

Auftraggeber: SBEG Heiligenhaus mbH

Inhalt: Leibecker Bach
Wasserwirtschaftliche Betrachtungen
Hydraulische Berechnungen

1. Ausfertigung

Aufgestellt: September 2018

GEWECKE UND PARTNER GMBH

Gliederung

1	Veranlassung und Aufgabenstellung	3
2	Verwendete Unterlagen	4
3	Leibecker Bach.....	5
4	Profile Leibecker Bach	10
5	Geplante Bebauung BP 57 und BP 58	14
6	Hydrologisches System	16
7	Hydraulisches Modell	18
8	Hydraulischer Nachweis	20
9	Nachweis zu der Sanierungsvariante 1 (Rohrdrossel)	24
10	Nachweis zu der Sanierungsvariante 2 (Profil-Ausbau)	27
11	Zusammenfassung	28

Anlage

Höhenprofile ELWAS-WEB

Erläuterungsbericht

zum Leibecker Bach
„Hydraulischer Berechnungen“

1 Veranlassung und Aufgabenstellung

Im Stadtgebiet Heiligenhaus sollen zwei neue Gewerbegebiete BP 57 und BP 58 erschlossen werden. Im Rahmen der Genehmigungsplanung fordert die Untere Wasserbehörde Kreis Mettmann einen Nachweis über die Unschädlichkeit des Hochwasserabflusses.

Insbesondere sind die hydraulischen Schwachstellen an den beiden Duchlässen, im Bereich der Verrohrung sowie im Unterlauf des Leibecker Baches nachzuweisen.

Laut dem Bergisch-Rheinischen Wasserverband traten in der Vergangenheit immer wieder Überflutungen am Unterlauf im Bereich der Kläranlage auf.

Zur Vorlage kommen die wasserwirtschaftlichen Berechnungen sowie der Nachweis des Hochwasserschutzes.

2 Verwendete Unterlagen

[1] Gewerbegebieterschließung „Innovationspark“ in 42579 Heiligenhaus, Hydrotec, August 2018.

[2] Stadt Heiligenhaus, Sanierung der ehemaligen Hausmülldeponie „In der Leibeck“, Ausführungsplanung, 2007.

[3] KOSTRA-DWD 2010R, Modellregen nach Vorgaben des Deutschen Wetterdienstes.

[4] Aufmaß von der Verrohrung, Bergisch-Rheinischer Wasserverband BRW.

[5] Gewässerverlauf Leibecker Bach, Protokoll von der Gewässerbegehung am 10.07.2018, Untere Wasserbehörde Kreis Mettmann, 7022j564 Ro v. 27.07.2018.

[6] Sanierung der ehemaligen Hausmülldeponie „In der Leibeck“ in Heiligenhaus, Wasserrechtsantrag nach § 7 WHG, Erläuterungsbericht, 2005.

[7] NAM Modell der Anger, Hydrotec, 2013.

[8] ELWAS-WEB, Fachinformationen ELWAS-WEB, Ministerium für Umwelt, Landwirtschaft, Natur- und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen, 2018.

3 Leibecker Bach

Das Gewässer Leibecker Bach entspringt im nördlichen Bereich des Grundstückes, Gemeinde Heiligenhaus, Gemarkung Heiligenhaus, Flur 15, Flurstück 543. Der Quellbereich befindet sich ca. 21 Meter hinter dem Schuppen in nordöstliche Richtung (siehe [5]).

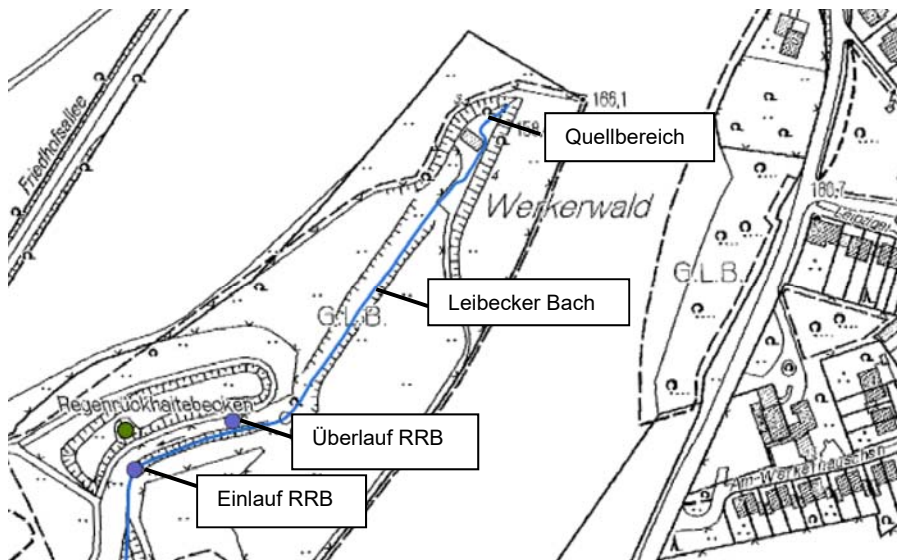


Abb.1 Oberlauf Leibecker Bach

Gemäß ELWAS-WEB hat der Leibecker Bach eine Einzugsgebietsgröße von:

$$A_E = 0,4169 \text{ km}^2 = 41,69 \text{ ha}$$

Das Einzugsgebiet selbst ist kaum bebaut. Der oberhalb der Deponie liegende Einzugsgebietsanteil wird landwirtschaftlich genutzt (Acker- und Weideflächen). In der Mitte des Einzugsgebietes befindet sich die Deponie, die Kleingartenanlage Leibeck e.V. sowie einzelne Höfe, Acker- und Waldflächen.

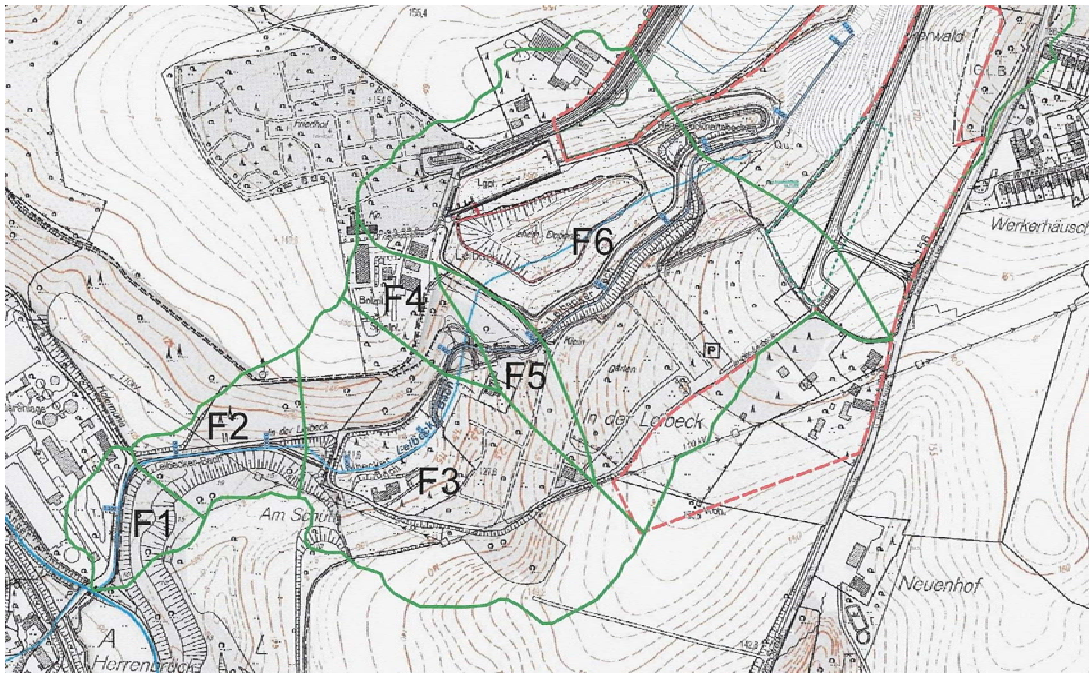


Abb. 2 Einzugsgebiet Leibecker Bach

Der Leibecker Bach ist ein Nebengewässer des Angerbaches, das oberhalb des Klärwerkes Angertal in den Angerbach einmündet. Der Leibecker Bach ist im Unterlauf auf einer Länge von 214,20 m verrohrt. Im Bereich der Kläranlage fließt er offen als befestigter Seitengraben neben der Straße „In der Leibeck“.

