

## Unterlage 01.03.07 – Objektschutz WSV

### Teilbericht 07.01 – Variantenuntersuchung Objektschutz WSV

Ergänzte Fassung mit Änderungsanmerkungen im Ergebnis des Entwurfes

#### Inhaltsverzeichnis

<b>0</b>	<b>Vorbemerkung</b> .....	<b>1</b>
<b>1</b>	<b>Veranlassung</b> .....	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Konzeptionierung</b> .....	<b>2</b>
2.1	Objektschutz am Außenbezirk Straubing der WSV .....	2
2.2	Binnenentwässerung .....	3
<b>3</b>	<b>Variantenuntersuchung</b> .....	<b>4</b>
3.1	Vordimensionierung der HWS-Wand .....	4
3.1.1	Tiefgründung – Spundwand .....	4
3.1.2	Flachgründung – Gewichtsmauer.....	5
3.2	Durchströmungsberechnungen .....	6
3.2.1	Tiefgründung – Spundwand .....	6
3.2.2	Flachgründung – Gewichtsmauer.....	7
3.2.3	Gegenüberstellung Berechnungsergebnisse Umströmung HWS-Wand und Deichdurchsickerung an der Ostseite.....	7
<b>4</b>	<b>Dimensionierung Binnenentwässerung</b> .....	<b>8</b>
4.1	Definition von Lastfällen.....	8
4.2	Bestimmung des binnenseitigen Zuflusses (Starkregen) .....	8
4.3	Dimensionierung der Entwässerungsanlagen für maßgebenden Lastfall .....	9
<b>5</b>	<b>Konstruktive Durchbildung</b> .....	<b>10</b>
<b>6</b>	<b>Kostenschätzung/-gegenüberstellung</b> .....	<b>11</b>
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung und Empfehlungen</b> .....	<b>12</b>
<b>8</b>	<b>Änderungen im Rahmen der Fortführung des Entwurfes</b> .....	<b>12</b>
<b>9</b>	<b>Literatur- und Quellenverzeichnis</b> .....	<b>14</b>

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Qualmwassermenge in Abhängigkeit der Spundwandlänge .....	6
Tabelle 2:	Qualmwassermenge in Abhängigkeit der Dimensionen der Gewichtsmauer .....	7
Tabelle 3:	Qualmwassermengen für Spundwand und Gewichtsmauer .....	7
Tabelle 4:	Ergebnisse der Abflussberechnung.....	9
Tabelle 5:	Kosten für Profil Larssen 600 für Material, Lieferung und Einbau .....	11
Tabelle 6:	Länge und Kosten der Varianten 1 und 2 (Spundwand) für den Deichabschnitt 4 .....	11
Tabelle 7:	Kubatur und Kosten der Variante 3 (Gewichtsmauer) für den Deichabschnitt 4.....	11

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1:	Prinzipskizze zur geplanten Entwässerung .....	3
Abbildung 2:	Gewählte Geometrie der Gewichtsmauer .....	5

## Anlagenverzeichnis

Anmerkung: Die nachfolgenden Bauwerkspläne bilden den Stand der Vorplanung ab. Maßgebend sind nunmehr die aktuellen Bauwerkspläne des Entwurfes gemäß Unterlage 04.07. Die Pläne der Vorplanung liegen deshalb dem Entwurf nicht mehr bei.

Anlage 1 Lageplan Deichabschnitt 4, Neubau Objektschutz WSA

Anlage 2 Regelquerschnitt Deichabschnitt 4, Neubau Objektschutz WSA

Die Berechnungsergebnisse liegen der im Rahmen des Entwurfes fortgeschriebenen Fassung nicht bei, da nunmehr die aktuellen Berechnungsergebnisse des Entwurfes gemäß Unterlage 06.02 maßgebend sind.

Anlage 3 Vorbemessung Spundwand

Anlage 4 Vorbemessung Gewichtsmauer

Die Berechnungsergebnisse liegen der im Rahmen des Entwurfes fortgeschriebenen Fassung nicht bei, da nunmehr die aktuellen Berechnungsergebnisse des Entwurfes gemäß Unterlage 06.01 maßgebend sind.

Anlage 5 Durchströmungsberechnung für Variante Spundwand (umströmt)

Anlage 6 Durchströmungsberechnung für Variante Gewichtsmauer

## 0 Vorbemerkung

Bei der vorliegenden Unterlage handelt es sich um die Ergebnisse der Vorplanung mit Stand vom 22.10.2018. Es wurden das Kapitel 8, das in blauer Schrift hervorgehoben ist, ergänzt. Darin sind die notwendigen Änderungen dargestellt, die im Ergebnis der weiteren Planungen erforderlich wurden.

## 1 Veranlassung

Im Zuge der Verbesserung des Hochwasserschutzes an der Donau ist zur Minderung künftiger Hochwasserereignisse die Errichtung der „Hochwasserrückhaltung (HWR) Oberauer Schleife“ geplant, die als gesteuerter Flutpolder betrieben werden soll.

