

## INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
<b>1 Vorhabensträger</b>	<b>2</b>
<b>2 Zweck des Vorhabens</b>	<b>2</b>
<b>3 Bestehende Verhältnisse</b>	<b>3</b>
3.1 Struktur der Stadt Straubing	3
3.2 Bestehende Kanalisation	3
3.3 Berechnungsgrundlagen	3
<b>4 Zusammenstellung und Wertung der Ergebnisse</b>	<b>4</b>
4.1 Bestandsberechnung	4
4.2 Sanierungsberechnung	17
<b>5 Kostenvergleichsrechnung</b>	<b>30</b>
5.1 Investitionskosten	31
5.2 Laufende Kosten	32
5.4 Reinvestitionskosten	34
5.5 Projektkostenbarwerte	35
5.6 Sensibilitätsanalyse	37
5.7 Zusammenfassung	40

## **1 Vorhabensträger**

Der Vorhabensträger ist die SER – Straubinger Stadtentwässerung und Straßenreinigung, vertreten durch Frau Dipl.-Ing. (univ.) Cristina Pop.

### **Die Postanschrift lautet:**

SER – Straubinger Stadtentwässerung und Straßenreinigung  
Imhoffstraße 97  
94315 Straubing

## **2 Zweck des Vorhabens**

Die SEHLHOFF GMBH hat für die SER – Straubinger Stadtentwässerung und Straßenreinigung mit Datum vom 30. November 2016 für die Mischwasserbehandlung eine Schmutzfrachtsimulation im Nachweisverfahren nach dem Arbeitsblatt DWA-A 128 durchgeführt. Aus dieser Überrechnung ergibt sich ein Sanierungsbedarf.

In der Studie wurden Lösungen dargestellt, mittels derer die Schmutzfrachtkriterien nach DWA-A 128 eingehalten werden können. Nachdem das Berechnungsverfahren KOSIM vom Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie GmbH (ITWH GmbH), Hannover jedoch ein hydrologisches Modell darstellt, bei dem das tatsächliche hydraulische Abflussverhalten im Kanalnetz unberücksichtigt bleibt, mussten für die einzelnen Sanierungsvorschläge die hydraulischen Auswirkungen auf das Kanalnetz überprüft werden.

Die Straubinger Stadtentwässerung und Straßenreinigung hat daher die SEHLHOFF GMBH mit Datum vom 26. / 21. September 2016 mit einer hydrodynamischen Berechnung des Kanalnetzes beauftragt.

Grundlage hierfür ist das Leistungs- und Honorarangebot der SEHLHOFF GMBH vom 3. August 2016.

Aufgabe ist es zunächst, das Abflussverhalten im bestehenden Kanalnetz wirklichkeitsnah darzustellen und damit vorhandene Problembereiche aufzuzeigen.

Im Weiteren soll dann insbesondere geprüft werden, wie sich die in der Schmutzfrachtberechnung vorgesehenen Sanierungsmaßnahmen auswirken.

Schwerpunkt sind die Konzepte in den Bereichen Gscheiderbrückl und Pumpstation Peterskirche.

Nicht zuletzt sollen die aus der hydraulischen Berechnung gewonnenen Ergebnisse, hinsichtlich tatsächlicher Drosselabflüsse und Entlastungswassermengen, die bisherigen Ansätze in der Schmutzfrachtberechnung, die teilweise noch aus dem alten generellen Entwässerungsplan (GEP) abgeleitet wurden, ersetzen und in Folge die Antragswerte für den noch zu stellenden Wasserrechtsantrag präzisieren.

### **3 Bestehende Verhältnisse**

#### **3.1 Struktur der Stadt Straubing**

Die Stadt Straubing hat im untersuchten Einzugsgebiet nach derzeitigem Stand rund 50.000 angeschlossene Einwohner.

Die Hauptorte im Einzugsgebiet der Kläranlage sind neben Straubing, auch die Stadtteile/Ortsteile Kay, Alburg, Kagers, Gstütt, Ittling, Sossau, Hornstorf, Unterzeitldorn, und Aiterhofen.

Die Siedlungsstruktur besteht innerorts fast durchwegs aus Wohnbebauung, im Osten Straubings befinden sich die Gewerbe- und Industriegebiete.

Der Berechnung wurden folgende Einwohnerzahlen zugrunde gelegt:

Straubing Stadt	40.438 EW
Kagers	1.111 EW
Hornstorf, Sossau, Unterzeitldorn, Gstütt	901 EW
Kay	36 EW
Aiterhofen	3.435 EW
Ittling, Öbling	1.239 EW
Hofstetten, Alterberg, Dornierstr., Aiterhofenerstraße	
<u>Erletacker</u>	<u>2.840 EW</u>
Summe Kläranlage Straubing (ohne Sand)	50.000 EW

#### **3.2 Bestehende Kanalisation**

Der Innenstadtbereich wird ausschließlich im Mischsystem entwässert. Randbereiche (Kagers, Hornstorf, Gstütt, Frauenbrünnl, Unterzeitldorn, Sossau) und neuere Wohn- und Gewerbegebiete an der Peripherie werden im Trennverfahren entsorgt. Die Einzugsbereiche und Bauwerke sind in den Lageplänen des Anhangs 2 dargestellt.

Die Kanalnetzdaten wurden aus dem Kanalkataster der SER in die Modelldatenbank GIPS (ITWH GmbH) übernommen.

Die Bauwerksdaten wurden aus den vorhandenen Bestandsplänen entnommen und nach Angaben der Stadt Straubing, sowie mittels Nachvermessungen der sanierungsrelevanten Bauwerke ergänzt.

#### **3.3 Berechnungsgrundlagen**

##### **3.3.1 Trockenwetterabfluss**

Für die Schmutzfrachtsimulation vom November 2016 wurde ein mittlerer Trockenwetterabfluss von  $Q_{tm} = 181$  l/s zur Kläranlage ermittelt. Darin beinhaltet ist auch der Fremdwasserabfluss.

Die Ermittlungsgrundlagen sind in der Dokumentation der Schmutzfrachtsimulation vom November 2016 aufgezeigt.

Für die vorliegende hydrodynamische Kanalnetzberechnung wurde dieser Wert übernommen, wobei die Aufteilung längenproportional auf die vorhandenen Mischwasserhaltungen erfolgte.

### 3.3.2 Ermittlung der befestigten Flächen ( $A_{\text{u}}$ )

Die abflusswirksamen Flächen wurden aus der Datenbank der Stadt Straubing zur Ermittlung der Niederschlagswassergebühren übernommen.

Bei der Ermittlung wurde für jedes Bauwerk die zugehörige Einzugsfläche ermittelt, differenziert nach Straßen-, Dach-, teil- und vollversiegelten Flächen.

Die Aufteilung der Flächen auf die Mischwasserhaltungen erfolgte mittels des Programmmoduls GIPS.

In Bereichen mit parallel verlegten Kanalhaltungen und reinen Schmutzwasserleitungen erfolgte die Flächenzuordnung im Rahmen einer manuellen Nachbearbeitung.

### 3.3.3 Berechnungsregen

Erste Berechnungsgänge mit Modellregen des Typs Euler II führten nach Auswertung und Abstimmung mit dem Auftraggeber zu Ergebnissen, die offensichtlich zu extrem waren.

Entsprechend den Empfehlungen des Bayerischen Landesamts für Umwelt im Merkblatt 4.3/3 Anlage 1 vom 19. Oktober 2001, wurden daher Modellregen nach Otter-Königer verwendet.

Für die Bestandsberechnung wurden Regen der Dauerstufen 15 min, 30 min, 60 min und 120 min mit einer Wiederkehrzeit von 2 Jahren gerechnet.

Die Ergebnisse zeigten eine hohe Übereinstimmung mit den vor Ort beobachteten Überlastungserscheinungen.

## **4 Zusammenstellung und Wertung der Ergebnisse**

### 4.1 Bestandsberechnung

Die nachstehenden Abbildungen zeigen jeweils exemplarisch das Berechnungsergebnis bei der Dauerstufe 60 min und einer Wiederkehrzeit von  $T = 2$  (2-jährig). Bei Regen mit anderen Dauerstufen sind die Ergebnisse qualitativ vergleichbar, insbesondere bei den berechneten Drosselabflüssen aus den Mischwasserbehandlungsanlagen sogar gleich.

#### 4.1.1 RUE XVIII Alburg – Kapellerstraße

Der Regenüberlauf (RUE) verfügt über eine seitliche Entlastungsschwelle mit einer Länge von 6 m. Die Drossel ist als DN 250, die Entlastungsleitung zum Allachbach als DN 500 ausgeführt. Die Drosselleistung ist auf maximal  $Q = 130$  l/s begrenzt (laut GEP, laut SER sind keine ortsfesten Durchflussmessungen vorhanden).

Die Simulation in HYSTEM erfolgte mit den tatsächlichen Bauwerksdaten und der Rohrdrossel im Ablauf.

Aus der Bestandsberechnung (Abbildung 1) ergab sich eine gute Übereinstimmung mit dem Ansatz aus dem GEP.

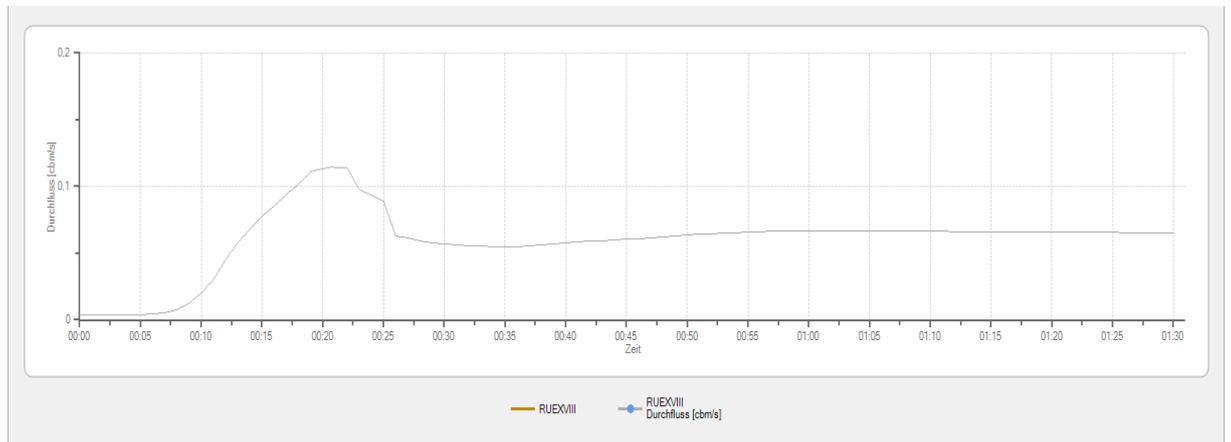


Abbildung 1: Bestandsberechnung Drosselablauf RUE XVIII

#### 4.1.2 DBN XVII Alburg

Das Regenüberlaufbecken (RÜB) XVII ist ein Rundbecken und wurde simuliert als Durchlaufbecken im Nebenschluss (DBN) mit Klär- (Schwellenlänge 3 m) und Beckenüberlauf (Schwellenlänge 6 m) entsprechend den vorliegenden Bestandsplänen. Das nutzbare Volumen wurde mit  $V = 358 \text{ m}^3$  angesetzt. Die Drosselleistung ist mittels E-Schieber und induktivem Durchlaufmesser auf maximal  $Q = 40 \text{ l/s}$  geregelt (Angabe Stadt Straubing). Die Simulation in HYSTEM erfolgte als Regler mit konstantem Abfluss.

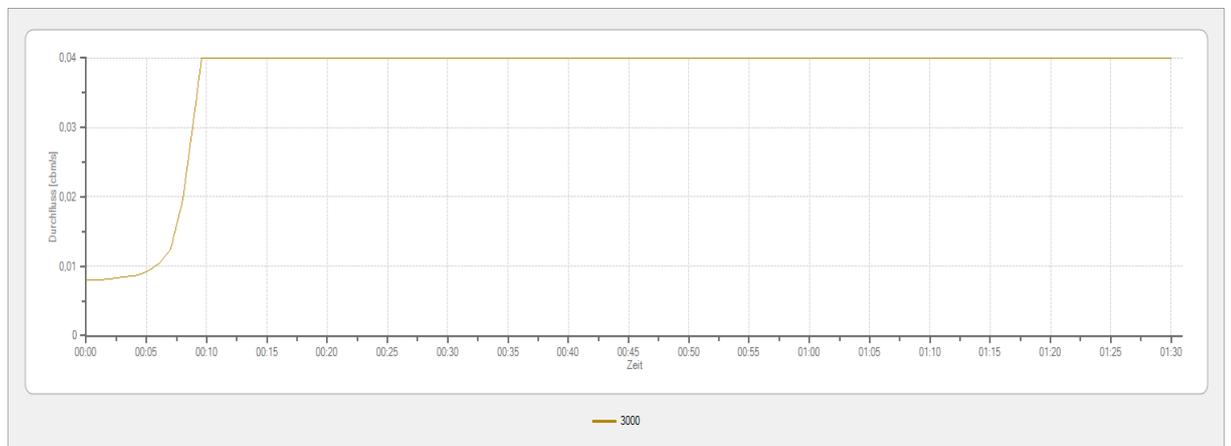


Abbildung 2: Bestandsberechnung Drosselablauf DBN XVII

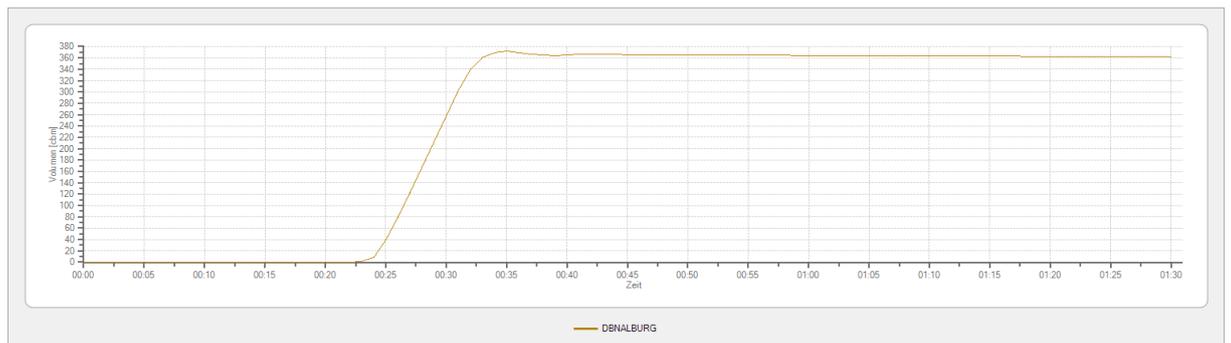


Abbildung 3: Bestandsberechnung Nutzvolumen DB XVII

#### 4.1.3 RUE XVI Hermann-Stiefvater-Ring

Die Drosselleistung, geregelt durch die Pumpanlage PW XII im Ablauf, ist auf maximal  $Q = 50 \text{ l/s}$  begrenzt (Angabe SER). Die Simulation erfolgte in HYSTEM mittels einstufiger Pumpe.

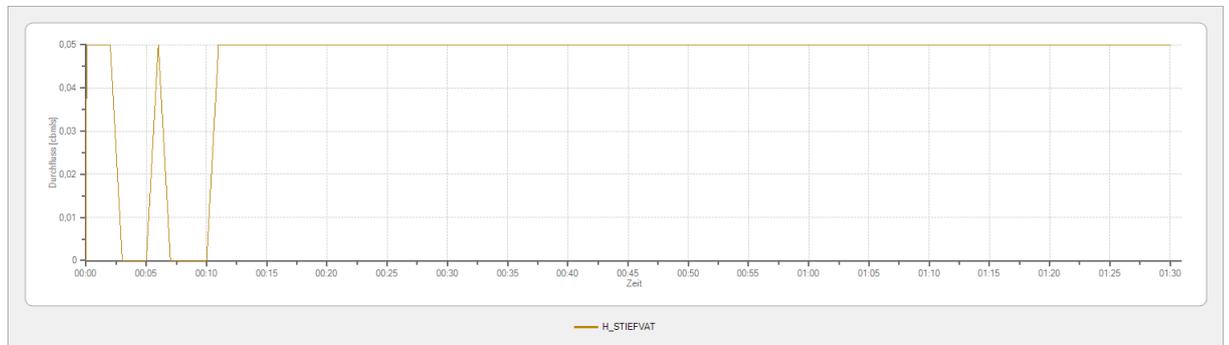


Abbildung 4: Bestandsberechnung Förderleistung Pumpanlage PW XII

#### 4.1.4 RUE XIII Gabelsberger Straße

Der RUE XIII verfügt über eine seitliche Entlastungsschwelle mit einer Länge von 5 m. Die Drossel ist als DN 500, die Entlastungsleitung zum Allachbach als DN 800 ausgeführt. Laut GEP leistet die Drossel  $550 \text{ l/s}$ .

