

Erläuterungsbericht

(Anlage 1)

Stadt Harburg

- Kanalisation Baugebiet „Binsenäcker II“ im ST Hoppingen



Stadt Harburg
Schloßstraße 1
86655 Harburg

Donauwörth, 09.05.2025
aufgestellt:

Harburg,

.....

.....

©Dieses Dokument ist urheberrechtlich geschützt, Vervielfältigungen und Weitergabe an Dritte
nur mit Zustimmung der EIBL INGENIEUR GmbH

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Allgemeines	3
2. Örtliche Gegebenheiten	3
2.1 Bestehende Abwasseranlagen	3
2.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse	4
3. Geplante Maßnahmen	5
3.1 Allgemeines	5
3.2 Schmutzwasserkanäle	6
3.3 Regenwasserkanäle	6
3.4 Pumpwerk und Vorlagebehälter	7
3.5 Bemessungsgrundlagen Kanäle	8
3.6 Bemessung Rückhalteraum	9
3.7 Ausführungshinweise	11
4. Kostenermittlung	12
4.1 Kanalisation	12
4.2 Gesamtkostenzusammenstellung	14

Anlage 1a – Qualitative Gewässerbelastung nach DWA-M153
Anlage 1b – Hydraulische Gewässerbelastung nach DWA-M153
Anlage 2 – Ermittlung Rückhaltevolumen nach A117
Anlage 3 – Ermittlung Fließgeschwindigkeit Vorflutgraben

1. Allgemeines

Die Stadt Harburg, Lkr. Donau-Ries, beabsichtigt die Erschließung des Baugebietes „Binsenäcker II“ im ST Hoppingen.

Die zukünftige Baugebietsfläche liegt im süd-westlichen Teil von Hoppingen im Anschluss zur Spitzengasse, nördlich der B25.

Insgesamt beträgt die neue Erschließungsfläche ca. 1,8 ha.

Laut Bebauungsplan des Planungsbüro Godts/Kirchheim am Ries ist eine Bebauung mit 13 Parzellen (Einfamilien- und Doppelhäusern) geplant.

2. Örtliche Gegebenheiten

2.1 Bestehende Abwasseranlagen

Das Abwasser der Stadt Harburg im ST Hoppingen wird teils im Misch- und teils im Trennsystem mit Nennweiten DN 250 – DN 800 (Mischwasserkanalisation zum Staukanal und PW zur Kläranlage) entsorgt bzw. das Regenwasser über einzelne Regenwasserkanäle DN 200 – DN 800 zu Vorflutgräben und zur Wörnitz abgeleitet.

Die nächsten Anschlussmöglichkeiten an weiterführende Kanäle bestehen für Schmutzwasser mittels neuem Pumpwerk an die bestehende Druckleitung von Großsörheim nach Harburg.

Das Regenwasser wird über einen neuen Auslauf in den Ableitungsgraben auf Fl.Nr. 198, der im weiteren Verlauf nach ca. 680 m in die Wörnitz mündet, abgeleitet.

Der best. Graben ist aufgrund seiner Abmessungen $b_{sp} = 1 - 5\text{m}$, und des Gefälles $v \geq 0,5 \text{ m/s}$ bereits als großer Hügel- und Berglandbach (Regenabflussspende $q_R = 240 \text{ l/s} \times \text{ha}$) einzustufen.

Nach ca. 320m unterquert der Graben in seinem Verlauf die Hauptstraße in einem Durchlass DN 600 mit einem Gefälle von 17,7 ‰, was einem Q_v von 800 l/s entspricht und der für die Ableitung ausreichend dimensioniert ist.

Nach ca. 430m erfolgt die Unterquerung der Bahnlinie Nördlingen – Donauwörth in einem Gewölbe mit den lichten Abmessungen $h=1,85\text{m}$ und $b=1,45\text{m}$ wodurch aufgrund des Abflussquerschnittes keine Probleme zu erwarten sind.

Nach ca. 470m folgt noch ein Durchlass DN 800 unter einem Wirtschaftsweg, mit einem Gefälle von 5,5 ‰, was einem Q_v von 961 l/s entspricht, der ebenfalls ausreichend dimensioniert ist.

Für den Graben besteht ansonsten kein zusätzliches Schutz- oder Bewirtschaftungsbedürfnis.

Es wurden bei der Vermessung des Grabens 3 bestehende Ausläufe aufgefunden. Eine aufgefundene Drainage DN100 bei Station 0+432 m wird nicht weiter berücksichtigt. Diese Ausläufe gehören nicht zum Kanalnetz der Stadt Harburg / ST Hoppingen.

Bei einer Inaugenscheinnahme des Grabens sind keine negativen Auswirkungen durch die bisherigen Ausläufe erkennbar.

Die best. Ausläufe HORWAusl.2 und HORWAusl.3 dienen der Straßenentwässerung, beim Straßenbauamt Augsburg sind allerdings keine Bestandsunterlagen vorhanden. Der Auslauf HORWAusl.4 konnte nicht zugeordnet werden.

- HORWAusl.2: Über diesen Auslauf erfolgt die Ableitung des Straßenentwässerungswassers der B25 Harburg-Nördlingen. Die Kanalschächte liegen neben der Bundesstraße in Böschungen oder Banketten.

Das Wasser ist lt. DWA-A 102-2 in die Flächengruppe V3 Belastungskategorie III einzustufen.