In der südöstlichen Ecke des Vorhabengebietes befindet sich die Außenstelle ABz (Außenbezirk) Straubing des WSA Regensburg, die durch einen Objektschutz (im Folgenden: OS WSV) geschützt werden soll. Die Entscheidungsvorlage zur Lage, zur Deichgeometrie und zum Deichaufbau [1] (Teilbericht 4.02) unterscheidet hierfür die folgenden möglichen Varianten:

- Variante A7: homogener Deich mit Deichverteidigungsweg (DVW) auf der landseitigen Berme
- Variante A8: HWS-Wand mit statisch wirksamer Dichtung und landseitigem Kontrollweg
  - o Tiefgründung: Spundwand
  - o Flachgründung: Gewichtsmauer, nach Erfordernis zusätzlich mit Dichtwand

Aufgrund der deutlich geringeren Flächeninanspruchnahme sowie aufgrund der relativ filigranen Bauweise, insbesondere bei Ausführung als Spundwand, ist die HWS-Wand (Variante A8) als Vorzugsvariante tiefergehend zu untersuchen.

Die Ergebnisse der in diesem Zusammenhang durchgeführten Untersuchungen und weiterführenden Überlegungen sind in der vorliegenden Unterlage zusammengefasst.

Für die Untersuchung wurde das folgende Vorgehen gewählt:

- Vordimensionierung der Varianten Tief- und Flachgründung
- Durchführen von Durchströmungsberechnungen für die vorgenannten Varianten einschließlich Ermittlung anfallender Qualmwassermengen
- Überschlägige Ermittlung binnenseitig anfallender Niederschlags-Wassermengen und Vordimensionierung Entwässerungsgraben

Weiterhin wurden die folgenden Punkte in den vorliegenden Bericht aufgenommen:

- Zusammenfassung der konzeptionellen Überlegungen zum Objektschutz und Wasserrückhalt im Hochwasserfall sowie zur Binnenentwässerung
- Zusammenfassung der Überlegungen zur Objektplanung OS WSV (Trassierung)
- Zusammenstellung möglicher Varianten zur konstruktiven Durchbildung
- Vergleichende Kostenschätzung der Varianten Tief- und Flachgründung

## 2 Konzeptionierung

### 2.1 Objektschutz am Außenbezirk Straubing der WSV

Die aktuelle Planung sieht die Errichtung einer HWS-Wand nord- und westseitig des WSV-Geländes vor. Im Osten und Süden schließt die Wand an die in Dammlage verlaufende Zufahrtsstraße nach Oberau an. Die Straße wird im Zuge der HWS-Maßnahmen auf eine Höhe von mind. 321,25 m ü. NHN angehoben.

Hieraus ergeben sich die folgenden hydrogeologischen Randbedingungen, die für die weitere Planung des OS WSV zu berücksichtigen sind:

- Zur Stauhaltung der Donau (Richtung Süden): Dichtwand im Stauhaltungsdamm als Trennung zum Grundwasserkörper der Donau
- Ostseitig: Deichdurchströmung in Abhängigkeit der Planung zur Anhebung der Zufahrtsstraße nach Oberau
- Flankenumströmung im Anschlussbereich der Spundwand an die o.g. bestehenden Deiche

Für die hier gegenständliche HWS-Wand sind gemäß der Entscheidungsvorlage zur Deichgeometrie in Teilbericht 4.02, ergänzt um eine weitere Differenzierung, die folgenden Varianten zu unterscheiden:

- Variante 1: Spundwand entsprechend den statischen Erfordernissen, umströmt, d.h. ohne Einbindung in den unterliegenden Stauer
- Variante 2: Spundwand mit Einbindung in den unterliegenden Stauer
- Variante 3: Gewichtsmauer

In den nachfolgenden Abschnitten 3.1 und 3.2 werden die Ergebnisse der Vordimensionierung sowie der Durchströmungsberechnungen vorgestellt.

Der Lageplan in Anlage 1 zeigt den aktuell geplanten Verlauf der HWS-Wand. Im Regelquerschnitt in Anlage 2 ist exemplarisch eine HWS-Wand aus Stahlbeton mit statisch wirksamer Innendichtung (z.B. Ausführung als Spundwand) dargestellt.

#### Trassierung der HWS-Wand

Bei der Trassenführung wurden die folgenden Rahmenbedingungen berücksichtigt:

- Die Achse der HWS-Wand verläuft nordseitig zu großen Teilen entlang des derzeitigen Zauns (Verlauf Zaun entsprechend den zur Verfügung stehenden Vermessungsdaten).
- Die Achse der HWS-Wand hält den erforderlichen Abstand zur bestehenden Oberflächen-Befestigung für die Errichtung eines landseitigen Kontrollweges und eines daran anschließenden Entwässerungsgrabens ein. Die bestehende befestigte Nutzfläche bleibt daher weitgehend erhalten.
- An der Westseite wurde ein Abstand von 4 m zum Bestand (Bürogebäude) in Hinblick auf eine mögliche Spundwand-Herstellung berücksichtigt. Im weiteren Planungsprozess sind die Lage des Gebäudes und die Höhenlage des Daches für mögliche Spundwandarbeiten zu prüfen.

Generell wird bei der Trassierung das Ziel verfolgt, die erforderlichen Erdarbeiten (insb. Dammschüttung) sowie auch den Eingriff in die Umwelt (vorhandener Gehölzbewuchs) auf ein technisch machbares Minimum zu beschränken.