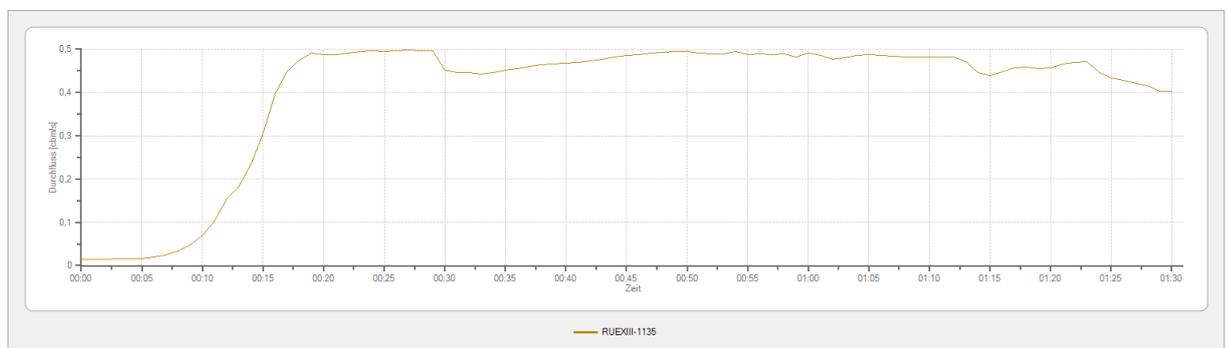


Abbildung 5: Bestandsberechnung Drosselleistung RUE XIII

Die Drosselleistung ist laut Berechnung (Abbildung 5) mit ca.  $Q_{dr} = 500 \text{ l/s}$  etwas geringer. Das ist zurückzuführen auf den Einstau durch die nachfolgenden Haltungen (Abbildung 6).

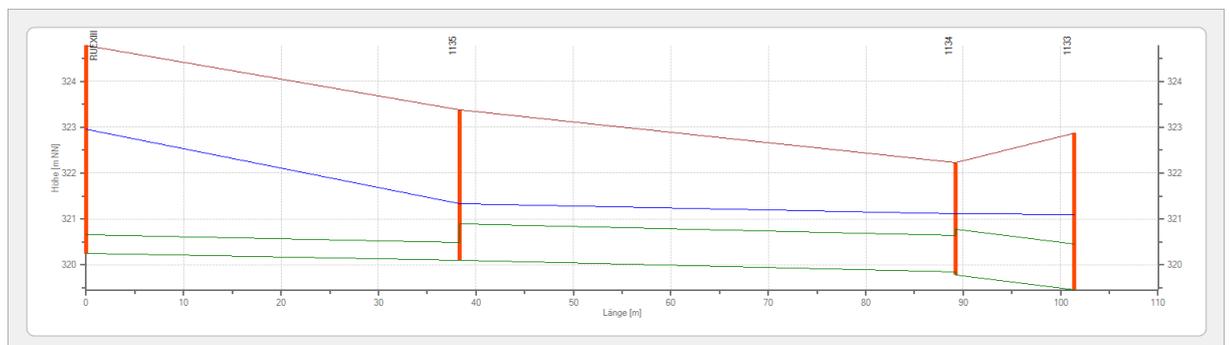


Abbildung 6: Bestandsberechnung Längsschnitt Ablauf vom RUE XIII

Der Berechnungswert wurde entsprechend in die Schmutzfrachtsimulation übernommen.

#### 4.1.5 RUE VIII Äußere Passauer

Der Regenüberlauf entlastet den Zulauf aus dem vorgelagerten Einzugsgebiet der Äußeren Passauer Straße und der Landshuter Straße. Er ist ausgeführt mit einer seitlichen Entlastungsschwelle mit einer Länge von 10 m. Eine Steuerung des Mischwasserablaufs in die abgehenden DN 500 und DN 1000 Leitungen ist derzeit nicht möglich.

Die Entlastungsleitung zum Allachbach ist als DN 1400 ausgeführt. Die Drosselleistung ist laut GEP auf maximal  $Q = 732$  l/s begrenzt.

Nach Angabe der Stadt Straubing ist die Durchflussmessung in Richtung DB V (DN 500) derzeit ohne Funktion (verschlammte regelmäßig, beziehungsweise liefert sehr ungenaue Daten).

Der Bestandsberechnung in der Schmutzfrachtsimulation wurde ein Drosselablauf von  $Q = 732$  l/s zugrunde gelegt.

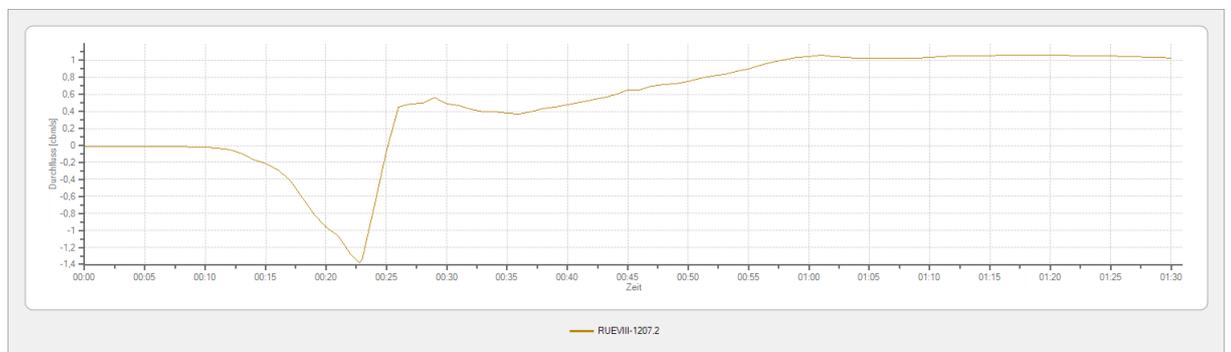


Abbildung 7: Bestandsberechnung Drosselablauf RUE VIII

Die Bestandsberechnung zeigt in Abbildung 7 ein stark instationäres Abflussverhalten auf. Es ist abhängig von den Wasserständen im Hauptsammler der Bachstraße in Verbindung mit dem Becken DB V.

#### 4.1.6 DB V an der Pointstraße

Das Regenüberlaufbecken (RÜB) besteht aus einem rechteckigen, unterirdischen Stahlbetonbecken (Maße: Länge 28,00 m, Breite 12,00 m, mittlere Tiefe rund 1,80 m => Beckenvolumen von rund 600 m<sup>3</sup>). Es wurde simuliert als Durchlaufbecken im Hauptschluss mit Klär- und Beckenüberlauf entsprechend den vorliegenden Bestandsplänen. Die Drosselleistung ist auf maximal  $Q = 600$  l/s voreingestellt (Angabe Stadt Straubing). Die Simulation in HYSTEM erfolgte mittels eines Reglers.

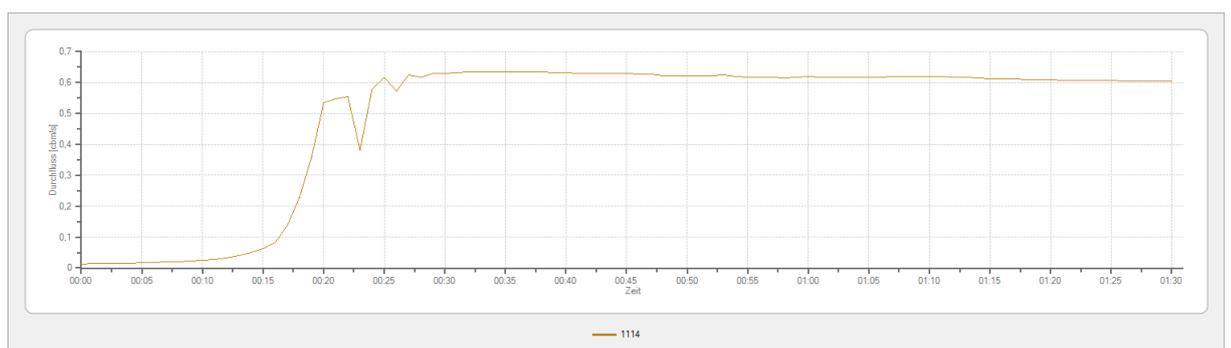


Abbildung 8: Bestandsberechnung Drosselablauf DB V

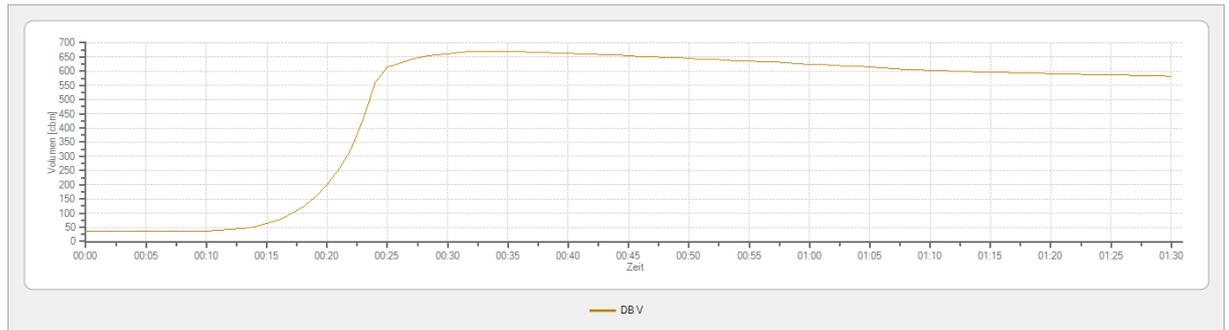


Abbildung 9: Bestandsberechnung Nutzvolumen DB V

#### 4.1.7 NA (RUE XII) Gscheiderbrückl

Hier werden die Mischwasser der Hauptsammler aus Richtung „Am Hagen“ (Ei 800/1200) und „Rentamtsberg“ (DN 800) zusammengeführt und bei Starkregenereignissen zum Mahlbusen des Moosgrabens (Schöpfwerk) abgeschlagen. Die Weiterförderung erfolgt über das PW X. Die Drosselleistung durch die Pumpenleistung ist auf  $Q = 100 \text{ l/s}$  begrenzt (Angabe SER).

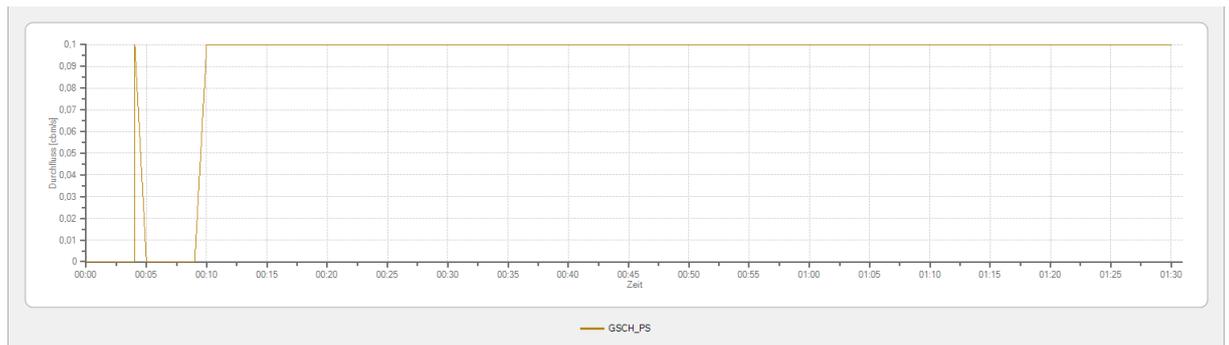


Abbildung 10: Bestandsberechnung Pumpwerksleistung Gscheiderbrückl

Die Simulation in HYSTEM erfolgte mittels einer einstufigen Pumpe.

#### 4.1.8 NA (RUE VII) Petersgasse

Der RUE VII verfügt über eine seitliche Entlastungsschwelle mit einer Länge von 8 m. Das nachfolgende Stauraumprofil ist als Ei 800/1200, die Entlastungsleitung zur Donau als DN 1000 ausgeführt. Die Drosselleistung ist auf maximal  $Q = 1545 \text{ l/s}$  begrenzt (laut GEP).

Gewählt wurde für die Schmutzfrachtsimulation das vorliegende Rechenergebnis aus der alten Berechnung mittels Extran (Büro Coplan) mit  $Q_{\max} = 1491 \text{ l/s}$ .

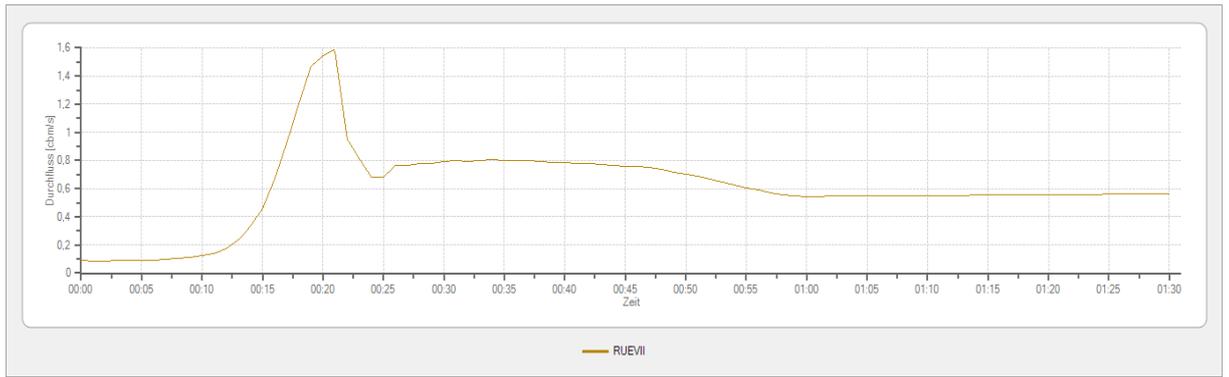


Abbildung 11: Bestandsberechnung Ablauf am RUE VII

Das Berechnungsergebnis liegt laut Abbildung 11 im Durchschnitt darunter.

#### 4.1.9 RUE VI Heerstraße

Die Drossel ist als DN 600, die Entlastungsleitung zum Allachbach als DN 700 ausgeführt. Die Drosselleistung ist auf maximal  $Q = 483 \text{ l/s}$  begrenzt (entsprechend GEP, laut SER sind keine ortsfesten Durchflussmessungen vorhanden).

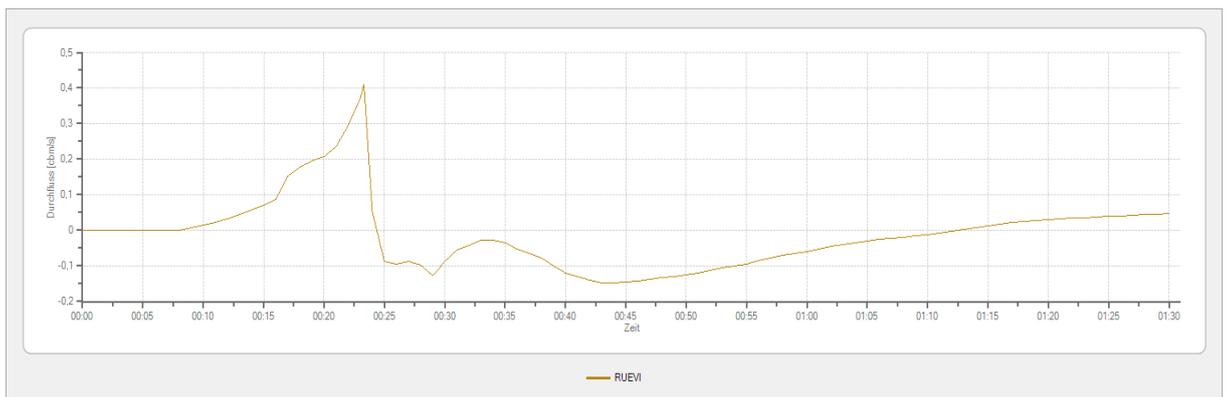


Abbildung 12: Bestandsberechnung Drosselablauf RUE VI

Dieser Ansatz lässt sich durch die Berechnung nicht bestätigen.

Der Regenüberlauf ist nach Abbildung 13 ablaufseitig von der Pumpstation Peterskirche her eingestaut, so dass sich teilweise sogar die Durchflussrichtung umkehrt (Abbildung 12).

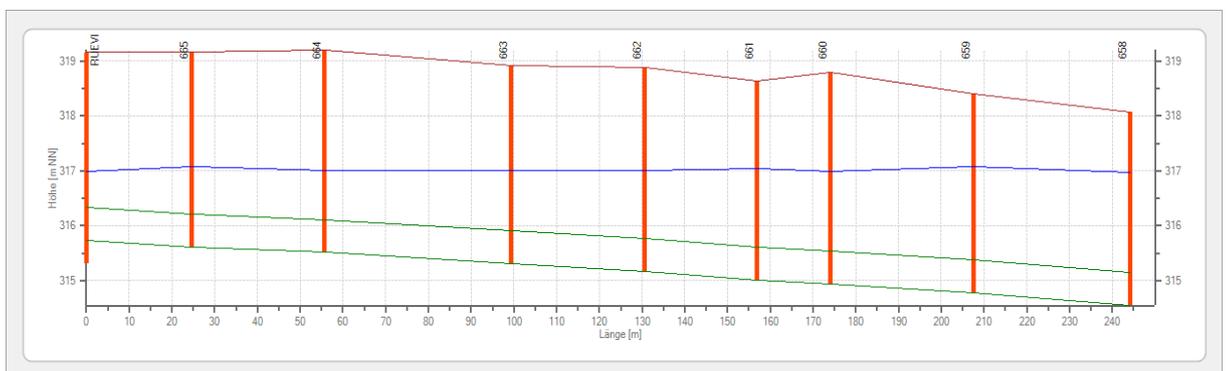


Abbildung 13: Bestandsberechnung Längsschnitt Ablauf aus RUE VI

#### 4.1.10 NA (RUE II) Schanzlweg

Das Mischwasser der westlich des Allachbaches liegenden Einzugsgebiete unterquert den Allachbach bei der Peterskirche und wird zusammen mit dem Zulauf aus Richtung Schanzlweg dem Sammelschacht des Pumpwerkes III (Schanzlweg) zugeführt. Das Pumpwerk III fördert den Mischwasserabfluss  $Q_m$  mittels dreier trocken aufgestellter Pumpen in eine DN 400 Leitung. Die Drosselleistung ist auf maximal  $Q = 324$  l/s begrenzt (laut Schömb's GmbH Elektronik, Zeitlarn).