Eine Überprüfung nach M153 ergab für eine angeschlossene Straßenfläche von ca. 7200m² einen Drosselabfluss Q_{Dr} von 156 l/s.

Die Bemessung eines RRR nach DWA-A 117 ergibt gemäß den Vorgaben ein erforderliches Rückhaltevolumen von lediglich 4m³ dieses liegt unter der Bagatellgrenze vom 10 m³ nach M-153, Punkt 6.1.

- HORWAusl.3: Über diesen Auslauf erfolgt die Ableitung des Straßenentwässerungswassers der Radwegunterführung unter der B25.

Das Wasser ist lt. DWA-A 102-2 in die Flächengruppe VW1 bzw. V1 Belastungskategorie I einzustufen, dieses Wasser gilt als nicht behandlungsbedürftig.

Die angeschlossene Radwegfläche bemisst ca. 3000m² (50% davon Grasböschung).

- HORWAusl.4: Über diesen Auslauf DN 400 ist nichts bekannt, es konnten vor Ort keine weiteren dazugehörigen Schächte gefunden werden.

Aufgrund der Flurkartengeometrie an dieser Stelle, ist anzunehmen dass sich hier früher ein vernässter Seitengraben befand der zugeschüttet wurde.

Eventuell sind Drainagen angeschlossen.

2.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Laut Baugrundgutachten der Fa. HPC AG / Harburg vom 06.05.2025 steht im Erschließungsbereich unter dem Mutterboden sandiger, schluffiger bis steiniger Boden an, teilweise mittelschwer lösbarer Boden.

Der Kanalgraben ist nur als gering bis mäßig tragfähiger Baugrund zu bewerten. Bei weicher Konsistenz ist ein Bodenaustausch (im Mittel 30 cm) in der Kanalsole vorzusehen

Eine Wiederverwertung des Aushubmaterials als Kanalgrabenverfüllung ist nach Eignungsprüfung mittels Bodenverbesserung mit Mischbinder 2-4% möglich. Eine Homogenisierung des Materials mittels Separatorschaufel ist ggf. nicht möglich, bzw. muss das Material mehrfach durchmischt werden.

Bei den Bodenproben wurden erhöhte Bleiwerte bei Ton/Schluff (142 mg/kg, Z 1.2) und bei Sand (431 mg/kg, Z2) festgestellt. Ein Einbau im Kanalgraben ist zulässig. Überschüssiges Aushubmaterial wird empfohlen getrennt nach Sand und Ton/Schluff aufzuhalten. Damit eine kostenoptimierte Materialentsorgung möglich ist.

Grundwasser wurde in durchgeführten Schürfen bis 3,5 m Tiefe und auch in Bohrungen bis 5 m Tiefe nicht angetroffen. Es wurden jedoch grobkornreiche Linsen erbohrt, die wassergesättigt sind. Das Bohrgut war stellenweise „erdfeucht“, lokal „feucht“. Lokale Schichtwasserführung ist vorhanden. Die Zutrittsmenge ist erfahrungsgemäß gering und endet beim Aushub relativ schnell.

Im Rahmen der Erschließung wird eine geschlossene Drainageleitung mitgeführt, an die auch Hausdrainagen angeschlossen werden können. In die Kanalgräben werden nur bei Bedarf Baudrainagen eingebaut, die nach Fertigstellung der einzelnen Bauabschnitte durch Drainageabschottungen unterbrochen werden.

Das Baugebiet ist für eine Versickerung nicht geeignet.

Weitere Details sind dem Baugrundgutachten zu entnehmen.

3. Geplante Maßnahmen

3.1 Allgemeines

Der gesamte Bereich des Baugebietes „Binsenäcker II“ fällt aufgrund des vorhandenen Geländegefälles in südöstliche Richtung zum bestehenden Wirtschaftsweg Flur-Nr. 173 (neue Erschließungsstraße B) und weiter zum bestehenden Ableitungsgraben.

Die bestehenden Mischwasserkanäle in der nord-nördlich des Baugebietes gelegenen Flurstraße und Spitzengasse (Haus Nr. 15 – Haus Nr. 10) sind marode und sehr flach verlegt. Bei der anstehenden Dorferneuerung der beiden Straßen werden diese durch ein modernes Trennsystem ersetzt und an die hier geplanten Entwässerungskanäle angeschlossen.

Um bei der Entwässerung aus dem zukünftigen Neuerschließungsbereich „Binsenäcker II“ sowie dem späteren Anschluss der Flurstraße und Spitzengasse keine erhöhte Belastung in den Vorflutgräben zu erhalten, werden folgende Maßnahmen vorgesehen:

1. Ableitung des Abwassers im Trennsystem
2. Rückhaltung des Regenwassers in Privatgrundstücken über Rückhaltezysternen mit gedrosseltem Ablauf wie im Bebauungsplan BG „Binsenacker II“ vorgegeben

3.2 Schmutzwasser

Das **Schmutzwasser (SW)** wird über geplante Kanäle DN 150/250 bis zum geplanten Pumpwerk geführt und von dort in die bestehende Druckleitung Großsörheim – Harburg eingespeist.

Aufgrund der Hanglage des Baugebietes kann in Teilbereichen des Baugebietes je nach Anordnung der Gebäude bzw. bei zusätzlicher Unterkerlerung die Erfordernis der Schmutzwasserhebung über private Pumpwerke bestehen.