Die gesamte Gewässerstrecke ist ca. 1.218 m lang.

Im Mittellauf befindet sich der neu erstellte und ausgebaute Streckenabschnitt entlang der Deponie. Die ehemalige Verrohrung unterhalb der Deponie wurde aufgegeben und durch einen neuen Trassenverlauf ersetzt.



Abb.3 Trassenverlauf entlang und unterhalb der Deponie

Unterhalb der beiden Durchlässe mündet die neue Trasse in den alten Gewässerlauf. Nach ca. 100 m wird das Tal durch die Straße „In der Leibeck“ durchschnitten.

An dieser Stelle beginnt die Verrohrung. Aufgrund des Straßen-Dammes und des tiefen Taleinschnittes entsteht ein natürlicher Retentionsraum.



Abb. 4: Straßendamm, Einlauf der Verrohrung



Abb. 5: Unterlauf Leibecker Bach

Die Verrohrung läuft aus in einen befestigten Seitengraben, der mit einer Sohlenschale versehen ist. Die Trasse des Baches verläuft neben der Straße „In der Leibeck“. Daran anschließend mündet der Leibecker Bach in den Angerbach.

4 Profile Leibecker Bach

Der Bachverlauf wurde nicht neu vermessen. Für den hydraulischen Nachweis wurden die vorhandenen Unterlagen gesichtet und aus diesen die Profildaten entnommen. Die Daten wurden zum Teil in der Örtlichkeit punktuell durch eigene Messungen ergänzt und überprüft insbesondere an den beiden Durchlässen und an der Verrohrung. Nicht eingemessen wurden die NN- Höhen und Querprofile. Die NN-Höhen und Querprofile wurden aus dem 3D- Modell von ELWAS-Web entnommen, um bei den Berechnungen auch Ausuferungen und Überschwemmungsgebiete mit erfassen zu können.