Der RUE wurde als Fangbecken im Hauptschluss simuliert.

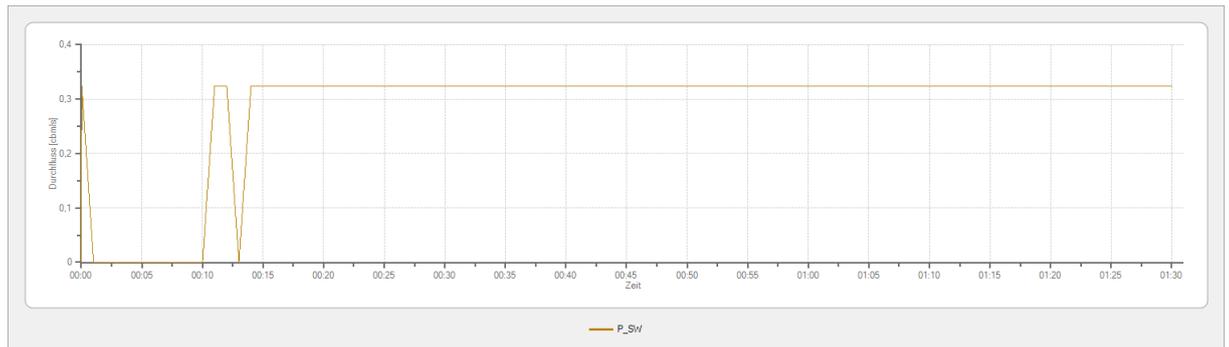


Abbildung 14: Bestandsberechnung Pumpleistung am PS Schanzlweg

Als Beckenvolumen wurde die innerhalb der Pumpanlage vorhandene Grundfläche der Pumpenvorlage mit den tatsächlichen Höhen der Entlastungsleitung angesetzt. Laut Abbildung 15 ergibt sich damit bis zum aktuellen Beckenüberlauf ein nutzbares Volumen von ca.  $210 \text{ m}^3$ .

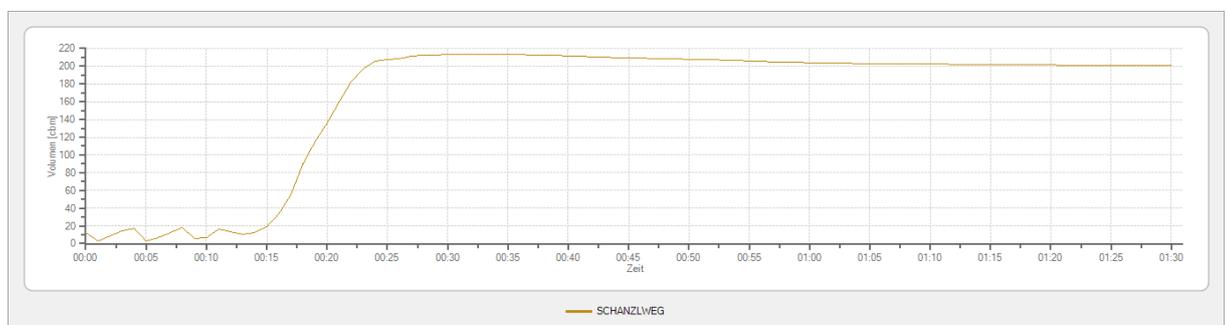


Abbildung 15: Bestandsberechnung Nutzvolumen PS Schanzlweg

#### 4.1.11 NA (PS V) Königshof

Der Notauslass (NA) entlastet den Zulauf, der die Förderleistung der Pumpanlage PS V übersteigt, in den Allachbach.

Die Drosselleistung ist auf maximal  $Q = 31,5$  l/s je Pumpe begrenzt (laut SER).

Über eine Verbindungsleitung wird mittels einer dritten Pumpe zusätzlich ein Teilstrom von  $Q = 50$  l/s über den Allachbach zum Ablauf aus dem RUE VI gepumpt.

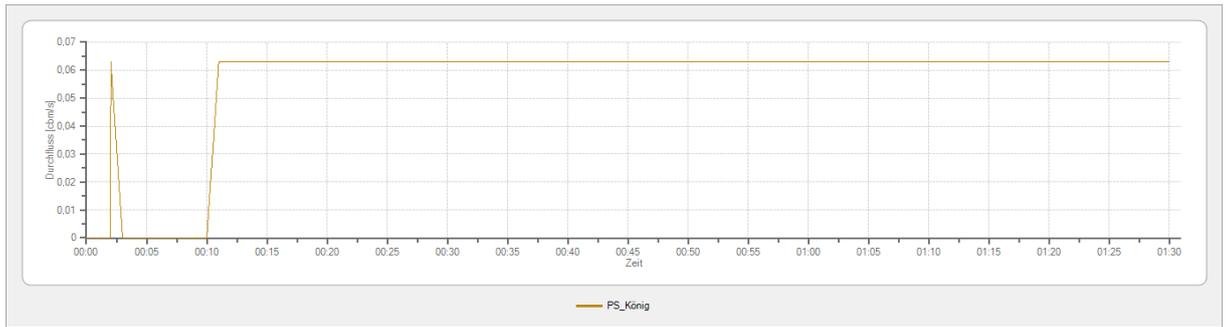


Abbildung 16: Bestandsberechnung Förderleistung am PS V in Richtung Ittlinger Straße

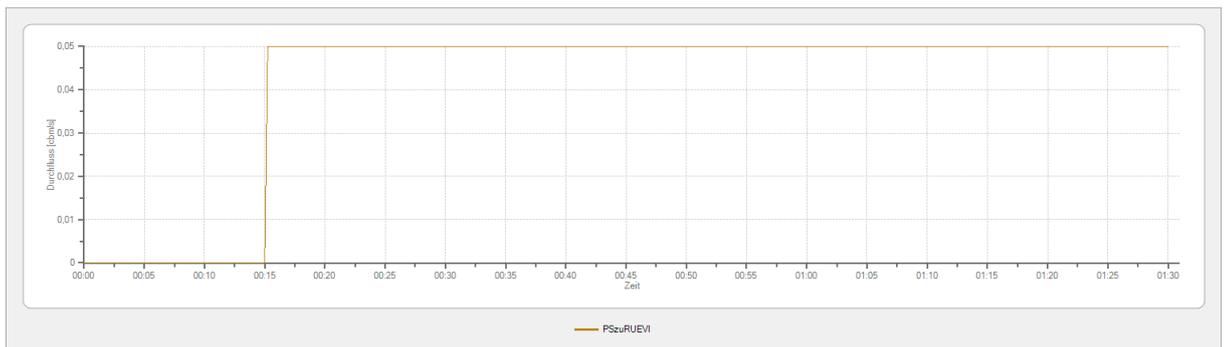


Abbildung 17: Bestandsberechnung Förderleistung am PS V in Richtung Heerstraße

#### 4.1.12 SKO St.-Nikola-Straße

Die vormaligen beiden Bauwerke RUE III und der Notauslass RUE IV wurden 2017 ersetzt durch einen Stauraumkanal mit oberliegender Entlastung (SKO )DN 2200. Der bestehende Kanal in der Pfauenstrasse wurde aus Rückstauvolumen mit einbezogen. Die neu gebaute Drossel in der Pfauenstrasse wurde auf  $Q_{dr} = 80 \text{ l/s}$  ausgelegt.

Das System wurde entsprechend den tatsächlichen Gegebenheiten mit einem Abflussregler in der Pfauenstraße gerechnet.

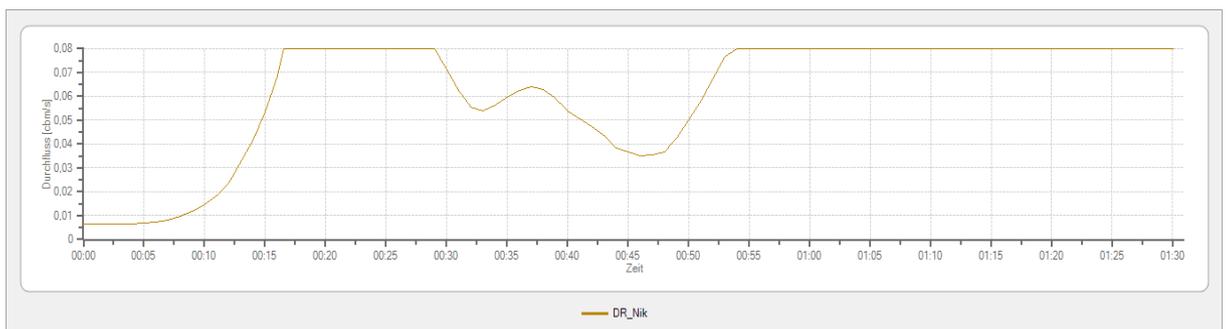


Abbildung 18: Bestandsberechnung Drosselabfluss am SKO St.-Nikola-Strasse

#### 4.1.13 NA (RUE IV) Rabenstraße

Entfällt, siehe Punkt 4.1.12

#### 4.1.14 DBN I An der Schanze

Das bestehende RÜB wurde simuliert als Durchlaufbecken im Nebenschluss mit Klär- und Beckenüberlauf entsprechend den vorliegenden Bestandsplänen. Das nutzbare Volumen wurde wasserstandsabhängig mit maximal 1.000 m<sup>3</sup> angesetzt.

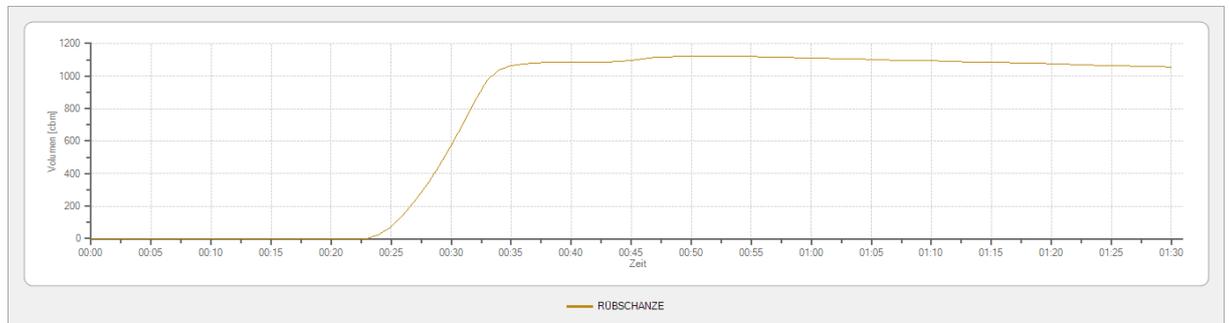


Abbildung 19: Bestandsberechnung Nutzvolumen im DB I

#### 4.1.15 RRB XXII Eichendorff-Straße

Das bestehende Regenrückhaltebecken (RRB) wurde simuliert mit einem Volumen von  $V = 1.580 \text{ m}^3$ .

Die Drosselleistung wurde entsprechend der Schmutzfrachtsimulation mittels einer fiktiven Pumpe auf 125 l/s begrenzt.

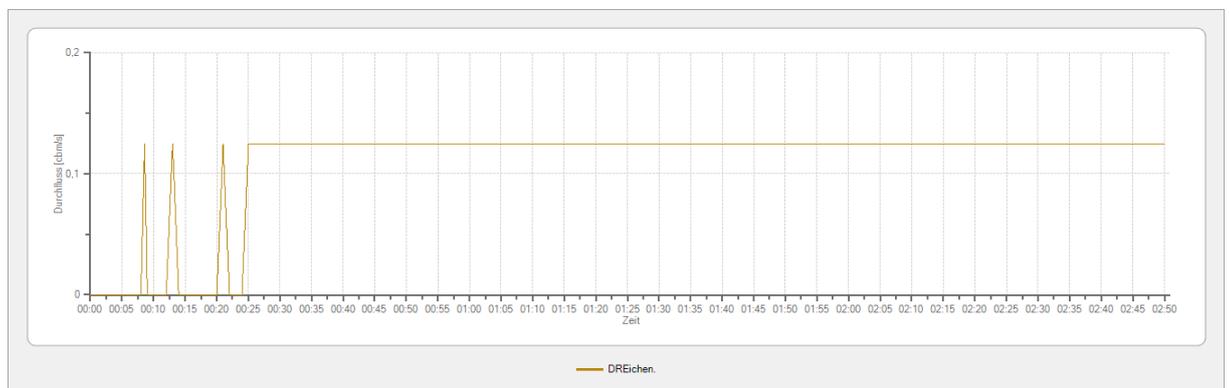


Abbildung 20: Bestandsberechnung Drosselleistung am RRB XXII

Beim Überschreiten eines Wasserstands von 329,00 m im Becken wird der Drosselablauf freigegeben, um einen Beckenüberlauf zu vermeiden.

In der Praxis wird dies nach den vorliegenden Informationen durch einen wasserstandabhängig gesteuerten Elektroschieber umgesetzt. In der Simulation erfolgt der Beckenüberlauf über eine fiktive Schwelle, über die bei vollem Becken in den vorhandenen Ablaufkanal entlastet wird.

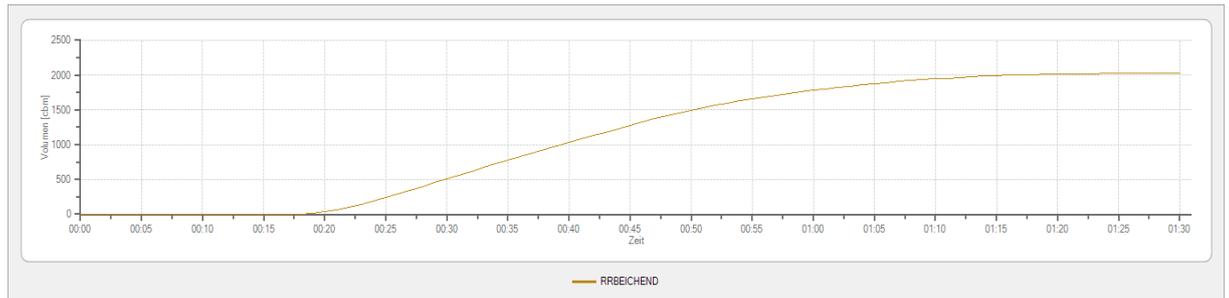


Abbildung 21: Bestandsberechnung Nutzvolumen im RRB XXII

#### 4.1.16 RRB XIV Mahkornstraße

Das bestehende RRB wurde simuliert als Stauraumkanal mit oben liegender Entlastung. Die Entlastung erfolgt mittels DN 500 über den Notauslass 11. Das nutzbare Volumen wurde mit  $V = 290 \text{ m}^3$  angesetzt. Die Drosselleistung ist durch die Pumpanlage am Ablauf auf maximal  $Q = 65 \text{ l/s}$  eingestellt (Angabe Stadt Straubing).

Die Pumpanlage wurde als Doppelpumpanlage simuliert.

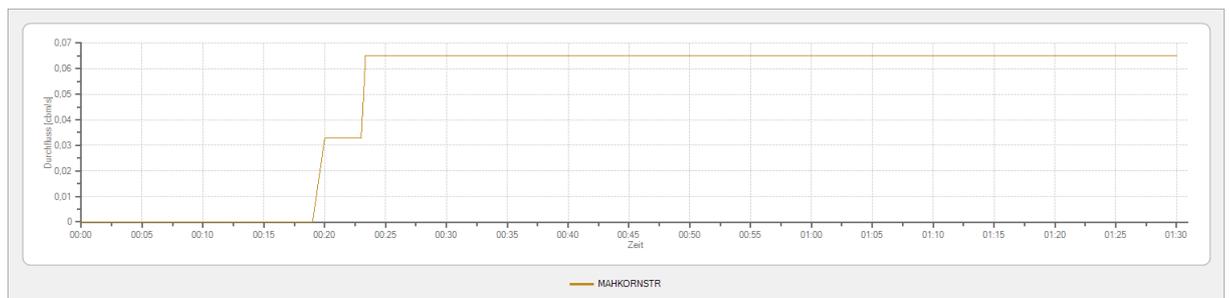


Abbildung 22: Bestandsberechnung Pumpleistung am RRB XIV

#### 4.1.17 NA 15 Wittelsbacherhöhe

Dieser Notauslass wurde inzwischen aufgelassen und wurde dementsprechend in der Bestandsberechnung nicht modelliert.

#### 4.1.18 NA 1251 Landshuter Straße

Dieser Notauslass wurde inzwischen aufgelassen und dementsprechend in der Bestandsberechnung nicht modelliert.

#### 4.1.19 NA 11 Veit-Stoß-Straße

Das Mischwasser, das sich im RRB XIV Mahkornstraße zurückstaut, wird hier entlastet (siehe Punkt 4.1.16). Der NA 11 wird als oben liegende Entlastung des RRB XIV Mahkornstraße mit den Kanaldaten laut Kataster simuliert.

#### 4.1.20 DB XIX Dornierstraße

Das bestehende RÜB wurde simuliert als Durchlaufbecken im Nebenschluss mit Klär- und Beckenüberlauf entsprechend den vorliegenden Bestandsplänen.

Das nutzbare Volumen wurde mit  $V = 325 \text{ m}^3$  angesetzt.

