

# **Wasserwirtschaftsamt Kempten**

## **Hochwasserrückhaltebecken Sontheim**

### **Anlage 1 – Hydraulische Berechnungen**

Juli 2023

---

**Ingenieurbüro Winkler und Partner GmbH**

Dipl.-Ing. E. Winkler • Dr.-Ing. N. Winkler • Dipl.-Ing. R. Koch • Dr.-Ing. W. Rauscher

Schloßstraße 59 A • 70176 Stuttgart

Telefon 0711-66987-0 • Telefax 0711-66987-20

E-Mail: [info@iwp-online.de](mailto:info@iwp-online.de) • Web: [www.iwp-online.de](http://www.iwp-online.de)



## Inhaltsverzeichnis

|           |   |           |
|-----------|---|-----------|
| <b>1.</b> | <b>Freibordberechnung.....</b>  | <b>1</b>  |
| 1.1       | Eingangswerte .....   | 1         |
| 1.2       | Bestimmung der erforderlichen Freibordhöhe $f_1$ im HWBF 1 .....                | 3         |
| 1.3       | Bestimmung der erforderlichen Freibordhöhe $f_2$ im HWBF 2 .....                | 4         |
| 1.4       | Gewählter Freibord .....  | 5         |
| <b>2.</b> | <b>Bemessung des Absperrbauwerks hinsichtlich der Hochwassersicherheit.....</b> | <b>6</b>  |
| 2.1       | Grundlagen der Bemessung .....  | 6         |
| 2.2       | Ermittlung der Leistungsfähigkeit.....  | 7         |
| 2.3       | Hochwasserbemessungsfall 1 .....  | 8         |
| 2.4       | Hochwasserbemessungsfall 2 .....  | 8         |
| 2.5       | Leistungsfähigkeit bei Extremereignissen.....                                   | 9         |
| 2.6       | Abflussdiagramm .....   | 9         |
| <b>3.</b> | <b>Tosbeckendimensionierung - Energieumwandlung im Durchlassbauwerk.....</b>    | <b>11</b> |
| 3.1       | Gestaltung des Bauwerks .....   | 11        |
| 3.2       | Berechnungsgrundlagen.....  | 11        |
| 3.2.1     | Berechnung des klassischen Wechselsprungs [4].....                              | 13        |
| 3.2.2     | Sohlrauhheit .....  | 13        |
| 3.3       | Berechnungsergebnisse .....   | 14        |
| <b>4.</b> | <b>Sohlschubspannung .....</b>  | <b>16</b> |
| <b>5.</b> | <b>Literatur und Regelwerke.....</b>  | <b>17</b> |

## Abbildungsverzeichnis

|              |  |    |
|--------------|--|----|
| Abbildung 1: | Einteilung der Sektoren.....                 | 2  |
| Abbildung 2: | Systemskizze schwimmergesteuerte Klappe..... | 7  |
| Abbildung 3: | Abflussdiagramm .....                        | 10 |
| Abbildung 4: | Klassischer Wechselsprung.....               | 13 |
| Abbildung 5: | Abmessungen Tosbecken .....                  | 15 |

## Tabellenverzeichnis

|             |   |    |
|-------------|---|----|
| Tabelle 1:  | Böschungparameter.....  | 1  |
| Tabelle 2:  | Winkel $\alpha$ zwischen Dammachse / Sektorende und<br>Streichlänge $S_i$ ..... | 1  |
| Tabelle 3:  | Eingangswerte Zuiderseeformel .....   | 2  |
| Tabelle 4:  | Berechnung der mittleren Wellenhöhe $h_{We}$ im HWBF 1 .....                    | 3  |
| Tabelle 5:  | Berechnung der mittleren Wellenhöhe $h_{We}$ im HWBF 2.....                     | 4  |
| Tabelle 6:  | Erforderliche Dammkronenhöhe .....  | 5  |
| Tabelle 7:  | Kenndaten Verschlüsse .....   | 6  |
| Tabelle 8:  | Kenndaten Hochwasserentlastung und Notentlastung .....                          | 6  |
| Tabelle 9:  | Eingangsparameter Tosbeckenbemessung.....                                       | 14 |
| Tabelle 10: | Berechnungsergebnisse Tosbeckendimensionierung .....                            | 14 |
| Tabelle 11: | Eingangsparameter Sohlspannung.....   | 16 |

## 1. Freibordberechnung

### 1.1 Eingangswerte

Die Freibordbemessung erfolgt nach DVWK Merkblatt 246/1997 [2]. Aufgrund der Lage des HRB Sontheim ist der Standort als windexponiert zu betrachten.

