

GEMEINDE

**emstek**

## **Erschließung BP 135 „Halen“**

### **Oberflächenentwässerungskonzept**

Juni 2021

#### 1. Ausfertigung

Auftraggeber:

Gemeinde Emstek  
Am Markt 1  
49685 Emstek

Planverfasser:

Planungsbüro



Aug.-Wilh.-Kühnholz Str. 15  
26135 Oldenburg  
Tel.: (0441)92696-0  
Fax: (0441)92696-29

Projektbearbeitung:

B.-Eng. Sven Jacobs  
Dipl.-Ing. Hans-Rudolf Werner



## INHALTSVERZEICHNIS

Anlage 1:	Erläuterungsbericht	Seite
<b>1.0</b>	<b>ALLGEMEINES</b>	<b>1</b>
<b>2.0</b>	<b>BESTAND</b>	<b>1</b>
2.1	Höhenverhältnisse .....	1
2.2	Bodenverhältnisse.....	1
2.3	Bestehende Entwässerung .....	1
2.4	Grundwasser.....	2
<b>3.0</b>	<b>ENTWURF</b>	<b>2</b>
<b>4.0</b>	<b>BEWERTUNG NACH DWA-M 153</b>	<b>3</b>
<b>5.0</b>	<b>HYDRAULISCHE BERECHNUNG</b>	<b>3</b>
5.1	Grundlagen .....	3
5.2	Bemessung des Rückhaltevolumens RRB 1 .....	4
5.3	Bemessung des Rückhaltevolumens RRB 2 .....	5
5.4	Geplantes Rückhaltevolumen RRB 1 .....	6
5.5	Geplantes Rückhaltevolumen RRB 2 .....	7
5.6	Bemessung Drosselabfluss RRB 1.....	7
5.7	Bemessung Drosselabfluss RRB 2.....	8
5.8	Entleerungszeit RRB 1 .....	9
5.9	Entleerungszeit RRB 2 .....	10
5.10	Notüberlauf RRB 1 .....	10
5.11	Notüberlauf RRB 2 .....	11
5.12	Vorbemessung Ablaufleitung DN 500.....	12
<b>6.0</b>	<b>HYDRODYNAMISCHER NACHWEIS DES NOTÜBERLAUFES</b>	<b>13</b>
6.1	Regenereignis.....	13
6.2	Gewählte Parameter .....	14
6.3	Modellbeschreibung .....	14



6.4 Ergebnisse der Simulation ..... 15

**7.0 LITERATURVERZEICHNIS** **18**

- Anlage E1:** Übersicht der Einzugsgebiete und Ermittlung der Abflussbeiwerte  
**Anlage E2:** Bewertung nach DWA-M 153  
**Anlage E3:** Niederschlagshöhen und -spenden nach KOSTRA-DWD 2010R  
für Emstek
- Anlage 2:** Übersichtskarte M 1:5000  
**Anlage 3:** Lageplan Oberflächenentwässerungskonzept M 1:1000  
**Anlage 4:** Lageplan Rechenmodell Hystem Extran M 1:2000



## ERLÄUTERUNGSBERICHT

### 1.0 Allgemeines

Die Gemeinde Emstek plant die Erschließung des BP 135 „Halen“ als Wohngebiet. Die Gemeinde Emstek hat die INGWA GmbH mit der Planung und Regelung der wasserwirtschaftlichen Belange beauftragt.

### 2.0 Bestand

Das überplante Gebiet wird im Bestand landwirtschaftlich genutzt. Die Fläche ist über die westlich verlaufende Straße „Zur Espenlage“ bzw. über die nördlich liegende Marienstraße erschlossen. Direkt südlich des Plangebietes verläuft, durch eine Baumreihe getrennt, die Straße „Zum Kämpfen“.

### 2.1 Höhenverhältnisse

Das Gelände wurde im Jahr 2019 vermessungstechnisch von dem Vermessungsbüro Timmen aus Cloppenburg aufgenommen. Insgesamt fällt das Gelände von der nord-östlichen Ecke von ca. 55,85 m ü. NHN auf bis zu 53,35 m ü. NHN im süd-westen ab.

### 2.2 Bodenverhältnisse

Der anstehende Boden wurde im Mai 2021 durch das Ingenieurbüro Schmitz + Beilke aus Oldenburg mittels 22 Kleinbohrungen beprobt. Demnach finden sich unter einer bis zu 0,70 m starken Auffüllung überwiegend Mittel- und Feinsande, bereichsweise mit stark ausgeprägten Anteilen an Schluff. In Richtung Süden werden diese zunehmend von schluffigen, bindigen Schichten bzw. Linsen durchzogen. Mit zunehmender Tiefe nehmen die Beimengungen aus Schluff und Geschiebelehm ab (vgl. (1 S. 5-6)).

### 2.3 Bestehende Entwässerung

Das anfallende Oberflächenwasser versickert auf der Fläche bzw. im Seitenraum der bestehenden Straßen. Der südliche Lether Weg ist über eine DN500 Bestandsleitung mit der ca. 700 m südlich liegenden Soeste verbunden. Diese Bestandsleitung geht in Ihrem Verlauf in einen offenen Graben mit DN 300 Durchlässen über. Die Schmutzwasserentsorgung der bebauten Flächen erfolgt über Kleinpumpwerke zu einem Pumpwerk am Lether Weg (siehe. Anlage 2).

## **2.4 Grundwasser**

In den Bodenaufschlüssen wurde, mit einer Ausnahme, kein Grundwasser erschlossen. Am süd-westlich liegenden, vorhandenen Pumpwerk im Lether Weg (siehe Anlage 2) wurde Grundwasser in einer Tiefe von ca. 6,8 m unter GOK festgestellt. Aufgrund der eingelagerten Geschiebelehmschichten ist mit „schwebenden Grundwasser“ zu rechnen. Der Grundwasserspiegel kann dabei örtlich deutlich höher liegen (vgl. (1 S. 7-8)). Die Anstehenden Böden sind z.T. für die Versickerung geeignet, die Rahmenbedingungen für diese verschlechtern sich zunehmend in Richtung Süden (vgl. (1 S. 16)), diese Flächen liegen im Trinkwasserschutzgebiet IIIB (vgl. Anlage 2).

## **3.0 Entwurf**

Aufgrund des Geländegefälles erfolgt eine Zweiteilung der Entwässerung des Baugebietes. Der Nord-östliche Teil dient dabei der Ableitung und Speicherung von ca. 80% der Gesamtfläche im Regenrückhaltebecken 1. Die verbleibende Süd-westlich liegende Teilfläche entwässert zum Regenrückhaltebecken 2 (s. Anlage 3).

Das Oberflächenwasser wird in beiden Systemen über Freigefällekanäle dem jeweiligen Regenrückhaltebecken zugeleitet. Diese können gedrosselt, über einen geplanten Regenwasserkanal in den Straßen „Zum Kämpen“ und „Lether Weg“, in Richtung Bestandskanal und Soeste entwässern (siehe Anlage 2). Da eine mögliche Versickerung für jedes Grundstück gesondert über Bodenaufschlüsse zu prüfen ist, wird vorerst davon ausgegangen, dass alle Flächen an den Hauptkanal angeschlossen werden. Eine Versickerung erfolgt in den Rückhaltebecken durch eine 30 cm starke Schicht aus Oberboden. Das RRB 1 wird als Nassbecken ausgeführt. Die Sohle wird dafür mittels bindiger Bodenschichten abgedichtet. Ab einem Wasserstand von 1,0 m im RRB1 kann das anfallende Oberflächenwasser über die Böschungen des Beckens versickern, bzw. über die Drossel (DN 80) an den weiterführenden Kanal abgegeben werden. Das RRB 2 wird als Trockenbecken hergestellt. Wasser kann auf der gesamten benetzten Fläche des Beckens versickern, bzw. über die DN 50 Drossel an den weiterführenden Kanal abgegeben werden. Dem Becken wird ein Absetzschacht vorgeschaltet, um die Versickerungsleistung zu erhalten. Da das versickernde Wasser eine 30 cm starke

belebte Bodenzone passieren muss, ist den Anforderungen an eine Versickerung im Wasserschutzgebiet IIIB genüge getan (s. 4.0).

Da zum jetzigen Zeitpunkt noch Unklarheit bezüglich des Eigentums der südwestlich liegenden Flächen besteht, wird das RRB 1 groß genug ausgebildet, um das gesamte anfallende Oberflächenwasser aufnehmen zu können.

#### 4.0 Bewertung nach DWA-M 153

Da eine Versickerung im Regenrückhaltebecken wahrscheinlich ist, wird als Einleitung das Grundwasser in Wasserschutzzone IIIB (Typ G25) maßgebend und somit gem. DWA-M 153 eine Gewässerpunktzahl von  $G=8,0$  angesetzt.

##### Gewässer:

- Wasserschutzzone IIIB Typ G25  
Punkte 8

##### Einflüsse aus der Luft:

- Siedlungsbereiche mit geringem Verkehrsaufkommen Typ L1  
Punkte 1

##### Belastung aus der Fläche:

- Erschließungsstraßen mit 300 bis 5000 Kfz/24h Typ F4  
Punkte 19
- Wenig befahrene Verkehrsflächen (bis zu 300 Kfz/24h) Hofflächen etc. Typ F3  
Punkte 12

##### **Bewertungsergebnis**

Es ergibt sich eine resultierende Abflussbelastung von  $B = 14,0$ . Bei einer Gewässerpunktzahl von  $G = 8,0$  ist somit eine Vorreinigung erforderlich. Das Rückhaltebecken wird mit einer 30 cm starken, bewachsenen Oberbodenschicht ausgeführt. Dadurch wird die Gewässerpunktzahl unterschritten (siehe Anlage E2).