Der Drosselablauf ist über eine Pumpanlage mit  $Q = 100 \text{ l/s}$  definiert.

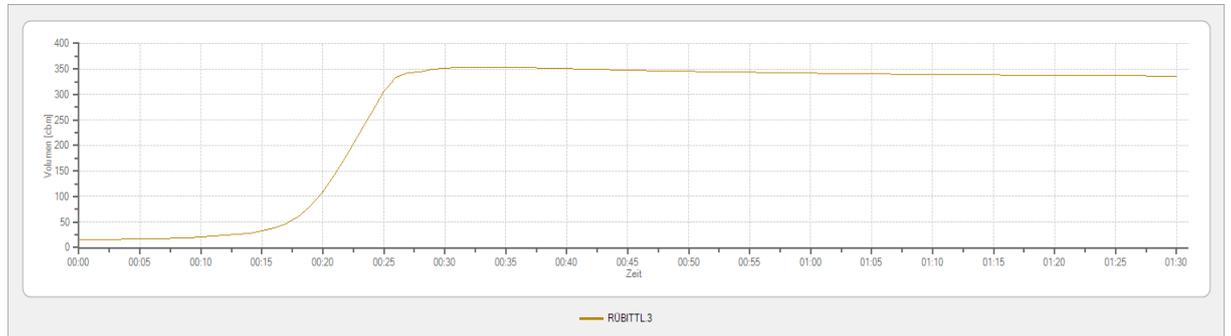


Abbildung 23: Bestandsberechnung Nutzvolumen DB IXI

#### 4.1.21 FB XX (Schlesische Straße)

Das bestehende RÜB wurde simuliert als Fangbecken (FB) im Nebenschluss. Das nutzbare Volumen wurde mit  $120 \text{ m}^3$  angesetzt.

Der Drosselablauf sollte ursprünglich über einen Hydroslide-Regler auf  $Q_{dr} = 20 \text{ l/s}$  begrenzt werden. Der Regler wurde wegen Funktionsproblemen jedoch ausgebaut.

Die seitens NIVUS durchgeführten Abflussmessungen ergeben auch nur Werte mit eingeschränkter Verwendbarkeit, wie aus nachstehendem Auszug zu ersehen ist.

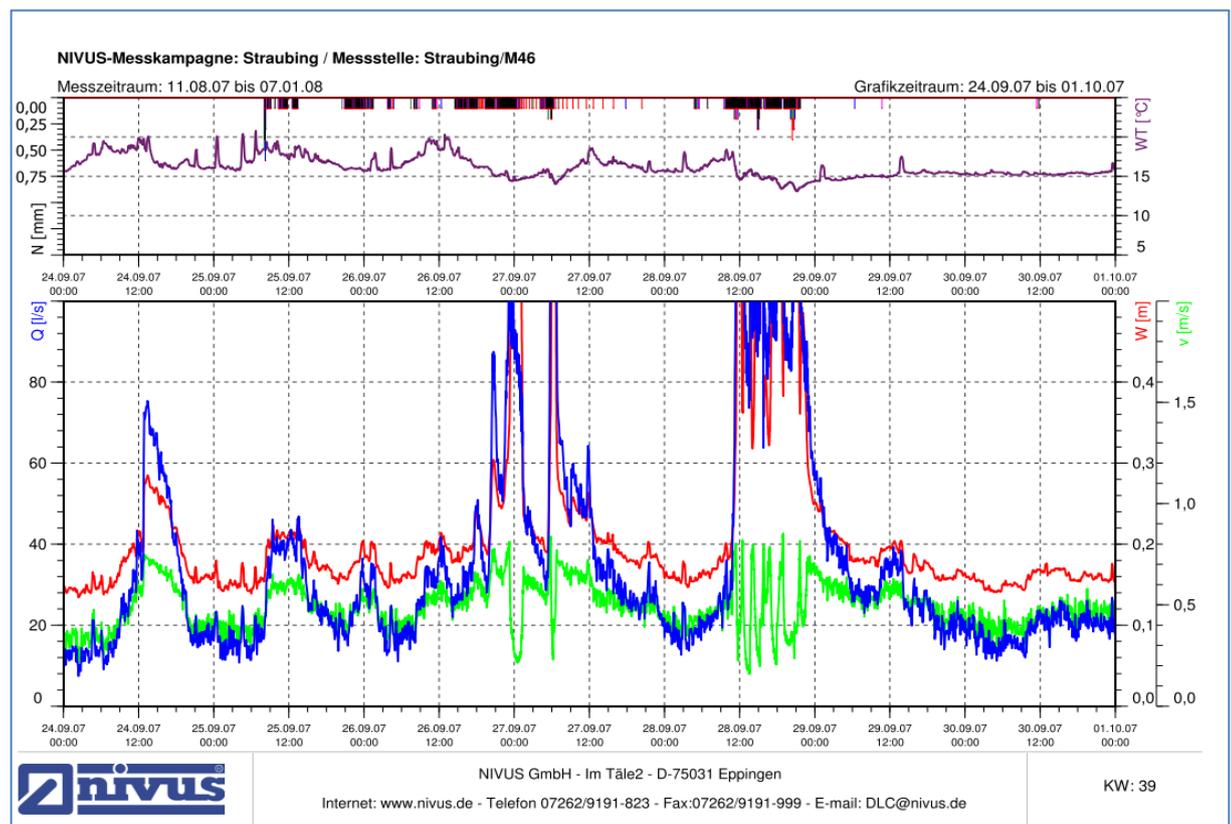


Abbildung 24: Abflussmessung NIVUS

Bei Vollenfüllung des Beckens ist demnach mit Abflüssen bis zu  $Q_{dr} > 100$  l/s zu rechnen.

Dies wurde durch das Berechnungsergebnis (Abbildung 25) bestätigt.

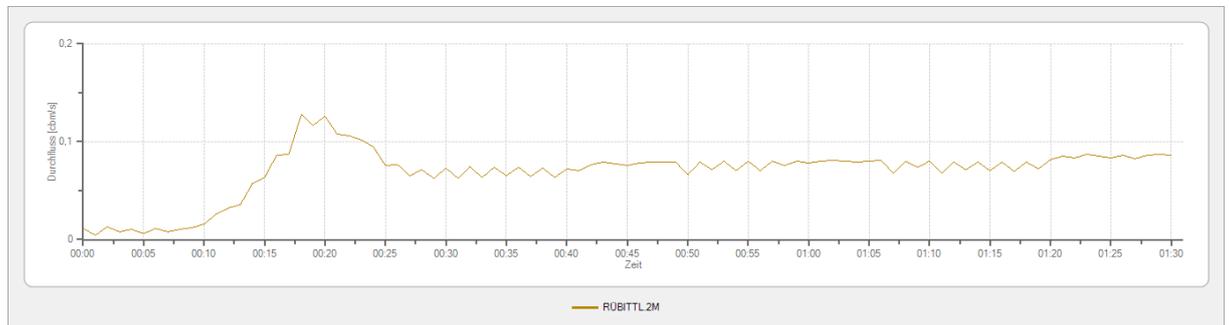


Abbildung 25: Bestandsberechnung Drosselablauf aus FBXX

#### 4.1.22 RUE XXI (Dornierstraße)

Die Drosselleistung wurde anhand der vorliegenden Bauwerksdaten in der Schmutzfrachtsimulation mit  $Q = 244$  l/s errechnet.

Laut Ergebnis EXTRAN liegt die tatsächliche Leistung deutlich höher bei rund 340 l/s. Damit entspricht der Ablauf genau dem nach DWA-A 128 erforderlichen Wert von  $Q_{krit}$ . Es erfolgte eine Übernahme des Berechnungsergebnis in die Schmutzfrachtsimulation.

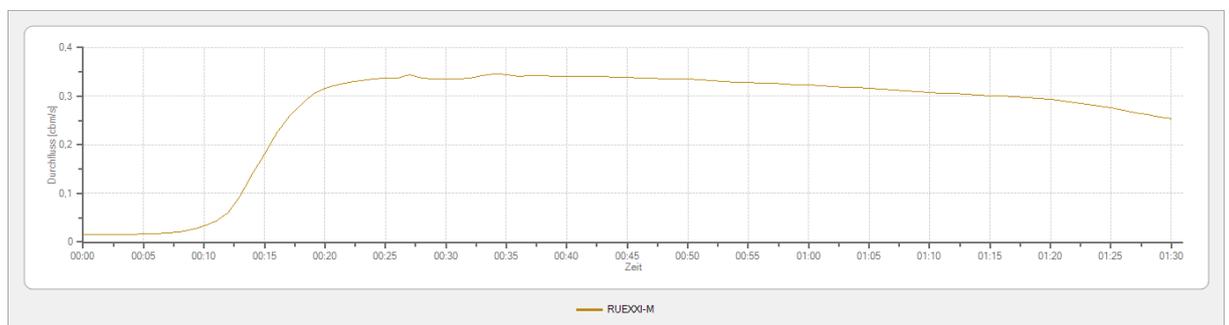


Abbildung 26: Bestandsberechnung Drosselablauf am RUE XXI

#### 4.1.23 SKO XX (Aiterhofener Straße)

Der Stauraumkanal ist ausgeführt als Eiprofil 1200/1800 mit einer Gesamtlänge von 86 m. Das Volumen beträgt  $V = 131$  m<sup>3</sup>.

Der Ablauf aus dem SKO wird geregelt über eine Pumpstation mit einer Förderleistung von  $Q = 42$  l/s.



Abbildung 27: Bestandsberechnung Drosselablauf am SKO XX

#### 4.1.24 NA Untere Bachstraße

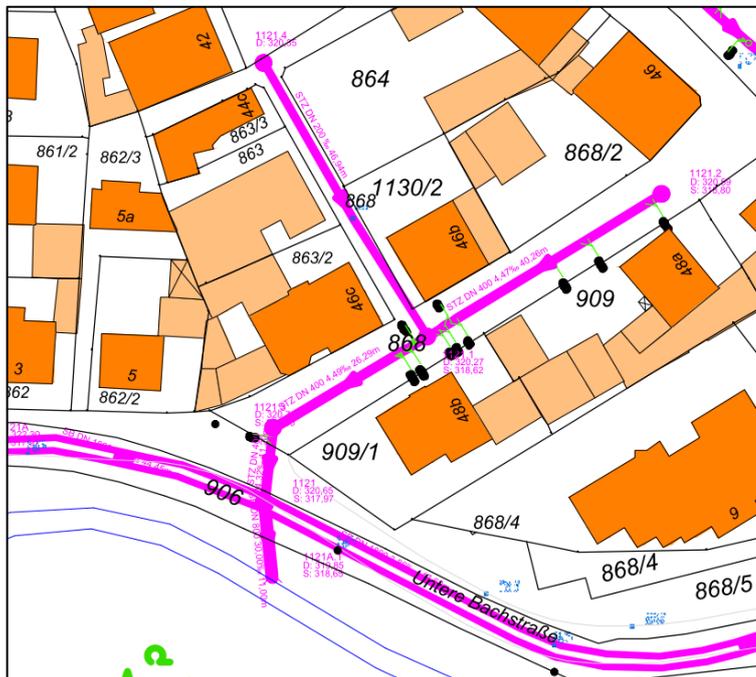


Abbildung 28: Bereich NA Untere Bachstrasse



#### 4.2.1 RUE XII Gscheiderbrückl

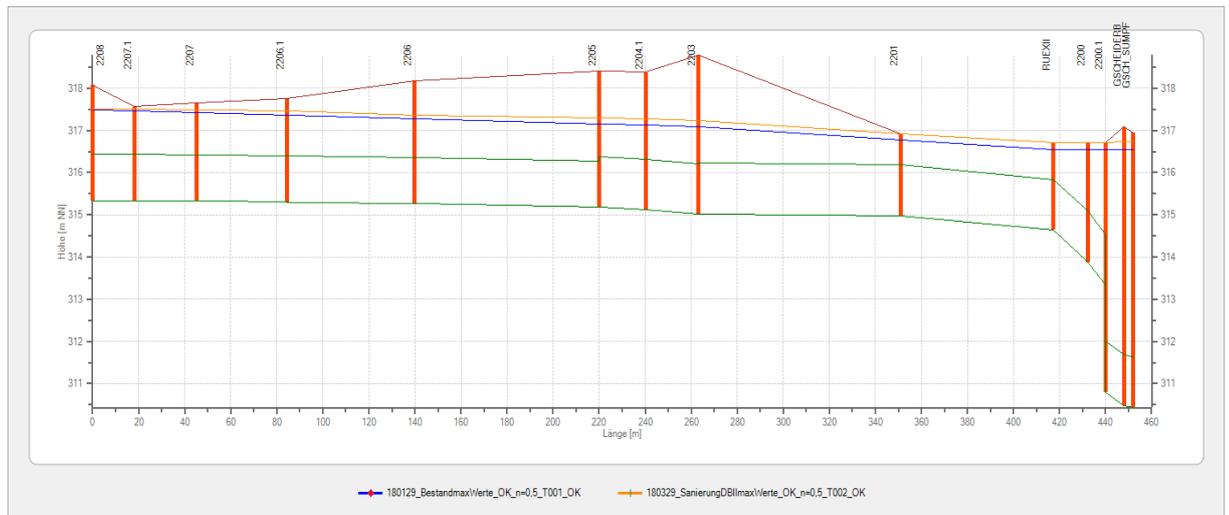


Abbildung 30: Längsschnitt Gscheiderbrückl, Vergleich Wasserspiegellagen vorher/nachher

Am bestehenden RUE XII ist vorgesehen, die vorhandene Schwelle von derzeit 315,24 m ü. NN um 30 cm anzuheben auf 315,54 m ü. NN. Dadurch wird für die Mischwasserbehandlung im Zulaufsystem zusätzliches Mischwasserbehandlungsvolumen aktiviert.

Der Längsschnitt in Abbildung 30 zeigt im Vergleich die Wasserspiegellagen vor und nach Schwellenerhöhung jeweils als schlechtestes Ergebnis der untersuchten Regenreihen für  $n = 0,5$ .

Die feststellbare Verschlechterung tritt insbesondere bei Kurzregen auf. Betroffen sind nur die letzten Haltungen unmittelbar neben dem Bach, so dass das Risikopotential gering ist. Aus Planersicht sollte die Schwellenhöhenzunahme zunächst nur provisorisch umgesetzt werden, um die Auswirkungen in der Praxis festzustellen.

#### 4.2.2 RUE VI Heerstraße

Der RUE VI soll laut Schmutzfrachtsimulation aufgelassen werden.

Zugleich soll der Hauptsammler in der Petersgasse als SKO mit oben liegender Entlastung am RUE VII (Petersgasse) betrieben werden, indem der bestehende Ablauf DN 900 in der PS Schanzweg auf mit einer Ablaufhöhe von 315,85 m ü. NN verschlossen wird.

Es verbleibt damit nur die Wandöffnung auf einer Höhe von 318,35 m ü. NN als Notüberlauf. Dies führt dazu, dass der Zulaufsammler bei Regenwetter eingestaut wird und der Überlauf künftig im bestehenden RUE VII in der Petersgasse mit einer Höhe von 316,64 m ü. NN erfolgt.

Die Rückstauenebene wird demnach künftig bestimmt durch die Schwelle im RUE VII. Hydrostatisch wird damit die Rückstauenebene um 80 cm angehoben.

Der Umbau führt zu einer Funktion des Systems als SKO mit einem anrechenbaren Gesamtvolumen von  $V = 877 \text{ m}^3$ .

Die Schwellenhöhe im RUE VI wurde vermessen mit 316,32 m ü. NN.

Weil die Schwelle im RUE VI tiefer als die im RUE VII liegt, waren bereits im Vorfeld Bedenken gegen den Lösungsansatz aufgekommen.

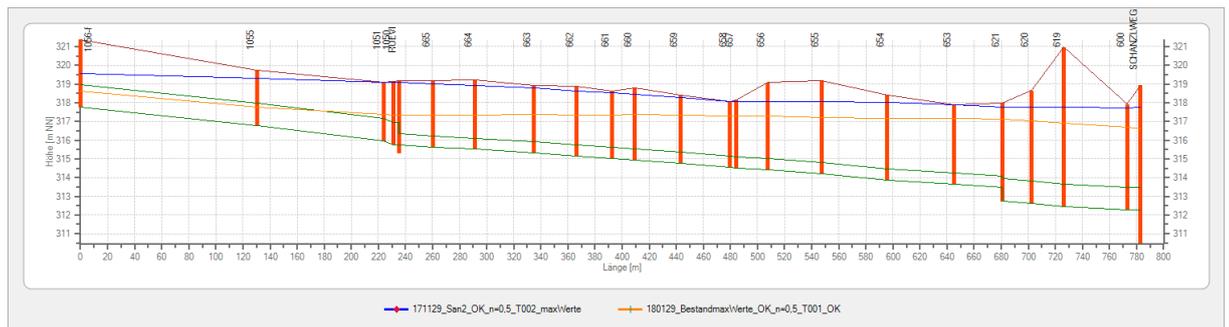


Abbildung 31: Längsschnitt PS Peterskirche – Heerstraße, Vergleich vorher/nachher

Abbildung 31 zeigt im Rechenergebnis die tatsächlich gravierende Verschlechterung in Folge der Erhöhung der Rückstauebene.

Weiterhin ergibt sich aus der Berechnung, dass aufgrund des Rückstaus von der PS Schanzweg her, sich zeitweilig am Drosselabfluss des RUE VI die Durchflussrichtung umkehrt, das heißt dass eine Entlastung am RUE VI aus Richtung Peterskirche erfolgt.