Für das geplante Dammbauwerk sind die folgenden Böschungsparameter zu berücksichtigen:

**Tabelle 1: Böschungsparameter**

|                                | Typ         | Parameter              |
|--------------------------------|-------------|------------------------|
| Wasserseitige Böschungsneigung |             | 1 : 3                  |
| Böschungsrauhheit              | Rasenfläche | $k_D \cdot k_R = 0,80$ |
| Bauwerkstyp                    |             | $k_x = 2,40$           |

Die Berechnung des Freibords hat am kritischsten Punkt zu erfolgen, an dem sich die größten Strichlängen ergeben. Unter Berücksichtigung der vorhandenen Topografie ist dies i.d.R. in Dammmitte der Fall.

Die Freibordbemessung wurde für insgesamt vier verschiedene Punkte durchgeführt, wobei sich jedoch nur sehr geringe Unterschiede (bis 2 cm) ergeben. Im Folgenden wird lediglich die Berechnung am kritischsten Punkt beschrieben.

**Tabelle 2: Winkel  $\alpha$  zwischen Dammachse / Sektorende und Streichlänge  $S_i$**

| Sektor | $\alpha$<br>[ ° ] | $S_i$<br>[ m ] |
|--------|-------------------|----------------|
|        | 0                 |                |
| 1      |                   | 184            |
|        | 62                |                |
| 2      |                   | 897            |
|        | 75                |                |
| 3      |                   | 799            |
|        | 105               |                |
| 4      |                   | 661            |
|        | 125               |                |
| 5      |                   | 433            |
|        | 149               |                |
| 6      |                   | 159            |
|        | 180               |                |

Die Einteilung der Staufläche in die 6 Sektoren, kann der nachfolgenden Abbildung entnommen werden.

**Abbildung 1: Einteilung der Sektoren**



Für die Berechnung des Windstaus über die Zuiderseeformel gelten die folgenden Berechnungswerte:

**Tabelle 3: Eingangswerte Zuiderseeformel**

|  |                    |
|--|--------------------|
| Maximale Streichlänge S                                  | S = 921 m          |
| Winkel zwischen maßg. Windrichtung und max. Streichlänge | $\beta = 17^\circ$ |
| Mittlere Wassertiefe                                     | d = 2,24 m         |

Die mittlere Wassertiefe wurde über das Verhältnis von Stauinhalt / Staupläche bestimmt.

## 1.2 Bestimmung der erforderlichen Freibordhöhe $f_1$ im HWBF 1

Die maßgebende Windgeschwindigkeit ergibt sich für den HWBF 1 wie folgt:

$$w_{10,10 \min} = f \cdot w_{10} = 1,1 \cdot 31 = 34,1 \text{ m/s}$$

Die mittlere Wellenhöhe bestimmt sich wie folgt:

**Tabelle 4: Berechnung der mittleren Wellenhöhe  $h_{We}$  im HWBF 1**

| Sektor                                 | $\alpha$<br>[°] | $\alpha_i^*$<br>[-] | $a_i$<br>[-] | $S_i$<br>[m] | $h_{We,i}$<br>[m] | $a_i \cdot h_{We,i}^2$<br>[-] |
|--|-----------------|---------------------|--------------|--------------|-------------------|-------------------------------|
| 1                                      | <b>0</b>        | 0,0000              | 0,2125       | <b>185</b>   | 0,26              | 0,0149                        |
| 2                                      | <b>62</b>       | 0,2125              | 0,1246       | <b>921</b>   | 0,41              | 0,0208                        |
| 3                                      | <b>75</b>       | 0,3371              | 0,3528       | <b>837</b>   | 0,40              | 0,0524                        |
| 4                                      | <b>105</b>      | 0,6629              | 0,1811       | <b>709</b>   | 0,39              | 0,0271                        |
| 5                                      | <b>125</b>      | 0,8440              | 0,1243       | <b>435</b>   | 0,35              | 0,0153                        |
| 6                                      | <b>149</b>      | 0,9683              | 0,0317       | <b>159</b>   | 0,25              | 0,0020                        |
|  | <b>180</b>      | 1,0000              |              |              |                   |                               |
| Summe                                  |                 |                     |              |              |                   | 0,1325                        |
| $h_{We} = \sqrt{a_i \cdot h_{We,i}^2}$ |                 |                     |              |              |                   | 0,36 m                        |

Die mittlere Wellenperiode  $T_{We}$  kann damit wie folgt berechnet werden:

$$T_{We} = 6,2 \cdot w_{10} \cdot \frac{\pi}{g} \cdot \left( \frac{g \cdot h_{We}}{w_{10}^2} \right)^{0,625} = 1,82 \text{ s}$$

Die mittlere Wellenlänge  $L_{We}$  ergibt sich damit zu:

$$L_{We} = g \cdot \frac{T_{We}^2}{2 \cdot \pi} = 5,17 \text{ m}$$

Mit der Wellenaufformel nach Hunt ergibt sich:

$$h_{Au} = k_D \cdot k_R \cdot k_X \cdot \sqrt{h_{We} \cdot L_{We}} \cdot \tan \alpha = 0,88 \text{ m}$$

Der Windstau  $h_{Wi}$  nach Zuiderseeformel ergibt sich zu:

$$h_{Wi} = w_{10}^2 \cdot S \cdot \frac{\cos \beta}{486110 \cdot d} = 0,09 \text{ m}$$

Damit ergibt sich der erforderliche Freibord im HWBF 1 zu:

$$f_1 = f_{Wi} = h_{Wi} + h_{Au} = 0,97 \text{ m}$$

### 1.3 Bestimmung der erforderlichen Freibordhöhe $f_2$ im HWBF 2

Im HWBF 2 darf gem. [3] in Anlehnung an die „Thüringer Technische Anleitung Stauanlagen“ die maßgebende Windgeschwindigkeit um 50% reduziert werden und ergibt sich daher zu:

$$w_{10,10 \text{ min}} = 0,5 \cdot f \cdot w_{10} = 0,5 \cdot 1,1 \cdot 31 = 17,05 \text{ m/s}$$

Die mittlere Wellenhöhe bestimmt sich wie folgt:

**Tabelle 5: Berechnung der mittleren Wellenhöhe  $h_{We}$  im HWBF 2**

| Sektor                                 | $\alpha$<br>[ ° ] | $\alpha_i^*$<br>[ - ] | $a_i$<br>[ - ] | $S_i$<br>[ m ] | $h_{We,i}$<br>[ m ] | $a_i \cdot h_{We,i}^2$<br>[ - ] |
|--|-------------------|-----------------------|----------------|----------------|---------------------|---------------------------------|
| 1                                      | 0                 | 0,0000                | 0,2125         | 184            | 0,14                | 0,0040                          |
| 2                                      | 62                | 0,2125                | 0,1246         | 897            | 0,25                | 0,0080                          |
| 3                                      | 75                | 0,3371                | 0,3258         | 799            | 0,25                | 0,0196                          |
| 4                                      | 105               | 0,6629                | 0,1811         | 661            | 0,23                | 0,0097                          |
| 5                                      | 125               | 0,8440                | 0,1243         | 433            | 0,20                | 0,0049                          |
| 6                                      | 149               | 0,9683                | 0,0317         | 159            | 0,13                | 0,0005                          |
| Summe                                  |                   |                       |                |                |                     | 0,0467                          |
| $h_{We} = \sqrt{a_i \cdot h_{We,i}^2}$ |                   |                       |                |                |                     | 0,22 m                          |