Generell werden die Hausanschlüsse in Grundstücken an der Stelle mit der größtmöglichen Anschlusstiefe an den Schmutzwasserkanal vorgeschlagen bzw. entsprechend den Wünschen der Anschlussnehmer ausgeführt. Je Grundstück wird im Neuausbaubereich ein SW-Hausanschlussschacht erstellt.

Die Hausanschlussleitungen werden bis ca. 1 m in die Grundstücke geführt und an hier vorgesehene Hausanschlussschächte angeschlossen.

Als Rohrmaterial für den SW-Kanal und Hausanschlussleitungen werden Kunststoff-Vollwandrohre aus Polypropylen (PP), SN16 vorgesehen.

Für eine mögliche Erweiterung der Erschließung in westlicher Richtung (Flur-Nr. 169/3 etc.) wird der Anschlusskanal DN 250 bis Ausbauende der Straße vorgesehen.

Die Gesamtlänge der geplanten SW-Kanäle DN 150/250 beträgt ca. 300 m.

3.3 Regenwasser

Damit keine zusätzliche Abflussverschärfung im Vorflutgraben und der weiterführenden Wörnitz aufgrund der Erweiterung durch neue Erschließungsflächen entstehen, wird das anfallende Regenwasser im Baugebiet in Regenrückhaltezysternen zwischengespeichert. **Bei dem späteren Anschluss der Flurstraße und der Spitzengasse sind soweit möglich ebenfalls Zisternen vorgesehen.** So wird nur ein stark gedrosselter Abfluss in Höhe des bisherigen Regenabflusses aus den bisher nicht befestigten landwirtschaftlich genutzten Flächen zugelassen. Im Falle der Flurstraße und Spitzengasse wird das Regenwasser nicht mehr wie vorher über den bestehenden Mischwassersammler mit Überlaufbauwerk (HOÜB115010) abgeleitet, was bei Starkregenereignissen eine Verbesserung der qualitativen Einleitung in die Wörnitz bedeutet.

Das geringe **Regenwasser (RW)** der öffentlichen Straßen- und Grünflächen wird über die parallel zum Schmutzwasserkanal geführten Regenwasserkanäle DN 250 - DN 500 aufgenommen und zum Vorflutgraben in der Fl.Nr. 198 geführt.

Die Einleitung der Regenabflussspende in die Wörnitz (Fluss) ist nicht begrenzt. Der direkte Vorflutgraben ist als großer Hügel- und Berglandbach einzustufen was eine Regenabflussspende von undurchlässigen Flächen q_R in $l/(s \times ha) = 240$ zulässt. In der Rückhaltevolumenberechnung gem. DWA-A117 wird ein Rückhaltevolumen von $44m^3$ bei Überschreitungshäufigkeit $n=1$ ermittelt. Bereits bei den jetzt geplanten 13 Zisternen mit $4,5m^3$ Rückhalteraum werden $59m^3$ Volumen geschaffen. Die Nachweise nach M153 qualitativ und hydraulisch ergeben keine weiteren Maßnahmen.

Ein optional zusätzliches Regenrückhaltebecken kann vor der Einleitung in den Graben bzw. Bach geschaffen werden um Sicherheitsreserven zu erhalten. Die Umsetzung ist jedoch wegen der nur beschränkt zur Verfügung stehenden Fläche technisch aufwendig und würde erhöhte Kosten verursachen. Gemäß vorstehender Berechnung ist dieses Becken nicht notwendig.

Als Rohrmaterial für die geplanten RW-Kanäle bis DN 500 sind Kunststoff-Vollwandrohre aus Polypropylen (PP), SN16 vorgesehen.

Die gesamte Länge zu verlegender RW-Kanäle bis zum Vorflutgraben beträgt ca. 40 m DN 250, ca. 190m DN 300, ca. 70m DN 400 und ca. 40m DN 500.

Hausanschlüsse werden in Grundstücken an der Stelle mit der größt möglichen Anschlusstiefe an den RW-Kanal vorgeschlagen bzw. entsprechend den Wünschen der Anschlussnehmer ausgeführt. Die Hausanschlussleitungen werden bis ca. 1 m in die Grundstücke geführt. Hier wird ein Abwasserkontrollset eingebaut, an das der Anschluss der Regenrückhaltezysternen und Hofabläufen erfolgt (siehe Detailplan Hausanschlüsse – Plan-Nr. 5.2)

3.4 Pumpwerk

Die geplanten Schmutzwasserkanäle münden in das geplante Pumpwerk. Nach Festlegung eines Pufferspeichervolumens von $3m^3$ durch die Stadt Harburg/H. Schindler, wird auf einen zusätzlichen Vorlagebehälter verzichtet und das Pumpwerk dafür in einem Schacht DN 2000 realisiert. Hier wird das Speichervolumen bereits mit einem Meter zusätzlicher Schachttiefe erreicht. Es ist mit dieser Ausführungsweise so, wie von der Stadt vorgegeben, der Einsatz von nassaufgestellten Pumpen möglich.

Vom Schmutzwasserpumpwerk aus wird das Abwasser über zwei Abwassertauchmotorpumpen und einer ca. 2-3m langen Schmutzwasserdruckleitung DA 63 PE in die bestehende Druckleitung Großsorheim – Harburg gepumpt.