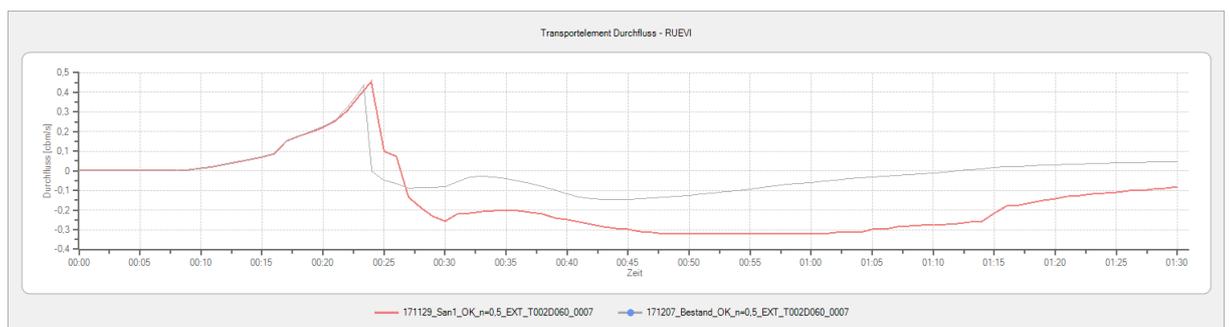


Abbildung 32: Durchfluss am Drosselablauf aus RUE VI beim r60;0,5

Aus Abbildung 32 ist erkennbar, dass sich dieser Effekt durch die geplante Anhebung der Rückstauebene nochmals deutlich verschlechtern würde (rote Linie in Abbildung 32).

Eine Erhöhung der Schwelle im RUE VI wurde rechnerisch untersucht.

Das Problem des Rückflusses durch die Drossel ist dadurch nicht behebbar.

Eine Beibehaltung des RUE VI widerspricht demnach der Forderung der DWA-A128, wonach am Ablauf eines RUE in jedem Fall zumindest  $Q_{krit}$  abzuleiten ist.

Ein vollständiges Verschließen des RUE VI ist nicht möglich ohne extreme hydraulische Überlastungen in der Heerstraße.

#### 4.2.3 RUE III (Petersgasse)

Die bestehende Situation ist gekennzeichnet durch den großen, vom Schloßplatz bis zur Peterskirche verlaufenden Hauptsammler (überwiegend Eiprofil 800/1200), der in der Pumpstation an der Peterskirche (PS Schanzweg) ausmündet und dort durch die vorhandene Pumpwerksleistung auf  $Q = 324$  l/s gedrosselt wird. Die Pumpenvorlage bietet einen Speicherraum von ca.  $195$  m<sup>3</sup>.

Die Förderung erfolgt über eine Druckleitung zum Kanal in der St.-Elisabeth-Straße.

### 4.2.3.1 Sanierungsvariante SKO

Das gemäß Schmutzfrachtberechnung 2016 angestrebte Konzept für einen Umbau des Hauptsammlers Petersgasse zu einem SKO wurde bereits unter 4.2.2 beschrieben. Damit verbunden ist eine Erhöhung der hydrostatischen Rückstauenebene von derzeit 315,85 m ü. NN auf 316,64 m ü. NN.

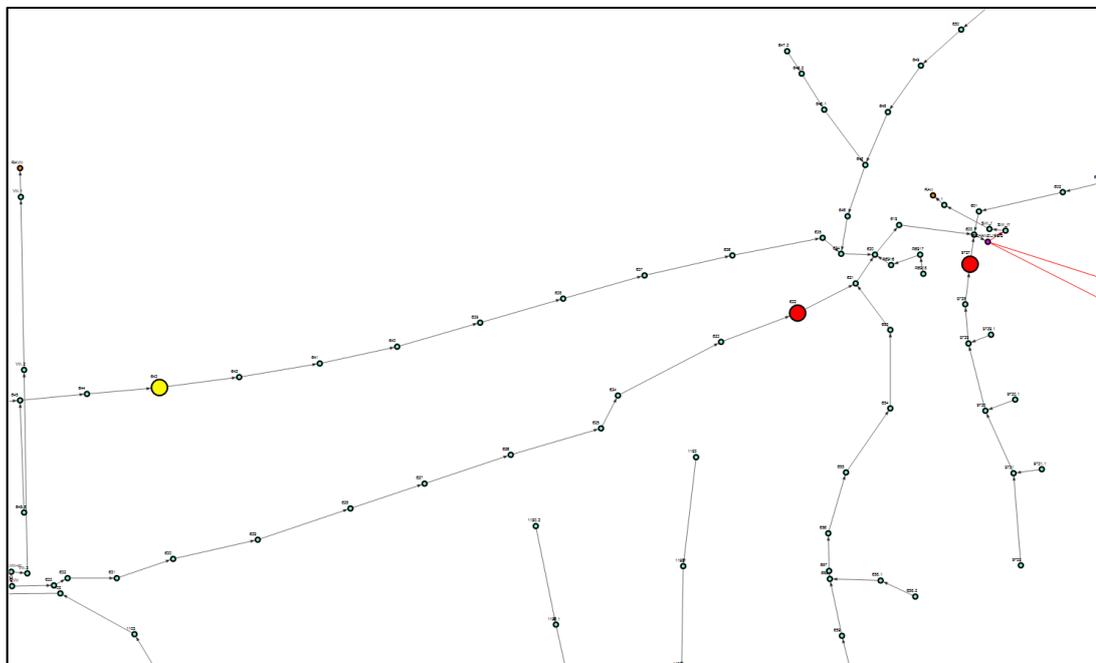


Abbildung 33: Schächte mit Überstau beim r60;0,5

Gemäß Berechnungsergebnis ergeben sich daraus erhebliche Überstauerscheinungen (farbig unterlegte Schächte in Abbildung 33), insbesondere im Bereich nördlich der Peterskirche bei Sch622 sowie in der Uferstraße bei Sch643.

Die Veränderung der Rückstauenebene in diesen beiden Zulaufsammlern zur PS Peterskirche ist dargestellt in den Abbildungen 34 und 35.

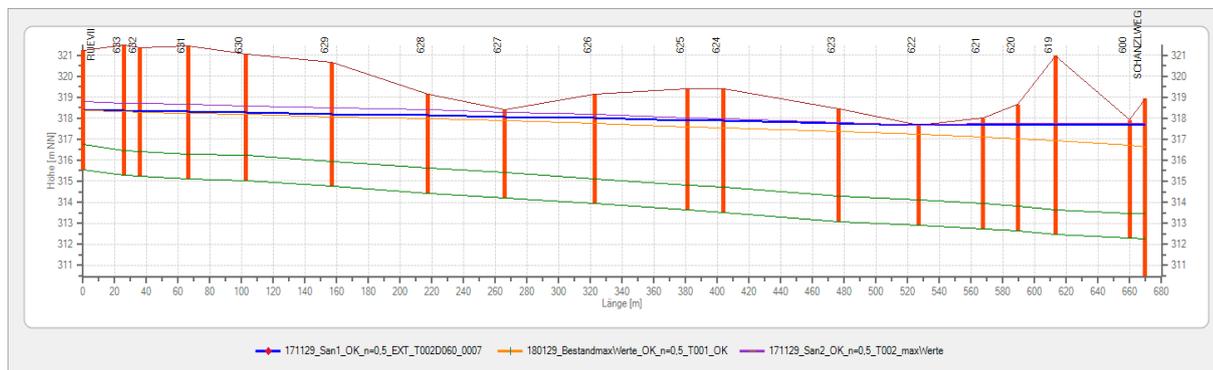


Abbildung 34: : Längsschnitt PS Peterskirche – RUE VII, Vergleich vorher/nachher

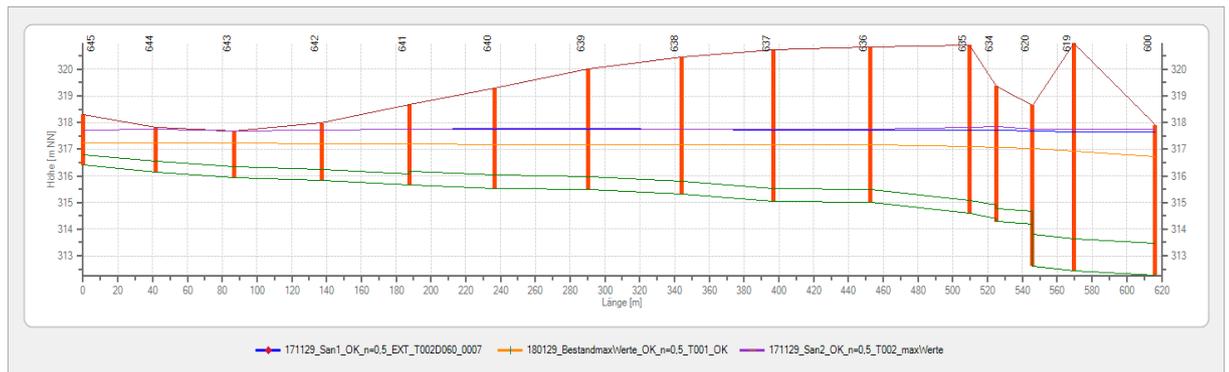


Abbildung 35: : Längsschnitt PS Peterskirche – Uferstraße, Vergleich vorher/nachher

Aus der offensichtlichen Verschlechterung der Wasserstände kann abgeleitet werden, dass die Überlaufschwelle im RUE VII grundsätzlich zur Festlegung der Einstaubene nicht geeignet ist.

Eine unten liegende Entlastung oder ein Auslauf in ein Becken im Bereich der PS Schanzweg ist demnach aus hydraulischen Gründen unverzichtbar.

#### 4.2.3.2 Sanierungsvariante RÜB

Im Rahmen der Aktualisierung der Schmutzfrachtberechnung wurden diverse Kombinationen aus Pumpwerksleistung und RÜB-Größe ermittelt (Tabelle 1), von denen jede der gewählten Kombinationen die zulässige Gesamtsystemfracht nach DWA-A 128 einhält. Im Grundsatz gilt dabei:

Je größer das Beckenvolumen, desto kleiner kann grundsätzlich die Pumpwerksleistung sein.

Maßnahme	Klärteil m <sup>3</sup>	PS l/s	PS neu
nur PS mit 630 l/s, Umbau PS zum FBH, neues Trennbauwerk	0	630	306
Verbundbecken 250 m <sup>3</sup>	250	560	236
Verbundbecken 600 m <sup>3</sup>	600	525	201
Verbundbecken 800 m <sup>3</sup>	800	510	186
Verbundbecken 900 m <sup>3</sup>	900	500	176

Tabelle 1: Schmutzfrachtkonforme Lösungskombinationen

In Tabelle 1 (Auszug aus Schmutzfrachtberechnung) ist der Zusammenhang von Beckengröße und Pumpwerksleistung dargestellt für die gemäß Bild 31 berechneten Lösungen

Die Auswertung zeigt, dass der Zusammenhang nicht linear verläuft und mit steigenden Beckenvolumina kaum mehr Einsparungen an Pumpwerksleistung erzielbar sind.

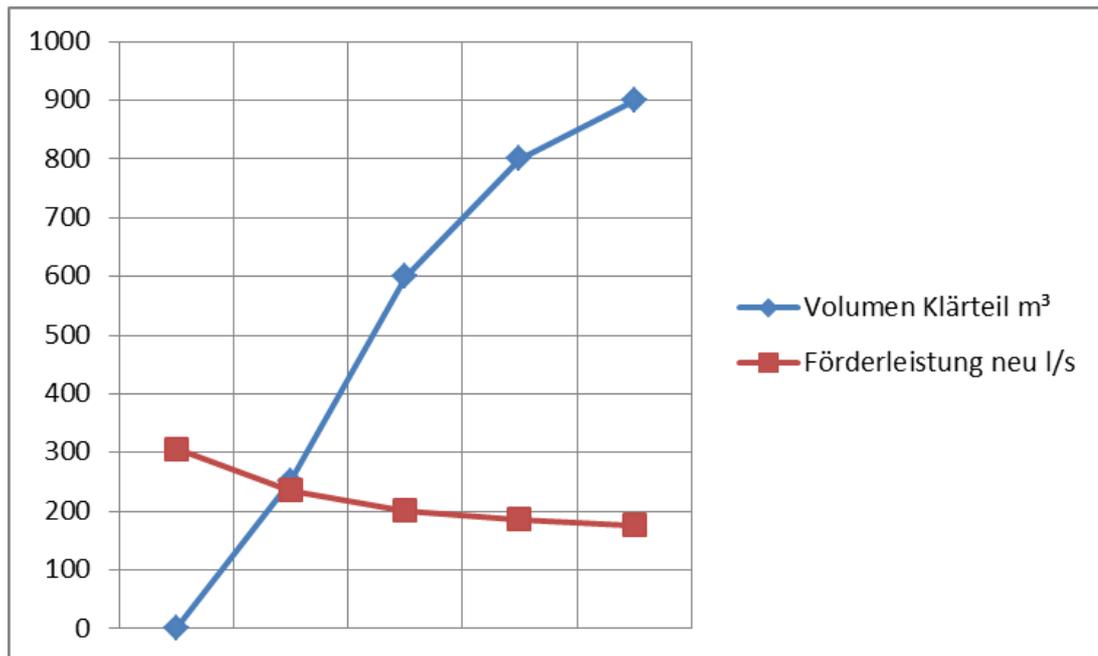


Abbildung 36: Auszug aus Schmutzfrachtsimulation, Zusammenhang Beckenvolumen und Pumpwerksleistung

Aus Sicht der DWA-A 128 wäre als Beckentyp ein Verbundbecken sinnvoll. Der vorhandene Volumenteil in der Pumpstation würde dabei als Fangteil für die unmittelbar angeschlossenen Bereiche (Sammler Mühlweg) fungieren, für die Gebiete mit längerer Fließzeit (Sammler Petersgasse) wäre ein Durchlaufteil neu zu erstellen. Dafür wäre der Platz links des Allachbachs nördlich der Peterskirche geeignet.

Die Bemessung des Durchlaufteils würde bestimmt durch das Absetzkriterium nach DWA-A 128 für denjenigen Einzugsgebietsanteil, der nicht unmittelbar am Fangteil angeschlossen ist.

Im konkreten Fall wäre das ein  $A_u=274$  ha mit einem  $Q_{krit,15} = 1057$  l/s. Dafür würde sich für die Absetzbedingung von 10 m/h eine notwendige Beckengrundfläche von 380 m<sup>2</sup> ergeben. Bei einer konstruktiv sinnvollen Mindesttiefe von 1,5 m ergäbe das ein Becken von rund 600 m<sup>3</sup>.

Mit diesem Beckenvolumen würde laut Tabelle 1 eine zusätzliche Pumpleistung von  $Q = 200$  l/s korrespondieren.

Die vorhandene Überlauföffnung DN 900 in der PS würde bei dieser Lösung verschlossen, der oben liegende Überlaufschlitz im Bauwerk bliebe als Notüberlauf erhalten. Rechnerisch gibt es in der PS Schanzlweg dann keine Entlastung mehr.

Für den neuen Klärteil würde ein Beckenüberlauf/Klärüberlauf mit Ableiter zum Allachbach erforderlich. Die Überlaufschwelle im Klärteil wurde in der Berechnung auf 315,50 m ü. NN gesetzt.

Kleinere Beckenvolumina scheiden als Klärteil aus, weil die Klärbedingung nicht eingehalten werden kann.

Größere Volumina reduzieren die Förderleistung gemäß Tabelle 1 nur mehr geringfügig und sind daher unwirtschaftlich.

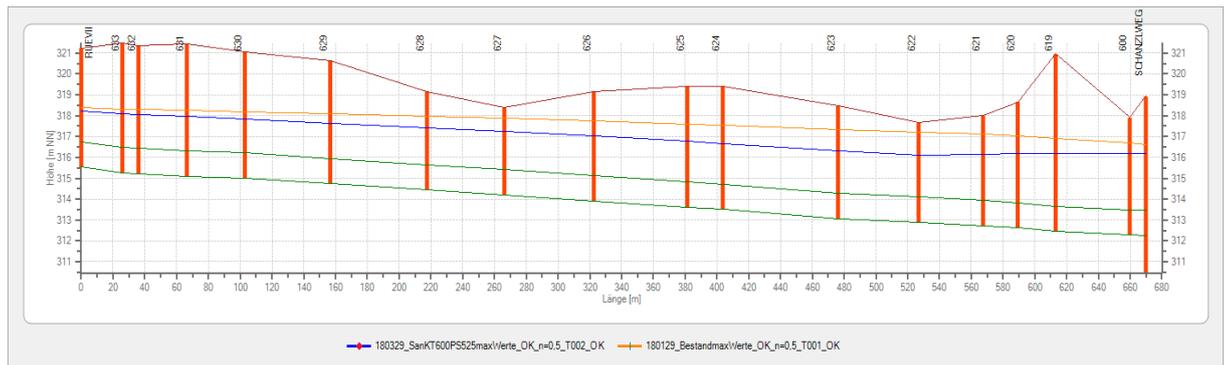


Abbildung 37: Längsschnitt Petersgasse Vergleich Wasserstände Bestand – Sanierung RÜB600/PS525 l/s für Regenreihen n=0,5

Im Abbildung 37 ist dargestellt, wie sich die Lösung mit einem neuen Klärteil von 600 m<sup>3</sup> und einer zusätzlich installierten Pumpwerksleistung von Q = 200 l/s auf die Einstauverhältnisse im Zulaufsammler der Petersgasse auswirken würde.