Die mittlere Wellenperiode  $T_{We}$  kann damit wie folgt berechnet werden:

$$T_{We} = 6,2 \cdot w_{10} \cdot \frac{\pi}{g} \cdot \left( \frac{g \cdot h_{We}}{w_{10}^2} \right)^{0,625} = 1,56 \text{ s}$$

Die mittlere Wellenlänge  $L_{We}$  ergibt sich damit zu:

$$L_{We} = g \cdot \frac{T_{We}^2}{2 \cdot \pi} = 3,89 \text{ m}$$

Mit der Wellenaufformel nach Hunt ergibt sich:

$$h_{Au} = k_D \cdot k_R \cdot k_X \cdot \sqrt{h_{We} \cdot L_{We}} \cdot \tan \alpha = 0,58 \text{ m}$$

Der Windstau  $h_{Wi}$  nach Zuiderseeformel ergibt sich zu:

$$h_{Wi} = w_{10}^2 \cdot S \cdot \frac{\cos \beta}{486110 \cdot d} = 0,02 \text{ m}$$

IM HWBF 2 ist ein Sicherheitszuschlag zu berücksichtigen. Gem. [3] ist bei der Neuplanung von Trockenbecken der Sicherheitszuschlag  $h_{Si}$  sinnvoller Weise mit  $h_{Si} \geq 0,5 \text{ m}$  zu wählen.

Unter Berücksichtigung eines gewählten Sicherheitszuschlags von  $0,5 \text{ m}$  ergibt sich damit der erforderliche Freibord im HWBF 2 zu:

$$f_2 = f_{Wi} + h_{Si} = h_{Wi} + h_{Au} + h_{Si} = 1,10 \text{ m}$$

#### 1.4 Gewählter Freibord

Entsprechend der durchgeführten Freibordberechnung in Kapitel 1.2 und 1.3 ergibt sich der mindestens erforderliche Freibord zu  $f_1 = 0,97 \text{ m}$  bzw. zu  $f_2 = 1,10 \text{ m}$ . Zu Vergleichszwecken wurde ergänzend hierzu für den HWBF 2 eine zusätzliche Berechnung ohne die in Kapitel 1.3 beschriebene Reduzierung der Windgeschwindigkeit durchgeführt. Der Freibord  $f_2$  ergibt sich hierbei zu  $f_2 = 1,47 \text{ m}$ .

**Tabelle 6: Erforderliche Dammkronenhöhe**

| Lastfall | Windgeschwindigkeit [m/s] | Z <sub>H</sub> [müNHN] | Erf. Freibord [m] | OK Damm erf. [müNHN] |
|----------|---------------------------|------------------------|-------------------|----------------------|
| HWBF 1   | 34,10                     | 626,90                 | 0,97              | 627,87               |
| HWBF 2   | 17,05                     | 626,90                 | 1,10              | 628,00               |
| HWBF 2   | 34,10                     | 626,90                 | 1,47              | 628,37               |

Da das Hochwasserstauziel mit  $Z_V = Z_{H1} = Z_{H2}$  bestimmt wurde, ist der Freibord  $f_2$  maßgebend. Für die vorliegende Planung wird ein Freibordmaß von  $f = 1,50 \text{ m}$  angesetzt. Zum Vergleich: Beim HRB Engetried beträgt das Freibordmaß ebenfalls  $f = 1,30 \text{ m}$ .

Der gewählte Freibord entspricht damit dem empfohlenen Mindestfreibord von  $1,5 \text{ m}$  der TU Dresden für große Dämme und kann auch ohne Reduzierung der Windgeschwindigkeit im HWBF<sub>2</sub> nachgewiesen werden.

Die gewählte Dammkronenhöhe beträgt somit  $626,90 \text{ müNHN} + 1,50 \text{ m} = 627,40 \text{ müNHN}$ .