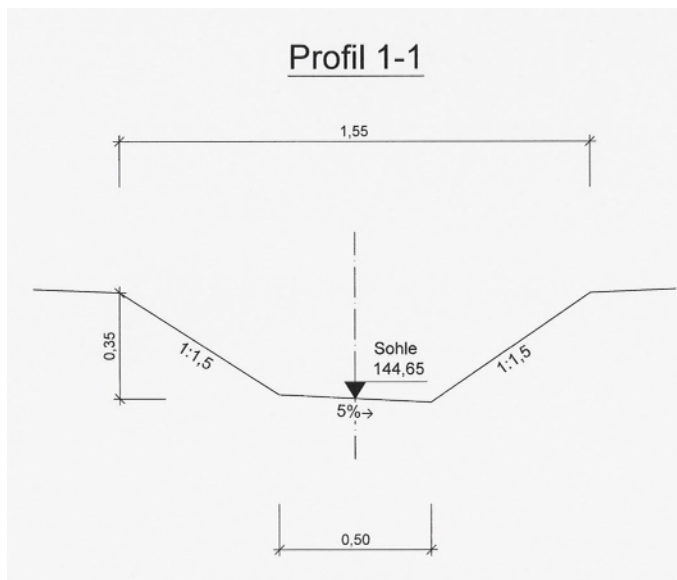


Abb. 6: Ausbauprofil vor der Deponie

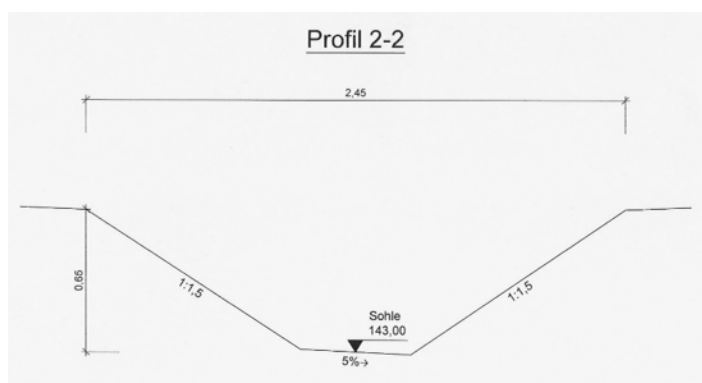


Abb. 7: Ausbauprofil unterhalb der Deponie

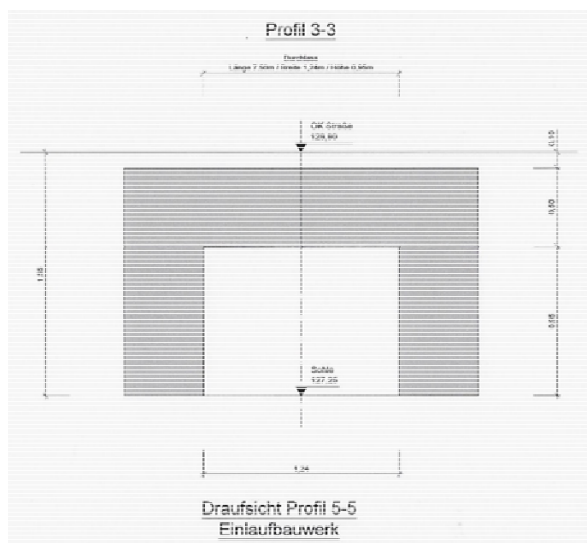


Abb. 8: Oberer Durchlass

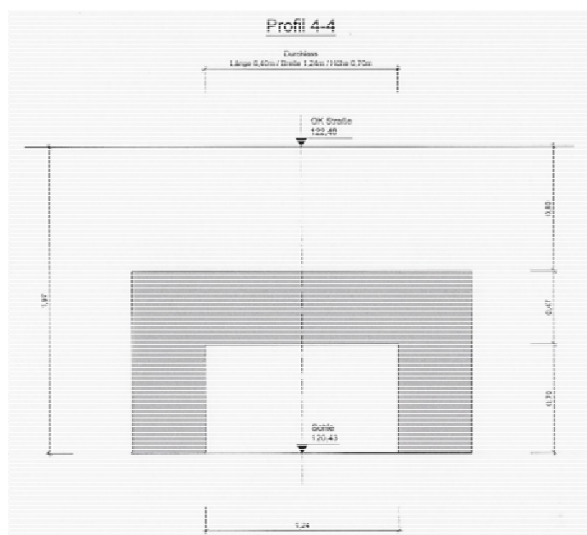


Abb. 9: Unterer Durchlass

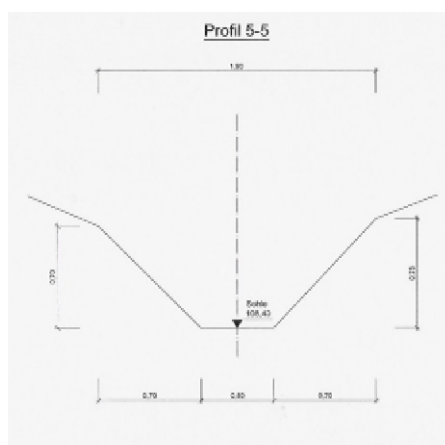


Abb. 10: Profil unmittelbar vor der Verrohrung

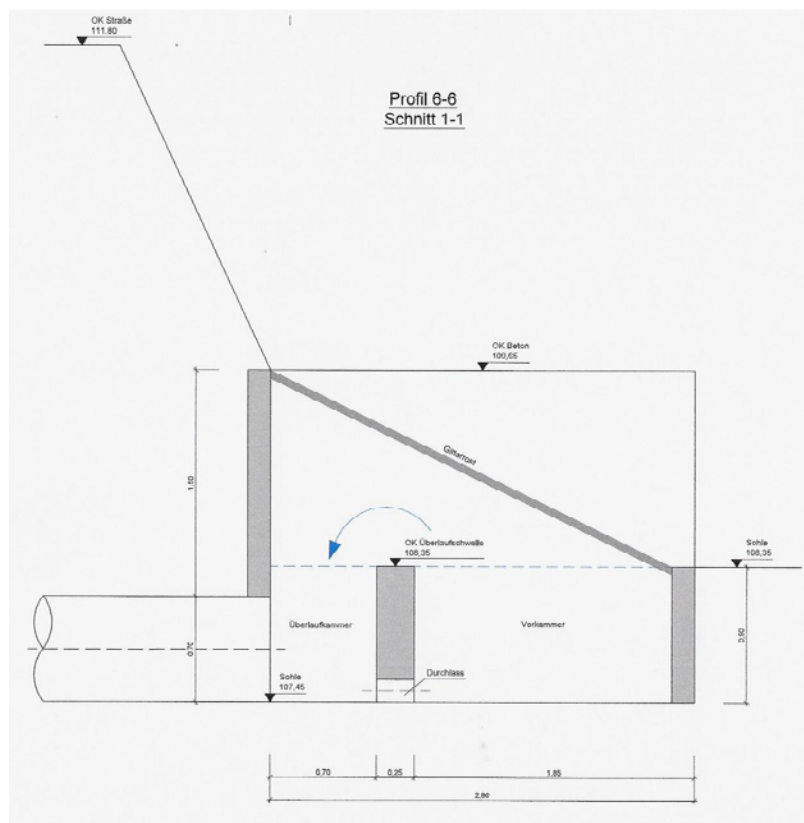


Abb. 11: Schnitt Einlauf Verrohrung mit Dammkrone (Straßenniveau)

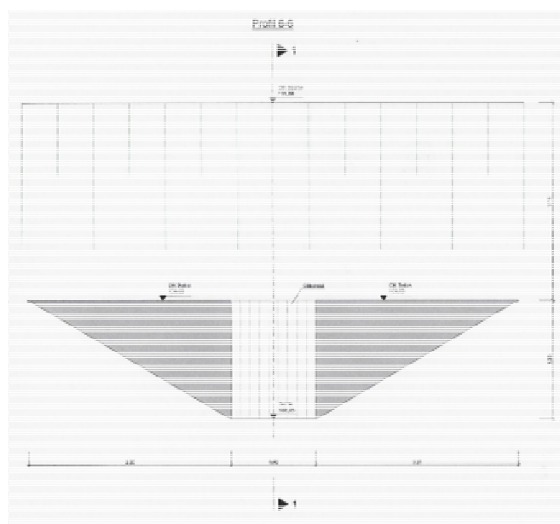


Abb. 12: Ansicht Einlauf Verrohrung

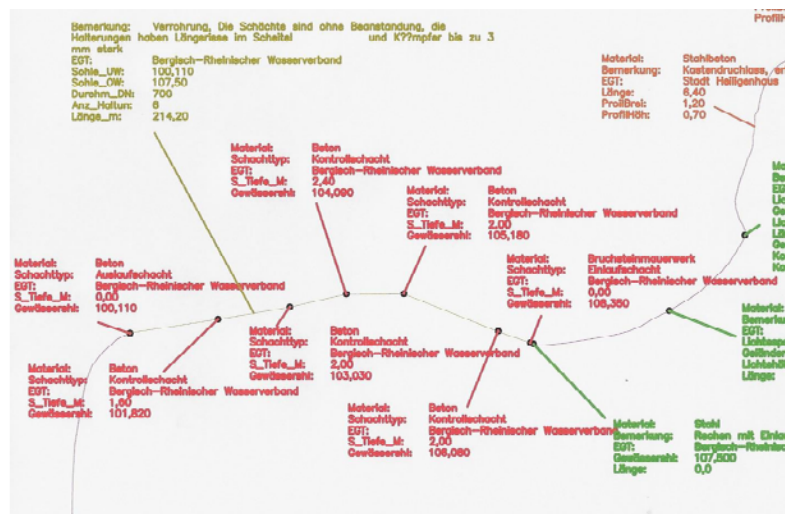


Abb. 13: Verrohrung (Vermessungsdaten v. BRW)

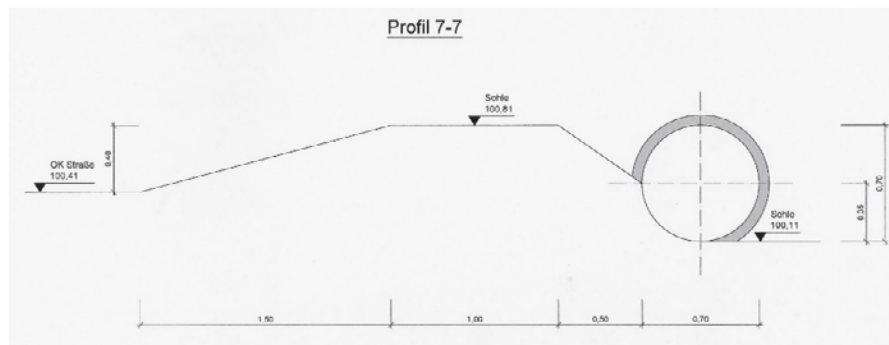


Abb. 14: Auslauf Verrohrung

Abb. 15: Seitengraben neben der Straße „In der Leibeck“

Die Querprofile sind in der Anlage 1 dargestellt.

[illegible]

5 Geplante Bebauung BP 57 und BP 58

Auf dem bisher landwirtschaftlich genutzten Teil des Einzugsgebietes plant die Stadt Heiligenhaus den „Innovationspark“. Über zwei Bauabschnitte BP 57 und BP 58 soll hier eine neue Gewerbebebauung angesiedelt werden.