Die Lösung würde demnach sogar zu einer Verbesserung der Rückstausituation führen.

Kostenaufwendig ist in jedem Fall der Bau des neuen RÜB 600 in Verbindung mit einer Entlastungsleitung zum Allachbach mit einer Querung der dort verlaufenden Hochwasserschutzmauer. Die Entlastungsleitung wäre auch gegen Rückstau vor Hochwasser zu schützen.

Die notwendige Erhöhung der Pumpwerksleistung von derzeit rund Q = 325 l/s um 200 l/s auf Q = 525 l/s erfordert den Einbau einer neuen zusätzlichen Pumpe in das bestehende Pumpwerk.

Eine Förderung der zusätzlichen Wassermenge ist hydraulisch über die Schiene St.-Elisabeth-Straße – Ittlinger Straße nicht möglich.

Abbildung 38 zeigt den im Kreuzungsbereich St.-Elisabeth-Straße – Ittlinger Straße liegenden Schacht 342 als Tiefpunkt mit Überstau auf.

Die Überstauerscheinungen würden an diesem Schacht durch die zusätzliche Beaufschlagung des Kanals mit Q = 200 l/s von derzeit rund 150 m<sup>3</sup> auf 450 m<sup>3</sup> (exemplarisch im Fall des r<sub>60;0,5</sub>) enorm verschlechtert (Abbildung 37).

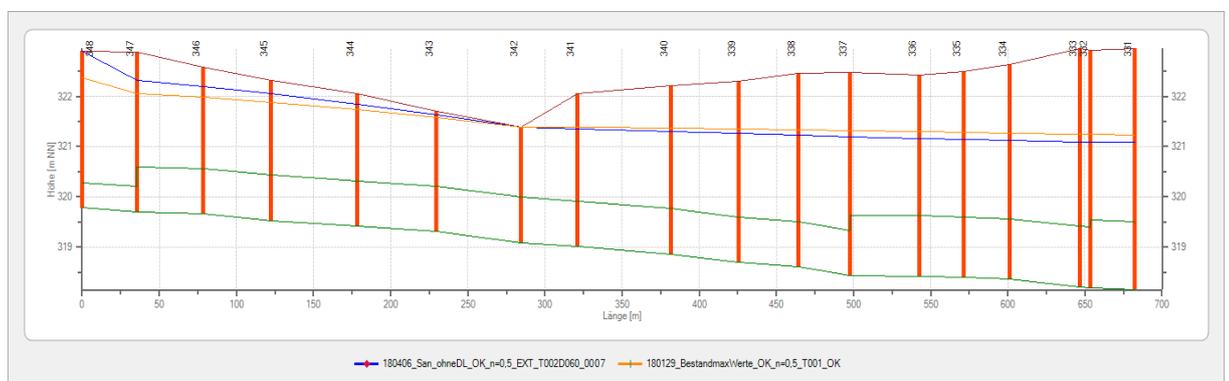


Abbildung 38: Längsschnitt St.-Elisabeth-Straße – Ittlinger Straße Vergleich Bestand – zusätzlich 200 l/s

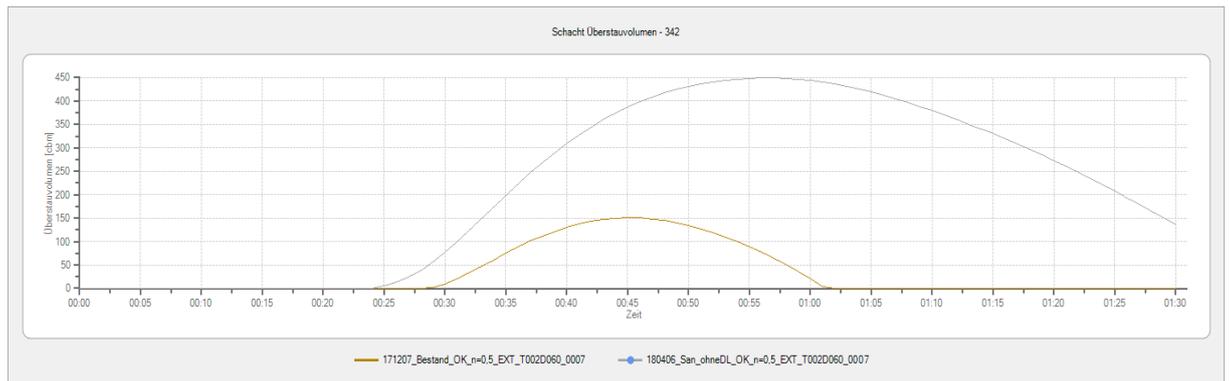


Abbildung 39: Überstau bei Sch342 beim r60;0,5, Vergleich Bestand – zusätzlich 200 l/s

Demzufolge wird für die neu zu installierende Pumpwerksleistung eine separate Druckleitung entlang des Schanzlwegs bis zum Zulaufsammler des DB I notwendig.

#### 4.2.3.3 Sanierungsvariante ohne RÜB

Aus Tabelle 1 ist ersichtlich, dass bei einer Erhöhung der Pumpwerksleistung um  $Q = 300$  l/s aus Sicht der Schmutzfrachtberechnung nach DWA-A 128 kein zusätzliches Beckenvolumen erforderlich wäre.

Das derzeit innerhalb der Pumpstation vorhandene Aufstauvolumen in Verbindung mit dem Zulaufsammler würde zur Einhaltung des Schmutzfrachtkriteriums ausreichen.

Problematisch ist aus Sicht der DWA-A 128, dass das Volumen in der Pumpstation derzeit als Durchlaufbecken betrieben wird.

Die Oberflächenbeschickung liegt laut Schmutzfrachtberechnung mit  $q_a = 170$  m/h extrem über dem nach DWA-A 128 zugelassenen Grenzwert von  $q_a = 10$  m/h. Die Absetzbedingung kann demnach nicht eingehalten werden.

Dies führt in der Praxis dazu, dass der im Bauwerk zu Regenbeginn gepufferte konzentrierte Schmutzstoß, im weiteren Regenverlauf durch das nachlaufende, stärker verdünnte Mischwasser verdrängt und in den Allachbach abgeschlagen wird.



Abbildung 40: Trennbauwerk am PS Schanzlweg

In der aktualisierten Schmutzfrachtberechnung ist daher vorgesehen, das Becken in ein Fangbecken im Hauptschluß umzubauen.

Dazu wird der vorhandene Überlauf DN 900 zum Allachbach verschlossen (wie beim Konzept SKO).

Vor dem Becken wird im Zulaufsammler ein Trennbauwerk (Abbildung 40) errichtet, über dessen Schwelle das Wasser entlastet wird, sobald das Becken in der PS Schanzlweg voll ist. Das später zulaufende, stärker verdünnte Mischwasser wird dann zum Allachbach entlastet.

Die Überlaufschwelle wurde in der hydrodynamischen Berechnung auf eine Höhe von 315,85 m ü. NN gelegt, entsprechend der Sohlhöhe der derzeitigen Entlastungsleitung DN 900 in der PS Schanzlweg.

Konstruktiv dürfte eine Weiterverwendung der vorhandenen Entlastungsleitung zum Allachbach und Beibehaltung der Einleitstelle möglich sein.

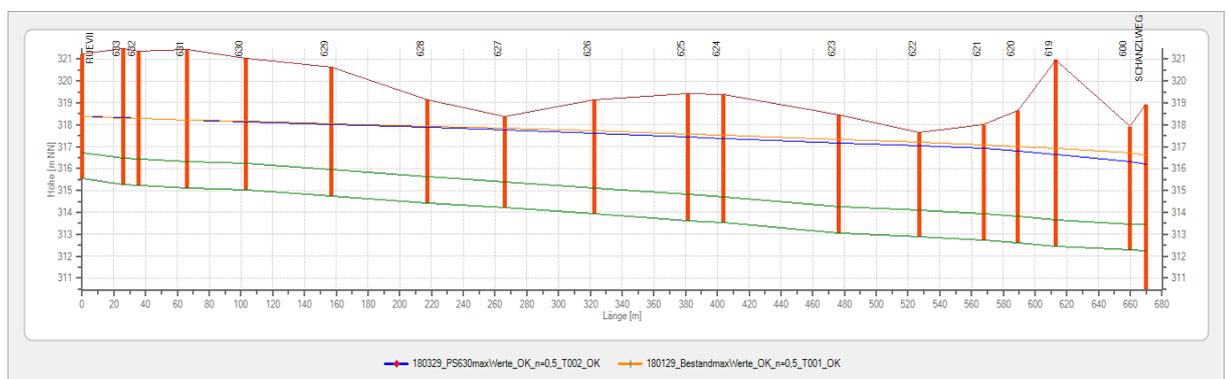


Abbildung 41: Längsschnitt Petersgasse Vergleich Wasserstände Bestand – Sanierung PS630 l/s für Regenreihen n=0,5

Das Berechnungsergebnis (Abbildung 41) zeigt eine im Vergleich zum Bestand nahezu identische Rückstauenebene.

Dass der Wasserstand in der Pumpanlage trotz gleicher Entlastungssohlkote künftig niedriger liegt als im Bestand, ist darauf zurückzuführen, dass die Überfallhöhe des Wehrs (Schwellenlänge 5 m) geringer ist, als der Aufstau in der PS vor dem Einlauf in das Rohr DN 900.

#### 4.2.3.4 Folgemaßnahmen

Bei einer Umsetzung der Konzepte nach 4.2.3.2 und 4.2.3.3 treten im Kanalnetz hydraulische Folgeerscheinungen auf, die weitere Maßnahmen erforderlich machen.

Wegen der Beibehaltung der Rückstauenebene an der PS Schanzweg bleibt die Problematik des Rückflusses am RUE VI (Heerstraße) unverändert.

Eine mögliche Lösung wäre es, den RUE aufzulassen und den dann zu erwartenden Kanalüberlauf im Gegenzug durch eine Begrenzung des Zulaufs zum RUE VI zu vermeiden.

Dies wäre im Bereich der Kreuzung Heerstraße/Stockergasse möglich (Abbildung 42) durch einen Umbau der hier bereits bestehenden Kanalverzweigung.

Durch eine Verringerung des Kanalquerschnitts in der Heerstraße könnte eine teilweise Umlenkung hin zur Stockergasse erzwungen werden.

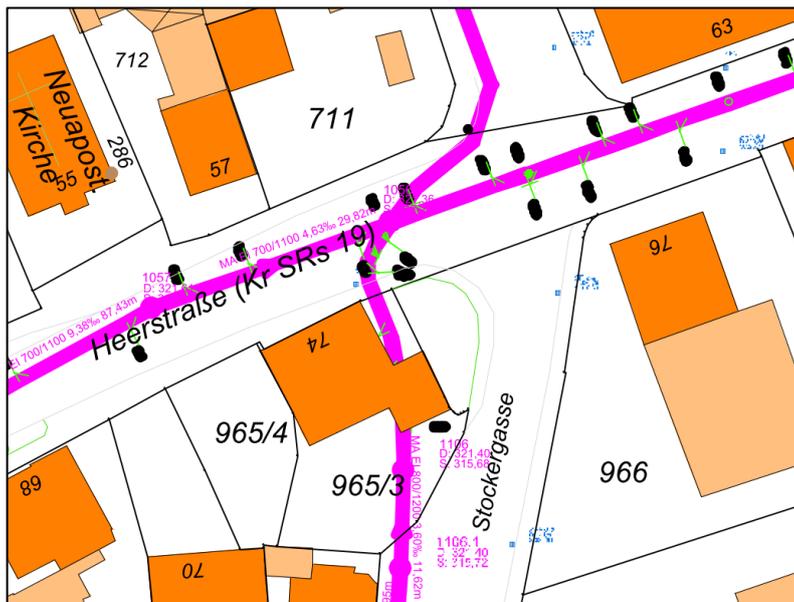


Abbildung 42: Kanalverzweigung Heerstraße/Stockergasse

In der Simulation wurde der Durchfluss in der Heerstraße in Richtung RUE VI konstruktiv reduziert von derzeit ca.  $Q = 1,1 \text{ m}^3/\text{s}$  beim Bemessungsregen  $r_{60,1}$  auf künftig ca.  $Q = 250 \text{ l/s}$  (Abbildung 43).

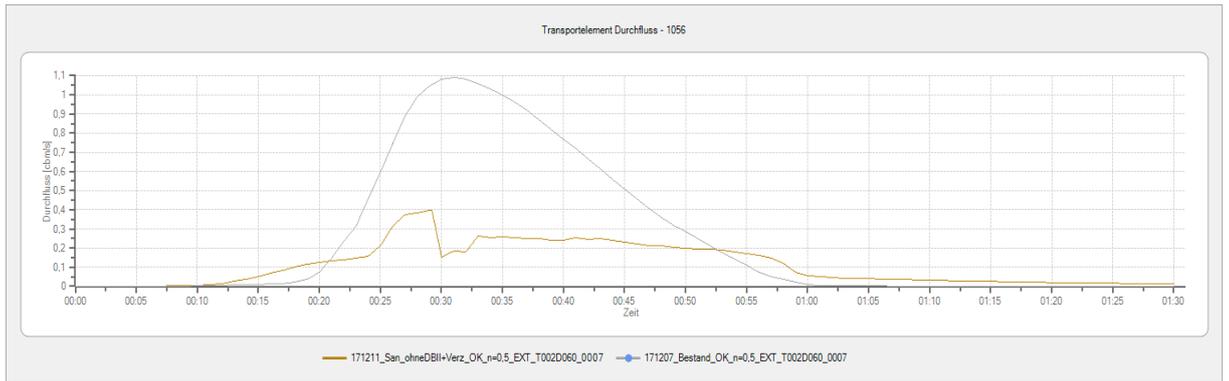


Abbildung 43: Durchfluss Haltung 1056 Vergleich Bestand / Sanierung

Die maximale Rückstauenebene bei den Bemessungsregen der Häufigkeit  $n = 0,5$  ist im Vergleich Bestand/Sanierung in Abbildung 44 dargestellt.

Der Sachverhalt, dass der Wasserstand am RÜE VI im Bestand so tief liegt, ist auf den Überlauf am RUE VI zurückzuführen, dem das Wasser von beiden Seiten zuläuft.

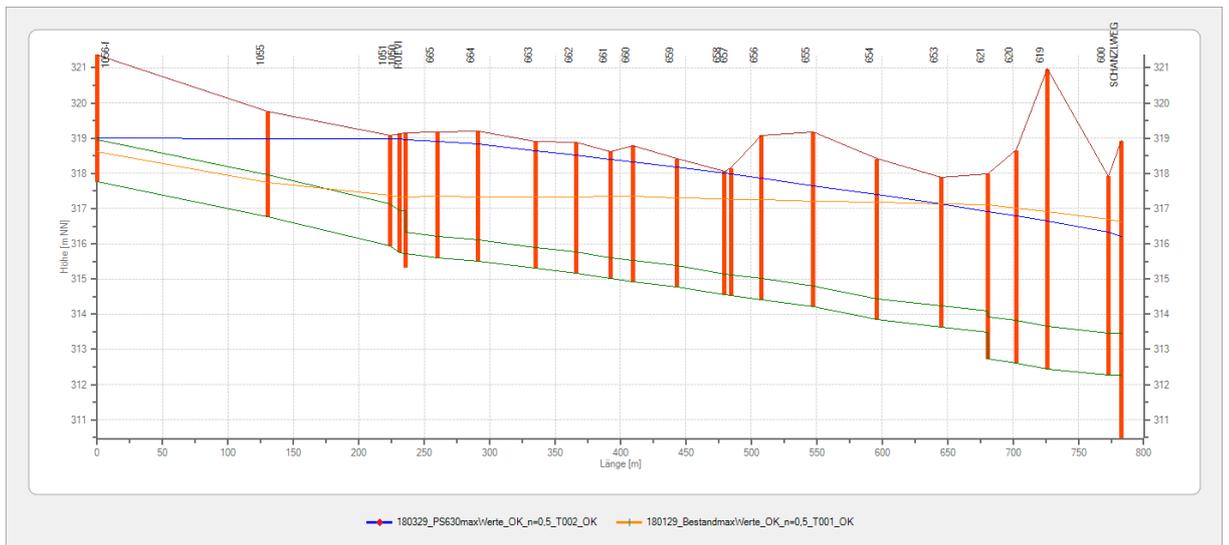
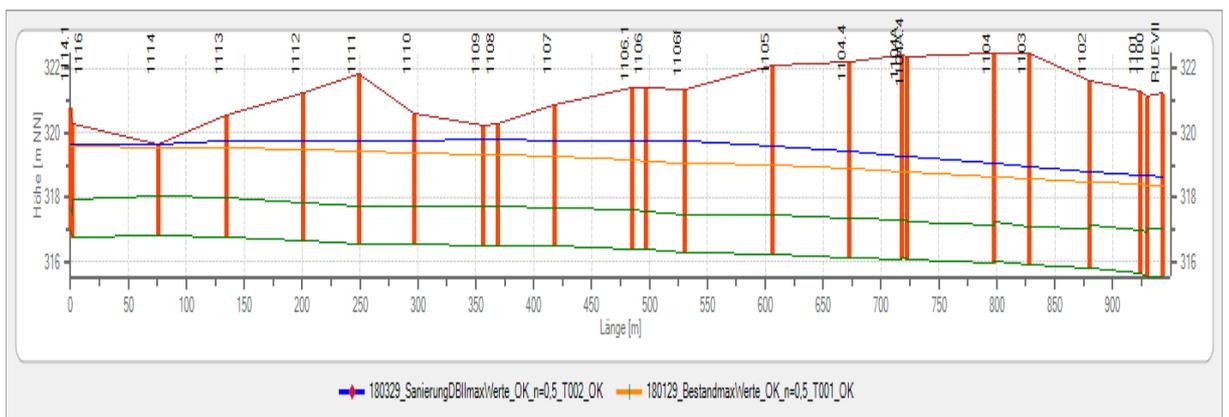


Abbildung 44: Längsschnitt PS Peterskirche – Heerstraße

Im Gegenzug zur Verringerung des Durchflusses in der Heerstraße wird durch die Verzweigung eine Vergrößerung des Abflusses in der Stockergasse in Richtung RUE VII bewirkt. Damit verbunden ist eine Verschlechterung der dortigen Abflussverhältnisse (Abbildung 45).