#### 5.0 Hydraulische Berechnung

##### 5.1 Grundlagen

Bemessungsregenspende:  $r_{10,2a} = 171,7$  (gem. DWA-A 118) Wert für Emstek (KOSTRA-DWD 2010R) für die Bemessung von Rohrleitungen (siehe Anlage E3).

Die Einzugsflächen sind in Anlage **E1** dargestellt. Es wurden folgende Abflussbeiwerte in Anlehnung an die DWA-A 117 angesetzt:

- Grünfläche	$\psi_m = 0,10$
- GRZ 0,4 (mit 50% Überschreitung)	$\psi_m = 0,60$
- Fahrbahn	$\psi_m = 0,85$
- Wasser	$\psi_m = 1,00$

## 5.2 Bemessung des Rückhaltevolumens RRB 1

Für die Bemessung des erforderlichen Speichervolumens wird das einfache Verfahren gemäß DWA-A 138 für Versickerungsbecken angewandt. Die Niederschlagsdaten wurden aus der KOSTRA-DWD 2010R (siehe Anlage E3) entnommen. Die Wiederkehrzeit für die Bemessung des Speichervolumens beträgt einmal in 10 Jahren, dabei wird zusätzlich zur Versickerung eine ortsübliche Drosselabflusspende von 1,3 l/s\*ha berücksichtigt. Aufgrund des Einbaus einer 30 cm starken Schicht aus Oberboden wird der kf-Wert des Oberbodens maßgebend.

Ermittlung der Drosselabflusspende:

$$A_{EK} = 8,04 \text{ ha}$$

$$A_U = 5,017 \text{ ha} \quad (\text{siehe Anlage E1})$$

$$Q_{Dr} = 8,04 \text{ ha} * 1,3 \text{ l/s*ha} = 10,45 \text{ l/s}$$

Ermittlung der mittleren Versickerungsrate gem. Gleichung A.26 (DWA-A 138):

$$Q_{s,m} = \frac{Q_{s,max} + Q_{s,min}}{2} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

$$Q_{s,max} \text{ bzw. } Q_{s,min} = A_s * kf/2 \text{ [m}^3/\text{s]} \text{ (maximale, minimale Versickerungsrate)}$$

$$kf_{\text{Oberboden}} = 0,00001 \text{ m/s}$$

$$A_{\text{Sohle}} = 0,0 \text{ m}^2 \text{ (Sohle abgedichtet)}$$

$$A_{\text{Oberboden}} = 1715 \text{ m}^2 \text{ (Fläche zwischen max und min WSP, digital ermittelt)}$$

$$Q_{s,min} = 0 \text{ m}^2 * 0,00001 \text{ m/s} / 2 = 0,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{s,max} = 1715 \text{ m}^2 * 0,00001 \text{ m/s} / 2 = 0,0086 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{s,m} = \frac{0,0086 \text{ m}^3/\text{s} + 0,0 \text{ m}^3/\text{s}}{2} = 0,0043 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Abfluss } Q_s = Q_{s,m} + Q_{Dr} = 0,0043 \text{ m}^3/\text{s} + 0,01045 \text{ m}^3/\text{s} = 0,0148 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Zuschlagsfaktor } f_z: \quad 1,2 \quad (\text{auf der sicheren Seite liegend})$$

Ergebnisse für die Überschreitungshäufigkeit Ein mal in 10 Jahren mittels Formel A.25 (DWA-A 138):

Dauerstufe D	Regen-spende $r_{DN}$	Abfluss $Q_s$	erforderliches Speichervolumen V
[min]	[l/s*ha]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> ]
360	22,50	0,0148	2542,24
540	16,50	0,0148	2643,02
720	13,20	0,0148	2665,77
1080	9,60	0,0148	2594,25
1440	7,70	0,0148	2470,71

Tabelle 1, Ermittlung des notwendigen Speichervolumens RRB 1

$$V = (A_U * 0,001 * r_{DN} - Q_s) * D * 60 * f_z \text{ [m}^3\text{]}$$

Aus Tabelle 1 folgt:

Maximalwert bei D = 720 min.

Erforderliches Rückhaltevolumen:

$$V = (5,017 \text{ ha} * 0,001 * 13,20 \text{ l/s*ha} - 0,0148 \text{ m}^3/\text{s}) * 720 * 60 * 1,2 = 2665,77 \text{ m}^3$$

Es ist ein Rückhaltevolumen von insgesamt ca. 2666 m<sup>3</sup> erforderlich.

### 5.3 Bemessung des Rückhaltevolumens RRB 2

Die Bemessung erfolgt analog zu 5.2, des Becken erhält jedoch keine Sohlenabdichtung:

Ermittlung der Drosselabflussspende:

$$A_{EK} = 2,03 \text{ ha}$$

$$A_U = 1,26 \text{ ha} \quad (\text{siehe Anlage E1})$$

$$Q_{Dr} = 2,03 \text{ ha} * 1,3 \text{ l/s*ha} = 2,65 \text{ l/s}$$

Ermittlung der mittleren Versickerungsrate gem. Gleichung A.26 (DWA-A 138):

$$Q_{S,m} = \frac{Q_{S,max} + Q_{S,min}}{2} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

$$Q_{S,max} \text{ bzw. } Q_{S,min} = A_s * kf/2 \text{ [m}^3/\text{s]} \text{ (maximale, minimale Versickerungsrate)}$$

$$kf_{\text{Oberboden}} = 0,00001 \text{ m/s}$$

$$A_{\text{Sohle}} = 145 \text{ m}^2 \text{ (digital ermittelt)}$$

$$A_{\text{Oberboden}} = 802 \text{ m}^2 \text{ (Fläche max WSP, digital ermittelt)}$$



$$Q_{s,\min} = 145 \text{ m}^2 * 0,00001 \text{ m/s} / 2 = 0,0007 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{s,\max} = 802 \text{ m}^2 * 0,00001 \text{ m/s} / 2 = 0,0047 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{s,m} = \frac{0,0047 \text{ m}^3/\text{s} + 0,0007 \text{ m}^3/\text{s}}{2} = 0,0027 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Abfluss } Q_s = Q_{s,m} + Q_{Dr} = 0,0027 \text{ m}^3/\text{s} + 0,00265 \text{ m}^3/\text{s} = 0,0054 \text{ m}^3/\text{s}$$

Zuschlagsfaktor  $f_z$ : 1,2 (auf der sicheren Seite liegend)

Ergebnisse für die Überschreitungshäufigkeit Ein mal in 10 Jahren mittels Formel A.25 (DWA-A 138):

Dauerstufe D [min]	Regen-spende $r_{DN}$ [l/s*ha]	Abfluss $Q_s$ [m <sup>3</sup> /s]	erforderliches Speichervolumen V [m <sup>3</sup> ]
240	30,80	0,0054	578,35
360	22,50	0,0054	596,03
540	16,50	0,0054	599,65
720	13,20	0,0054	583,64
1080	9,60	0,0054	522,17

Tabelle 2, Ermittlung des notwendigen Speichervolumens RRB 2

$$V = (A_u * 0,001 * r_{DN} - Q_s) * D * 60 * f_z \text{ [m}^3\text{]}$$

Aus Tabelle 1 folgt:

Maximalwert bei D = 540 min.

Erforderliches Rückhaltevolumen:

$$V = (1,26 \text{ ha} * 0,001 * 16,50 \text{ l/s*ha} - 0,0054 \text{ m}^3/\text{s}) * 540 * 60 * 1,2 = 599,65 \text{ m}^3$$

Es ist ein Rückhaltevolumen von insgesamt ca. 600 m<sup>3</sup> erforderlich.

#### 5.4 Geplantes Rückhaltevolumen RRB 1

Das erforderliche Volumen wird durch das Regenrückhaltebecken zur Verfügung gestellt:

Sohle: 51,00 m ü. NHN

min. WSP: 52,00 m ü. NHN, Fläche: 1736 m<sup>2</sup> (digital ermittelt)

max. WSP: 53,50 m ü. NHN, Fläche 3451 m<sup>2</sup> (digital ermittelt)

h: 53,50 m ü. NHN - 52,00 m ü. NHN = 1,50 m (Staulamelle)

$$\frac{A_{\min}+A_{\max}}{2} * h = \frac{1736 \text{ m}^2+3451 \text{ m}^2}{2} * 1,5 \text{ m} = 3890 \text{ m}^3 > V_{\text{erf}} = 2665,8 \text{ m}^3$$

Das geplante Rückhaltevolumen beträgt etwa 3890 m<sup>3</sup> und ist somit ausreichend. Das geplante Volumen ist bewusst zu groß gewählt. Je nach tatsächlicher Ausgestaltung der Versickerung im Baugebiet könnte das Becken deutlich verkleinert werden, bzw. die Böschungsneigungen deutlich flacher ausgestaltet werden.