Zur Ableitung des Schmutzwassers aus dem Erschließungsbereich sowie den Anschluss der Flurstraße und Spitzengasse wird ein Pumpwerk mit

Fertigteilpumpwerksschacht DN 2000 und 2 nassaufgestellten Abwasserpumpen mit Schneideinrichtung als Betriebs- und Reservepumpe (Parallelbetrieb verriegelt) geplant.

Die Tiefe des Pumpwerks wird mit Bezug auf die vorgegebenen Tiefe der Kanäle mit einer Anschlusstiefe von 411,45 m ü. DHHN16 und einer Sohltiefe von 411,30 m ü. DHHN16 geplant.

Die Höhe des Pumpwerkschachtes ergibt sich bei einer geplanten Geländehöhe von 415,67 m ü. DHHN16 mit ca. 4,37 m.

Aufgrund möglicher wechselnder Grundwasserstände ist das Pumpwerk auftriebssicher bis OK Gelände vorgesehen. Der Einbau erfolgt auf eine Betonsauberkeitsschicht.

Zur Erzielung einer ausreichenden Korrosionssicherheit wird der Pumpwerksschacht als GFK-Schacht mit beschichteter Betonsohle und Betondecke ausgeführt. Die Einbauteile im Pumpwerk (Rohrleitungen, Schieber, Schachtabdeckungen usw.) werden aus Edelstahl vorgesehen.

Für die Stromversorgung und die Pumpwerkssteuerung wird ein Schaltschrank neben dem Pumpwerk (Abmessung ca. 2,0 x 1,5 x 0,5 m) sowie eine EVU-Zähleranschlusssäule vorgesehen.

Die Förderleistung der Abwasserpumpen wird auf die Einspeisetaktung und die Größe des Vorlagevolumens in Abstimmung mit dem Fernwirktechnikbetreuer der Stadt Harburg, dem IB Hackenberg gewählt bzw. bemessen.

Die Steuerung des Pumpwerkes wird gleichartig in Abstimmung mit den bestehenden Pumpwerken der vorhandenen Druckleitung ausgeführt.

Die Planung und Einbindung der Steuerung wird vom bisherigen Fernwirktechnikbetreuer der Stadt Harburg, dem IB Hackenberg/Reimlingen ausgeführt.

3.5 Berechnungs- und Bemessungsgrundlagen Kanäle

Den Berechnungen und Erläuterungen liegen die gebräuchlichen Normen und Richtlinien zugrunde. Von folgenden Werten wird bei den Berechnungen ausgegangen:

* Die Regenspenden nach Kostra-Atlas 2020 des Deutschen Wetterdienstes (DWD).

* Die Regenhäufigkeit $n = 0,5$ (1 mal in 2 Jahren) wurde nach Empfehlung der DWA-A 118 für Wohngebiete angesetzt. Eine Überprüfung nach Merkblatt Nr. 4.3/3 des LfU Bayern empfohlener herabgesetzter Regenhäufigkeit von $n = 0,33$ (1mal in 3 Jahren) als mögliche Vorsorge für Auswirkungen des Klimawandels (Tabelle 1) bzw. als Überstauhäufigkeit für den rechnerischen Nachweis mit Bezugsniveau Geländeoberkante lt. Tabelle 3 der ATV A 118 hat für geplante Kanäle keinen Austritt bzw. Überflutung über die Schachtdeckel ergeben.

- * Die Regendauer von $D = 10$ min. ergibt sich aus der mittleren Geländeneigung von 1 bis 4 % bzw. > 4 % und Befestigungsgrades ≤ 50 % (Tab. 4, DWA-A 118). Die Regenspende $r_{10,n=0,5}$ ergibt sich damit nach Kostra-Atlas für den Bereich Harburg/Hoppingen (Rasterfeld 189153) mit 213,3 l/s x ha (Kostra DWD 2020)
- * Die Abflussbeiwerte wurden entsprechend der Geländeneigung und dem Anteil der befestigten Flächen (Baugebiet bis ca. 45 %) nach Tabelle 6 der DWA-A 118 bestimmt.
- * Der Schmutzwasseranfall zur Berechnung der Kanäle wird zu 5 l/s x 1.000 E gewählt. Ein Fremdwasserzuschlag für die Rohrleitungsbemessung wird mit 100 % des Schmutzwassers angesetzt. Die Gesamtfremdwassermenge ist jedoch im Maximum auf 25 % der Schmutzwassermenge zu begrenzen!
- * Die betriebliche Rauigkeit der Rohre wird mit einem k_b -Wert von 1,50 angesetzt.

Die durchgeführten hydraulischen Berechnungen der Kanäle sind in der Beilage hydraulische Berechnung enthalten.

Das Ergebnis der RW-Berechnung ergibt für die Haltungen RWneu07 bis zum Auslauf in den Ableitungsgraben Belastungsgrade von bis zu 164%. Die Staulinie der Kanäle liegt gemäß Berechnung aber immer noch deutlich unter der Deckel-OK (siehe auch Längsschnitt) Nr. 4.2.

Bei dieser stationären Berechnung wurden die Rückhaltevolumen der Zisternen nicht in Abzug gebracht.

Aufgrund des freien Auslaufes und der o.g. Gegebenheiten wurde aus Wirtschaftlichkeitsgründen und zur Kostenersparnis auf eine Dimensionsvergrößerung bei den Haltungen RWneu07, RWbez06, RWneu11 und RWneu05 vorerst verzichtet.

