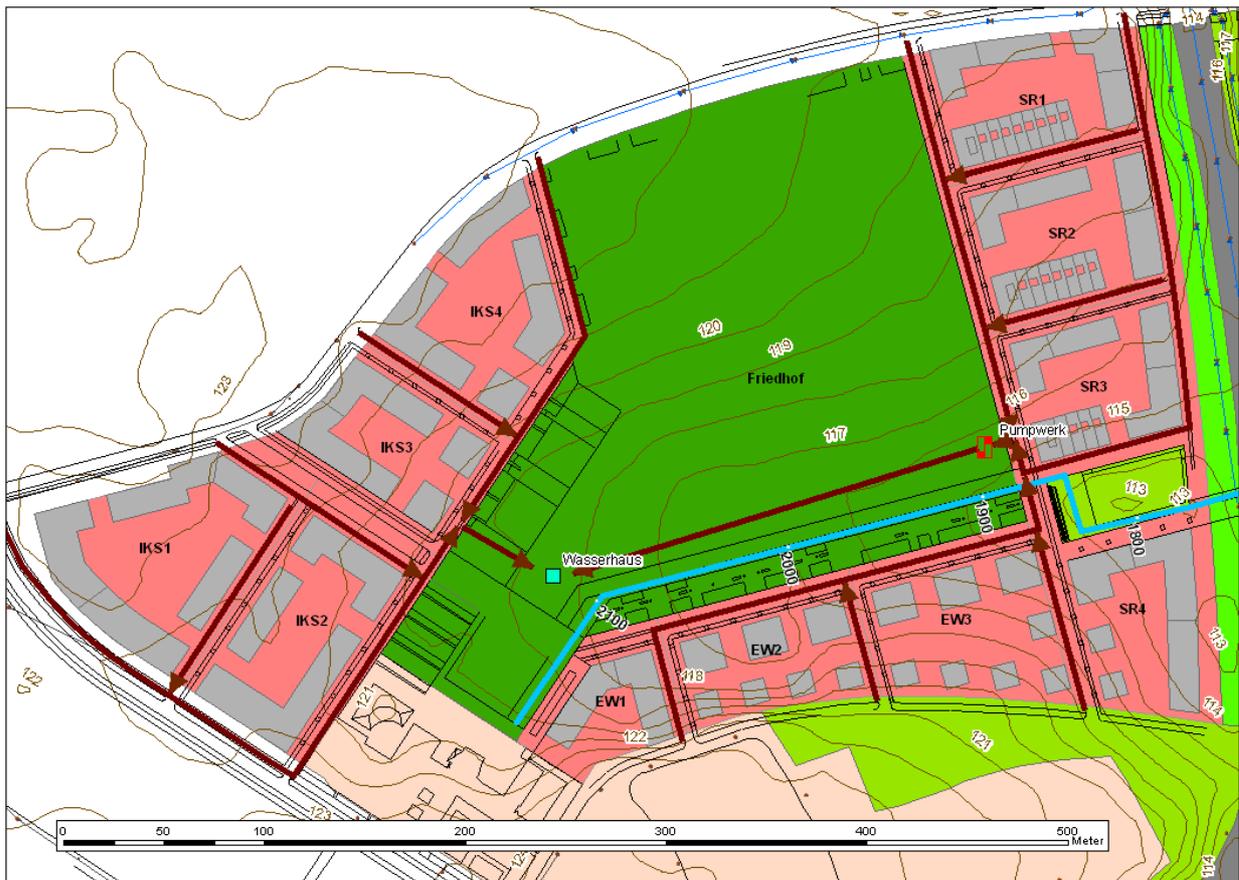


Abb. 10-1: Lage der Grauwasserleitungen

Es ist grundsätzlich möglich, das Grau- und Schwarzwasser durch dasselbe Leitungssystem abzuleiten. In diesem Fall müssten Vakuum- oder Druckleitungen statt Freispiegelleitungen gewählt werden. Dabei wird je nach Bedarf in Intervallen nur Schwarz- oder nur Grauwasser in das System geleitet. Um zu verhindern, dass Wasser in den Rohren steht und sich mit dem jeweils anderen Abwassertyp vermischt, wird es mit Druckluft zu seinem Ziel transportiert.