## 2.2 Binnenentwässerung

Unabhängig von der Variante (Varianten 1 bis 3) sind landseitig (binnenseitig) im Hochwasserfall Qualm- und Sickerwässer zu erwarten, welche zu sammeln und abzuführen sind. Diese bilden sich aus Wässern der Flankenumströmung, der nicht auszuschließenden Deichdurchströmung an der Ostseite der betrachteten Fläche sowie schließlich aus einer Unterströmung der gegenständlichen HWS-Wand.

Darüber hinaus ist in Hinblick auf Niederschlagsereignisse eine funktionierende Oberflächenentwässerung sicherzustellen.

Mit der Umsetzung der Maßnahmen zum Hochwasserschutz liegt die Fläche des WSA in einem hydraulisch abgeschlossenen System. Zum Sammeln und Ableiten von Qualm- und Oberflächenwässern sind daher Entwässerungsmulden und Durchlässe (für den Normalfall) sowie ein Pumpensumpf (für den Hochwasserfall) vorzusehen. Die Durchlässe sind so auszustatten (z.B. mit Rückschlagklappen o.Ä.), dass sie im Hochwasserfall druckdicht verschlossen werden können.

In Abbildung 1 ist eine Prinzipskizze des geplanten Entwässerungskonzeptes enthalten. Dabei wird der bestehende, im Osten verlaufende Entwässerungsgraben in das Konzept integriert. Die Ergebnisse der Vorbemessung der Binnenentwässerung sind in Abschnitt 4 enthalten.

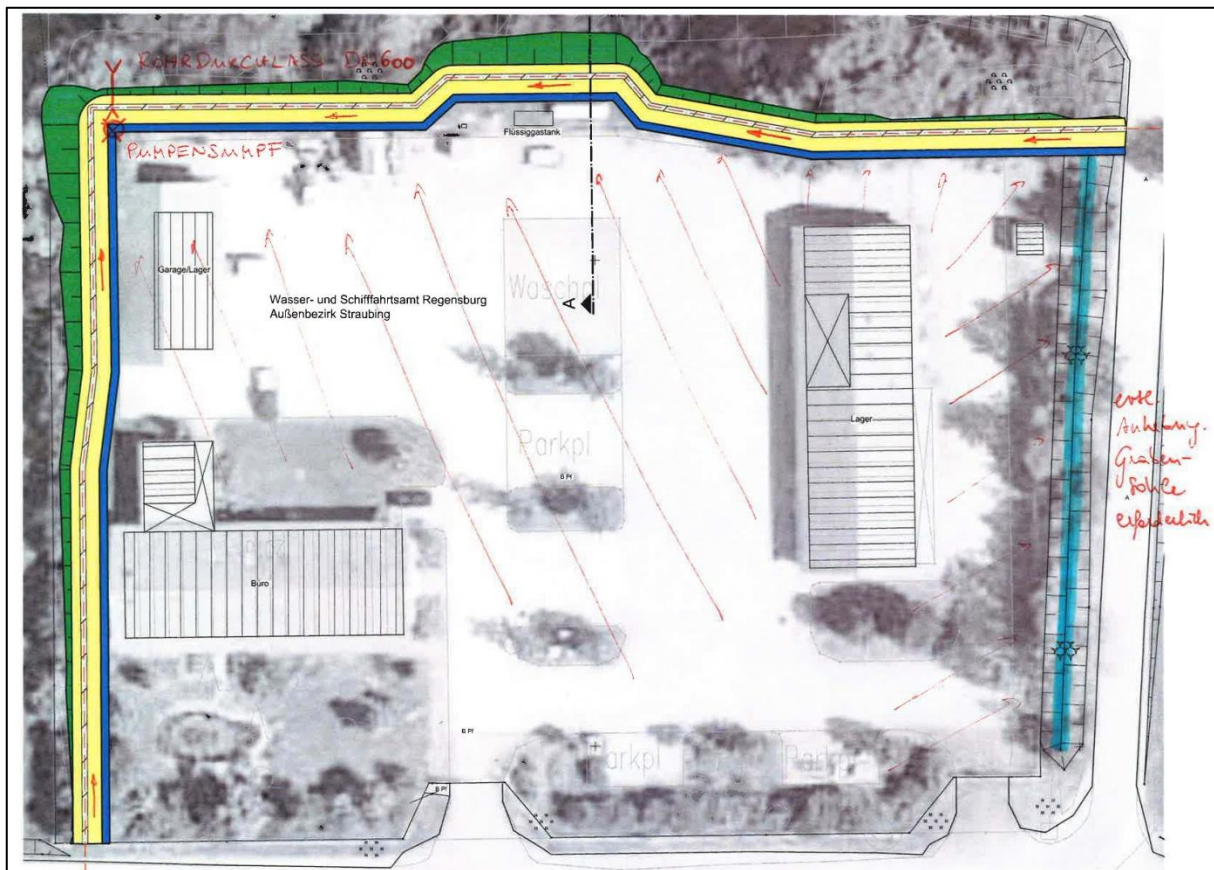


Abbildung 1: Prinzipskizze zur geplanten Entwässerung

### 3 Variantenuntersuchung

#### 3.1 Vordimensionierung der HWS-Wand

##### 3.1.1 Tiefgründung – Spundwand

Die erdstatischen und geohydraulischen Berechnungen (Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch) zur (geotechnischen) Vorbemessung der Spundwand wurden mit dem Programm DC-Baugrube durchgeführt. Die Berechnungen erfolgten nach DIN EN 1997-1 [4], DIN 1054:2010-12 [6] und DIN 19712 [2], sowie unter Berücksichtigung der Empfehlungen der EAB [7] für den Endzustand (Bemessungssituation BS-P) mit Beanspruchung durch das BHW (HQ100) sowie für die außergewöhnliche Situation eines Einstaus der HWS-Wand auf den Wasserstand bei HQ1000 (Bemessungssituation BS-A).