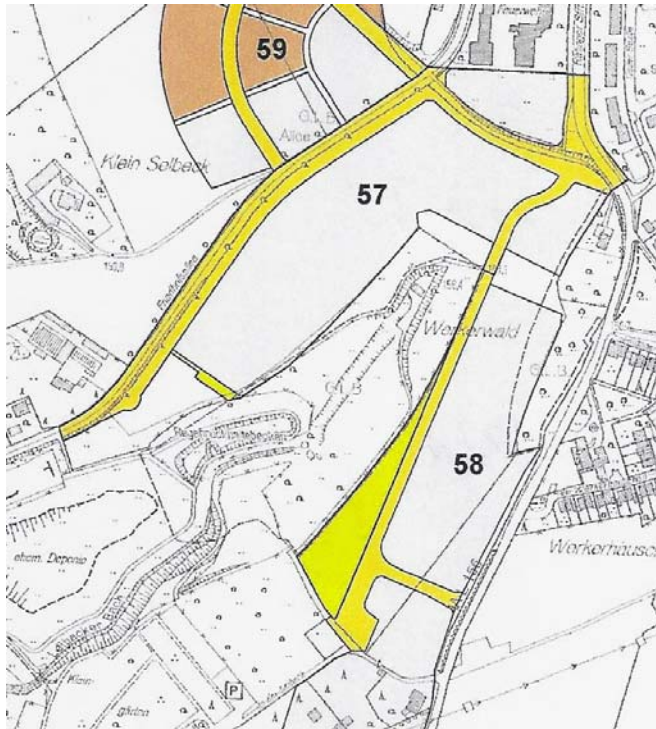


Abb. 16: Gewerbegebiet BP 57 und BP 58 (Stadt Heiligenhaus)

Tab. 2: Gewerbeflächen

Vorfluter		Ages	Ared
		ha	ha
BP 57	Leibecker Bach	8,33	6,27
BP 58	Leibecker Bach	7,87	4,59
Summe		16,2	10,86

Für die Fläche BP 57 wurde vor der Einleitung in den Leibecker Bach ein Regenrückhaltebecken mit einem Volumen (RRB/RKB) von 1.480 m³ erstellt. Der Drosselabfluss beträgt $Q_{ab} = 11,7$ l/s.

6 Hydrologisches System

Das Systemverhalten des Leibecker Baches wird geprägt durch das Gefälle, durch die Bach-Profile (offene Profile, Durchlässe, Verrohrungen etc.) und durch die Größe des Einzugsgebietes sowie deren Nutzung (bebaute, unbebaute Flächen, landwirtschaftlich genutzte Flächen und Waldflächen) mit den entsprechenden Abflussbeiwerten.

Für den hydraulischen Nachweis maßgeblich ist der Abfluss HQ_{100} .

Für den Oberlauf der Anger liegt ein detailliertes Niederschlag-Abfluss-Modell (NAM-Modell) vor (siehe [8], Hydrotec 2013). Mit dem Modell wurde das Systemverhalten für den unbebauten Zustand des Leibecker Baches berechnet (siehe HQ_{100} - Abflusswelle Abb. 17).

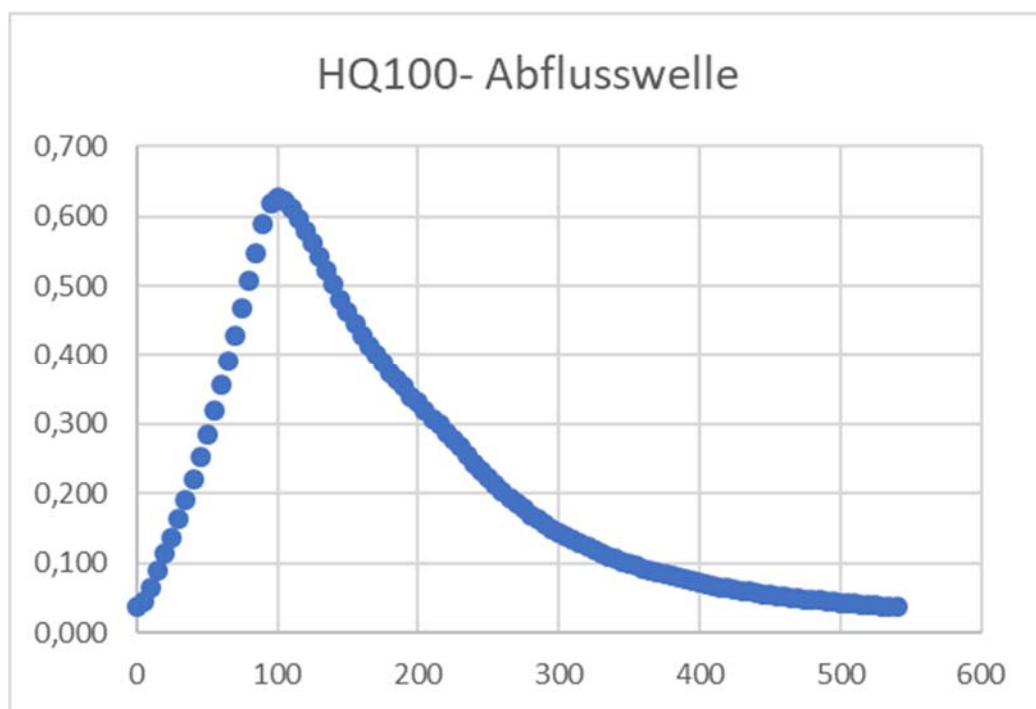


Abb. 17: Zuflusswelle in den Angerbach (entnommen aus den Berechnungen des NAM-Modells /1/)

Der maximale Zufluss für ein Regen der Häufigkeit 1-mal in 100 Jahren beträgt (Wert aus NAM-Berechnung /1/):

$Q_{HQ100,max} = 627 \text{ l/s}$ für den unbebauten Zustand.

Die Systemantwort stellt eine zeitliche Beziehung zwischen Zu- und Abfluss her. Aus diesen Angaben können die System- und Modellparameter bestimmt werden. Die Übertragungsfunktion und Abflussbeiwerte wurden in das hydraulische Modell übernommen. Das Modell wurde für diesen Lastfall kalibriert.

Die Abflusswelle wurde mit den beiden Abflusswellen aus den Baugebieten BP 57 und BP 58 überlagert und auf dieser Grundlage der Abfluss in den Leibecker Bach berechnet.

Zur Anwendung kommt das 1- dimensionale Modell HYSTEM-EXTRAN. Dabei werden die offenen Profile stationär berechnet, während die geschlossenen Profile wegen der Druckabhängigkeit instationär berechnet werden. Aufgrund der gewählten Vorgehensweise kann der Rück- und Überstau vor der Verrohrung besser abgebildet werden.

Das gesamte Einzugsgebiet wurde in einzelne Teilgebiete (siehe Abb. 2) unterteilt, um den Oberflächenabflüsse den einzelnen Gewässerabschnitten zuordnen zu können.

7 Hydraulisches Modell

Die Profildaten des Leibecker Baches wurden in das 1- dimensionale hydraulische Modell eingegeben. Der Oberflächenabfluss wurde für die einzelnen Gewässerabschnitte berechnet.

Als Belastungsdaten wurde ein Modellregen vom Typ Euler verwendet. Die Niederschlagsdaten wurden aus dem KOSTRA-Atlas (2010R) des Deutschen Wetterdienstes entnommen.