Diese Grundsatzplanung ist auch Thema bei der Konzeption des „Wasserhauses“ im Projektteil des Fraunhofer Instituts.

Das Schwarzwasser wird in den bestehenden Mischwasserkanal eingeleitet. Die Einleitungsstellen sind grundsätzlich auch verteilt im Gebiet in die umliegende Mischwasserkanalisation denkbar.

11 Regen- und Schmutzwasserableitung in den Quartieren Havkenschneider Feld und Am Anger

Die Quartiere Havkenschneider Feld und Am Anger werden im konventionellen Trennsystem, ohne die separate Sammlung des Grauwassers, entwässert. Da die Regenwässer in das geplante Fließgewässer eingeleitet werden sollen, werden diese ebenfalls oberflächennah entwässert. Die **St**zwässer werden in den nächstgelegenen Kanal eingeleitet. Die folgenden Abb. 11-1 bis Abb. 11-4 zeigen die Lage der projektierten Leitungssysteme für die Planungsabschnitte II und III getrennt nach der Art der Ableitung von Schmutz- oder Regenwasser.

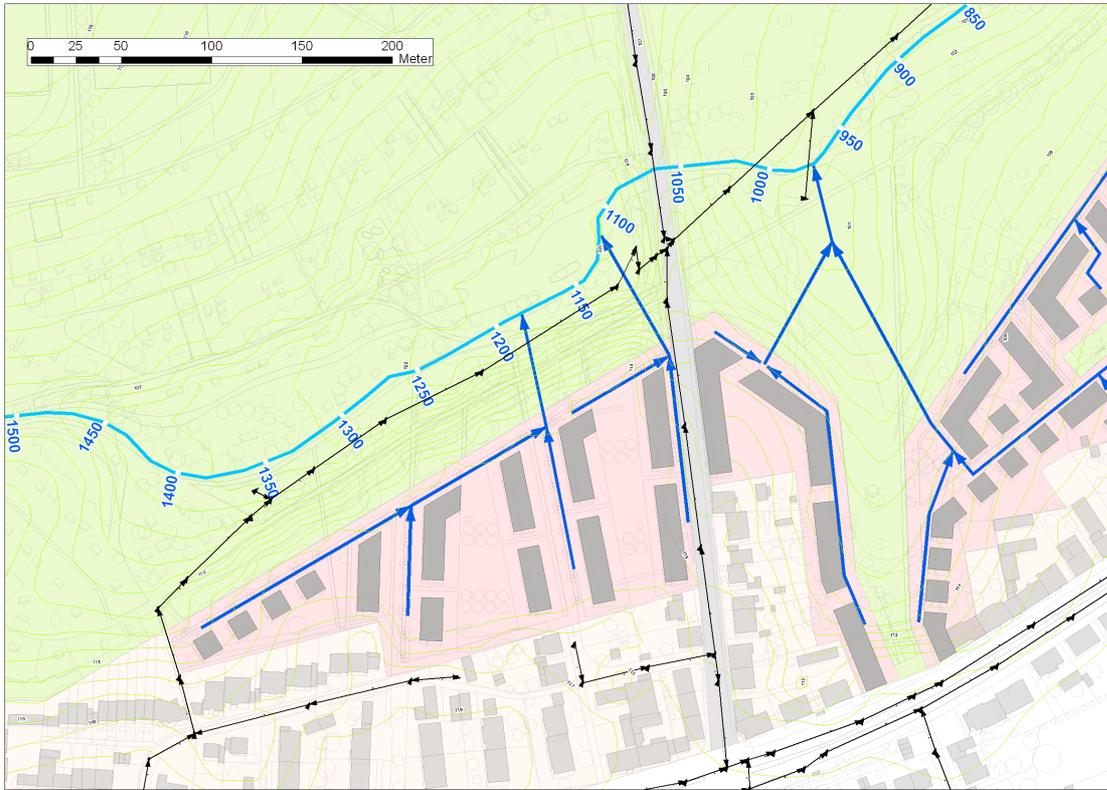


Abb. 11-1: Regenwasserableitung im Quartier Havkenscheider Feld