Die Querschnittbemessung der Spundwand erfolgte ebenfalls mit dem Programm DC-Baugrube. Die Bemessung wurde nach DIN EN 1993 [3] durchgeführt.

##### 3.1.1.1 Berechnungsansätze der geotechnischen Vorbemessung

Folgende Modellansätze liegen den Berechnungen zugrunde:

- Die geometrischen Verhältnisse entsprechen jenen des Querprofils im Regelquerschnitt *Variante A – HWS-Wand mit statisch wirksamer Dichtung mit landseitigem Kontrollweg*
- Als Grundlage für das Baugrundmodell (Schichtenfolge und Schichtmächtigkeiten) wurde Schnitt 20, Anlage Nr. 2.3 des geotechnischen Berichts 2.12 [8] herangezogen.
- Die bodenmechanischen Kennwerte wurden entsprechend den Angaben im geotechnischen Bericht angesetzt.
- Der Wasserspiegel wurde binnenseitig zwischen einer Kote von 318,0 m ü. NHN, entsprechend dem Wasserspiegel des oberen Grundwasserstockwerkes der kiesigen Auffüllungen, und einer Kote von 319,65 m ü. NHN, entsprechend der binnenseitigen GOK variiert.

##### 3.1.1.2 Ergebnisse der geotechnischen Vorbemessung

Im Ergebnis der Variantenstudie stellten sich die Berechnungen im BS-A unter Ansatz eines luftseitigen Wasserspiegels bei einer Kote von 319,65 m ü. NHN als maßgebend bezüglich der Schnittkräfte als auch für die erforderliche Einbindetiefe heraus.

Die statisch erforderliche Einbindetiefe wurde mit einer Tiefe  $T = 2,4$  m ermittelt. Der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch ergab eine erforderliche Einbindetiefe von  $T = 0,51$  m. Das maximale (charakteristische) Moment wurde zu  $M_k = -12,3$  kNm ermittelt.

Für die Kopfverformungen ergaben sich Werte von  $u = 1,0$  cm bis 2,2 cm.

In Anlage 3 sind eine Übersicht zur Systemeingabe sowie ein Ausdruck der wesentlichen Berechnungsergebnisse enthalten.

##### 3.1.1.3 Querschnittsbemessung

Die Querschnittsbemessung wurde mit den maßgebenden Schnittgrößen aus der geotechnischen Vorbemessung durchgeführt. Die Nachweise werden mit dem gewählten Profil Larssen 600 mit einem Widerstandsmoment von  $W_y = 510$  cm<sup>3</sup> erfüllt.

Die Ergebnisse der Querschnittsbemessung sind in Anlage 3 enthalten.

### 3.1.2 Flachgründung – Gewichtsmauer

Die Vorbemessung der Gewichtsmauer wurde mit dem Programm RIB-Limes durchgeführt. Die geotechnischen Nachweise erfolgten nach DIN EN 1997-1 [4], die Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 [4]. Die geotechnischen Nachweise erfolgten analog zu den Berechnungen für die Spundwand für die Bemessungssituationen BS-P und BS-A mit den entsprechenden Wasserspiegeln HQ100 und HQ1000.

#### 3.1.2.1 Berechnungsansätze der geotechnischen Vorbemessung

Folgende Modellansätze liegen den Berechnungen zugrunde:

- Die geometrischen Verhältnisse entsprechen jenen des Querprofils im Regelquerschnitt *Variante A – HWS-Wand mit statisch wirksamer Dichtung mit landseitigem Kontrollweg*.
- Der Baugrund unter der Gründungsebene der HWS-Mauer wurde vereinfacht als nicht-bindige Auffüllungen modelliert. Darüber wurden Kiese (zur Grabenverfüllung) angenommen.
- Die bodenmechanischen Kennwerte der nicht bindigen Auffüllungen wurden entsprechend den Angaben im geotechnischen Bericht 2.12 angesetzt, die Kennwerte der Füllkiese wurden angenommen. Die getroffenen Annahmen sind im Berechnungsausdruck in Anlage 4, Seite 3 enthalten.
- Der Wasserspiegel wurde binnenseitig auf Höhe der Gründungsebene angesetzt.

#### 3.1.2.2 Ergebnisse der geotechnischen Vorbemessung

Im Ergebnis der geotechnischen Vorbemessung wurde die Geometrie der Gewichtsmauer wie in Abbildung 2 dargestellt festgelegt.

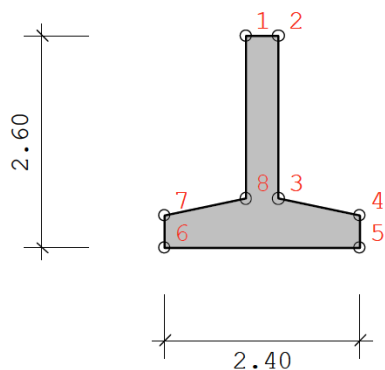


Abbildung 2: Gewählte Geometrie der Gewichtsmauer

Die Gewichtsmauer bindet ca. 1,00 m in den Untergrund ein.