Gewählte maßgebliche Regendauer: $D = 60 \text{ min}$

Niederschlagshöhe $h_N = 46,50 \text{ mm}$

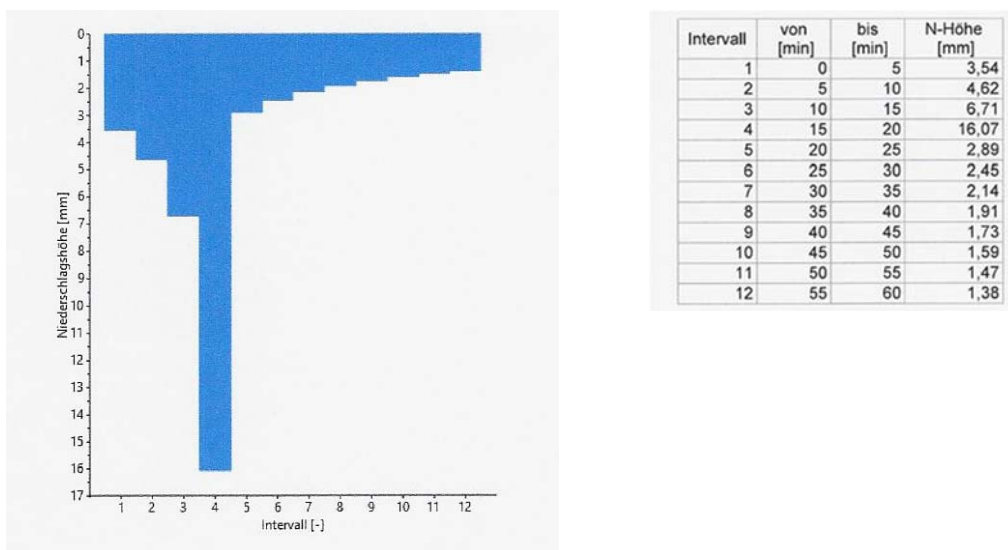


Abb. 18: Modell Regen (Typ Euler II) für $n = 0,01$

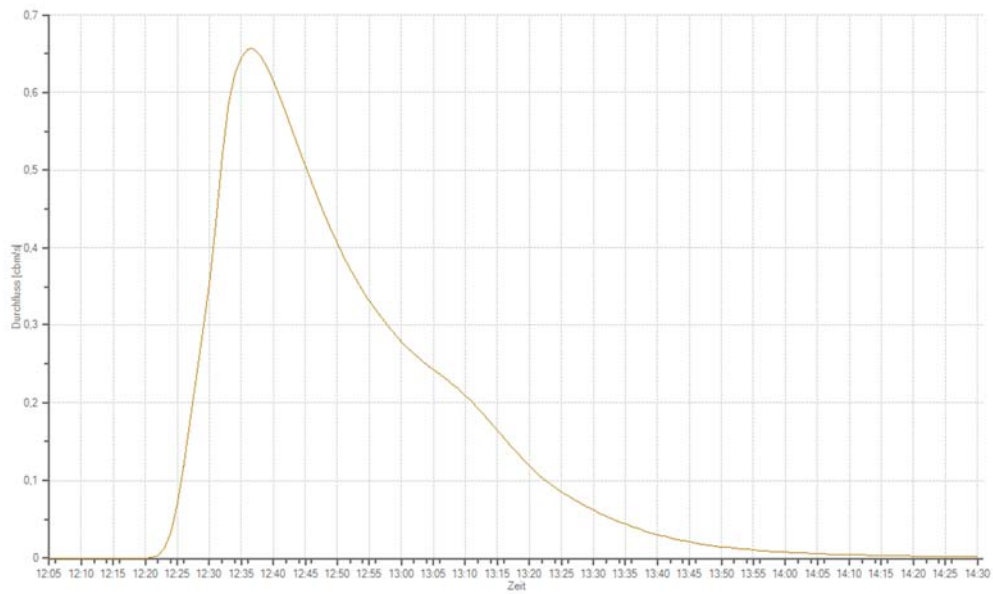


Abb. 19: Systemantwort des 1-dimensionalen Modells für den unbauten Zustand unter Verwendung der Modell- und Systemparameter des NAM-Modells

Das hydraulische Modell wurde mit den Berechnungen des NAM-Modells abgeglichen (siehe Abb. 19). Der maximale Zufluss für ein Regen der Häufigkeit 1-mal in 100 Jahren beträgt:

$$Q_{HQ100} = 657 \text{ l/s} > 627 \text{ l/s (NAM- Modell)}$$

Die Werte liegen auf der sicheren Seite.

8 Hydraulischer Nachweis

Ergebnisse der hydraulischen Berechnung (siehe Tab. 3):

Tab. 3: Bestand mit Verrohrung DN 700

Bestand (Verrohrung DN 700)							
Nr.	Gewässerabschnitt		Q _{voll}	Q _{max}	Auslastung	Q _{max} /Q _{voll}	Bemerkungen
	oben	unten	m ³ /s	m ³ /s	%		
HL1	Quelle	Einlauf RRB 57,58	1,77	0,029	58	0,02	
HL2	Einlauf RRB 57,58	ZWP Deponie	2,12	1,95	95	0,92	Ausuferungen
Z1	ZWP Deponie	Brücke Schnitt6-6	2,45	2,05	60	0,84	
HL3	Schnitt6-6, Steilhang	Einlauf D1	26,80	2,08	56	0,08	
HL4	Einlauf D1, Durchlass oben	Auslauf D1	2,80	2,05	66	0,73	
HL5	Auslauf D1	Einlauf D2	15,30	2,07	51	0,14	
HL6	Einlauf D2, Durchlass unten	Auslauf D2	2,14	2,07	81	0,97	
HL7	Auslauf D2	Einlauf Ver	2,19	2,2	85	1,00	Einstau des natürlichen HRBs
	Verrohrung DN 700						
HL8	Einlauf Verrohrung	Auslauf Ver	1,70	2,1	100	1,24	Druckabfluss
HL9	Auslauf Ver., Seitengraben	Anger	1,65	1,65	100	1,00	Überschwemmung

Im Einlaufbereich (RRB-BP 57 und BP 58) kommt es zu erheblichen Ausuferungen am vorhandenen Ausbauprofil (einfaches Trapezprofil). Die Sohle des Doppeltrapezes wird überflutet. Die Ausuferungen werden durch den tiefen Taleinschnitt begrenzt.

Unterhalb der Deponie können die Wassermengen wieder gefasst werden. Der Abfluss erfolgt im Trapezprofil.

Im weiteren Verlauf ist das Profil ausreichend bemessen.

Im Einlaufbereich der Verrohrung kommt es zu einem geringfügigen Einstau. Die Einstaumenge beträgt rd. 16 m³ vor der Verrohrung (siehe Ergebnis Tab. 4).

Das Leistungsvermögen der Verrohrung beträgt bei einem solchen Druckabfluss rd. $Q_{\max} = 2,1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Der Abfluss kann vom Seitengraben neben der Straße „In der Leibeck“ nicht mehr gefasst werden. Es kommt zu Überflutungen. Die Straße, das Gelände der Kläranlage sowie die Wohnbebauung werden überflutet.

Die Überflutungsmenge beträgt rd. 230 m³ (siehe Tab. 4) und ist als „signifikant“ zu bewerten.