3.6 Bemessung Regenrückhalteraum für neuen Auslauf RWneu01

Regelwerk

DWA-Regelwerk, Arbeitsblatt DWA-A 117 „Bemessung von Regenrückhalteräumen“ vom Dezember 2013

Software

Programm REBECK der Fa. Rehm Software GmbH, Großtobeler Straße 41, 88276 Berg / Ravensburg

Bemessungsregen

Regenreihe nach dem Kostra-Atlas des DWD 2020 für Rasterfeld 189153 (Harburg/OT Hoppingen) laut Kostra-Karten für Januar bis Dezember.

Häufigkeit / Wiederkehrzeit

Nach DWA-A 117, Pkt. 4.3 bzw. 4.4.2 bzw. in Abstimmung mit der Stadt Harburg, WWA Donauwörth und aufgrund der Lage außerhalb des Wirtschaftsweges (unterhalb eines möglichen Beckens liegen nur landwirtschaftliche Flächen, keine Bebauung, Überlauf erfolgt in weiterführenden Gräben) wird eine Häufigkeit der Regenspende/Überschreitungshäufigkeit von $n=1$ (einmal im Jahr) für den Bemessungsregen angesetzt.

Angeschlossene undurchlässige Fläche A_U

Die angeschlossene, undurchlässige Fläche A_U ist ein Rechenwert (nicht in Natur nachmessbar), der sich aus der Summe aller angeschlossenen Teilflächen multipliziert mit dem jeweiligen zugehörigen mittleren Abflussbeiwert ψ_m laut DWA-A 117, Tabelle 1 ergibt.

Im hier vorliegenden Fall werden angesetzt:

Befestigte Flächen BG	$A_{E,b} = 1,51 \times 0,45 = 0,68$ ha mit $\psi_m = 0,85$
Befestigte Flächen Flurstr./Spitzeng.	$A_{E,b} = 2,07 \times 0,45 = 0,93$ ha mit $\psi_m = 0,85$
Gesamte befestigte Flächen:	$A_E = 3,58$ ha 1,61 ha

Nicht befestigte Flächen $A_{E,nb} = 3,58 - 1,61 = 1,97$ ha mit $\psi_m = 0,10$

Mit diesen Eingangswerten/Bemessungsgrundlagen und Zuschlagsfaktor von $f_z = 1,2$ (geringes Risikomaß im Hinblick auf eine mögliche Unterbemessung) wurden mit dem o.g. Programm der Fa. Rehm, REBECK 9.0 die erforderlichen Rückhaltevolumen ermittelt.

Drosselabfluss

Um eine Abflussverschärfung im Vorfluter zu vermeiden wird der Drosselabfluss max. in Höhe des Regenabflusses der früher nicht befestigten Baugebietsflächen angesetzt (natürliche Regenabflussspende).

Der Regenabfluss vor Erschließung des Baugebietes ergibt sich mit:

$$\text{Gesamt-Qd} = A_e \times \psi_m \times r_{15,1} = 3,58 \times 0,10 \times 133,3 \sim 47,7 \text{ l/s}$$

Laut Abstimmung mit WWA Donauwörth ist jedoch aufgrund der Charakteristik des Grabens eine zulässige Regenabflussspende von $240 \text{ l}_{\text{sxha}}$ anzunehmen, die einen Drosselabfluß von **387 l/s** ergibt (siehe Anlage 1-Hydraulische Gewässerbelastung nach M153).

Damit wurde über Einzelbecken-Berechnungen nach DWA A 117 mit dem Programm Rehm/Rebeck 9.0 folgendes erforderliche Volumen bestimmt:

Erf. Rückhaltevolumen für Baugebiet

$$V_{\text{erf}} = 44 \text{ m}^3 \text{ für } n=1 \quad (\text{siehe Berechnung Anlage 2})$$

Bei Berücksichtigung von RW-Zisternen in Privatgrundstücken mit min. 4,5 m³ Retentionsvolumen laut Vorgaben Bebauungsplan (siehe Begründung Pkt. 5.5) ergibt sich folgende mögliche Reduzierung des erforderlichen Rückhaltevolumen für ein Regenrückhaltebecken für das Baugebiet und Anschluss Flurstraße/Spitzengasse.

$$V_{\text{erf}} = 44 \text{ m}^3 - 58,5 \text{ m}^3 (\text{ca. } 13 \text{ Parzellen} \times 4,5 \text{ m}^3) = 0,0 \text{ m}^3$$

Auch aufgrund der Lage unterhalb von Hoppingen ohne Gefährdung der Bebauung (hier liegen nur landwirtschaftliche Flächen, Auslauf erfolgt über Ableitungsgraben direkt in die Wörnitz) wird für das Bauvorhaben das so ermittelte zusätzliche Rückhaltevolumen eines Beckens mit 0 angesetzt, es wird kein Becken benötigt. Weiterhin steht in den privat genutzten Zisternen zusätzliches Nutzvolumen je nach Füllungsgrad zur Verfügung.

3.7 Ausführungshinweise

Die geplanten Rohrleitungen werden in Splittmaterial verlegt und bis 30 cm über Rohrscheitel mit gleichem Material verfüllt.