Mit der gewählten Geometrie werden alle geotechnischen Nachweise (Kippen im EQU sowie Gleiten, Grundbruch im GEO-2) im BS-P und BS-A (maßgebend) erfüllt.

In Anlage 4 sind eine Übersicht zur Systemeingabe sowie ein Ausdruck der wesentlichen Berechnungsergebnisse enthalten.

## 3.2 Durchströmungsberechnungen

Zur Abschätzung einer hinreichenden Dimensionierung der HWS-Wand auf Grundlage zu erwartender Qualmwassermengen bei BHW wurden stationäre 2D-Durchströmungsberechnungen mit dem Programm GGU SS-FLOW durchgeführt.

Folgende Modellansätze liegen den Berechnungen zugrunde:

- Geometrie analog Erläuterungen unter Abschnitt 3.1 und 3.2.
- Als Grundlage für das Baugrundmodell (Schichtenfolge und Schichtmächtigkeiten) wurde ergänzend zu Schnitt 20, Anlage Nr. 2.3 des geotechnischen Berichts 2.12 [8] das Bohrprofil TKB 9.20 nordöstlich der Fläche des WSA herangezogen. In der Variantenuntersuchung wurden somit zwei verschiedene Baugrundmodelle berücksichtigt.
- Die Durchlässigkeitsbeiwerte wurden entsprechend den Angaben im geotechnischen Bericht 2.12 angesetzt. Der Porenanteil  $n_{eff}$  wurde von vorhergehenden Studien im Projektgebiet übernommen bzw. auf dieser Grundlage abgeschätzt (für Hochflutbildungen).
- Hydraulische Randbedingungen:
  - o Der Wasserspiegel wurde binnenseitig auf GOK angenommen (entlang der GOK bis zur HWS-Wand).
  - o Entsprechend den Erläuterungen im Geotechnischen Bericht wird von einer hydraulischen Verbindung zwischen Vorflut (Binnengräben) und Altwässer der Donau ausgegangen. Am rechten Modellrand wurden daher die Wasserspiegel der jeweiligen Bemessungssituation zum Ansatz gebracht.

### 3.2.1 Tiefgründung – Spundwand

In der Variantenuntersuchung wurden zwei verschiedene Baugrundmodelle (s.o.) sowie unterschiedliche Spundwandlängen berücksichtigt. Die Berechnungen erfolgten zum einen mit der statisch erforderlichen Länge gemäß Abschnitt 3.1.1.2 sowie mit einer Einbindung der Spundwand in den Stauer (Auelehm).

In Tabelle 1 sind die Ergebnisse der Berechnungen für das ungünstigere Baugrundmodell (tiefere Lage des unterliegenden Stauers auf Grundlage von TKB 9.20) dargestellt.

**Tabelle 1: Qualmwassermenge in Abhängigkeit der Spundwandlänge**

Einbindelänge	Qualmwassermenge $q$	
	[l/s] je lfm	[l/s]
T = 2,40 m, UK 317,26 m ü. NHN (entsprechend stat. erf. Einbindetiefe)	0,119	23,8
T ≥ 3,53 m, UK 316,13 m ü. NHN (Spundwand bindet in den Stauer ein)	0,048	9,6

Die Gesamtwassermenge wurde unter Ansatz einer Wandlänge von  $L = 200$  m ermittelt.

Bei einer Unterströmung der Spundwand innerhalb der nicht bindigen Auffüllungen können die Ergebnisse der stationären Berechnung als hinreichend genau angenommen werden.



Im Gegensatz hierzu werden die bei einer Einbindung in den Stauer ermittelten Qualmwassermengen als unrealistisch hoch erachtet.

Die Ausdrücke zur Systemeingabe und zur den Berechnungsergebnissen sind exemplarisch für die umströmte Spundwand in Anlage 5 enthalten.

### 3.2.2 Flachgründung – Gewichtsmauer

Die Durchströmungsberechnung wurde für unterschiedliche Breiten der Sohlplatte durchgeführt. In Tabelle 2 sind die angesetzten Breiten und die jeweils anfallenden Qualmwassermengen enthalten.

**Tabelle 2: Qualmwassermenge in Abhängigkeit der Dimensionen der Gewichtsmauer**

Breite Flachgründung	Qualmwassermenge q	
	[l/s] je lfm	[l/s]
b = 2,80 m	0,116	23,2
b = 2,40 m	0,123	24,6

Die Berechnungsausdrücke für die umströmte Gewichtsmauer mit einer Breite von b = 2,40 m sind in Anlage 6 enthalten.

### 3.2.3 Gegenüberstellung Berechnungsergebnisse Umströmung HWS-Wand und Deichdurchsickerung an der Ostseite

In Tabelle 3 sind die zu erwartenden Qualmwassermengen für die beiden Varianten umströmte Spundwand und Spundwand mit Einbindung in den unterliegenden Stauer, sowie für die Variante Gewichtsmauer zusammengefasst.