Tab. 4: Überflutungsmenge

Schachtelement	max. Überstauvolumen [cbm]
Einlauf Ver	15,838
Auslauf Ver	229,400

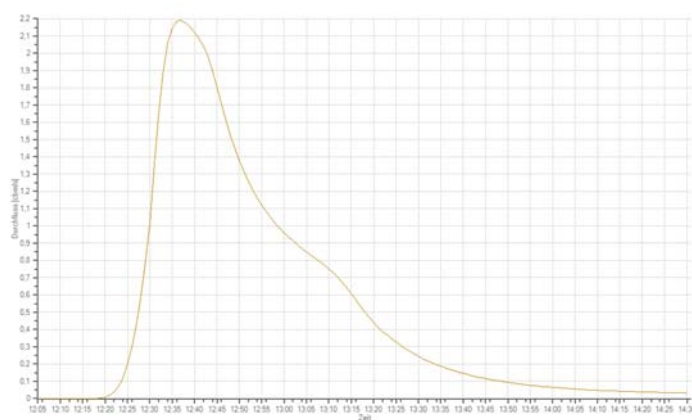


Abb. 20: Zuflusswelle HQ₁₀₀ „Verrohrung“

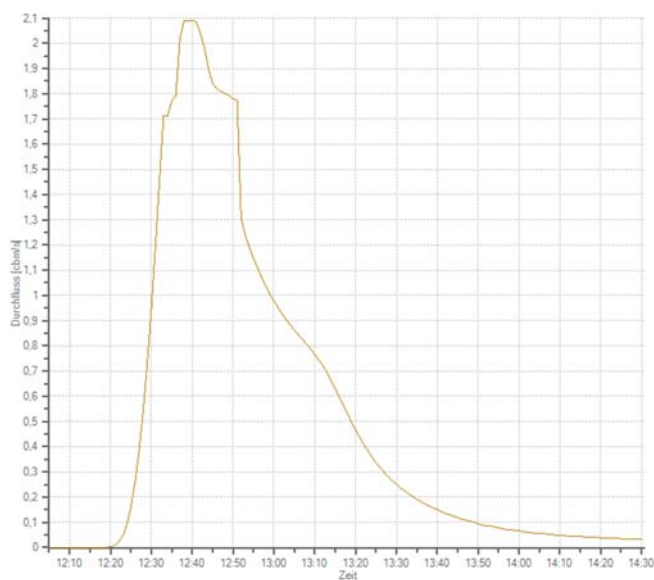


Abb. 21: Abflusswelle innerhalb der Verrohrung

Sanierungsvorschlag:

1) Reduzierung der Abflussmenge durch ein Drosselbauwerk z.B. Rohrdrossel DN 500 unter Aktivierung des vorhandenen Rückhaltevolumens im Talquerschnitt vor dem Straßendamm „In der Leibeck“.

2) Ausbau des Seitengrabens.

Sollte die Rohrdrossel realisiert werden, ergeben sich folgende hydraulische Zustände (Ergebnisse siehe Tab. 5 und Tab. 6).

Tab. 5: Reduzierung der Einlaufmenge (Rohrdrossel DN 500)

Sanierungsvariate II (Drosselblende DN 500)							
Nr.	Gewässerabschnitt		Qvoll	Qmax	Auslastung	Qmax/Qvoll	Bemerkungen
	oben	unten	m3/s	m3/s	%		
HL1	Quelle	Einlauf RRB 57,58	1,77	0,029	58	0,02	
HL2	Einlauf RRB 57,58	ZWP Deponie	2,12	1,95	95	0,92	Ausuferungen
Z1	ZWP Deponie	Brücke Schnitt6-6	2,45	2,05	60	0,84	
HL3	Schnitt6-6, Steilhang	Einlauf D1	26,80	2,08	56	0,08	
HL4	Einlauf D1, Durchlass oben	Auslauf D1	2,80	2,05	66	0,73	
HL5	Auslauf D1	Einlauf D2	15,30	2,07	51	0,14	
HL6	Einlauf D2, Durchlass unten	Auslauf D2	2,14	2,07	81	0,97	
HL7	Auslauf D2	Einlauf Ver	2,19	2,2	85	1,00	Einstau des natürlichen HRBs
	Sanierung (Drosselblende DN 500)						
HL8	Einlauf Verrohrung	Auslauf Ver	0,70	0,85	100	1,21	Druckabfluss
HL9	Auslauf Ver., Seitengraben	Anger	1,65	0,87	70	0,53	

Die maximale Durchleitungsmenge sowie der Abfluss im Seitengraben beträgt bei einer Rohrdrossel DN 500 rd. $Q_{\max} = 0,85 \text{ m}^3/\text{s}$ statt $2,1 \text{ m}^3/\text{s}$ (siehe Abb. 22).

Der vorhandene Seitengraben ist für diesen Zustand ausreichend bemessen. Die Wassermengen können schadlos abgeführt werden.

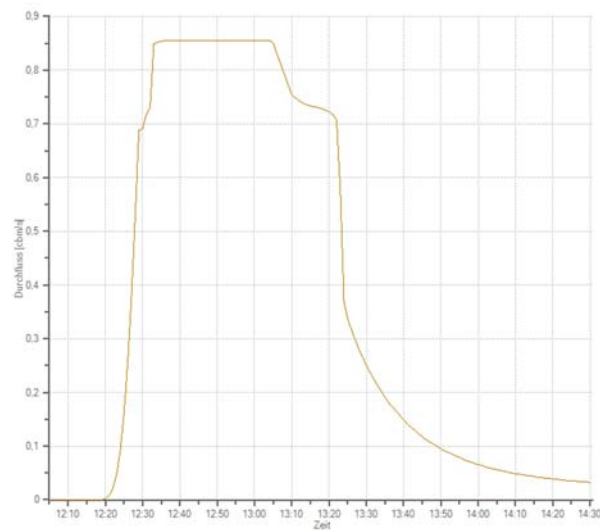


Abb. 22: Abflusswelle innerhalb der Verrohrung bzw. Seitengraben

Der Retentionsraum vor der Verrohrung ist zu aktivieren. Das erforderliche Rückhaltevolumen beträgt rd. $V = 1.330 \text{ m}^3$ (siehe Tab. 6).

Tab. 6: Erforderliche Speichermenge

Schachtelement	Einlauf Ver
Überstauvolumen am Ende	0,000
max. Überstauvolumen [cb]	1.327,808
Einstaudauer [min]	42
Überstaudauer [min]	33

9 Nachweis zu der Sanierungsvariante 1 (Rohrdrossel)

Nachweis des Überschwemmungsgebietes:

Das Straßenniveau „In der Leibeck“ liegt auf ca. 111,80 müNN.

Der Damm bzw. die Straße sowie die angrenzende Bebauung darf bei einem Einstau nicht überspült bzw. überschwemmt werden.

Die vorhandene Bebauung liegt auf ca. > 114,30 müNN. Eine Überflutung ist daher ausgeschlossen.

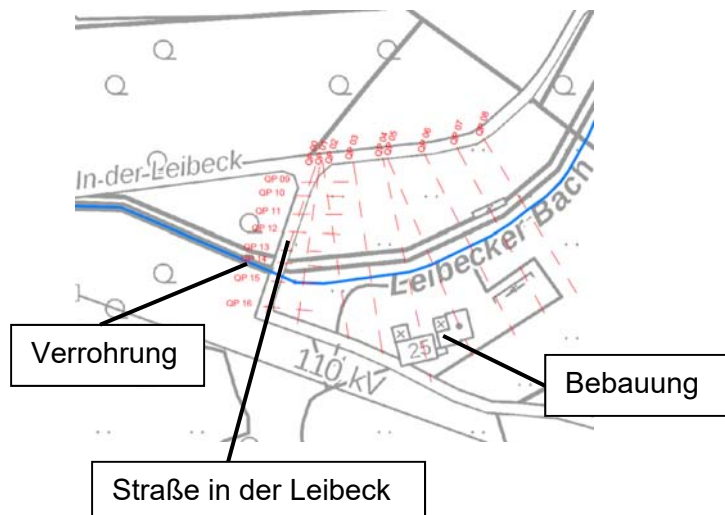


Abb. 23: Lageplan

Um das vorhandene Speichervolumen ermitteln zu können, wurde ein digitales Geländemodell (3D- Modell) erstellt (siehe Abb. 24). Die Höhenprofile wurden aus ELWAS-WEB entnommen (Querprofile siehe Anlage 2).