## 2. Bemessung des Absperrbauwerks hinsichtlich der Hochwassersicherheit

### 2.1 Grundlagen der Bemessung

Für das Durchlassbauwerk am HRB Sontheim sind die folgenden Verschlüsse bzw. Entlastungsmöglichkeiten vorgesehen:

- 2 x schwimmergesteuerte Klappe
- 1 x Betriebsauslass
- 1 x Grundausslass
- 1 x Notentlastung

**Tabelle 7: Kenndaten Verschlüsse**

|  | BA                  | GA                   |
|--|---------------------|----------------------|
| Verschlussbreite [b]   | 6,00 m              | 6,00 m               |
| Verschlusshöhe [h]   | 1,30 m              | 1,70 m               |
| Öffnungshöhe [a]   | 1,30 m              | 1,70 m               |
| Abflussquerschnitt [A]   | 7,80 m <sup>2</sup> | 10,20 m <sup>2</sup> |
| Sohlhöhe [Z <sub>So</sub> ]                                    | 621,50 müNHN        | 620,65 müNHN         |
| Stauhöhe [h <sub>o</sub> ] bei Z <sub>V</sub> = Z <sub>H</sub> | 5,60 m              | 6,45 m               |
| Stauhöhe [h <sub>o</sub> ] bei Z <sub>K</sub>                  | 6,90 m              | 7,75 m               |

**Tabelle 8: Kenndaten Hochwasserentlastung und Notentlastung**

|  | Klappe 1          | Klappe 2          | Notentlastung |
|--|-------------------|-------------------|---------------|
| Verschlusshöhe [h]   | 1,70 m            | 1,70 m            | --            |
| Verschlussbreite [b]   | 6,00 m            | 6,00 m            | --            |
| Überfalllänge [b]  | --                | --                | 32,0 m        |
| Schwellenhöhe [S]  | 625,27 müNHN      | 625,27 müNHN      | 628,10 müNHN  |
| Überfallbeiwert [μ]  | 0,65              | 0,65              | 0,55          |
| Überfallhöhe [h <sub>ü</sub> ]<br>bei Z <sub>V</sub> = Z <sub>H</sub>                | 1,63 m            | 1,63 m            | 0 m           |
| Überfallhöhe [h <sub>ü</sub> ] bzw.<br>Stauhöhe [h <sub>o</sub> ] bei Z <sub>K</sub> | 2,93 m            | 2,93 m            | 0,30 m        |
| Öffnungshöhe [a <sub>1</sub> ]<br>für WSP ≥ Z <sub>V</sub>                           | 0,63 m bis 0,99 m | 0,63 m bis 0,99 m | --            |
| Öffnungshöhe [a <sub>2</sub> ]<br>für WSP ≥ Z <sub>V</sub> = Z <sub>H</sub>          | 0,90 m bis 1,25 m | 0,90 m bis 1,25 m | --            |

## 2.2 Ermittlung der Leistungsfähigkeit

Die Leistungsfähigkeit für den Betriebsauslass und den Grundausslass wurde wie folgt ermittelt:

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot h_o}$$

mit Kontraktionsbeiwert  $\psi_{90^\circ} = \frac{1}{1 + 0,64 \cdot \sqrt{1 - (a/h_o)^2}}$

und Abflussbeiwert  $\mu_A = \frac{\psi}{\sqrt{1 + \frac{\psi \cdot a}{h_o}}}$

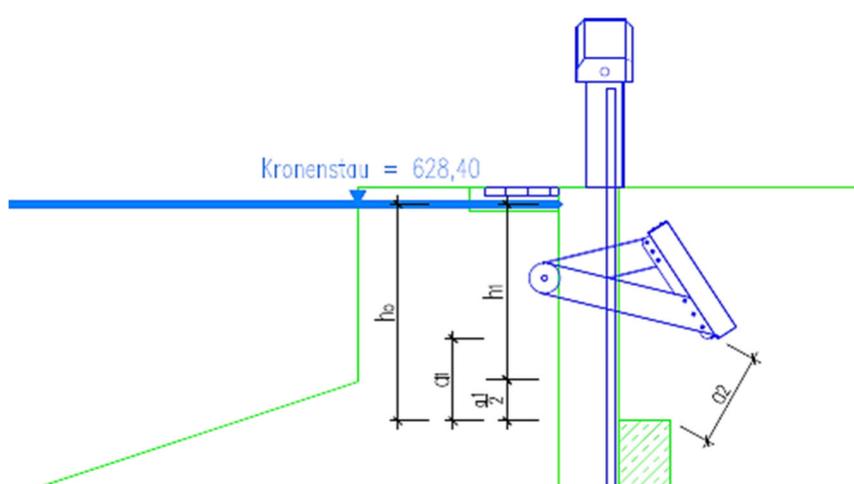
Die Bemessung der schwimmergesteuerten Klappen erfolgte durch die HST Systemtechnik GmbH & Co. KG. Durch die Klappenkonstruktion erfolgt bis zum Bemessungswasserspiegel ein freier Abfluss. Die Abflussleistung berechnet sich damit im HWBF 1 und HWBF 2 zu:

$$Q_{HWE} = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_u^{3/2}$$

Für Wasserstände  $> Z_V = Z_{H1} = Z_{H2}$  ist nach Angabe der HST Systemtechnik GmbH & Co. KG aufgrund der hohen Überstauhöhe im Verhältnis zur Öffnungshöhe ein anderer Berechnungsansatz zu wählen. Die Berechnung erfolgt in diesem Fall mit der Ausflussformel nach Torricelli:

$$Q_{HWE} = \mu \cdot a_2 \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot h_1} \quad \text{mit:} \quad h_1 = h_o - \frac{a_1}{2}$$

**Abbildung 2: Systemskizze schwimmergesteuerte Klappe**



Für außergewöhnliche Lastfälle kann zusätzlich zu den genannten Verschlüssen ein Abfluss über die Notentlastung angesetzt werden. Die Dammkrone wurde hierfür auf einer Länge von 15 m auf das Straßenniveau von 628,10 müNHN abgesenkt. Die bestehende Straße steigt in Richtung Süden an. Bei einem Einstau bis zur planmäßigen Kronenhöhe von 628,40 müNHN würde eine zusätzliche Entlastung über die Straße auf einer Länge von ca. 34 m erfolgen. Aufgrund des linearen Anstiegs der Straße wird vereinfacht die Hälfte dieser Strecke mit der vollen Überfallhöhe von 30 cm angesetzt. Damit ergibt sich eine rechnerische Überströmungslänge von  $b = 15 \text{ m} + 0,5 \cdot 34 \text{ m} = 32 \text{ m}$ . Die Leistungsfähigkeit ergibt sich damit zu:

$$Q_{Not} = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{\ddot{u}}^{3/2}$$

### 2.3 Hochwasserbemessungsfall 1

Im Hochwasserbemessungsfall 1 (HWBF 1) ist bei mehreren Entlastungsmöglichkeiten mit beweglichen Verschlüssen immer das Leistungsfähigste nicht in Ansatz zu bringen ((n-1)-Regel). Der Grundausslass wird daher nicht in Ansatz gebracht.

Der abzuführende Bemessungsabfluss beträgt  $BHQ_1 = 69,0 \text{ m}^3/\text{s}$ . Unter Berücksichtigung der Angaben aus Kapitel 2.1 und 2.2 ergibt sich für den HWBF 1 das folgende Abflussvermögen:

|                                   |                               |  |
|-----------------------------------|-------------------------------|--|
| Abfluss über Klappe 1             | $Q_{HWE1} =$                  | 24,0 m <sup>3</sup> /s                           |
| Abfluss über Klappe 2             | $Q_{HWE2} =$                  | 24,0 m <sup>3</sup> /s                           |
| Parallelentlastung über BA-Schütz | $Q_{BA} =$                    | 46,2 m <sup>3</sup> /s                           |
| <b>Gesamtabfluss</b>              | <b><math>Q_{ges} =</math></b> | <b>94,2 m<sup>3</sup>/s &gt; BHQ<sub>1</sub></b> |

Der im HWBF 1 abführbare Gesamtabfluss beträgt bei Hochwasserstauziel =  $Z_{H1} = Z_V = 626,90 \text{ müNHN}$  mit  $Q_{ges} = 94,2 \text{ m}^3/\text{s}$  mehr als  $BHQ_1 = 68,7 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### 2.4 Hochwasserbemessungsfall 2

Im Hochwasserbemessungsfall 2 (HWBF 2) dürfen alle Verschlüsse zum Nachweis der Hochwassersicherheit angesetzt werden.