**Tabelle 3: Qualmwassermengen für Spundwand und Gewichtsmauer**

Variante		Beschreibung	Qualmwassermenge q	
			[l/s] je lfm	[l/s]
1	Spundwand	T = 2,40 m, UK 317,26	0,119	23,8
2	Spundwand	T ≥ 3,53 m, UK 316,13	0,048	9,6
3	Gewichtsmauer	b = 2,40 m	0,123	24,6

Im Ergebnis der Berechnungen befinden sich die Qualmwassermengen für die Varianten umströmte Spundwand und Gewichtsmauer in derselben Größenordnung. Wie bereits unter Abschnitt 3.2.1 erwähnt, ist die rechnerisch ermittelte Wassermenge für die Spundwand mit Einbindung in den Stauer als (unrealistisches) Maximum zu betrachten. Variante 2 stellt sich somit hinsichtlich der zu erwartenden Qualmwassermengen als günstigste der drei Varianten dar.

Für eine Abschätzung der Deichdurchsickerung an der Ostseite des Geländes wird der überschlägige Ansatz zur Bestimmung des Zuflusses aus Drängewasser gemäß Unterlage [10] gewählt. Der für die-

sen Ansatz erforderliche spezifische Drängewasseranfall wird entsprechend vorgenannter Unterlage mit dem Erfahrungswert für die Donau von  $q_D = 100 \text{ l/(s.km.m)}$  angesetzt.

Bei einer angenommenen mittleren Höhe des binnenseitigen Grabens von 319,7 m ü. NHN ergibt sich der Drängewasseranfall zu  $Q_D = 8,1 \text{ l/s}$  auf eine Deichlänge von  $L = 90 \text{ m}$ .

## 4 Dimensionierung Binnenentwässerung

### 4.1 Definition von Lastfällen

Entsprechend der Vorgehensweise in Unterlage [9] für Schöpfwerke, Siele und Düker wurde der Grabendimensionierung ein hundertjährliches Ereignis zugrunde gelegt. Hieraus ergeben sich die zu unterscheidenden Lastfälle Donauhochwasser und binnenseitiger Starkregen.

Lastfall I: Donauhochwasser

- Wasserstand in der Donau/HWR: HW100
- Zufluss von der Binnenseite: HQ1 (Regenereignis)

Lastfall II: binnenseitiger Starkregen

- Wasserstand in der Donau/HWR: HW1
- Zufluss von der Binnenseite: HQ100 (Regenereignis)

Der Wasserstand in der Donau bei HW1 ist derzeit nicht bekannt. Vor dem Hintergrund des geringen Einstaus der HWS-Wand selbst bei HW100 aufgrund der erhöhten Lage der WSV-Fläche wird davon ausgegangen, dass bei HW1 binnenseitig kein Qualmwasser anfällt.

### 4.2 Bestimmung des binnenseitigen Zuflusses (Starkregen)

Der maßgebliche Regenabfluss wurde nach DWA-A 118 [11] ermittelt. Der Berechnung wurden die folgenden Ansätze zugrunde gelegt:

- Einzugsgebiet: 110 m x 80 m
- Abflussbeiwert:  $\mu = 0,8$  für Betonpflaster, vereinfacht für das gesamte Einzugsgebiet
- Ermittlung Regenspende auf Grundlage der KOSTRA-Werte sowie empirischer Werte gemäß Unterlage [9] (Mittelwertbildung)
- Konzentrationszeit von 6,7 min auf Grundlage einer Fließgeschwindigkeit von 0,5 m/s

Die Ergebnisse der Abflussberechnung sowie die anfallende Qualmwassermenge (exemplarisch für die Spundwand entsprechend Abschnitt 3.2) sind in Tabelle 4 dargestellt. Für die Fläche des WSV ist der Lastfall II, d.h. ein binnenseitiger Starkregen (HQ 100) maßgebend.

Tabelle 4: Ergebnisse der Abflussberechnung

Lastfall	Regenereignis	Abfluss Niederschlag				Qualm- & Drängewasser	Abflussgesamt
		Kostra	Empirische Abflussspende	Arithmetisches Mittel	Mit Klimafaktor (+15%)		
		[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[m³/s]
I	HQ1	123,13	1,32	62,22	71,56	9,6 + 8,1 (HW 100)	0,09
II	HQ100	406,70	5,28	205,99	236,89	- (HW 1)	0,24

### 4.3 Dimensionierung der Entwässerungsanlagen für maßgebenden Lastfall

Für die Dimensionierung wurde angenommen, dass die Entwässerung der gesamten Fläche über die im Norden verlaufende Mulde erfolgt. Somit werden im ersten Schritt die maximal anfallende Wassermengen und die maximal erforderlichen Abmessungen der Mulde ermittelt.

Die Bemessung der Mulde wurde nach Formel (7) gemäß RAS-Ew [8] durchgeführt. Der Berechnung wurden die folgenden Ansätze zugrunde gelegt:

- Gefälle Mulde von 1 % entsprechend dem aktuell geplanten Mindestgefälle
- Rauheitsbeiwert  $k_{st} = 0,40$
- Abflussmenge entsprechend Lastfall II (HQ100) gemäß Abschnitt 4.2

Auf dieser Grundlage wurde die Mulde mit einer Breite von ca. 80 cm und einer Tiefe von ca. 40 cm festgelegt.