Die restliche Auffüllung des Grabens wird im Straßenbereich mit aufbereitetem Aushub bzw. mit Kiesmaterial, im Bereich von geplanten Grünflächen und Privatgrundstücken mit Aushubmaterial vorgenommen.

Für die Schmutzwasserkanalisation werden generell Schachtbauwerke DN 1000 mit Fertigschachtunterteilen vorgesehen. Auch für die Regenwasserrevisionsschächte werden für Rohrdurchmesser DN 250 - 400 Schachtbauwerken DN 1000 aus Fertigschachtunterteilen errichtet.

Die Hausanschlussleitungen werden in die Grundstücke geführt und an den jeweiligen Hausanschlussschacht bzw. die Zisternen angeschlossen.

Im gesamten Baugebiet wird eine gestaffelte Leitungstiefe vorgeschlagen, um Konflikte bei Querungen der Hausanschlüsse der einzelnen Versorger zu vermeiden.

Folgende Tiefenstaffelung wird vorgeschlagen:

Kabelverlegung für Strom, Telekom und DSL: ca. 0,6-0,8 m unter OK Straße

Wasserversorgung Rohrdeckung:	ca. 1,25 m unter OK Straße
Rohrsohle:	ca. 1,35 m unter OK Straße

Regenwasserkanal: Rohrdeckung:	mind. 1,5 m bis max. 3,00 m
--------------------------------	-----------------------------

Schmutzwasserkanal: Rohrdeckung:	mind. 1,9 m bis max. 3,40 m
----------------------------------	-----------------------------

Aufgrund der Hanglage des Baugebietes sind insbesondere für die Erschließung der talseitigen Grundstücke größere Kanaltiefen über 3 m erforderlich, um eine Ableitung im freien Gefälle zu ermöglichen.

Für eine Erweiterung der Erschließung der westlichen, derzeit landwirtschaftlich genutzten Grundstücke sowie den Anschluss der Flurstraße/Spitzengasse (Haus Nr. 10 – Haus Nr. 15) wurden bereits Anschlusskanäle mit ausreichenden Dimensionen vorgesehen.

4. Kostenermittlung Abwasserkanalisation und Regenrückhaltung Incl. Anschlusskanäle für spätere Ableitung Flurstraße/Spitzengasse

4.1 Kanalisation

Schmutzwasserkanal

- SW-Kanal DN 150/250 PP incl. Schächte, Erdarbeiten und Verbau mit Straßenaufbruch und Wiederherstellung ca. 66 m à 750,-- €	49.500,-- €
- SW-Kanal DN 200/250 PP incl. Schächte, Erdarbeiten und Verbau im Baugebiet incl. Sohl drainage ca. 164 m à 650,-- €	106.600,-- €
- SW-Hausanschlüsse DN 150 PP öffentlich incl. Abzweig, Erdarbeiten, Verbau bis Grundstücksgrenze ca. 3 m ca. 13 Stck. à 1.500,-- €	19.500,-- €
- SW-Hausanschlüsse privat ab Grundstücksgrenze incl. Schacht ca. 13 Stck. à 4.200,-- €	54.600,-- €
- SW-Kanal DN 200/250 PP incl. Schächte, Erdarbeiten und Verbau mit Straßenaufbruch und Wiederherstellung für späteren Anschluss Flurstraße/Spitzengasse ca. 70 m à 750,-- €	<u>52.500,-- €</u>
<u>Nettokosten Schmutzwasserkanal BA1</u>	<u>ca. 282.700,-- €</u>

Schmutzwasserpumpwerk

1. Stromanschluss für Pumpwerk mit Zähleranschluss säule, Kabelzuführung.	10.000,-- €
---	-------------

2. Pumpenschacht aus GFK Tiefe ca. 4,4 m mit Schachtabdeckung, Leitern usw. und Krangestellung.	30.000,-- €
3. Maschinentechnik und 2 Schmutz- wasserpumpen, Edelstahlrohrleitungen für Pumpwerk.	14.000,-- €
4. Elektro- und Steuertechnik mit Elektroschaltschrank sowie kompletter Verdrahtung sowie Induktiver Durchflussmessung. (ohne Fernwirktechnik bauseits)	25.000,-- €
5. Fernwirktechnik, Einbindung in System Harburg, lt. Angabe IB Hakenberg	25.000,-- €
6. Inbetriebnahme, Gewährleistungsverlängerung auf 4 Jahre TÜV Abnahme	7.000,-- €

Nettokosten Schmutzwasserpumpwerk

mit Anschluss auf best. Druckleitung **rund ca. 111.000,00 €**

Regenwasserkanal

- RW-Kanal DN 200 PP incl. Schächte, Erdarbeiten und Verbau incl. Anschluss auf best. Kanal, Anschl. Parzelle 13 ca. 42 m à 500,-- €	21.000,-- €
- RW-Kanal DN 300 PP incl. Schächte, Erdarbeiten und Verbau im Baugebiet ca. 121 m à 600,-- €	72.600,-- €
- RW-Kanal DN 400 PP incl. Schächte, Erdarbeiten und Verbau im Baugebiet ca. 43 m à 675,-- €	29.025,-- €
- RW-Kanal DN 400 PP incl. Schächte, Erdarbeiten und Verbau mit Straßenaufbruch und Wiederherstellung ca. 30 m à 775,-- €	23.250,-- €
- RW-Kanal DN 500 PP incl. Schächte, Erdarbeiten und Verbau Ableitung zum Graben ca. 42 m à 750,-- €	31.500,-- €
- RW-Hausanschlüsse DN 150 PP öffentlich incl. Abzweig, Erdarbeiten, Verbau bis Grundstücksgrenze ca. 3 m ca. 13 Stck. à 1.500,-- €	19.500,-- €