### 5.5 Geplantes Rückhaltevolumen RRB 2

Das erforderliche Volumen wird durch das Regenrückhaltebecken zur Verfügung gestellt:

Sohle:	51,15 m ü. NHN
min. WSP:	51,15 m ü. NHN, Fläche: 145 m <sup>2</sup> (digital ermittelt)
max. WSP:	52,70 m ü. NHN, Fläche 802 m <sup>2</sup> (digital ermittelt)
h:	52,70 m ü. NHN – 51,15 m ü. NHN = 1,55 m (Staulamelle)

$$\frac{A_{\min}+A_{\max}}{2} * h = \frac{145 \text{ m}^2+802 \text{ m}^2}{2} * 1,55 \text{ m} = 734 \text{ m}^3 > V_{\text{erf}} = 600 \text{ m}^3$$

Das geplante Rückhaltevolumen beträgt etwa 734 m<sup>3</sup> und ist somit ausreichend. Das geplante Volumen ist bewusst zu groß gewählt. Je nach tatsächlicher Ausgestaltung der Versickerung im Baugebiet könnte das Becken verkleinert werden, bzw. die Böschungsneigungen flacher ausgestaltet werden.

### 5.6 Bemessung Drosselabfluss RRB 1

$$Q = \alpha * A * \sqrt{2 * g * h}$$

mit  $\alpha$  = Ausflusszahl

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{1+\xi_e+\xi_a+\zeta_r}}$$

$\xi_e = 0,5$  (Eintrittsverlustbeiwert: gewählt)

$\xi_a = 1,2$  (Austrittsverlustbeiwert: Einstau mit Rückstauklappe)

$$\zeta_r = \frac{L * 2 * g}{k_{\text{st}}^2 * R^{4/3}} \quad (\text{Reibungsverlustbeiwert})$$

Mit:

$L = 0,10 \text{ m}$

$k_{\text{st}} = 100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (Manning-Strickler-Beiwert)

R = 0,020 m (hydraulischer Radius)

$$\zeta_r = \frac{0,10 \cdot 2 \cdot 9,81}{100^2 \cdot 0,020^{4/3}} = 0,04$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1+0,5+1,2+0,04}} = 0,605$$

A = 0,0050 m<sup>2</sup> (Drosselöffnung DN 80)

max. WSP = 53,50 m ü. NHN (OK Überlaufschwelle)

min. WSP = 52,00 m ü. NHN

h = 53,50 m ü. NHN – 52,00 m ü. NHN – 0,08m / 2 = 1,46 m

max. Leistung der Drosselleitung:  $0,605 \cdot 0,0050 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,46} = 0,0162 \text{ m}^3/\text{s}$

h [m]	Q [l/s]	im Mittel [l/s]
0,00	0,0	9,7
0,49	9,4	
0,97	13,2	
1,46	16,2	

Tabelle 3, Ermittlung des mittleren Drosselwertes RRB 1

Der mittlere Drosselwert der Drosselöffnung DN 80 liegt bei ca. 9,7 l/s. Dieser tatsächliche Wert ist geringer als der Drosselwert ( $Q_{Dr} = 10,45 \text{ l/s}$ ), der bei der Bemessung des Rückhaltevolumens (Kapitel 5.2) berücksichtigt wurde.

## 5.7 Bemessung Drosselabfluss RRB 2

$$Q = \alpha \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

mit  $\alpha$  = Ausflusszahl

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1+\xi_e+\xi_a+\zeta_r}}$$

$\xi_e = 0,5$  (Eintrittsverlustbeiwert: gewählt)

$\xi_a = 1,2$  (Austrittsverlustbeiwert: Einstau mit Rückstauklappe)

$$\zeta_r = \frac{L \cdot 2 \cdot g}{k_{st}^2 \cdot R^{4/3}} \quad (\text{Reibungsverlustbeiwert})$$

Mit:

$$L = 0,10 \text{ m}$$

$$K_{st} = 100 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \text{ (Manning-Strickler-Beiwert)}$$

$$R = 0,020 \text{ m (hydraulischer Radius)}$$

$$\zeta_r = \frac{0,10 * 2 * 9,81}{100^2 * 0,020^{4/3}} = 0,04$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1+0,5+1,2+0,04}} = 0,605$$

$$A = 0,002 \text{ m}^2 \text{ (Drosselöffnung DN 50)}$$

$$\text{max. WSP} = 52,70 \text{ m ü. NHN (OK Überlaufschwelle)}$$

$$\text{min. WSP} = 51,15 \text{ m ü. NHN}$$

$$h = 52,70 \text{ m ü. NHN} - 51,15 \text{ m ü. NHN} - 0,05 \text{ m} / 2 = 1,525 \text{ m}$$

$$\text{max. Leistung der Drosselleitung: } 0,605 * 0,002 * \sqrt{2 * 9,81 * 1,525} = 0,0066 \text{ m}^3/\text{s}$$

h [m]	Q [l/s]	im Mittel [l/s]
0,00	0,0	4,0
0,51	3,8	
1,02	5,4	
1,53	6,6	

Tabelle 4, Ermittlung des mittleren Drosselwertes RRB 2

Der mittlere Drosselwert der Drosselöffnung DN 50 liegt bei ca. 4,0 l/s. Dieser tatsächliche Wert ist höher als der Drosselwert ( $Q_{Dr} = 2,65 \text{ l/s}$ ), der bei der Bemessung des Rückhaltevolumens (Kapitel 5.3) berücksichtigt wurde. Dies wird akzeptiert, da bei einer weiteren Verkleinerung der Drossel die Verstopfungsgefahr weiter ansteigen würde.

## 5.8 Entleerungszeit RRB 1

Geplantes Stauvolumen:  $3890 \text{ m}^3$  (siehe Kapitel 5.4)

Der mittlere Drosselwert liegt bei  $9,7 \text{ l/s}$  (siehe Kapitel 5.6)

Die mittlere Versickerungsleistung liegt bei  $4,3 \text{ l/s}$  (siehe Kapitel 5.2).

$$\frac{3890 \text{ m}^3 * 1000 \text{ l/m}^3}{(9,7 \text{ l/s} + 4,3 \text{ l/s}) * 3600 \text{ s/h}} = 77,2 \text{ h}$$

Die Entleerungszeit beträgt ca. 77 Stunden.

### 5.9 Entleerungszeit RRB 2

Geplantes Stauvolumen: 734 m<sup>3</sup> (siehe Kapitel 5.5)

Der mittlere Drosselwert liegt bei 4,0 l/s (siehe Kapitel 5.7)

Die mittlere Versickerungsleistung liegt bei 2,7 l/s (siehe Kapitel 5.3).

$$\frac{734 \text{ m}^3 \cdot 1000 \text{ l/m}^3}{(4,0 \text{ l/s} + 2,7 \text{ l/s}) \cdot 3600 \text{ s/h}} = 30,4 \text{ h}$$

Die Entleerungszeit beträgt ca. 30,5 Stunden.

### 5.10 Notüberlauf RRB 1

Der Nachweis erfolgt für das 2-jährige Regenereignis eines 10-Minuten-Regens. Das dabei anfallende Volumen wird über eine Überlaufschwelle im Drosselschacht ab dem maximalen Wasserstand von 53,50 m ü. NHN an den geplanten Regenwasserkanal in den Straßen „Zum Kämpfen“ und „Lether Weg“ abgegeben. Im weiteren Verlauf geht dieser in den vorhandenen DN 500 Kanal über, der im Süden in die Soeste mündet. Da der DN 500 Kanal somit wie eine lange Rohrdrossel wirkt, erfolgt der Nachweis ebenfalls für diesen.

#### Anfallender Notüberlauf:

$$Q_{\text{vorh}} = r_{10,2a} \cdot A_u \text{ [l/s]}$$

$$Q_{\text{vorh}} = 171,7 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)} \cdot 5,017 \text{ ha} = 861,40 \text{ l/s} = 0,861 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### Überlaufschwelle Drosselschacht:

Notüberlaufschwelle bei 53,50 m ü. NHN, gerechnet als Überfall.

$$Q_{\text{üb}} = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_{\text{ü}}^{3/2}$$

$$\mu = 0,50 \text{ (scharfkantig, Überfallstrahl belüftet)}$$

$$h_{\text{ü}} = 0,81 \text{ m, Überfallhöhe}$$

$$b = 1,50 \text{ m, Breite der Überlaufschwelle}$$

$h_{\text{ü}}$ [m]	$b$ [m]	$Q_{\text{üb}}$ [l/s]
0,270	1,50	310,70
0,540	1,50	878,80
0,810	1,50	1614,50

Tabelle 5, Überfallvolumen Drosselschacht RRB 1

**Nachweis:**

$$Q_{\text{üb}} > Q_{\text{vorh}}$$

$$Q_{\text{üb}} = 878,80 \text{ l/s} = 0,88 \text{ m}^3/\text{s} > 0,861 \text{ m}^3/\text{s}$$

Bei einer Überfallhöhe von ca. 0,540 m kann das anfallende Regenwasser abgeleitet werden. Der maximale Wasserstand im System beträgt dann ca. 54,04 m ü. NHN.

**5.11 Notüberlauf RRB 2**

Die Bemessung erfolgt analog zu 5.10.