Das derzeit frei über die vorhandene Böschung abfließende Niederschlagswasser im Bereich der WSV-Außenstelle wird künftig über den östlichen vorhandenen sowie über neu herzustellende binnenseitige Gräben innerhalb der geplanten Hochwasserschutzmauer gesammelt und zu einem Tiefpunkt im Nordwesten des Areals abgeleitet. Dort wird es über ein neu herzustellendes Verschlussbauwerk DN 600 durch die Hochwasserschutzlinie geführt und über die Böschung entwässert, s. Teilbericht 06.01.

Bei Einstau der Hochwasserrückhaltung wird das Verschlussbauwerk geschlossen und das anfallende Niederschlags- und Qualmwasser über eine mobile Pumpe übergeschöpft. Die mobile Pumpe erfordert gemäß Tabelle 4, Lastfall I eine Leistung von mind. 90 l/s .

## 5 Konstruktive Durchbildung

Für die konstruktive Durchbildung der HWS-Wand stehen die folgenden Varianten, auch in Hinblick auf die Gestaltung über Geländeoberkante, zur Verfügung:

### Tiefgründung

- Spundwand als HWS-Wand und als Untergrundabdichtung
  - o Abdichtung der Schlösser, Abdeckung mit Stahlholmen
  - o Nach Erfordernis zusätzlich Verkleidung oder Beschichtung oder
  - o Nach Erfordernis zusätzlich Stahlbetonkopfbalken als oberen Abschluss der HWS-Wand
- HWS-Wand aus Stahlbeton, Untergrundabdichtung mittels Spundwand  
Spundwand als Untergrundabdichtung und Tiefgründung, HWS-Wand aus Stahlbeton kraftschlüssig mit der Spundwand verbunden

### Flachgründung

- Gewichtsmauer, in Ortbetonbauweise oder aus Fertigteilelementen mit Fugenabdichtung

## 6 Kostenschätzung/-gegenüberstellung

Für das unter Abschnitt 3.1.1.3 ermittelte Profil wurde der in Tabelle 5 dargestellte Kostenansatz gewählt.

**Tabelle 5: Kosten für Profil Larssen 600 für Material, Lieferung und Einbau**

Profil		Stahlpreis & Lieferung	Einbau	Gesamt
	[kg/m <sup>2</sup> ]	[€/t]	[€/m <sup>2</sup> ]	[€/m <sup>2</sup> ]
Larssen 600	94	1000	30	124

In nachstehender Übersicht sind die entsprechenden Kosten bei Ausführung der Varianten 1 und 2 für den Laufmeter sowie für eine Länge der HWS-Wand von L = 200 m aufgetragen.

**Tabelle 6: Länge und Kosten der Varianten 1 und 2 (Spundwand) für den Deichabschnitt 4**

erforderliches Spundwandprofil	Variante		Gesamtlänge	Kosten	
			[m]	[€/lfm]	[€] auf 200 m
Larssen 600 (94 kg/m <sup>2</sup> )	1	empfohlene Mindestlänge aus der Statik	4,0	495	99.000
				495 + 120	123.000
	2	Mindestlänge für Einbindung in den Stauer	5,2	647	129.400
				647 + 120	153.400

Die Kosten für die Ausgestaltung der Spundwand über Geländeoberkante (z.B. für Kopfausbildung) wurden mit einem Wert von 120 €/lfm berücksichtigt.

In Tabelle 7 sind die Kosten bei Ausführung der Variante 3 für den Laufmeter sowie für eine Länge der HWS-Wand von L = 200 m aufgetragen.

**Tabelle 7: Kubatur und Kosten der Variante 3 (Gewichtsmauer) für den Deichabschnitt 4**

Dimensionen gem. Berechnung		Einheitspreis	Kosten	
Querschnittsfläche	Kubatur			
[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> /lfm]	[€/m <sup>3</sup> ]	[€/lfm]	[€] auf 200 m
2,04	2,04	300	612	122.400

Die Gegenüberstellung der Kosten zeigt, dass Variante 1 (Spundwand ohne Einbindung in den Stauer) und Variante 3 (Gewichtsmauer) vergleichbare Gesamtkosten verursachen. Variante 2 mit Einbindung der Spundwand in den Stauer ist hingegen ca. 15 % teurer.

## 7 Zusammenfassung und Empfehlungen

Nord- und westseitig des Außenbezirks Straubing der WSV ist die Errichtung einer HWS-Wand vorgesehen. In der vorliegenden Unterlage wurden verschiedene Varianten zur Gründung der HWS-Wand anhand von statischen Untersuchungen und Durchströmungsberechnungen gegenübergestellt.

Für die Ausführung der HWS-Wand wird eine Tiefengründung mit Spundwand und Einbindung in den Stauer (Variante 2) empfohlen. Diese Variante ist zwar etwas kostenintensiver als eine Spundwand ohne Einbindung in den Stauer (Variante 1) oder eine Gewichtsmauer (Variante 3), reduziert die anfallenden Qualm- und Drängewassermengen infolge Polderbetrieb jedoch deutlich. Der Nachteil einer Einbindung der Spundwand in den Stauer besteht in der Behinderung der Grundwasserströmung. Dieser Nachteil kann durch vereinzelte Spundwandfenster jedoch behoben werden.

Die beiden anderen Varianten sind aufgrund der hohen Qualm- und Drängewassermengen und aufgrund des erhöhten Platzbedarfes (z.B. bei der Gewichtsmauer infolge der Sporne/Winkel) nicht zu empfehlen.