- RW-Zisternen als Überlaufzisterne (V ca. 8 m³) einschl. Erdarbeiten und Revisionsrohr sowie Filter und Ablaufdrossel ca. 13 Stck. à 7.000,-- €	91.000,-- €
- RW-Kanal DN 300 PP incl. Schächte, Erdarbeiten und Verbau mit Straßenaufbruch und Wiederherstellung Für späteren Anschluss Flurstraße/Spitzengasse ca. 70 m à 700,-- €	49.000,-- €
- Abbruch bestehender RW-Kanal DN 100 incl. Schächte, Erdarbeiten und Entsorgung ca. 16 m à 70,-- €	1.120,-- €
- Abbruch bestehender RW-Kanal DN 500 SB incl. Schächte, Erdarbeiten und Entsorgung ca. 20 m à 100,-- €	2.000,-- €
- <i>Optionale Regenwasserrückhaltung zur Schaffung von Sicherheitsreserven als Erdbecken (abhängig von Forderungen des WWA und Stadt Harburg).</i>	(30.000,--€)
<u>Nettokosten Regenwasserkanal BA1</u>	ca. 339.995,-- €

4.2 Gesamtkostenzusammenstellung

Nettobaukosten Kanalisation	733.695, - - €
+ ca. 12% Baustelleneinrichtung, Baustellengemeinkosten	<u>88.043,40 €</u>
Netto-Gesamtkosten	821.738,40 €
+ 19 % MWSt.	<u>156.130,30 €</u>
Brutto-Gesamtkosten Kanalisation	977.868,70 €
ohne Baunebenkosten (~12%)	<u>rd. 978.000,00 €</u>

Mehrkosten für Archäologie im Denkmalschutzbereich, Kampfmittel etc. sind nicht berücksichtigt.

aufgestellt: H. Stadelmann/Ludl
Donauwörth, den 09.05.2025

©Dieses Dokument ist urheberrechtlich geschützt, Vervielfältigungen und Weitergabe an Dritte
nur mit Zustimmung der EIBL INGENIEUR GmbH

Anlage 1a

M153 - Programm des Bayerischen Landesamtes für Umwelt						Version 01/2010	
Eibl Ingenieur GmbH, Zirgesheimer Str. 43, 86609 Donauwörth							
Qualitative Gewässerbelastung							
Projekt : St. Harburg, Erschl. BG Binsenäcker II Hoppingen						Datum : 09.05.2025	
Gewässer (Anhang A, Tabelle A.1a und A.1b)						Typ	Gewässerpunkte G
Entwässerungsgraben zur Wörnitz Auslauf RW/neu01						G 4	G = 21
Flächenanteile f_i (Kap. 4)			Luft L_i (Tab. A.2)		Flächen F_i (Tab. A.3)		Abflussbelastung B_i
Flächen	A_{ui} in ha	f_i n. Gl.(4.2)	Typ	Punkte	Typ	Punkte	$B_i = f_i \cdot (L_i + F_i)$
BG Binsenäcker II	0,679	0,422	L 1	1	F 3	12	5,48
Flurstr. u. Spitzeng.	0,931	0,578	L 1	1	F 3	12	7,52
			L		F		
			L		F		
			L		F		
			L		F		
	$\Sigma = 1,611$	$\Sigma = 1$	Abflussbelastung $B = \text{Summe } (B_i) :$				$B = 13$
maximal zulässiger Durchgangswert $D_{\max} = G/B$						$D_{\max} =$	
vorgesehene Behandlungsmaßnahmen (Tabellen: A.4a, A.4b und A.4c)						Typ	Durchgangswerte D_i
						D	
						D	
						D	
Durchgangswert $D = \text{Produkt aller } D_i$ (siehe Kap 6.2.2) :						$D =$	
Emissionswert $E = B \cdot D$						$E =$	
keine Regenwasserbehandlung erforderlich, da $B = 13 \leq G = 21$							

Anlage 1b

M153 - Programm des Bayerischen Landesamtes für Umwelt		Version 01/2010	
Eibl Ingenieur GmbH, Zirgesheimer Str. 43, 86609 Donauwörth			
Hydraulische Gewässerbelastung			
Projekt : St. Harburg, Erschl. BG Binsenäcker II Hoppingen		Datum : 09.05.2025	
Gewässer : Entwässerungsgraben zur Wörnitz Auslauf RWneu01			
<u>Gewässerdaten</u>			
mittlere Wasserspiegelbreite b:	2,25 m	errechneter Mittelwasserabfluss MQ :	0,338 m³/s
mittlere Wassertiefe h:	0,15 m	bekannter Mittelwasserabfluss MQ :	1 m³/s
mittlere Fließgeschwindigkeit v:	1 m/s	1-jährlicher Hochwasserabfluss HQ1 :	m³/s
<u>Flächenermittlung</u>			
Flächen	Art der Befestigung	$A_{E,k}$ in ha	Ψ_m
BG Binsenäcker II	Straßen-, Dach- und Hofflächen	1,51	0,45
Flurstr. u. Spitzeng.	Straßen-, Dach- und Hofflächen	2,07	0,45
		$\Sigma = 3,58$	$\Sigma = 1,611$
<u>Emissionsprinzip nach Kap. 6.3.1</u>		<u>Immissionsprinzip nach Kap. 6.3.2</u>	
Regenabflussspende q_R :	240 l/(s·ha)	Einleitungswert e_w	4 -
Drosselabfluss Q_{Dr} :	387 l/s	Drosselabfluss $Q_{Dr,max}$:	4000 l/s
Maßgebend zur Berechnung des Speichervolumens ist $Q_{Dr} = 387$ l/s			
Einjährlicher Hochwasserabfluss sollte nicht überschritten werden			