**Anfallender Notüberlauf:**

$$Q_{\text{vorh}} = r_{10,2a} * A_u \text{ [l/s]}$$

$$Q_{\text{vorh}} = 171,7 \text{ l/(s*ha)} * 1,26 \text{ ha} = 216,7 \text{ l/s} = 0,217 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Überlaufschwelle Drosselschacht:**

Notüberlaufschwelle bei 52,70 m ü. NHN, gerechnet als Überfall.

$$Q_{\text{üb}} = 2/3 * \mu * b * \sqrt{2 * g} * h_{\text{ü}}^{3/2}$$

$$\mu = 0,50 \text{ (scharfkantig, Überfallstrahl belüftet)}$$

$$h_{\text{ü}} = 0,33 \text{ m, Überfallhöhe}$$

$$b = 1,50 \text{ m, Breite der Überlaufschwelle}$$

$h_{\text{ü}}$ [m]	$b$ [m]	$Q_{\text{üb}}$ [l/s]
0,11	1,50	80,8
0,22	1,50	228,5
0,33	1,50	419,8

Tabelle 6, Überfallvolumen Drosselschacht RRB 2

**Nachweis:**

$$Q_{\text{üb}} > Q_{\text{vorh}}$$

$$Q_{\text{üb}} = 228,5 \text{ l/s} = 0,229 \text{ m}^3/\text{s} > 0,217 \text{ m}^3/\text{s}$$

Bei einer Überfallhöhe von ca. 0,22 m kann das anfallende Regenwasser abgeleitet werden. Der maximale Wasserstand im System beträgt dann ca. 52,92 m ü. NHN.

**5.12 Vorbemessung Ablaufleitung DN 500**

Der anfallende Notüberlauf muss von den Regenrückhaltebecken über insgesamt ca. 774 m Freigefällekanal zur Soeste gelangen.

$$Q = \alpha * A * \sqrt{2 * g * h}$$

mit  $\alpha$  = Ausflusszahl

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + \xi_e + \xi_a + \zeta_r}}$$

$$\xi_e = 0,5 \quad (\text{Eintrittsverlustbeiwert: gewählt})$$

$$\xi_a = 1,0 \quad (\text{Austrittsverlustbeiwert: Einstau})$$

$$\zeta_r = \frac{L * 2 * g}{k_{\text{st}}^2 * R^{4/3}} \quad (\text{Reibungsverlustbeiwert})$$

Mit:

$$L = 774 \text{ m (DN 500 Bestand + DN 600 geplant)}$$

$$k_{\text{st}} = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s (Manning-Strickler-Beiwert)}$$

$$R = 0,125 \text{ m (hydraulischer Radius DN 500, DN 600 wird vernachlässigt)}$$

$$\zeta_r = \frac{774 * 2 * 9,81}{80^2 * 0,125^{4/3}} = 38$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + 0,5 + 1,0 + 38,0}} = 0,157$$

$$A = 0,196 \text{ m}^2 \quad (\text{DN 500})$$

$$\text{max. WSP} = 54,00 \text{ m ü. NHN} \quad (\text{max. WSP RRB 1})$$

$$\text{min. WSP} = 49,00 \text{ m ü. NHN} \quad (\text{Einleitstelle Graben, DN 500 vollgefüllt})$$

$$h = 54,00 \text{ m ü. NHN} - 49,00 \text{ m ü. NHN} - 0,5 \text{ m} / 2 = 4,75 \text{ m}$$

$$Q = 0,157 * 0,196 * \sqrt{2 * 9,81 * 4,75} = 0,298 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Nachweis:**

$$Q > Q_{\text{vorh}}$$

$$Q = 0,298 \text{ m}^3/\text{s} < Q_{\text{vorh}} = 0,861 \text{ m}^3/\text{s}$$

Die vorhandene Rohrleitung DN 500 ist nicht in der Lage den anfallenden Notüberlauf bis zur Soeste abzuleiten. Daher wurde das System hydrodynamisch überprüft (siehe 6.0).

## **6.0 Hydrodynamischer Nachweis des Notüberlaufes**

Der Bestandskanal DN 500 schränkt die mögliche Ableitung in Richtung Soeste stark ein. Zum Nachweis des Systems wurde die Planung in der Software Hystem-Extran des ITWH Hannover nachmodelliert und hydrodynamisch simuliert. Dabei wird der Regenabfluss der Flächen, der Übergang des Wassers von der Oberfläche in das Kanalnetz und der Abfluss des Kanalnetzes berechnet. Das Modell und die Ergebnisse werden im Folgenden auszugsweise erörtert, ein Lageplan des Rechenmodells kann der Anlage 4 entnommen werden.

### **6.1 Regenereignis**

Zur Ermittlung des maßgebenden Regenereignisses wird die Fließzeit des Systems benötigt. Die mittlere Fließzeit der längsten Strecke wurde dabei zu ca. 19 min berechnet. Für die Simulation wurde grob die 3-fache mittlere Fließzeit angesetzt (auf der sicheren Seite liegend, gem. DWA-A 118 mindestens doppelte Fließzeit), also ein Regenereignis von ca. 60 min Dauer.



Gem. DWA 118 ist für Wohngebiete der Nachweis für ein Regenereignis mit einer Wiederholungshäufigkeit  $\geq 3a$  maßgebend. Folgendes Regenereignis wurde deshalb für die Überprüfung angesetzt:

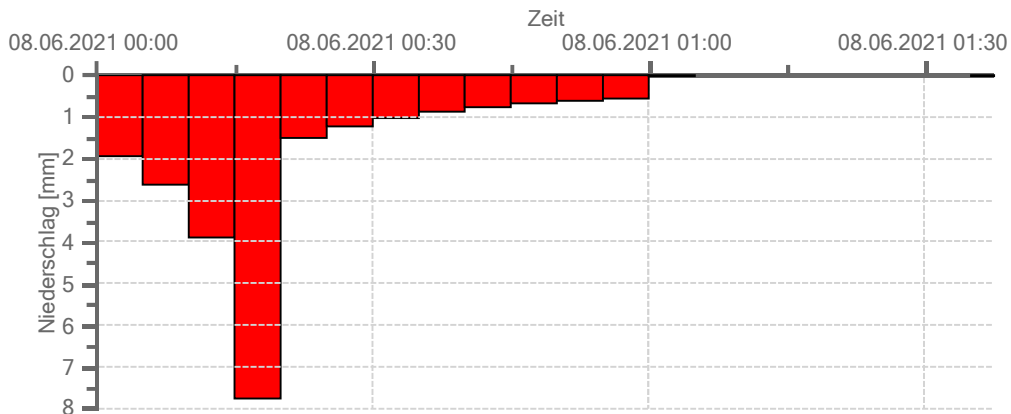


Abbildung 1: r60,3a: Euler Modellregen Typ 2, ca. 24 mm verteilt auf 60min (Daten aus Kostra DWD 2010 R)

## 6.2 Gewählte Parameter

Folgende Abflussparameter wurden gewählt:

Tabelle 7: Abflussbeiwerte Hystem Extran

Parameter	Befestigt/ Unbefestigt	Bodenklasse	Benetzungs verluste [mm]	Mulden Verluste [mm]	Endabfluss beiwert
Fahrbahn	Befestigt		0,7	1,8	0,85
Gruenflaeche	Unbefestigt	SandigerLehm	2	3	0,10
Gewaesser	Befestigt		0	0	1
GRZ 0,4	Befestigt		0,7	1,8	0,6

## 6.3 Modellbeschreibung

Das System wird vor Simulationsbeginn bis zum maximalen Wasserstand von 53,50 m ü. NHN (RRB1) bzw. 52,70 m ü. NHN (RRB2) gefüllt, mit Beginn des Rechenlaufes muss das anfallende Oberflächenwasser über den Hauptkanal und die Regenrückhaltebecken bis zu den Drosselschächten gelangen und kann dort über die Überfallschwelle an den weiterführenden Kanal abgegeben werden. Dieser Kanal geht in Richtung Soeste in ein Grabenprofil (Tiefe ca. 1,0 m, Breite Sohle 0,55 m, Böschungsneigung 1:1) sowie stellenweise DN 300 Durchlässe über (2 Stck, jeweils ca. 10 m Länge). An der Einleitstelle in die Soeste wird ein Dauerwasserstand von 48,25 m ü. NHN angenommen (Soeste vollgefüllt). Die

Versickerung wird im Modell nicht berücksichtigt. Dadurch wird die Möglichkeit einer temporären Verschlechterung der Versickerung durch vorherige Regenereignisse berücksichtigt.

Im Folgenden werden die Ergebnisse des Rechenlaufes auszugsweise dargestellt. Der Lageplan des Rechenmodells kann der Anlage 4 entnommen werden. Weitere Ergebnisse können auf Anfrage zur Verfügung gestellt werden und werden aufgrund der Datenmenge hier nicht dargestellt.

## 6.4 Ergebnisse der Simulation

Folgende Wasserstände ergeben sich im System:

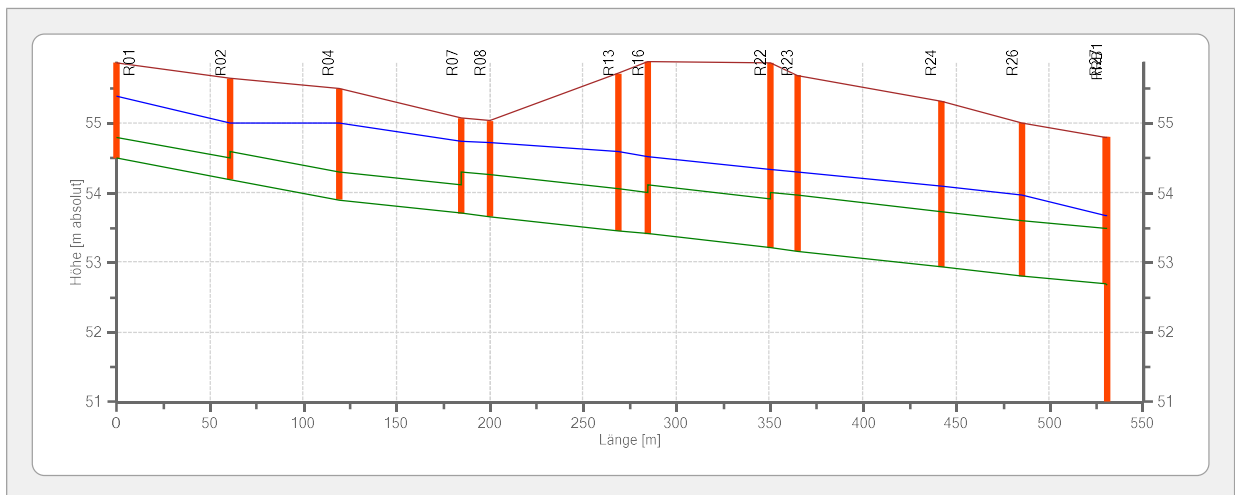


Abbildung 2: Wasserstände Schacht R01 bis RRB 1

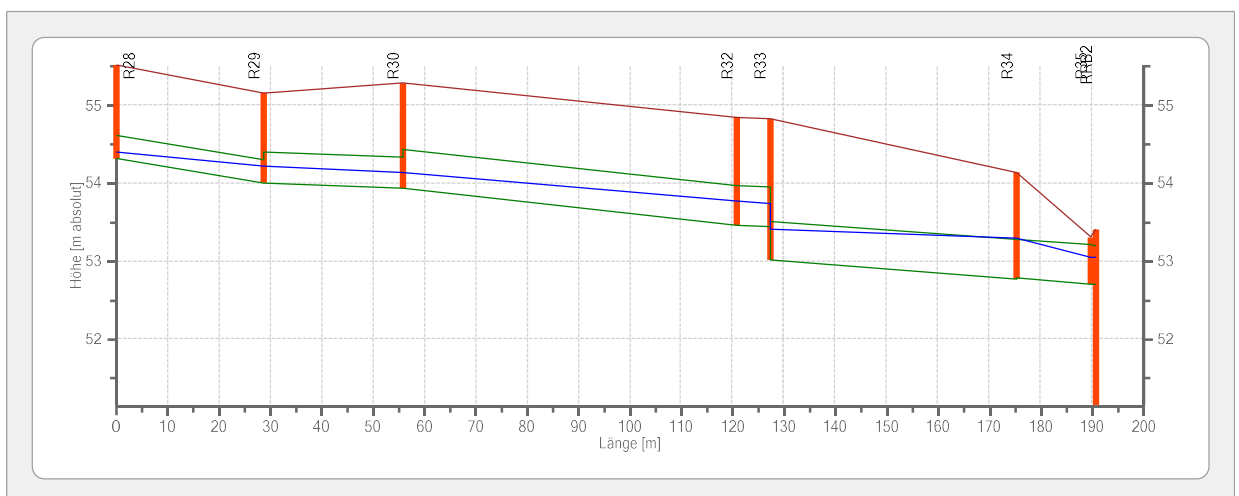


Abbildung 3: Wasserstände R28 bis RRB 2

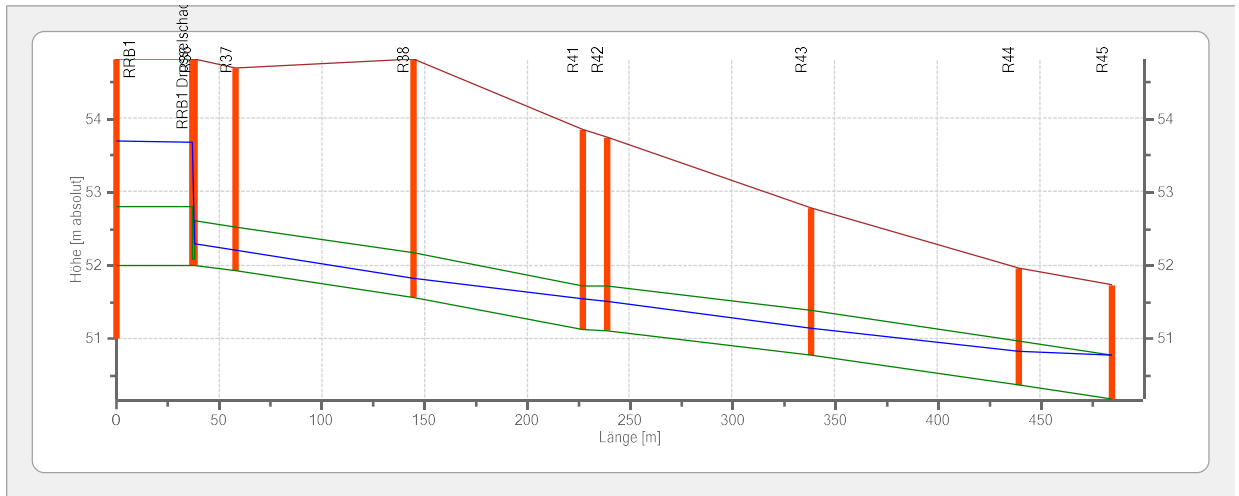


Abbildung 4: Wasserstände RRB1 bis R45 (Übergang zu Bestand)

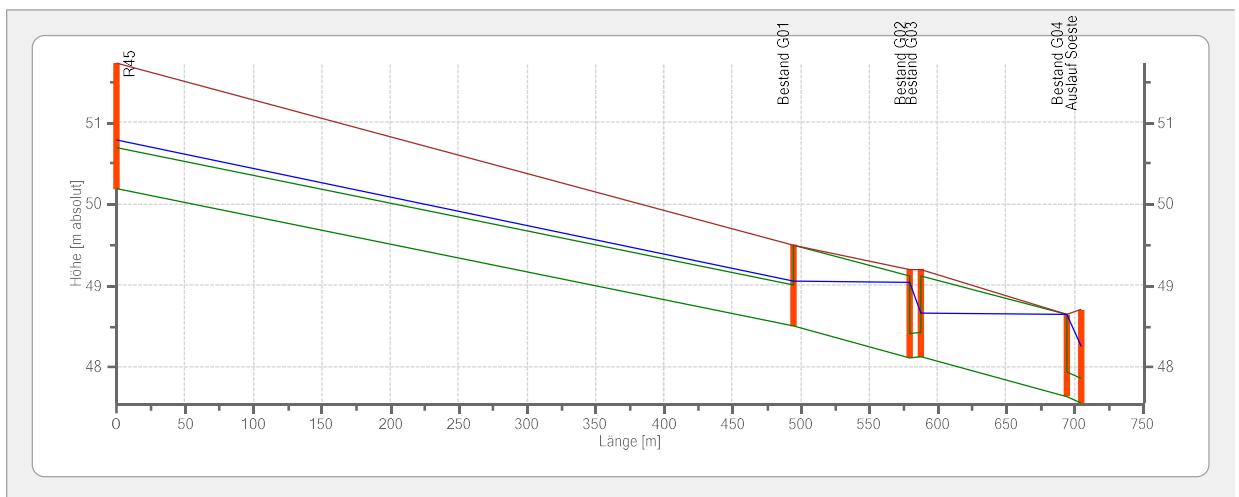


Abbildung 5: Wasserstände R45 bis Soeste

Folgender Notüberlauf wurde über die Rechenzeit abgegeben:

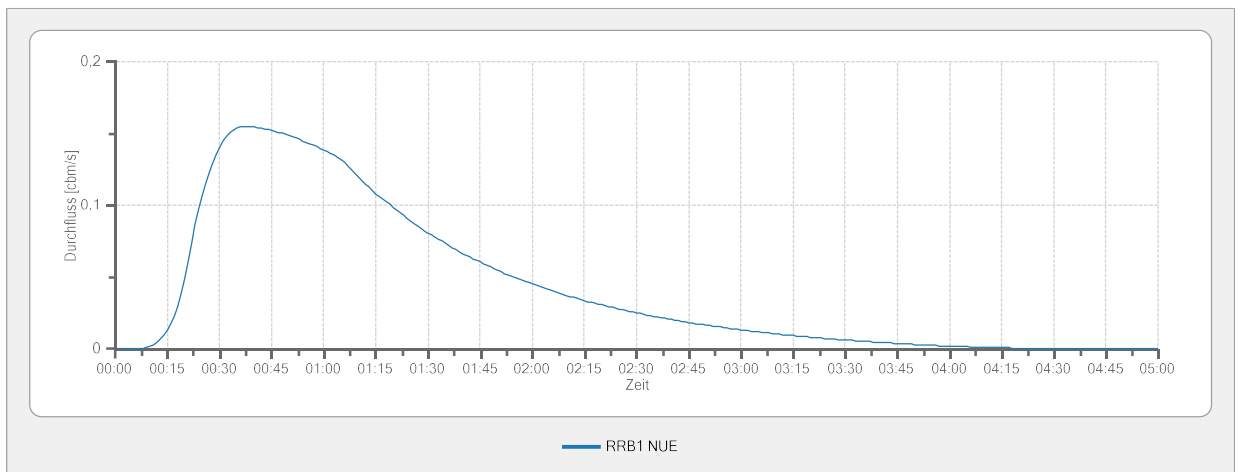


Abbildung 6: Notüberlauf RRB1

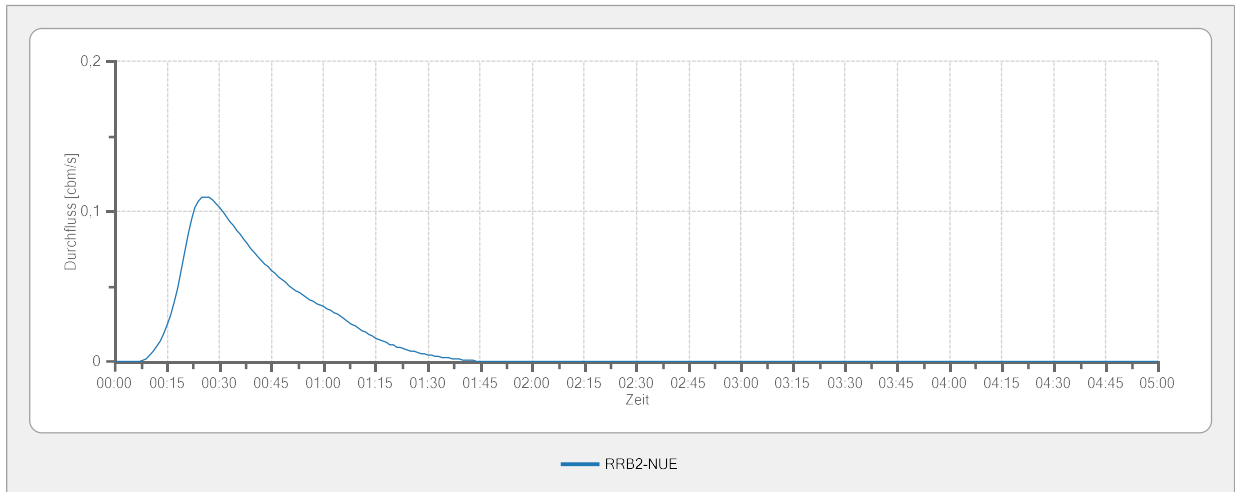


Abbildung 7: Notüberlauf RRB 2

Folgende Fließgeschwindigkeit wird in dem vorhandenen Graben erreicht:

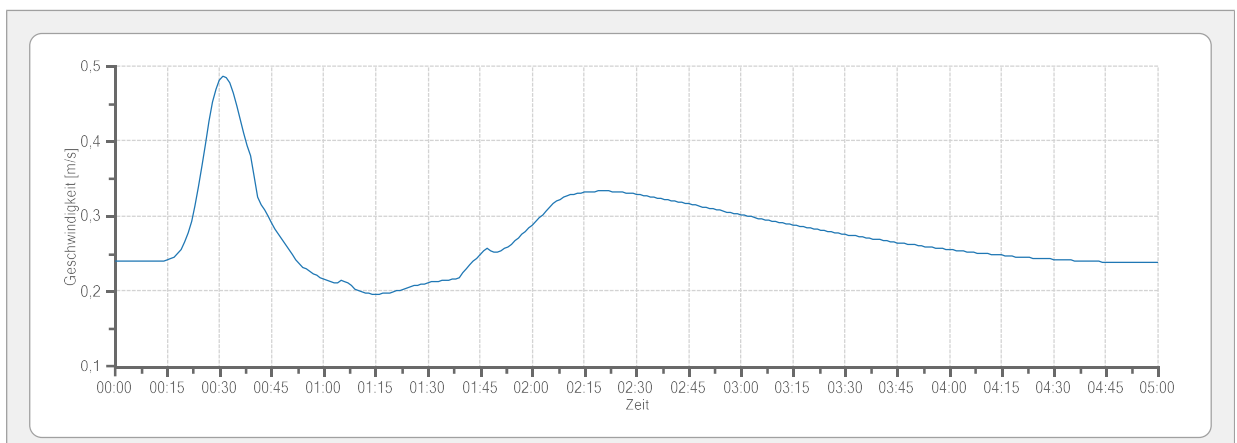


Abbildung 8: Fließgeschwindigkeit im vorhandenen Graben

Wie aus Abbildung 2 und Abbildung 3 ersichtlich, kommt es zu keinem Überstau aus dem Kanalsystem im Plangebiet. Dabei kann der anfallende Notüberlauf von maximal ca. 0,25 m<sup>3</sup>/s (siehe Abbildung 6 und Abbildung 7) einstaufrei bis zur vorhandenen DN 500 Leitung in Richtung Soeste abgeleitet werden (siehe Abbildung 4). Die vorhandene Leitung kann den Notüberlauf unter Einstau weiterleiten. Die Beiden DN 300 Durchlässe vor der Soeste wirken wie eine Drossel auf die Grabenprofile, es kommt daher zu einem Rückstau in diesen. (siehe Abbildung 5). In den weiteren Planungsschritten sollte geklärt werden, inwieweit dieser Effekt zur Entlastung der Soeste genutzt werden soll und ob die DN 300 Durchlässe angepasst werden müssen. In dem vorhandenen Graben



werden Fließgeschwindigkeiten von minimal ca. 0,2 m/s (nur Drosselabfluss aus dem Plangebiet) und bis zu 0,5 m/s (Spitze Notüberlauf) erreicht. In der weiteren Planung sollte die Notwendigkeit einer Sohlenbefestigung (z.B. mit Schüttsteinen) betrachtet werden.

## 7.0 Literaturverzeichnis

1. **Schmitz + Beilke Ingenieure GmbH.** *Erschließung B-Plan Nr. 135 "Halen - Südl. Marienstr."*, *Geotechnisches Gutachten*. Oldenburg : s.n., 2021.

Aufgestellt

Oldenburg, im Juni 2021



Aug.-Wilh.-Kühnholz Str. 15  
26135 Oldenburg  
[www.ingwa.de](http://www.ingwa.de)  
[planungsbuero@ingwa.de](mailto:planungsbuero@ingwa.de)

---

i. A. Jacobs

---

Werner

Projekt: BP 135 "Halen"  
Übersicht der Einzugsgebiete und Ermittlung der Abflussbeiwerte

EZG	Teilflächen*				Auswertung Flächen*			Regen [l/s*ha]:		Hydraulik						
	ψ	Grünfläche	GRZ 0,4	Fahrbahn	Wasser	Gesamtfläche A <sub>E,K</sub> [m²]	ψ <sub>n</sub> (A <sub>U</sub> / A <sub>E,K</sub> )	A <sub>U</sub> [m²] (ΣA <sub>Teil</sub> * ψ <sub>Teil</sub> )	r10,2a	171,70	DN [mm]	Gefälle [o/oo]	kb [mm]	Vollfüllung		Auslastung [-]
		0,10	0,60	0,85	1,00				Abfluss [l/s]*	Summe [l/s]				Q [l/s]	v [m/s]	
1			2998	918		3916	0,66	2579	44,3	44,3	300	5	1,5	69,1	1,0	0,64
2			1366	617		1983	0,68	1344	23,1	67,4	300	5	1,5	69,1	1,0	0,98
3			732	786		1518	0,73	1107	19,0	19,0	300	5	1,5	69,1	1,0	0,27
4			1796	337		2133	0,64	1364	23,4	109,8	400	3	1,5	114,6	0,9	0,96
5			5855	679		6534	0,63	4090	70,2	70,2	300	4	1,5	61,8	0,9	1,14
6			2150	306		2456	0,63	1550	26,6	96,8	400	4	1,5	132,5	1,1	0,73
7			1725	431		2156	0,65	1401	24,1	230,7	600	3	1,5	335,1	1,2	0,69
8			2132	297		2429	0,63	1532	26,3	257,0	600	3	1,5	335,1	1,2	0,77
9			2358	101		2459	0,61	1501	25,8	25,8	300	1	1,5	30,7	0,4	0,84
10			891	353		1244	0,67	835	14,3	40,1	300	1	1,5	30,7	0,4	1,31
11			2851	306		3157	0,62	1971	33,8	73,9	400	1	1,5	65,8	0,5	1,12
12			2164	323		2487	0,63	1573	27,0	100,9	500	1	1,5	118,9	0,6	0,85
13			577	563		1140	0,72	825	14,2	372,1	600	3	1,5	335,1	1,2	1,11
14			6428	670		7098	0,62	4426	76,0	76,0	300	4	1,5	61,8	0,9	1,23
15			2217	325		2542	0,63	1606	27,6	103,6	400	4	1,5	132,5	1,1	0,78
16			1579	298		1877	0,64	1201	20,6	496,3	700	3	1,5	503,3	1,3	0,99
17			2620	173		2793	0,62	1719	29,5	29,5	300	1	1,5	30,7	0,4	0,96
18			833	318		1151	0,67	770	13,2	42,7	400	1	1,5	65,8	0,5	0,65
19			3363	699		4062	0,64	2612	44,8	87,5	500	1	1,5	118,9	0,6	0,74
20			2191	254		2445	0,63	1531	26,3	26,3	300	1	1,5	30,7	0,4	0,86
21			810	253		1063	0,66	701	12,0	125,8	600	1	1,5	192,7	0,7	0,65
22			1491	401		1892	0,65	1235	21,2	643,3	800	1	1,5	411,7	0,8	1,56
23			3122	380		3502	0,63	2196	37,7	681,0	800	1	1,5	411,7	0,8	1,65
24			4575	491		5066	0,62	3162	54,3	735,3	800	1	1,5	411,7	0,8	1,79
25			2297	456		2753	0,64	1766	30,3	30,3	300	1	1,5	30,7	0,4	0,99
26		5530			5019	10549	0,53	5572	95,7	861,3	800	1	1,5	411,7	0,8	2,09
28			1969	100		2069	0,61	1266	21,7	21,7	300	1	1,5	30,7	0,4	0,71
29			3437	545		3982	0,63	2525	43,4	65,1	400	2,5	1,5	104,6	0,8	0,62
30			2958	283		3241	0,62	2015	34,6	99,7	400	7,2	1,5	178,1	1,4	0,56
31			3106	519		3625	0,64	2305	39,6	39,6	300	1	1,5	30,7	0,4	1,29
32			735	212		947	0,66	621	10,7	150,0	500	2,5	1,5	188,8	1,0	0,79
33		1204	3792	90	1416	6502	0,60	3888	66,8	216,8	500	5	1,5	267,6	1,4	0,81
Summe		6734	75118	12484	6435	100771	0,62	62789	1078,1							
Summe RRB1		5530	59121	10735	5019	80405	0,62	50169	861,3							
Summe RRB2		1204	15997	1749	1416	20366	0,62	12620	216,8							