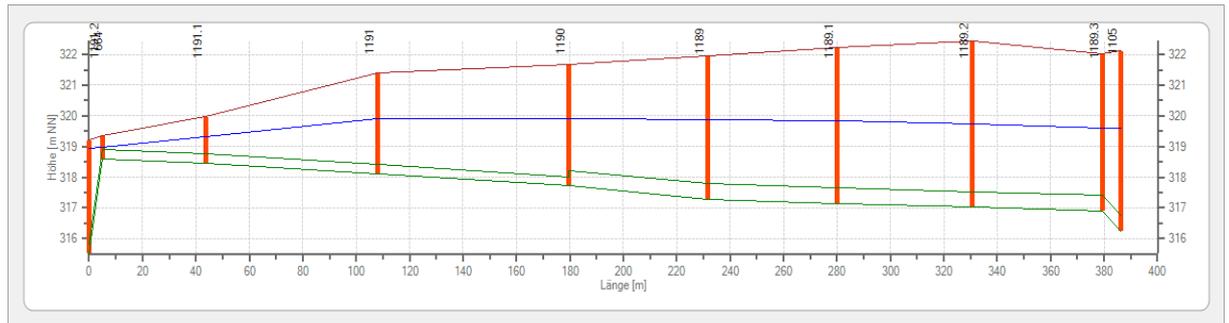


Abbildung 48: Verbindung Kirchgasse - Heerstraße

Dies ist vermeidbar, durch Erstellung einer Verbindung zwischen Kirchgasse und Heerstraße (Abbildung 47). Abbildung 48 beinhaltet diese Leitung bereits.

#### 4.2.4 RUE III und RUE IV St.-Nikola-Straße

Der zur Zeit der Erstellung der Schmutzfrachtsimulation 2016 konzipierte Ersatz der beiden RUE III und IV durch einen Kanalstauraum SKO wurde zwischenzeitlich verwirklicht.

Der aktuelle Bauzustand wurde daher bereits in die Bestandsberechnung übernommen (siehe Punkt 4.1.12).

#### 4.2.5 NA untere Bachstraße

In der Schmutzfrachtsimulation ist das Profil DN 1800 in der Bachstraße dem DB V als vorgelagertes Volumen angerechnet, d. h. das Gesamtsystem wird als Kanalstauraum mit untenliegender Entlastung gerechnet.

Wenn der NA "Untere Bachstrasse" wieder geöffnet wird, dann wird der dem DB V vorgelagerten Stauraums um ca. 490 m verkürzt. Diese 490 m funktionieren dann in der Simulation zusammen mit dem NA als Kanalstauraum mit untenliegender Entlastung (SKUE). Dies ist nachteilig für die Entlastungsfracht in der Gesamtheit und insbesondere lokal für den Allachbach.

Die Gesamtentlastungsfracht würde mit diesem Ansatz um ca. 3.000 kg/a ansteigen und die zulässige Gesamtfracht im System würde überschritten.

Aus Planersicht wäre eine praxisnahe Lösung, die Straßenentwässerung im Bereich des Tiefpunktes bei Sch868 (Abbildung 28) über einen Straßeneinlauf zu fassen und separat mit einem eigenen neuen Regenwasserkanal zum Allachbach bzw. zum bestehenden NA abzuleiten. An den neuen Kanal könnten auch bestehende Straßeneinläufe angeschlossen werden.

Diese Einleitung wäre voraussichtlich nach der Niederschlagswasserfreistellungsverordnung aufgrund der Batellgrenze der Entwässerungsfläche von  $A_U < 1.000 \text{ m}^2$  erlaubnisfrei.

## 5 Kostenvergleichsrechnung

Aus den Punkten 4.2.3.2 und 4.2.3.3 ergeben sich für den Bereich PS Schanzweg letztlich zwei sinnvolle Lösungsmöglichkeiten, die hinsichtlich der Schmutzfracht regelkonform sind und hydraulisch umsetzbar:

1. Alternative I:  
Neubau eines RÜB 600 m<sup>3</sup>, Erhöhung Pumpwerksleistung um 200 l/s, Druckleitung zum DB I
2. Alternative II:  
Erhöhung der Pumpwerksleistung um 300 l/s, Errichtung eines Trennbauwerks vor der PS Schanzweg, Druckleitung zum DB I

Zur Entscheidungsfindung wird für diese beiden Alternativen nachstehend eine Kostenvergleichsrechnung nach den Leitlinien der Länderarbeitsgemeinschaft (LAWA, Ausgabe 2012) durchgeführt.

Es werden die jeweils angenommenen Investitionskosten, sowie die Reinvestitionskosten und die laufenden Kosten innerhalb eines Zeitraums von 60 Jahren einbezogen.

Die zu künftigen Zeitpunkten innerhalb des Betrachtungszeitraumes anfallenden Kosten (Betriebs- und Reinvestitionskosten), werden dabei wertmäßig zum Zweck des Vergleichs auf den gemeinsamen Bezugszeitpunkt 2018 umgerechnet (diskontiert). Der zugrundgelegte langfristige Zinssatz wird gemäß den Empfehlungen der LAWA mit 3 % p.a. angesetzt.

Die Reinvestitionskosten werden jeweils als Einzelinvestition nach den laut LAWA aufgeführten Zeiträumen in entsprechender Höhe berücksichtigt.

Im Ergebnis ergibt sich für jede Alternative ein auf den heutigen Bezugszeitpunkt bezogener Projektkostenbarwert als Bewertungskriterium für dessen Wirtschaftlichkeit.

Die Kostenschätzung basiert auf groben Ansätzen.

Für die Erstellung der Druckleitung wurde ein Richtpreisangebot der Pfaffinger Beermann PB Drill- & Energietechnik GmbH, Passau eingeholt, für die Förderpumpen ein Angebot der Sulzer Pumps Wastewater Germany GmbH, Bonn.

Das Angebot der Pfaffinger Beermann PB Drill- & Energietechnik GmbH basiert auf der Annahme, dass die Druckleitung im Spülbohrverfahren ausgeführt wird.

Ob dies letztlich im Vergleich zu einer Verlegung in konventioneller Bauweise wirtschaftlich ist, muss bei der weiteren Planung geprüft werden.

Für die vorliegende Kostenvergleichsrechnung ist dies ohne Bedeutung, weil sich eine eventuelle Kostenminderung der Druckleitung auf beide Lösungen gleichermaßen auswirken würde.

Speziell zur Kostenschätzung der Bauwerke wäre grundsätzlich die Planungstiefe der Leistungsphase II (Vorplanung) nach HOAI mit entsprechend hohem Aufwand erforderlich.

Nachdem die vorliegende Kostenschätzung jedoch nicht für eine Verwendung (z. B. Haushalt) dienen soll, sondern lediglich zur Feststellung der im Vergleich relativ günstigeren Lösung, wurde zunächst in Abstimmung mit dem Auftraggeber SER ein grober Ansatz auf Basis vergleichbarer durchgeführter Maßnahmen gewählt.

Um die Auswirkungen eventuell von diesen Ansätzen abweichender Preise auf das Ergebnis abzuschätzen, wird im Nachgang mit entsprechenden Zu- und Abschlägen bei den Ansätzen für die Energiekosten, die Kosten des RÜB, der Pumpanlage und der Druckleitung eine Sensibilitätsprüfung durchgeführt.

## 5.1 Investitionskosten

<b>Alternative I: PS 200 l/s + RÜB 600 m³</b>				
<b>Pumpanlage 200 l/s in bestehendem Bauwerk</b>	EP	Menge	GP	
Pumpen				
Q = 200 l/s; H = 26 m (DN 400)				
75 kW je Pumpe	26.000	1	26.000 €	
Lieferung/Montage	4.000	1	4.000 €	
Hydraulische Ausrüstung	5.000	1	5.000 €	
elektrotechnische Ausrüstung:				
Schaltschrank			8.000 €	
Übertragung Wasserstand			5.000 €	
Übertragung Durchfluss			5.000 €	
Übertragung Störung			1.000 €	
Zu-/Abschlag			0 €	
			54.000 €	
Druckleitung HDPE 400 SDR 11; 1800 m				
Richtpreisangebot Pfaffinger-Bermann			600.000 €	
Verbindungsgruben (10 m x 2,5 m x 5 m)	20.000	5	100.000 €	
sonstige Tiefbauarbeiten		psch	30.000 €	
Zu-/Abschlag			0 €	
			730.000 €	
RÜB 600 m³	1.500	600	900.000 €	
Entlastungsleitung	400	75	30.000 €	
Trennbauwerk vor best. Pumpstation	1	100.000	100.000 €	
<b>Invest. Kst. Netto</b>			<b>1.814.000 €</b>	

Tabelle 1: Investitionskostenannahme Alternative I

Alternative II: PS 300 l/s				
Pumpanlage 300 l/s in bestehendem Bauwerk	EP	Menge	GP	
Pumpen				
Q = 306 l/s; H = 20 m (DN 450)				
60 kW je Pumpe	30.000	1	30.000 €	
Lieferung/Montage	5.000	1	5.000 €	
Hydraulische Ausrüstung	5.000	1	5.000 €	
elektrotechnische Ausrüstung:				
Schaltschrank			8.000 €	
Übertragung Wasserstand			5.000 €	
Übertragung Durchfluss			5.000 €	
Übertragung Störung			1.000 €	
Zu-/Abschlag			0 €	
			59.000 €	
Druckleitung HDPE 450 SDR 11; 1800 m				
Richtpreisangebot Pfaffinger-Bermann			680.000 €	
Verbindungsgruben (10 m x 2,5 m x 5 m)	20.000	5	100.000 €	
sonstige Tiefbauarbeiten		psch	30.000 €	
Zu-/Abschlag			0 €	
			810.000 €	
Trennbauwerk vor best. Pumpstation		1	100.000 €	100.000 €
Invest. Kst. Netto				969.000 €

Tabelle 2: Investitionskostenannahme Alternative II

## 5.2 Laufende Kosten

Maßnahme	Klärteil m³	PS l/s	PS neu	SFFZB	SFA128	Q pump m³/a
nur PS mit 630 l/s, Umbau PS zum FBH, neues Trennbauwerk	0	630	306	115.292	115.264	4.303.835
Verbundbecken 250 m³	250	560	236	115.292	114.843	4.268.676
Verbundbecken 600 m³	600	525	201	115.292	115.309	4.258.518
Verbundbecken 800 m³	800	510	186	115.292	114.841	4.257.740
Verbundbecken 900 m³	900	500	176	115.292	115.188	4.253.735

Tabelle 3: Ergebnis Jahresfördermengen aus Langzeitsimulation

Der größte Faktor bei den laufenden Kosten ergibt sich aus den erheblichen Wassermengen, die über die PS Schanzweg gepumpt werden müssen.

Tabelle 3 enthält die Berechnungsergebnisse, die sich aus der Langzeitsimulation bei der Schmutzfrachtberechnung ergeben haben.

Daraus ist ersichtlich, dass die Jahresförderhöhe im Prinzip unabhängig von der gewählten Lösung mit rund 4,3 Mio m³/a annähernd gleich ist. Dies ist plausibel, weil für die Schmutzfrachtberechnung für jede einzelne Variante die Entlastungswassermenge in das Ergebnis eingeht. Die Zwischenspeicherung eines geringen Volumenanteils in einem RÜB verringert die Gesamtentlastungswassermenge nahezu nicht.

Die Größe des RÜB wirkt sich lediglich auf die Förderleistung der Pumpe und in Folge auf die Nennweite der Druckleitung zum DB I aus.

Als Jahresförderleistung der neuen Pumpe wurde in der Betriebskostenermittlung jeweils der jeweils prozentuale Anteil an der insgesamt in der PS Schanzlweg angesetzt.

Zum Beispiel beträgt bei der Variante „neue Pumpleistung 201 l/s“ die Jahresfördermenge:  
 $(201 \text{ l/s} / (201 + 324) \text{ l/s}) * 4258515 \text{ m}^3/\text{a} = 163003 \text{ m}^3/\text{a}$ .

Der Strompreis wurde aktuell mit 22 ct/kWh angesetzt.

Die Berechnung der Förderhöhe erfolgte bei Alternative I unter Zugrundelegung einer Druckleitung DN 400 , bei Alternative II einer Druckleitung DN 450 entsprechend dem Ansatz aus den Investitionskosten.

<b>3. Laufende Kosten:</b>			
<b>Energiekosten</b>			
Jahresfördermenge anteilig	1.630.458	m <sup>3</sup> /a	
Förderhöhe	25	m	
Strompreis	0,22	EUR/kWh	
Energiebedarf	138.844	kWh/a	
			30546 EUR/a
Förderkosten/a			30546 EUR/a
<b>Personalkosten (40 EUR/h)</b>			
Bedienung, Wartung und Kontrolle			
RÜB	50	h/a	
Pumpanlage	100	h/a	
Personalkosten/a	150	h/a	30 EUR/h
			4500 EUR/a
<b>Sachkosten/a</b>			
Pumpanlage			500 EUR/a
RÜB			500 EUR/a
Jahreskosten			36046 EUR/a

Tabelle 4: Laufende Kosten Alternative I

<b>3. Laufende Kosten:</b>			
<b>Energiekosten</b>			
Jahresfördermenge anteilig	2.090.434	m³/a	
Förderhöhe	32	m	
Strompreis	0,22	EUR/kWh	
Energiebedarf	227.857	kWh/a	
			50129 EUR/a
Förderkosten/a			50129 EUR/a
<b>Personalkosten (30 EUR/h)</b>			
Bedienung, Wartung und Kontrolle			
Pumpanlage	100	h/a	
Personalkosten/a	50	h/a	30 EUR/h
			1500 EUR/a
<b>Sachkosten/a</b>			
Pumpanlage			500 EUR/a
Jahreskosten			52129 EUR/a

Tabelle 5: Laufende Kosten Alternative II

5.3 Reinvestitionskosten

<b>2. Reinvestitionskosten</b>			
2.2 nach 20 Jahren			
Pumpen + EMSR			35.000
2.3 nach 40 Jahren			35.000

Tabelle 6: Reinvestitionskosten Alternative I

<b>2. Reinvestitionskosten</b>			
2.2 nach 20 Jahren			
Pumpen+EMSR			40.000
2.3 nach 40 Jahren			40.000

Tabelle 7: Reinvestitionskosten Alternative II

Als Reinvestitionskosten werden jeweils nach 20 Jahren Ausgaben für Pumpen und EMSR-Technik erwartet.