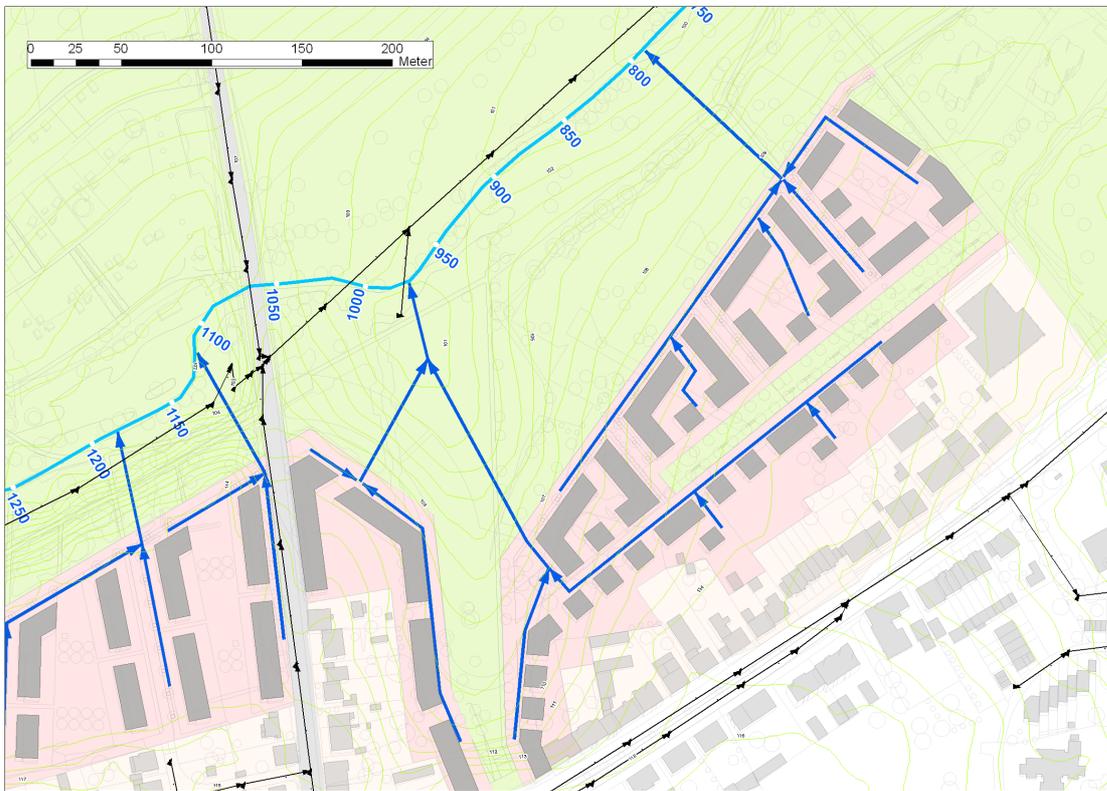


Abb. 11-2: Regenwasserableitung im Quartier Am Anger

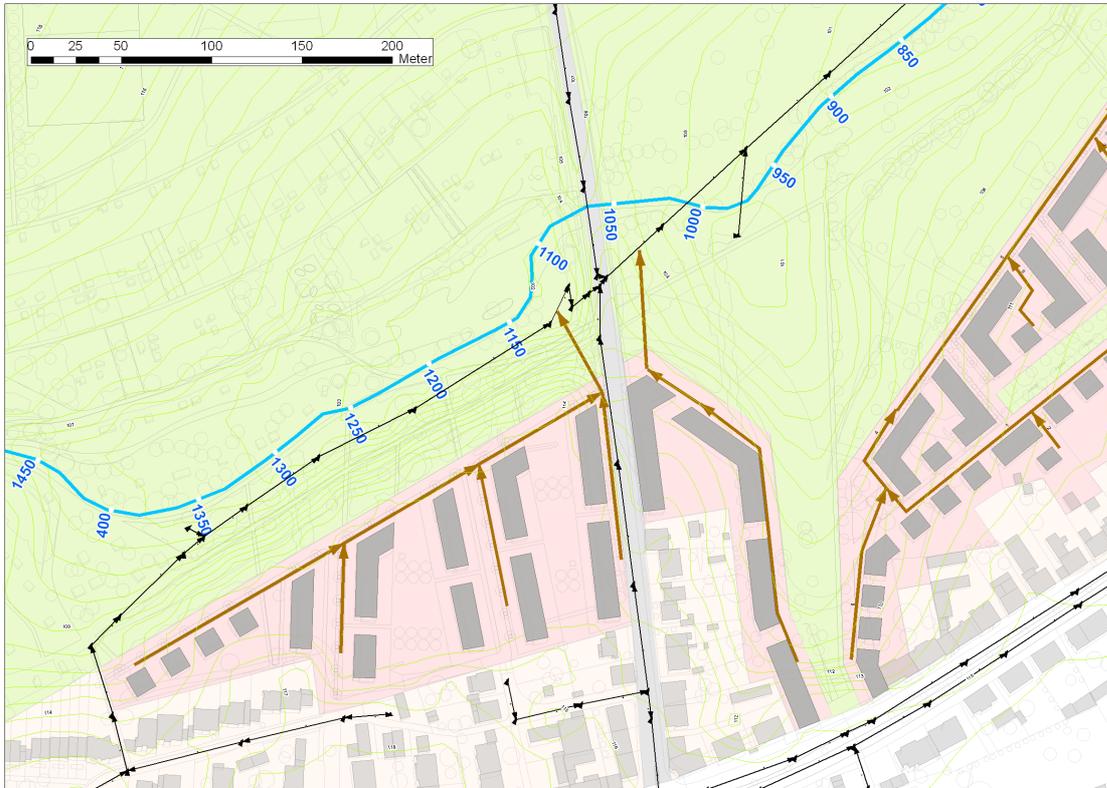


Abb. 11-3: Schmutzwasserableitung im Quartier Havkenscheider Feld

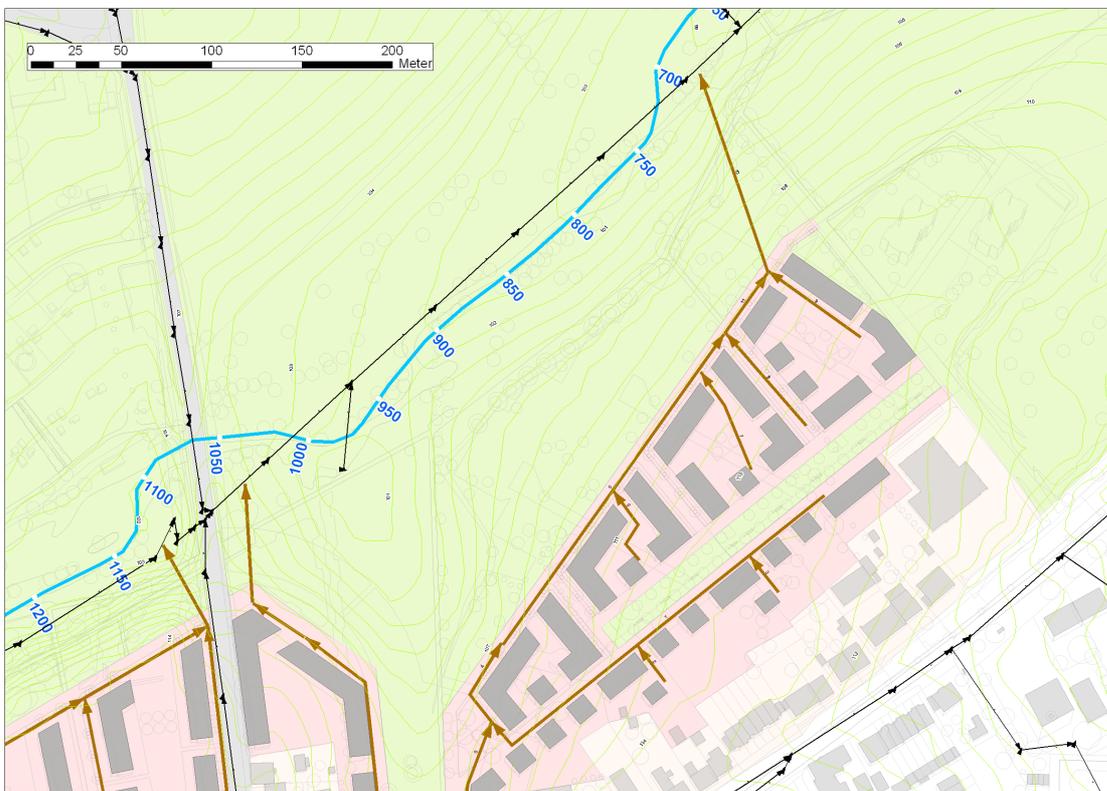


Abb. 11-4: Schmutzwasserableitung im Quartier Am Anger

12 Kostenschätzung

Für die Kosten der Entwässerung sind die folgenden Mengen von Seiten der aktuellen Machbarkeitstudie und die erhobenen Einheitspreise nach aktueller Schätzung zugrunde gelegt worden. Die Zusammenstellung in Tab. 12-1 gibt im oberen Teil die Kosten von insgesamt 1.744.461 € für die Entwässerung der drei Abschnitte

- II Feldmark
- II Havkenschaid und
- III Am Anger

an. Der obere Teil der Tabelle zeigt die Kosten nach Arten der Entwässerung aufgeschlüsselt, der untere nach Ort der Entwässerung, unterschieden nach den oben aufgelisteten drei Abschnitten.