\* gerundeter Wert

**Bewertungsverfahren nach Merblatt DWA-M153**

Projekt: BP 135 "Halen"

<b>Gewässer</b> (Tabelle A.1a und A1.b)	<b>Typ</b>	<b>Gewässerpunkte G</b>
Wasserschutzzone IIIB	G25	<b>8</b>

<b>Flächenanteil <math>f_i</math></b> (Abschnitt 4)		<b>Luft <math>L_i</math></b> (Tabelle A.2)		<b>Flächen <math>F_i</math></b> (Tabelle A.3)		<b>Abflussbelastung <math>B_i</math></b>
$A_{u,i}$ [ha]	$f_i$	Typ	Punkte	Typ	Punkte	$B_i = f_i \cdot (L_i + F_i)$
7,51	0,86	L1	1	F3	12	11,1
1,25	0,14	L1	1	F4	19	2,9
	0,00					0,0
	0,00					0,0
	0,00					0,0
<b>8,76</b>	<b>1,0</b>	Abflussbelastung $B = \sum B_i$ :				<b>14,0</b>

maximal zulässiger Durchgangswert $D_{\max} = G / B$ :	$D_{\max} =$	<b>0,57</b>
--	--------------	-------------

<b>vorgesehene Behandlungsmaßnahmen</b> (Tabelle A.4a, A.4b und A4.c)	<b>Typ</b>	<b>Durchgangswerte <math>D_i</math></b>
Versickerung durch 30 cm bewachsenen Oberboden	D1c	0,45
Durchgangswert $D =$ Produkt aller $D_i$ (Abschnitt 6.2.2):		<b>0,45</b>

Emissionswert  $E = B \cdot D$ : **6,3****E = 6,3****G = 8,0** $E < G$  : Behandlungsbedürftigkeit muss nicht weiter geprüft werden.



# KOSTRA-DWD 2010R

Nach den Vorgaben des Deutschen Wetterdienstes - Hydrometeorologie -

## Niederschlagshöhen und -spenden nach KOSTRA-DWD 2010R

Rasterfeld : Spalte 20, Zeile 31  
 Ortsname : Emstek (NI)  
 Bemerkung :  
 Zeitspanne : Januar - Dezember  
 Berechnungsmethode : Ausgleich nach DWA-A 531

Dauerstufe	Wiederkehrintervall T [a]															
	1		2		5		10		20		30		50		100	
	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN
5 min	5,0	166,7	6,7	223,3	9,0	300,0	10,7	356,7	12,4	413,3	13,4	446,7	14,7	490,0	16,4	546,7
10 min	8,0	133,3	10,3	171,7	13,3	221,7	15,6	260,0	18,0	300,0	19,3	321,7	21,0	350,0	23,3	388,3
15 min	9,9	110,0	12,7	141,1	16,3	181,1	19,0	211,1	21,8	242,2	23,4	260,0	25,4	282,2	28,2	313,3
20 min	11,3	94,2	14,4	120,0	18,5	154,2	21,6	180,0	24,8	206,7	26,6	221,7	28,9	240,8	32,0	266,7
30 min	13,0	72,2	16,8	93,3	21,7	120,6	25,4	141,1	29,1	161,7	31,3	173,9	34,1	189,4	37,8	210,0
45 min	14,6	54,1	19,0	70,4	24,9	92,2	29,4	108,9	33,8	125,2	36,4	134,8	39,7	147,0	44,1	163,3
60 min	15,5	43,1	20,5	56,9	27,2	75,6	32,2	89,4	37,3	103,6	40,2	111,7	44,0	122,2	49,0	136,1
90 min	17,1	31,7	22,6	41,9	29,9	55,4	35,4	65,6	40,9	75,7	44,1	81,7	48,1	89,1	53,6	99,3
2 h	18,4	25,6	24,2	33,6	32,0	44,4	37,8	52,5	43,6	60,6	47,0	65,3	51,3	71,3	57,2	79,4
3 h	20,3	18,8	26,7	24,7	35,1	32,5	41,5	38,4	47,8	44,3	51,5	47,7	56,2	52,0	62,6	58,0
4 h	21,8	15,1	28,6	19,9	37,5	26,0	44,3	30,8	51,1	35,5	55,0	38,2	60,0	41,7	66,7	46,3
6 h	24,1	11,2	31,5	14,6	41,2	19,1	48,6	22,5	56,0	25,9	60,3	27,9	65,7	30,4	73,1	33,8
9 h	26,7	8,2	34,7	10,7	45,3	14,0	53,3	16,5	61,4	19,0	66,1	20,4	72,0	22,2	80,0	24,7
12 h	28,6	6,6	37,2	8,6	48,4	11,2	57,0	13,2	65,5	15,2	70,5	16,3	76,8	17,8	85,3	19,7
18 h	31,7	4,9	41,0	6,3	53,2	8,2	62,5	9,6	71,8	11,1	77,3	11,9	84,1	13,0	93,4	14,4
24 h	34,0	3,9	43,9	5,1	56,9	6,6	66,8	7,7	76,7	8,9	82,4	9,5	89,7	10,4	99,6	11,5
48 h	41,2	2,4	50,9	2,9	63,7	3,7	73,3	4,2	83,0	4,8	88,7	5,1	95,8	5,5	105,5	6,1
72 h	46,1	1,8	55,7	2,1	68,3	2,6	77,8	3,0	87,4	3,4	93,0	3,6	100,0	3,9	109,6	4,2

### Legende

T Wiederkehrintervall, Jährlichkeit in [a]: mittlere Zeitspanne, in der ein Ereignis einen Wert einmal erreicht oder überschreitet  
 D Dauerstufe in [min, h]: definierte Niederschlagsdauer einschließlich Unterbrechungen  
 hN Niederschlagshöhe in [mm]  
 rN Niederschlagsspende in [l/(s·ha)]

Für die Berechnung wurden folgende Grundwerte verwendet:

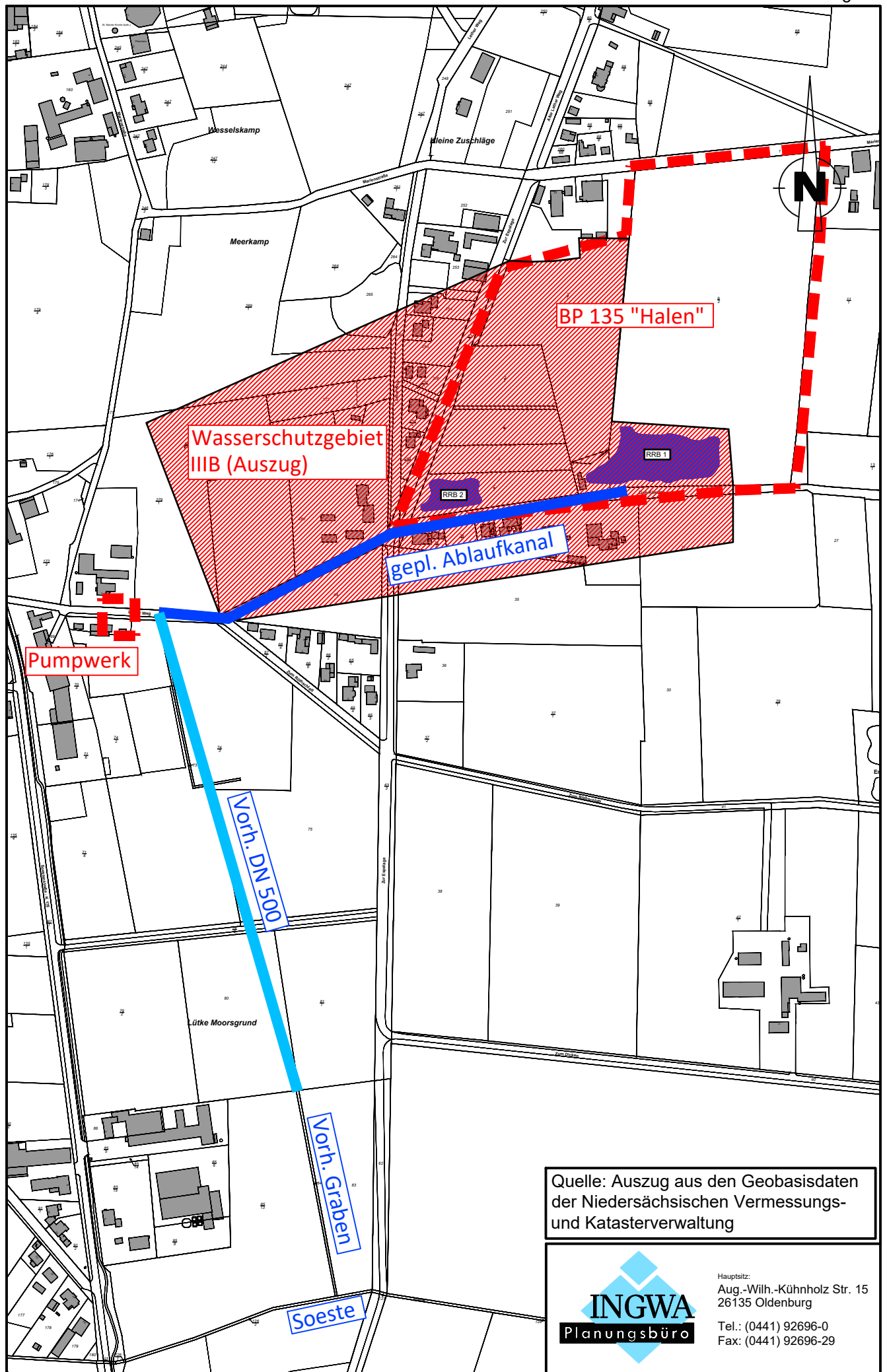
Wiederkehrintervall	Klassenwerte	Niederschlagshöhen hN [mm] je Dauerstufe			
		15 min	60 min	24 h	72 h
1 a	Faktor [-]	DWD-Vorgabe	DWD-Vorgabe	DWD-Vorgabe	DWD-Vorgabe
	[mm]	9,90	15,50	34,00	46,10
100 a	Faktor [-]	DWD-Vorgabe	DWD-Vorgabe	DWD-Vorgabe	DWD-Vorgabe
	[mm]	28,20	49,00	99,60	109,60