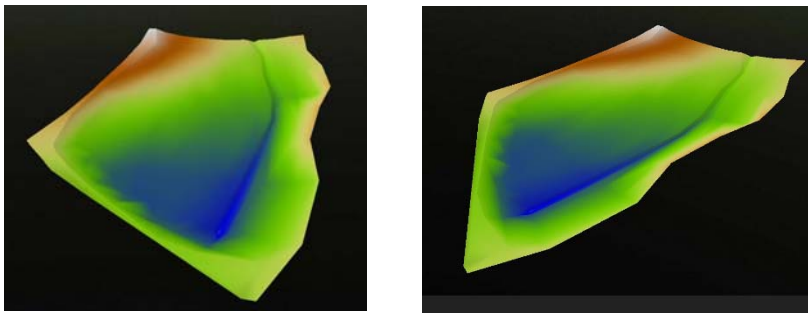


Abb. 24: 3D-Modell

Mit Hilfe des 3D- Modells wurde eine Speicherinhaltslinie vom Retentionsraum erstellt (siehe Abb. 25).

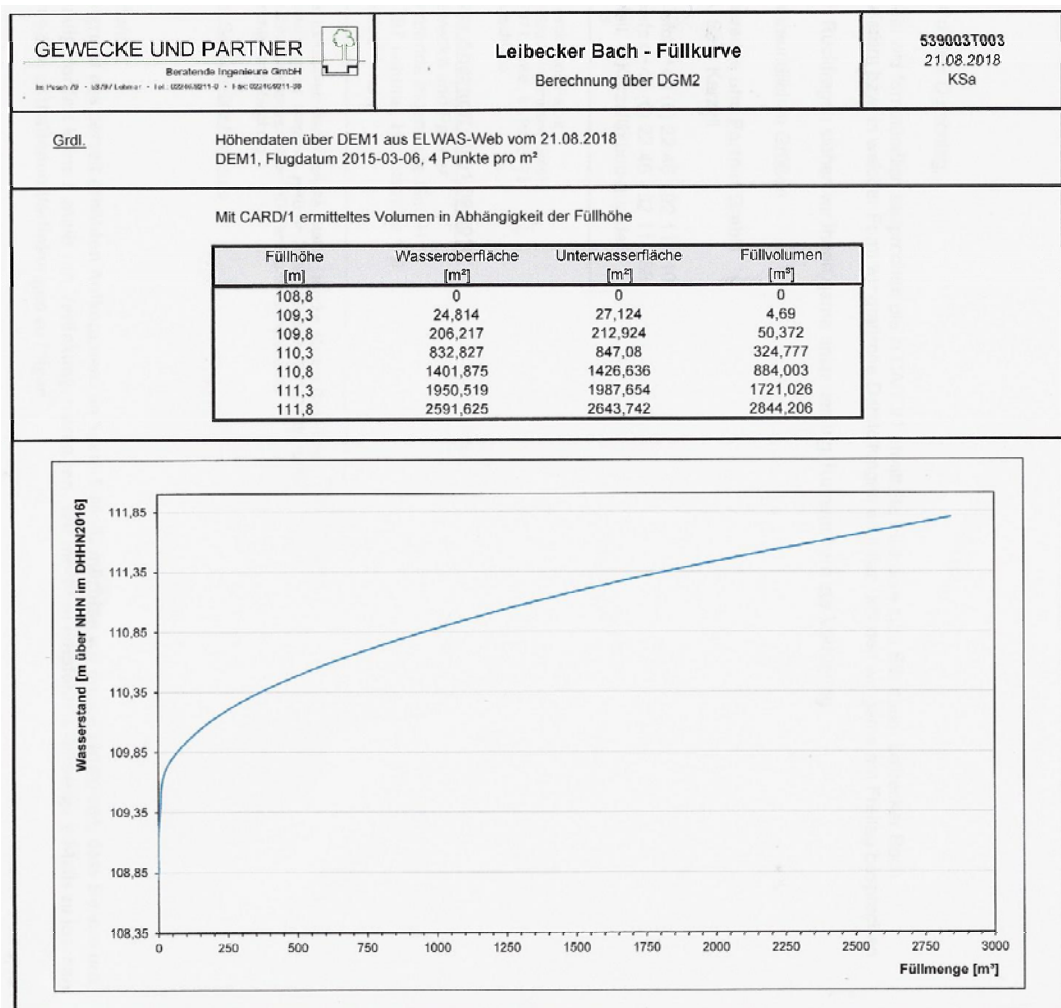


Abb. 25: Speicherinhaltslinie in Abhängigkeit von
der Einstauhöhe in mÜNN

In Abb. 26 ist das Überschwemmungsgebiet in Abhängigkeit der Einstauhöhe müNN dargestellt.

Hellblaue Fläche: Einstauhöhe = Straßenniveau $V = 2.800 \text{ m}^3$,
dunkelblau Fläche: Erste Linie $V = 500 \text{ m}^3$,
zweite Linie $V = 1.327 \text{ m}^3$ bei einer Rohrdrossel DN 500).

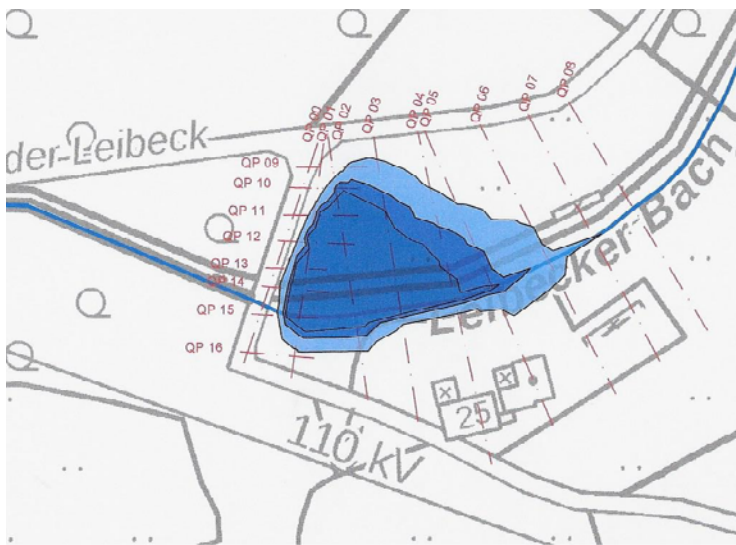


Abb. 26: Ausmaß des Überschwemmungsgebietes in Abhängigkeit der Einstauhöhe

Bei einem Einstau-Volumen von $V = 1.327 \text{ m}^3$ beträgt die Einstauhöhe rd. 111,05 müNN.

Bei diesem Wasserstand verbleibt ein Freibord zum Straßenniveau in Höhe von $h = 0,75 \text{ m}$.

Das vorhandene Speichervolumen kann gefahrlos aktiviert werden.
Aus hydraulische Sicht kann die Sanierungsvariante 1 umgesetzt werden.

10 Nachweis zu der Sanierungsvariante 2 (Profil-Ausbau)

Um eine Wassermenge von HQ_{100} ableiten zu können, ist das vorhandene Profil neben der Straße unterhalb der Verrohrung zu verbreitern.