In einem letzten Block ist eine sehr grobe Schätzung für eine Variante mit Ableitung der Schwarzwasserabflüsse direkt zur Kläranlage des Ruhrverbands darstellt. Diese Variante hat den Vorteil, dass die hoch Energiereichen aber auch hoch verschmutzten Abflüsse direkt in die Kläranlage ohne weitere Entlastungen geschickt werden. Das Schwarzwasser kann direkt in die Faulbehälter der Kläranlage zur Energiegewinnung geleitet werden. Die Kosten sind durch die noch nicht gesicherte Ableitungstrasse und weitere Randbedingungen unsicher.

Tab. 12-1: Kostenschätzung

Zusammenstellung nach Positionen			
	Länge (m)	Einheitskosten	Kosten (€)
Regenwasserrinnen			
Feldmark	2.667	150 €/m	400.098 €
Havkenscheider Feld	978	150 €/m	146.727 €
Am Anger	1.123	150 €/m	168.389 €
Einleitung in Gewässer	15	1.500 €/Stück	22.500 €
Summe	4.768	150 €/m	737.714 €
Grauwasserleitungen	Länge (m)		Kosten (€)
Feldmark	2.352	150 €/m	352.730 €
Schmutzwasserleitungen	Länge (m)		Kosten (€)
Feldmark (Schwarzwasser)	2.352	150 €/m	352.730 €
Havkenscheider Feld (Schmutzwasser)	854	150 €/m	128.049 €
Am Anger (Schmutzwasser)	1.055	150 €/m	158.240 €