Wenn die angegebenen Werte für Planungszwecke herangezogen werden, sollte für rN(D;T) bzw. hN(D;T) in Abhängigkeit vom Wiederkehrintervall

- bei  $1 \text{ a} \leq T \leq 5 \text{ a}$  ein Toleranzbetrag von  $\pm 10 \%$ ,
- bei  $5 \text{ a} < T \leq 50 \text{ a}$  ein Toleranzbetrag von  $\pm 15 \%$ ,
- bei  $50 \text{ a} < T \leq 100 \text{ a}$  ein Toleranzbetrag von  $\pm 20 \%$

Berücksichtigung finden.

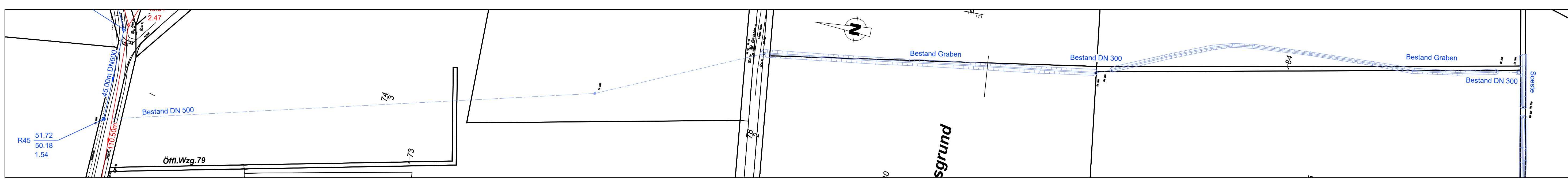
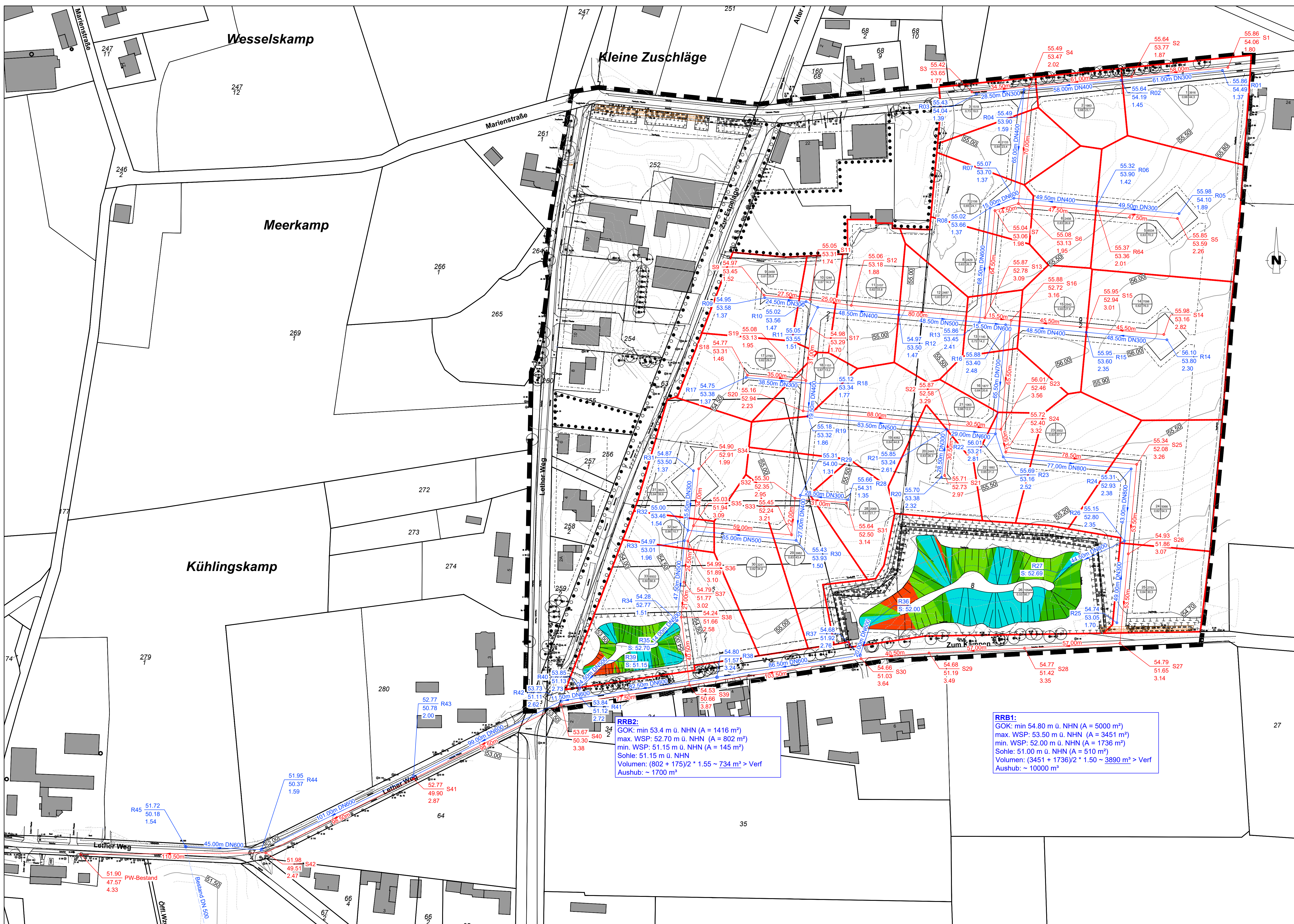




Quelle: Auszug aus den Geobasisdaten der Niedersächsischen Vermessungs- und Katasterverwaltung

**INGWA**  
Planungsbüro

Hauptsitz:  
Aug.-Wilh.-Kühnholz Str. 15  
26135 Oldenburg  
Tel.: (0441) 92696-0  
Fax: (0441) 92696-29



# Planzeichenerklärung

- Einzugsgebietsgrenze
- Nr. des Einzugsgebietes
- Fläche in m²
- Abfluß für T=2a: D=10min:  
r=17.7 l/s\*ha (DWD 2010R)
- Abflußbeiwert  $\psi$
- Geplanter Regenwasserkanal**
  - Kanal mit Fließrichtung
  - Kanalschacht DN 1000
  - OK Deckel in m NN
  - Schachtbezeichnung
  - Schachtschle
  - Schachttiefe
- Geplanter Schmutzwasserkanal**
  - Kanal mit Fließrichtung
  - Kanalschacht DN 1000
  - OK Deckel in m NN
  - Schachtbezeichnung
  - Schachtschle
  - Schachttiefe
- Geplante Regenrückhaltebecken**
  - Böschung 1:3 oder steiler
  - Böschung 1:3 bis 1:4
  - Böschung 1:4 bis 1:5
  - Böschung 1:5 oder flacher
  - min. WSP
  - max. WSP

**RRB2:**  
 GOK: min 53.4 m ü. NHN (A = 1416 m²)  
 max. WSP: 52.70 m ü. NHN (A = 802 m²)  
 min. WSP: 51.15 m ü. NHN (A = 145 m²)  
 Sohle: 51.15 m ü. NHN  
 Volumen:  $(802 + 175) \cdot 1.55 \sim 734 \text{ m}^3 > \text{Verf}$   
 Aushub:  $\sim 1700 \text{ m}^3$

**RRB1:**  
 GOK: min 54.80 m ü. NHN (A = 5000 m²)  
 max. WSP: 53.50 m ü. NHN (A = 3451 m²)  
 min. WSP: 52.00 m ü. NHN (A = 1736 m²)  
 Sohle: 51.00 m ü. NHN (A = 510 m²)  
 Volumen:  $(3451 + 1736) \cdot 1.50 \sim 3890 \text{ m}^3 > \text{Verf}$   
 Aushub:  $\sim 10000 \text{ m}^3$

## ENTWURF

		Jacobs
Datum	Änderung	Unterschrift
<b>Bebauungsplan Nr. 135 "Halen"</b>		
Planart:	Maßstab:	1:1000
Lageplan	Datum:	07.06.2021
Oberflächenentwässerung	Gezeichnet:	Jacobs
	Geprüft:	14.06.2021
	Projekt:	49685-183
	Blatt-Größe:	0,65x1,00
	Blatt:	3