Die geplante HWS-Wand wird auf einer Länge von ca. 200 m errichtet und ragt ca. 0,5 bis 1,5 m über die Geländeoberkante hinaus. Die Gesamtlänge mit Einbindung in den Stauer beträgt ca. 5,2 m. Landseitig ist ein 1,5 m breiter Kontrollweg vorgesehen.

Zur Fassung und Ableitung des binnenseitig anfallendes Niederschlags- und Drängewassers sind Entwässerungsmulden geplant. Diese sammeln das anfallende Wasser und leitet dieses zu einem Verschlussbauwerk DN 600 am nordwestlichen Ende des Außenbezirks. Hier können die auftretenden Wassermengen im Normalfall (ohne Hochwasser) nach Norden abgeleitet werden. Im Einstaufall der geplanten Hochwasserrückhaltung wird das Bauwerk geschlossen und das Drängewasser ist mit Hilfe einer mobilen Pumpe (Leistung mind. 90 l/s) über zu heben.

## 8 Änderungen im Rahmen der Fortführung des Entwurfes

Im Zuge der weiteren Planungen zum Entwurf wurden folgende wesentlichen Änderungen festgelegt bzw. im Ergebnis der weiteren Planungen erforderlich:

- In direkter Abstimmung mit der WSV erfolgte eine Optimierung der Achse der HWS-Wand. Zur Minimierung des erforderlichen Eingriffs mit Blick auf den Erhalt schützenswerter Vegetation sowie unter Berücksichtigung der vorhandenen Strukturen auf dem WSV-Gelände wurde die Anzahl der Achsknicke reduziert. Weiterhin wurde auf den zunächst vorgesehenen landseitigen Kontrollweg verzichtet, da die HWS-Wand ohnehin von den überwiegend befestigten Flächen auf dem Gelände durchwegs zugänglich ist.
- Aufgrund der statischen Berechnungen im Rahmen der Entwurfsplanung (insbesondere infolge des Lastfalls Böschungsverlust infolge Baumwurf, vgl. Unterlage 05-01), musste die Spundwand-Unterkante um etwa 3,5 m auf nunmehr 312,50 m ü. NHN tiefer gelegt bzw. die Spundwand entsprechend verlängert werden. Auf Spundwandfenster wurde weiterhin verzichtet, da sich im numerischen Grundwassermodell keine Auswirkungen auf die reguläre Grundwasserströmung zeigten und weiterhin ein Abfließen des auf dem Gelände versickernden Niederschlagswassers im Untergrund entweder über die östliche Flanke, den dort befindlichen Graben und / oder über die entlang der HWS-Wand angeordneten Drainagerohre und somit durch das Verschlussbauwerk gewährleistet ist.

- Die zunächst für Freispiegelabfluss auf einen Durchmesser DN 600 bemessene Durchlassöffnung im Verschlussbauwerk wurde auf einen Durchmesser DN 400 reduziert, da für den maßgebenden Bemessungsfall binnenseitiger Starkregen mit einer Abflussspitze von rd. 237 l/s auch ein geringfügiger Einstau der Öffnung (unter Anwendung des Ausflussgesetzes von TORRICELLI weniger als 10 cm über Rohrscheitel) und daher ein Ausfluss unter (geringfügigem) Druck toleriert werden kann. Zur Verbesserung der Entwässerungssituation an der nordseitigen Böschung wurde an deren Fuß eine Versickerungsmulde ergänzt (vgl. Unterlage 01.03, Teilbericht 06.01).
- Die im Poldereinstaufall zur Entwässerung des Geländes im Schacht des Verschlussbauwerks erforderliche Mobilpumpe wird durch die WSV beschafft bzw. gestellt und ist daher nicht Bestandteil der vorliegenden Planung.

## 9 Literatur- und Quellenverzeichnis

- [1] Entscheidungsvorlage zur Lage, zur Deichgeometrie und zum Deichaufbau der geplanten Polderdeiche, Ingenieurgemeinschaft Lahmeyer Hydroprojekt – Lahmeyer München – Büro Prof. Kagerer, 09/2017
- [2] DIN 19712:2013-01, Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern, Normausschuss Wasserwesen (NAW), Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- [3] DIN EN 1993 (Eurocode 3) Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
- [4] DIN EN 1997 (Eurocode 7) Geotechnische Bemessung
- [5] DIN EN 1992 (Eurocode 2) Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
- [6] DIN 1054:2010-12 Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1
- [7] Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ EAB, 5. Auflage, Ernst & Sohn 2012
- [8] Geotechnischer Bericht 2.12, TO 21-24, Ingenieurgemeinschaft Lahmeyer Hydroprojekt – Lahmeyer München – Büro Prof. Kagerer, 03/2017
- [9] RAS-Ew, Richtlinien für die Anlagen von Straßen, Teil Entwässerung, 2005
- [10] Planfeststellung, Beilage 126; Bundeswasserstraße Donau; Ausbau der Wasserstraße und Verbesserung des Hochwasserschutzes Straubing–Vilshofen; Teilabschnitt 1: Straubing–Deggendorf; Hydrologie und hydrotechnische Berechnungen, RMD Wasserstraßen GmbH, 01.08.2014
- [11] DWA-A 118, Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen, 2006