Anlage 2

Programm: Rehm / REBECK

Datum: 09.05.2025

Eibl Ingenieur GmbH * Zirgesheimer Str. 43 * 86609 Donauwörth

Projekt: RRB BG Binsenäcker II in Hoppingen

Einzelbeckenberechnung gem. DWA-A 117

Becken: **Auslauf RWneu01** Abfluss nach: **0**

Bezeichnung: RRB für EZG BG Binsenäcker II mit Flurstr. u. Spitzengasse bis Haus Nr. 11

Bemessungsgrundlagen

Fläche des kanalisierten Einzugsgebietes	$A_{E,k} =$	3,58 ha
Befestigte Fläche	$A_{E,b} =$	1,61 ha
Mittlerer Abflussbeiwert der befestigten Fläche	$\psi_{m,b} =$	0,850 -
Nicht befestigte Fläche	$A_{E,nb} =$	1,97 ha
Mittlerer Abflussbeiwert der nicht befestigten Fläche	$\psi_{m,nb} =$	0,100 -
Rechnerische Fließzeit im Kanalnetz bei Vollfüllung	$t_f =$	5,00 min
Mittlerer täglicher Trockenwetterabfluss	$Q_{T,d,aM} =$	0,00 l/s
Drosselabfluss	$Q_{Dr} =$	387,00 l/s
Zuschlagsfaktor	$f_z =$	1,20 -

Berechnungsergebnisse

Undurchlässige Fläche: $A_u = A_{E,b} \cdot \psi_{m,b} + A_{E,nb} \cdot \psi_{m,nb}$	$A_u =$	1,57 ha
Regenanteil der Drosselabflussspende $q_{Dr,R,u}$	$q_{Dr,R,u} =$	246,50 l/s·ha
Abminderungsfaktor aus $t_f = 5,00$ min und $n = 1,00/a$	$f_A =$	2,085 -
Gewählter Niederschlag:	Hoppingen	
Überschreitungshäufigkeit:	$n = 1,000/a$	

Dauerstufe D min, h	Niederschlags- höhe hN mm	Zugehörige Regenspende r l/s·ha	Drosselabfluss- spende $q_{Dr,R,u}$ l/s·ha	Differenz $r - q_{Dr,R,u}$ l/s·ha	Spez. Speicher- volumen $V_{s,u}$ m³/ha
5 min	8,5	283,3	246,5	36,8	28

Erforderliches spezifisches Volumen	$V_{s,u} =$	28 m³/ha
Erforderliches Rückhaltevolumen $V = V_{s,u} \cdot A_u$	$V =$	44 m³

Geschaffenes Rückhaltevolumen (ca. 13 Parzellen x 4,5m³) $V = 58,5m³$

kein weiterer RRR erforderlich, da $44m³ \leq 58,5m³$

Anlage 3

Ermittlung Fließgeschwindigkeit Vorflutgraben

Erläuterungen zum Strickler-Beiwert k_{St}

Beim Strickler-Beiwert k_{St} handelt es sich um einen Rauigkeitsbeiwert. Je größer dieser Rauigkeitsbeiwert ist, umso glatter ist das Gerinnebett und umso geringer ist der Widerstand, welcher der Fließbewegung entgegen gesetzt wird. Dementsprechend nimmt die Fließgeschwindigkeit mit steigendem Strickler-Beiwert zu.

Für den Graben wird ein natürliches Grabenbett, kurzes Gras mit vereinzelt Ge-
strüpp angesetzt.

k_{St}	30
Das Gefälle beträgt gemittelt	1,7 ‰
Die Querschnittsfläche beträgt gemittelt	0,82 m ²
Der benetzte Umfang beträgt gemittelt	4,55 m

Die Berechnung der mittleren Fließgeschwindigkeit V_m erfolgt nach der Formel von Gauckler-Manning-Strickler:

$$v_m = k_{st} \cdot \sqrt[3]{R^2} \cdot \sqrt{i}$$

$$R = \frac{A}{U}$$

k_{St}	Stricker-Beiwert
R	Hydraulischer Radius
A	Fliesquerschnitt
U	Benetzter Umfang
i	Gefälle

$$v_m = 30 \cdot \sqrt[3]{0,1802^2} \cdot \sqrt{0,017}$$

Fließgeschwindigkeit $v_m = 1,3 \text{ m/s}$

Ermittlung Durchfluss Q Vorflutgraben

$$Q = \text{Fließquerschnitt } q \cdot \text{Fließgeschwindigkeit } v$$

Durchfluss $Q = 1,066 \text{ m}^3/\text{s}$