Der abzuführende Bemessungsabfluss beträgt  $BHQ_2 = 84,0 \text{ m}^3/\text{s}$ . Unter Berücksichtigung der Angaben aus Kapitel 2.1 und 2.2 ergibt sich für den HWBF 2 das folgende Abflussvermögen:

|                                   |                               |   |
|-----------------------------------|-------------------------------|---|
| Abfluss über Klappe 1             | $Q_{HWE1} =$                  | 24,0 m <sup>3</sup> /s                            |
| Abfluss über Klappe 2             | $Q_{HWE2} =$                  | 24,0 m <sup>3</sup> /s                            |
| Parallelentlastung über BA-Schütz | $Q_{BA} =$                    | 46,2 m <sup>3</sup> /s                            |
| Parallelentlastung über GA-Schütz | $Q_{GA} =$                    | 64,7 m <sup>3</sup> /s                            |
| <b>Gesamtabfluss</b>              | <b><math>Q_{ges} =</math></b> | <b>158,9 m<sup>3</sup>/s &gt; BHQ<sub>2</sub></b> |

Der im HWBF 2 abführbare Gesamtabfluss beträgt bei Hochwasserstauziel  $Z_{H2} = 626,90 \text{ müNHN}$  mit  $Q_{ges} = 158,9 \text{ m}^3/\text{s}$  deutlich mehr als  $BHQ_2 = 84,1 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Der Nachweis für den HWBF 2 kann daher grundsätzlich auch ohne Ansatz des Grundausslassschütz geführt werden:

|                                   |                               |  |
|-----------------------------------|-------------------------------|--|
| Abfluss über Klappe 1             | $Q_{HWE1} =$                  | 24,0 m <sup>3</sup> /s                           |
| Abfluss über Klappe 2             | $Q_{HWE2} =$                  | 24,0 m <sup>3</sup> /s                           |
| Parallelentlastung über BA-Schütz | $Q_{BA} =$                    | 46,2 m <sup>3</sup> /s                           |
| <b>Gesamtabfluss</b>              | <b><math>Q_{ges} =</math></b> | <b>94,2 m<sup>3</sup>/s &gt; BHQ<sub>2</sub></b> |

Das Grundausslassschütz dient damit in erster Linie als Ökodurchlass im hochwasserfreien Betrieb sowie zur Einhaltung der (n-1)-Regel für den planmäßigen Betrieb und zusätzlich als Reserveorgan für außergewöhnliche Lastfälle.

Somit verfügt die Stauanlage bereits bei Vollstau gegenüber BHQ<sub>2</sub> eine Leistungsreserve von 158,9 m<sup>3</sup>/s – 84,1 m<sup>3</sup>/s = 74,8 m<sup>3</sup>/s.

## 2.5 Leistungsfähigkeit bei Extremereignissen

Zusätzlich zu den beiden Hochwasserbemessungsfällen 1 und 2 wurde auch die Leistungsfähigkeit bei Extremereignissen wie dem „vermutlich größten Hochwasser“ (Probable Maximum Flood = PMF) betrachtet.

Für den Lastfall PMF ( $Q = 299 \text{ m}^3/\text{s}$ ) werden alle Verschlussorgane mit ihrer vollen Leistungsfähigkeit bei einem Einstau bis zur maßgebenden Dammkronenhöhe angesetzt.