#### 5.4 Projektkostenbarwerte

Zur Ermittlung der Projektkostenbarwerte wurden folgende Diskontierungsfaktoren herangezogen:

DFAKR(3;10)	8,5302
DFAKR(3;11)	9,25262
DFAKR(3;15)	11,9379
DFAKR(3;20)	14,8775
DFAKR(3;21)	15,415
DFAKR(3;25)	17,4131
DFAKR(3;30)	19,6004
DFAKR(3;35)	21,4872
DFAKR(3;40)	23,1148
DFAKR(3;41)	23,4124
DFAKR(3;45)	24,5187
DFAKR(3;50)	25,7298
DFAKR(3;55)	26,7744
DFAKR(3;60)	27,6756
<b>für Reinvestitionen</b>	
DFAKE(3;10)	0,74409
DFAKE(3;20)	0,74409
DFAKE(3;40)	0,30656

Tabelle 8: Diskontierungsfaktoren

Die Berechnung der Projektkostenbarwerte führt für die beiden Alternativen zu folgenden Ergebnissen:

Kostenvergleichsrechnung über 60 Jahre		Alternative I:	Alternative II:
	Jahre	PS 200 l/s + RÜB 600 m <sup>3</sup>	PS 300 l/s
<b>Laufende Kosten EUR/a</b>		36.046	52.129
<b>Investitionskosten EUR</b>		<b>1.814.000</b>	<b>969.000</b>
Projektkostenbarwert	10	2.121.476	1.413.667
	11	2.147.516	1.451.326
	15	2.244.309	1.591.306
	20	2.350.269	1.744.543
	21	2.395.686	1.802.326
	25	2.467.709	1.906.484
	30	2.546.552	2.020.505
	35	2.614.563	2.118.861
	40	2.673.230	2.203.706
	41	2.694.687	2.231.482
	45	2.723.835	2.289.152
	50	2.778.219	2.352.285
55	2.815.873	2.406.738	
<b>60</b>	<b>2.848.357</b>	<b>2.453.717</b>	

Tabelle 9: Projektkostenbarwerte

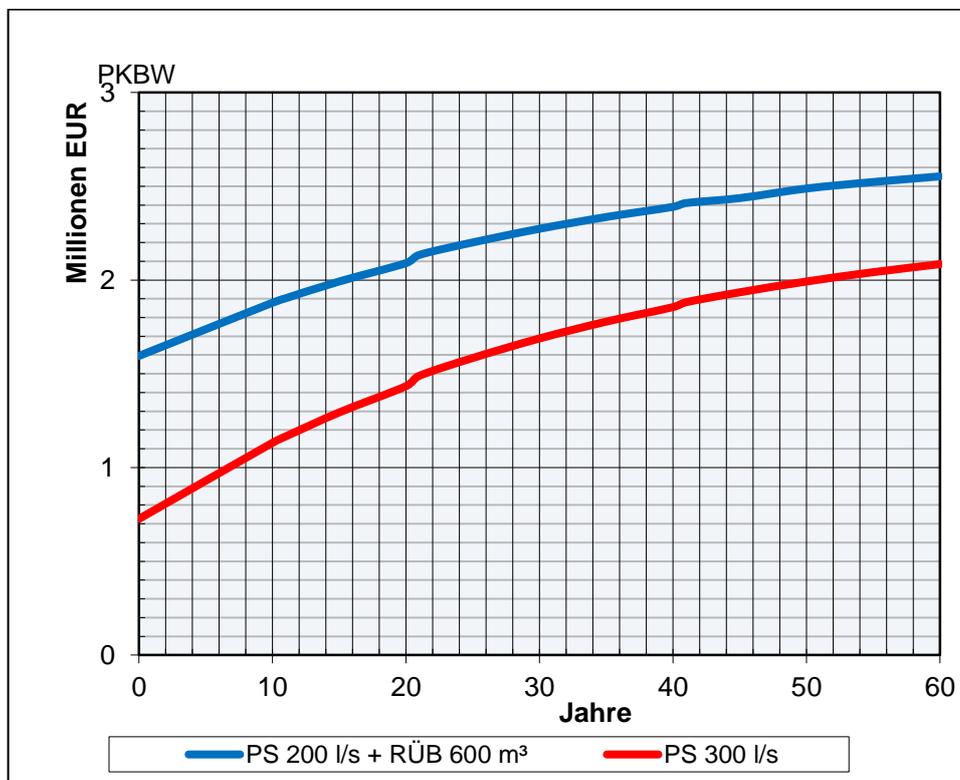


Abbildung 49: zeitliche Entwicklung der Projektkostenbarwerte

Aus der graphischen Darstellung der Projektkostenbarwertermittlung in Abbildung 49 ist ersichtlich, dass Alternative II (rote Linie) bei den Investitionskosten wegen des Entfalls des Regenüberlaufbeckens deutlich billiger ist.

Die Betriebskosten sind bei Alternative I zwar niedriger als bei Alternative II, jedoch führt dies zu keiner Zeit zu einem wirtschaftlichen Gesamtvorteil.

Die Alternative II bleibt immer klar wirtschaftlicher.

## 5.5 Sensibilitätsanalyse

### 5.5.1 Einfluss Energiekosten

Das Ergebnis unter 5.5 basiert auf einem Stromkostenansatz von 22 ct/kWh.

Höhere Stromkosten verteuern immer die Alternative II.

In Abbildung 50 ist dargestellt, wie sich eine Erhöhung der Preise auf 40 ct/kWh auswirken würde.

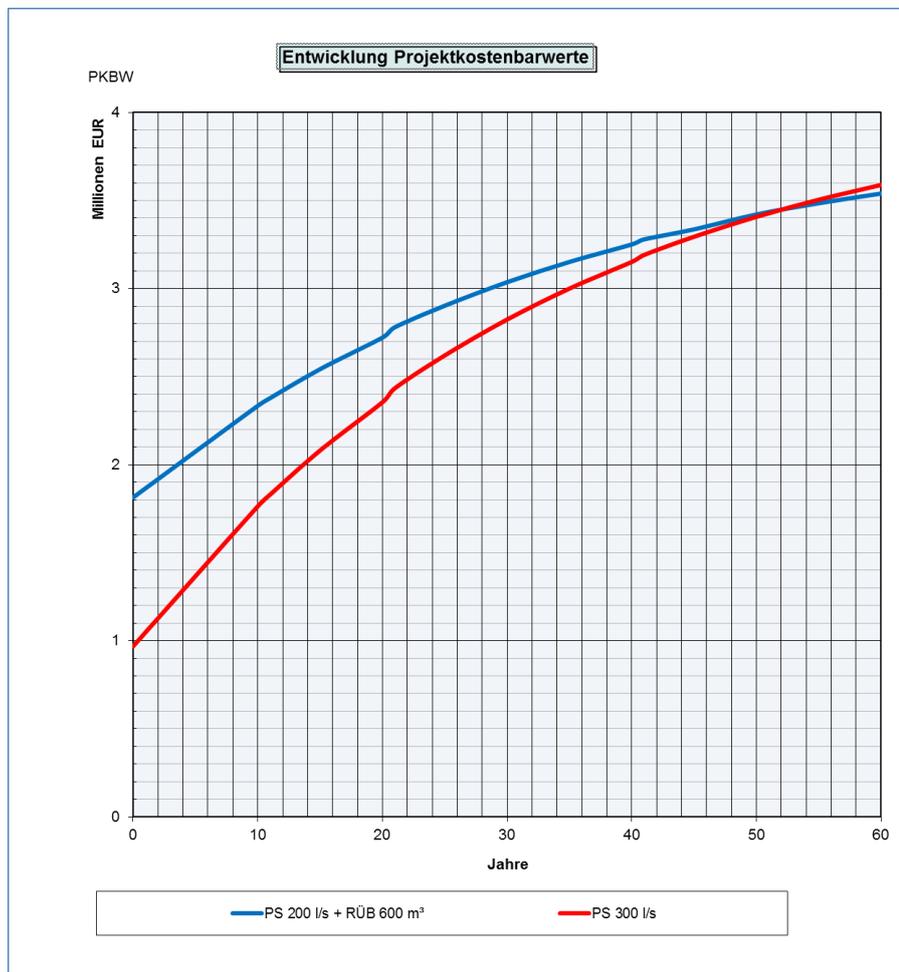


Abbildung 50: Projektkostenbarwertentwicklung mit Strompreis 40 ct/kWh

Demzufolge würde ein extrem steigender Strompreis allenfalls nach sehr langer Zeit dazu führen, dass Alternative I mit einem RÜB wirtschaftlicher würde.

### 5.5.2 Einfluss Kosten RÜB

Das Ergebnis unter Punkt 5.4 basiert auf einer Kostenannahme von 1.500 EUR je m<sup>3</sup> Beckenvolumen.

Die Kosten werden letztendlich stark abhängen von den Grundwasserverhältnissen, die im geplanten Bau Feld stark schwanken.

Nachstehend wird daher untersucht, wie sich eine Kostenänderung auf das Ergebnis auswirken würde.

Eine Kostengleichheit beider Alternativen wäre demnach, und auch das erst am Ende des Betrachtungszeitraums von 60 Jahren, zu erwarten, wenn der Preis für das RÜB bei 750 EUR/m<sup>3</sup> liegen würde, entsprechend Gesamtkosten von 450.000 EUR für das Bauwerk.

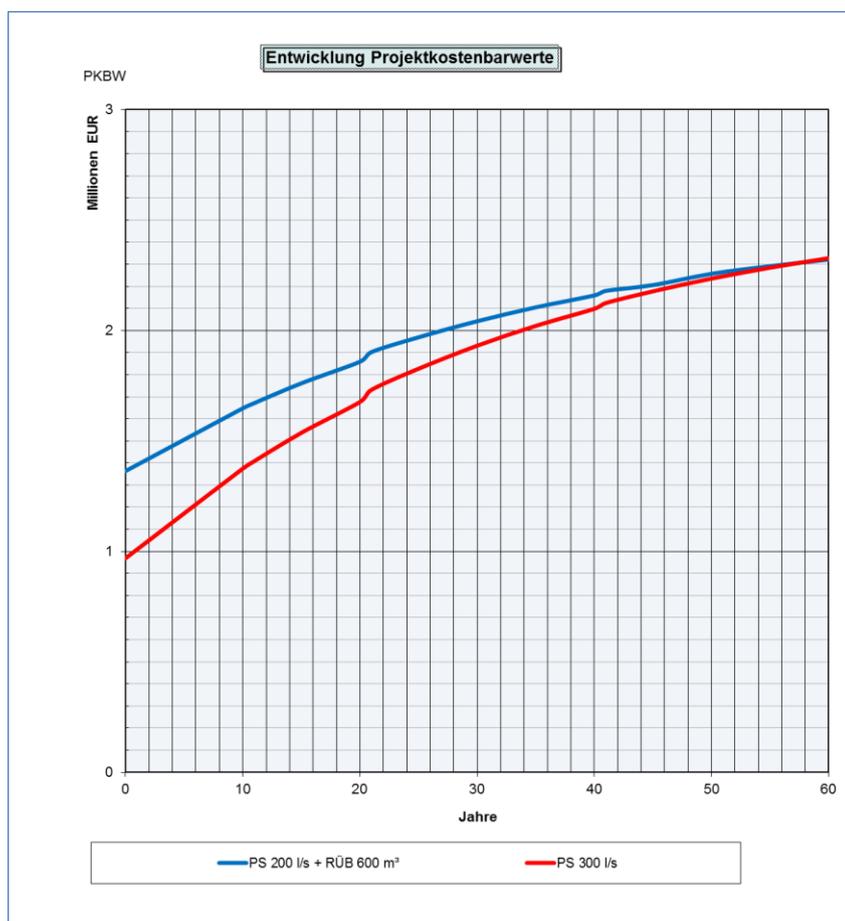


Abbildung 51: Projektkostenbarwertentwicklung mit Bauwerkskosten 750 EUR/m<sup>3</sup>

Jede Erhöhung über den Basisansatz von 1.500 EUR/m<sup>3</sup> würde sich zu Gunsten der Alternative II auswirken.

### 5.5.3 Einfluss anderer Faktoren

Weiterhin wurde untersucht, wie sich eine Kostenänderung beim Ansatz für die Pumpanlage auswirken würde.

Aufgrund des relativ geringen Unterschiedes der beiden Varianten bei diesem Kostenfaktor, würden sich jeweils nur die absoluten Kosten geringfügig, jedoch nicht das Verhältnis der beiden Alternativen zueinander ändern.

Das heißt, unabhängig von einer Erhöhung oder Verringerung der Pumpwerkskosten bleibt unverändert Alternative II die günstigste Lösung.

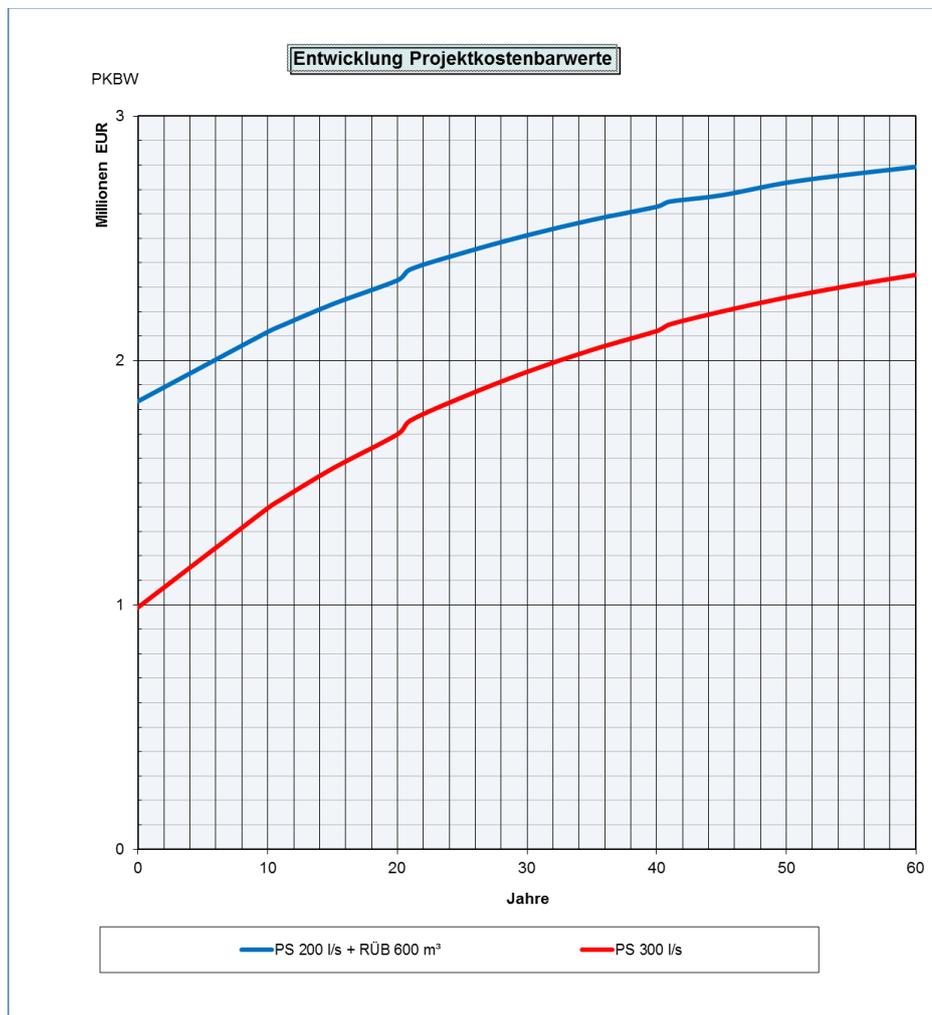


Abbildung 49: : Projektkostenbarwertentwicklung mit Zuschlag 30% auf Pumpwerkskosten

Die gleiche Aussage gilt hinsichtlich der Kostenannahme bei der Druckleitung.

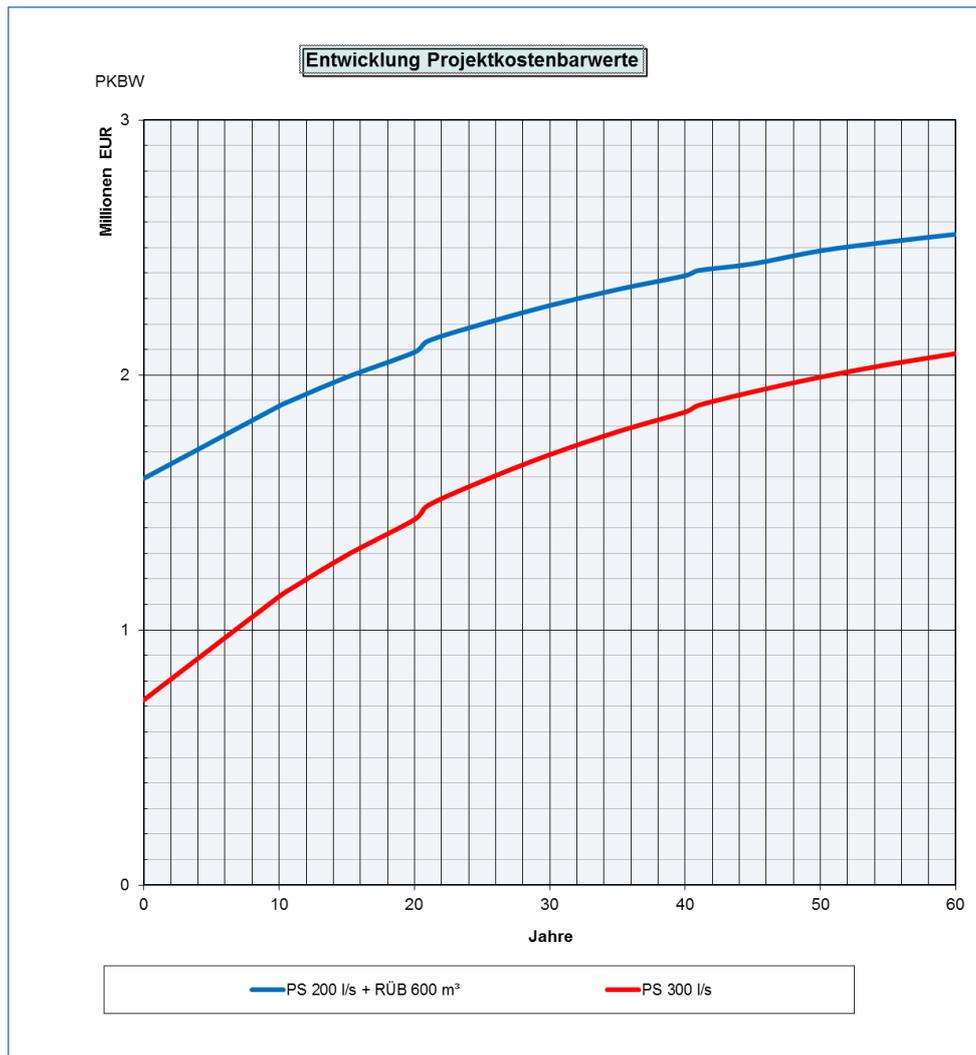


Abbildung 50: Projektkostenbarwertentwicklung mit Abschlag 30% auf Druckleitungskosten

## 5.6 Zusammenfassung

Im Ergebnis der Kostenvergleichsrechnung ist festzustellen, dass die Alternativlösung II „Erhöhung Pumpwerksleistung auf 300 l/s ohne Bau eines RÜB“ eindeutig die wirtschaftlichere Lösung darstellt.

Der Kostenvorteil beginnt bereits bei den Investitionskosten und bleibt auch während eines Betrachtungszeitraums von 60 Jahren erhalten.

Selbst erhebliche Abweichungen von den getroffenen Kostenansätzen haben keinen Einfluss auf diese Grundsatzfeststellung.