Summe	4.260	150 €/m	639.018 €
Pumpstation	1 Stück	15.000 €/Stück	15.000 €
Gesamtkosten			1.744.461 €
Alternative Zusammenstellung			
	Länge (m)	Kosten pro m (€)	Kosten (€)
Feldmark			
Regenwasserrinnen	2667	150 €/m	400.098 €
Grauwasserleitungen	2352	150 €/m	352.730 €
Schwarzwasserleitungen	2352	150 €/m	352.730 €
Einleitung in Gewässer	8	1.500 €/Stück	12.000 €
Pumpstation	1 Stück	15.000 €/Stück	15.000 €
Summe			1.132.557 €
Havkenscheider Feld	Länge (m)	Kosten pro m (€)	Kosten (€)
Regenwasserrinnen	978	150 €/m	146.727 €
Schmutzwasserleitungen	854	150 €/m	128.049 €
Einleitung in Gewässer	3	1.500 €/Stück	4.500 €
Summe			279.276 €
Am Anger	Länge (m)	Kosten pro m (€)	Kosten (€)
Regenwasserrinnen	1123	150 €/m	168.389 €
Schmutzwasserleitungen	1055	150 €/m	158.240 €
Einleitung in Gewässer	4	1.500 €/Stück	6.000 €
Summe			332.628 €
Gesamtkosten			1.744.461 €
SW-Ableitung zur KA-direkt	4050 m	150 €/m	607.500 €
Pumpstation	1 Stück	25.000 €/Stück	25.000 €
Gesamtkosten			632.500 €