Der Austritt aus der Verrohrung sollte hydraulisch neugestaltet werden. Ein Überströmen der Seitenböschung sollte unbedingt vermieden werden. Die angrenzende Straße sollte zusätzlich durch einen Schutzwall gesichert werden, um auch Schwallbewegungen zu fassen.

Die Sohle des Bachbettes ist auf mindesten $b = 1,20 \text{ m}$ zu erweitern.

11 Zusammenfassung

Aus den vorhandenen Planunterlagen (Vermessungsdaten BRW, Querprofile sowie Höhenprofile aus ELWAS-WEB) wurde das hydraulische Modell des Leibecker Baches generiert. Die Systemantwort wurde für den unbebauten Zustand aus dem Niederschlag-Abfluss-Modell der oberen Anger für ein HQ_{100} entnommen. Auf dieser Grundlage wurden die Modell- und Systemparameter kalibriert.

Ergebnis der hydraulischen Berechnung:

An der Einleitstelle BP 58 und BP 59 oberhalb der Deponie kommt es zu Ausuferungen. Der Uferrandstreifen (Vorland vom Doppeltrapez) wird bei einem HQ_{100} überschwemmt und trägt zum Abfluss bei.

Unterhalb der Deponie können die Wassermengen wieder durch das vorhandene Ausbauprofil gefasst werden.

Auch die Verrohrung DN 700 ist ausreichend bemessen, um ein HQ_{100} ableiten zu können.

Vor der Verrohrung kommt es zu einem geringfügigen Rückstau. Die Wassermengen werden jedoch innerhalb des Bachprofils gespeichert. Überflutungen treten nicht auf.

Der Unterlauf an der Kläranlage Angertal neben der Straße „In der Leibeck“ ist für diese Wassermengen nicht ausgelegt.

Die Straße und die angrenzende Bebauung werden überschwemmt. Die Überflutungsmenge ist signifikant und beträgt rd. 230 m^3 .

Um eine Überschwemmung zu vermeiden, ist der untere Bachlauf aus hydraulischen Gründen zu sanieren.

Zwei Sanierungsvarianten kommen in Betracht:

- 1) Ausbau des vorhandenen Profils (Seitengraben Auslauf Verrohrung bis zur Anger).
- 2) Nutzung des natürlichen Retentionsraumes vor der Verrohrung. Drosselung der Einlaufmenge auf ein $Q_{\max}$ von $Q = 850 \text{ l/s}$ ($\triangleq$ Rohrdrossel DN 500).

Bei einer solchen Drosselung beträgt das erforderliche Retentionsvolumen in etwa $V = 1.300 \text{ m}^3$.

Die natürliche Senke kann als Überschwemmungsgebiet genutzt werden (Überschwemmungsgrenze siehe Abb. 26).

Ein Risiko für die Bebauung besteht nicht. Auch wird der Straßendamm nicht überspült. Es verbleibt ein Freibord von 0,75 m bis zum Straßenniveau und ein Freibord von über 3,00 m bis zur Unterkante der Bebauung.

Wir empfehlen die natürliche Senke als Überschwemmungsgebiet zu nutzen.

In diesem Fall würde der Ablauf aus der Verrohrung dem jetzigen Zustand entsprechen.

Hinweis:

Die Abflusswelle kann sehr schnell und steil ansteigen. Die Warnschilder am Unterlauf sollten daher verbleiben. Ggbfs. sollten im Oberlauf weitere Warnschilder aufgestellt werden.

Aufgestellt:

Verfasser:

Lohmar, den 06.09.2018

.....

Le/el

(Dipl.-Ing. Stefan Lemcke)

Anlage

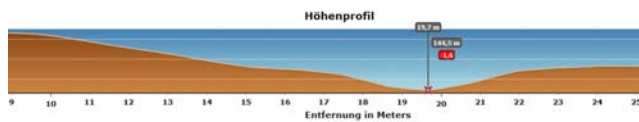
Anlage 1

Höhenprofile aus ELWAS-Web

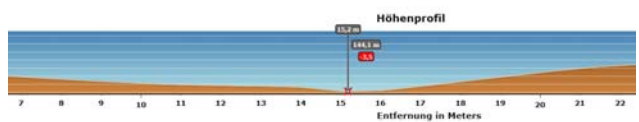
Höhenprofil Oberlauf



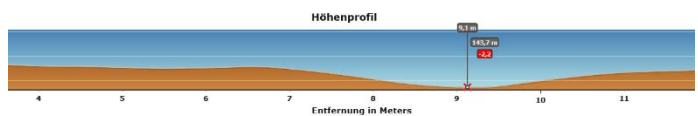
Höhenprofil Einlauf RRB



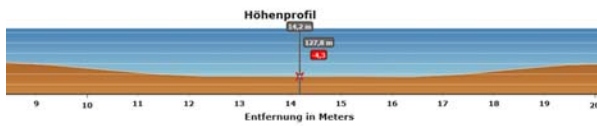
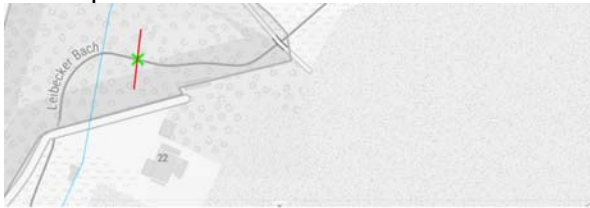
Höhenprofil unterhalb der Einleitung



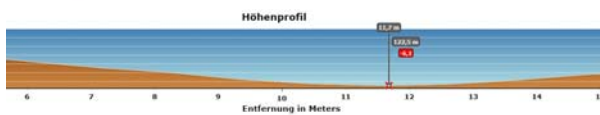
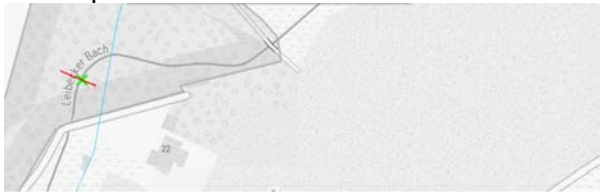
Höhenprofil unterhalb der Deponie



Höhenprofil vor dem oberen Durchlass



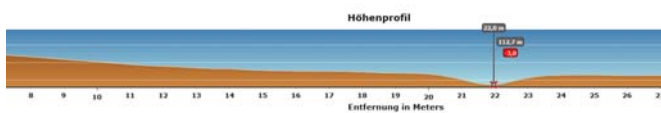
Höhenprofil zwischen den Durchlässen



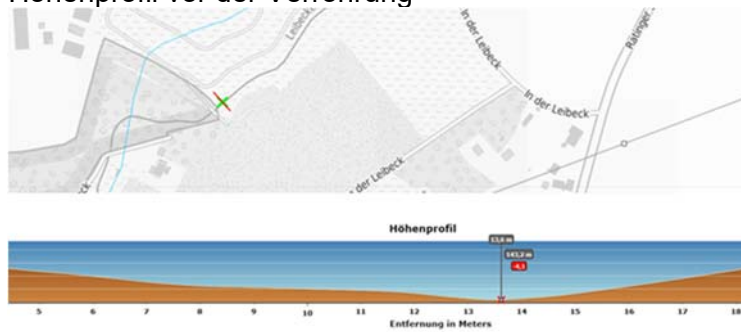
Höhenprofil von dem unteren Durchlass



Höhenprofil zwischen Durchlass und Verrohrung



Höhenprofil vor der Verrohrung



Anlage 2

Höhenprofile aus ELWAS-Web im Bereich des Überschwemmungsgebietes vor der Verrohrung