13 Zusammenfassung

Im Neubaugebiet Feldmark und Havkenscheider Feld soll ein „erlebbares Fließgewässer“ hergestellt werden, um Niederschlagswasser in den etwa 3 km entfernten Harpener Bach zu leiten. Hier werden die hydrologischen und hydraulischen Randbedingungen geprüft und eine Vorplanung erstellt.

Um ein Fließgewässer mit kontinuierlicher Wasserführung zu erschaffen werden die Abwässer der Neubaugebiete in stark verschmutztes Schwarzwasser und weniger verschmutztes Grauwasser getrennt. Das Grauwasser wird vor Ort in einem „Wasserhaus“ aufbereitet und speist das Gewässer.

Es wurden verschiedene Varianten der Gewässertrassierung betrachtet und eine Vorzugsvariante mit Straßen und Kanälen in Einklang gebracht. Um ein hydrologisches Modell erstellen zu können, wurden das Gesamteinzugsgebiet und Teileinzugsgebiete definiert, denen Parameter wie Versiegelungsgrad und Einleitungspunkt in das Gewässer zugeordnet wurden.

Die Ergebnisse der hydrologischen Berechnung wurden anhand von Abflussspenden und potenziell natürlichen Abflussspenden verifiziert und als plausibel erachtet. Nun konnte aus statistischen Auswertungen ein hydrologischer Längsschnitt für die Jährlichkeiten 1, 5, 20 und 100 erstellt werden.

Wenn das Gewässer unter Gesichtspunkten des BWK-Merkblatt 3 betrachtet wird, ist es empfehlenswert, eine Retention mit Drosselung der Abflüsse vorzusehen. Diese bietet sich rechtsseitig der Havkenscheider Straße in einer natürlichen Senke, die mit einem Dammbauwerk geschlossen wird, an.

Nach den Berechnungen ist ein Volumen von 4.000 m³ ausreichend, um einen 100-jährlichen Hochwasserabfluss genügend zu drosseln. Damit gilt die Retention nach DIN 19700 als sehr klein mit sehr geringen Anforderungen an die spätere Überwachung.

Der Vorschlag zu einem Drosselbauwerk ist ein vertikaler Schlitz, z.B. aus Gabionen oder Blocksteinen, der im unteren Bereich schmaler und im oberen Bereich weiter ist. Der schmalere Bereich drosselt kleinere Hochwasserabflüsse, um gute Lebensbedingungen für die Biozönose zu schaffen. Er lässt im einjährigen Hochwasserfall etwas mehr als die im BWK-Merkblatt 3 geforderten maximalen Abflüsse hindurch, ermöglicht dafür aber eine Dynamisierung der Abflüsse, was der Biozönose wieder förderlich ist. Den weiteren Bereich neh-

men größere Hochwasserabflüsse in Anspruch. Das Drosselorgan ist ein wenig technisches Bauwerk und damit weniger wartungsintensiv.

Die Spiegellinienberechnungen ergeben keine Konflikte mit geplanter Bebauung, außer im Bereich der Kleingartenanlage. Hier ist das Gewässer wegen bestehenden Kleingärten nicht im Taltiefsten, sondern geringfügig an dessen Rand gelegt worden. Die Kleingärten müssen mit einem stellenweise 80 cm, sonst 20-40 cm hohen Wall geschützt werden.

Die Regenwasserrinnen (insgesamt etwa 2,7 km Länge) im Quartier Feldmark sind mit 1-1,5 m Breite ausreichend dimensioniert. Nur in wenigen Fällen wird der Straßenquerschnitt im 20- und 100-jährlichen Fall mit genutzt.

Das Grauwasser wird über insgesamt etwa 2,3 km Rohrleitung entweder direkt zum „Wasserhaus“ oder zu einem Pumpwerk geführt. Schwarzwasser wird den vorhandenen städtischen Mischwasserkanälen zugeleitet.