Zusätzlich erfolgt eine Notentlastung im Bereich des westlichen Straßenanschlusses. Unter Berücksichtigung der Angaben aus Kapitel 2.1 und 2.2 ergibt sich für den Lastfall PMF das folgende Abflussvermögen:

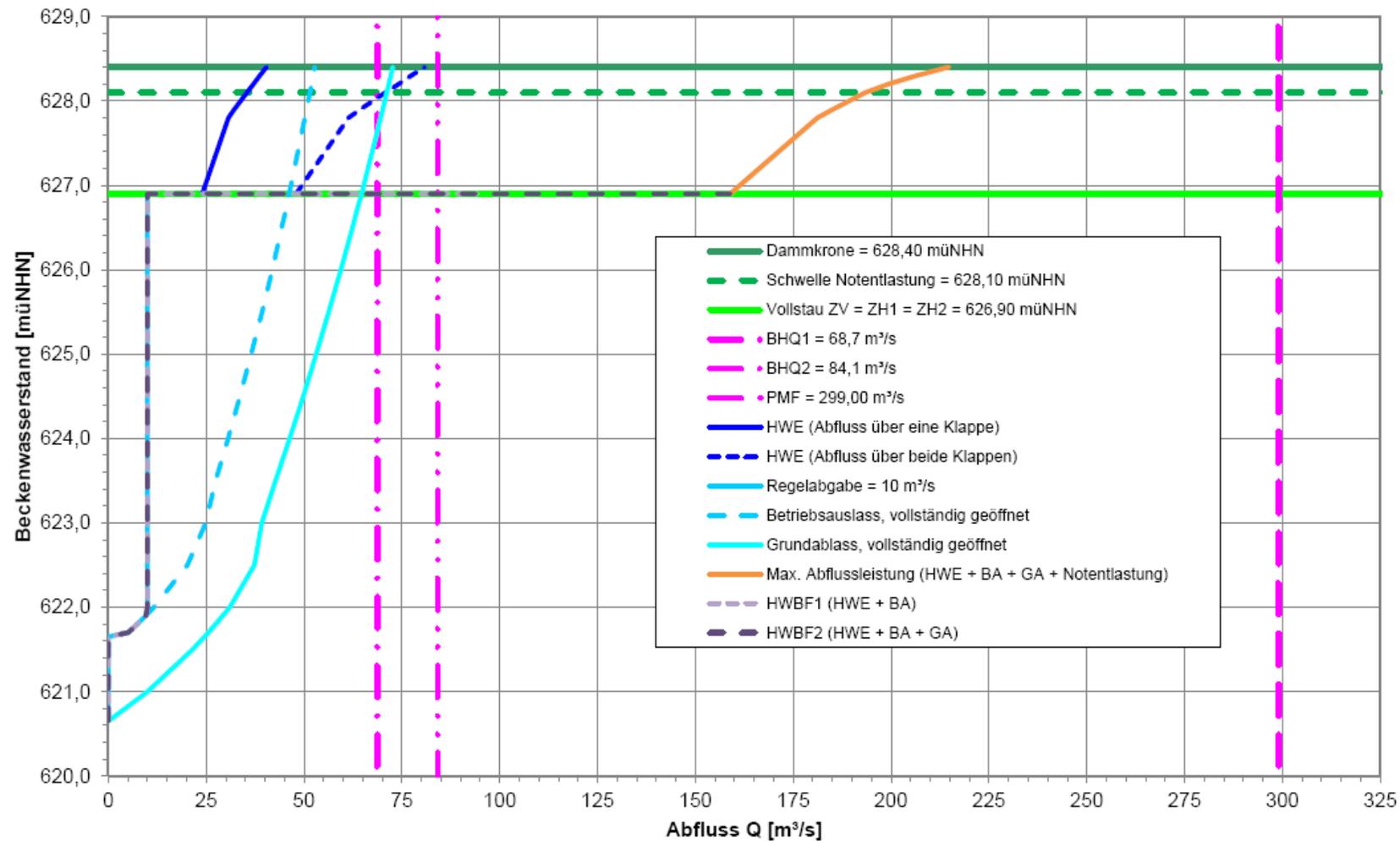
|                                   |                               |   |
|-----------------------------------|-------------------------------|---|
| Abfluss über Klappe 1             | $Q_{HWE1} =$                  | 40,4 m <sup>3</sup> /s                            |
| Abfluss über Klappe 2             | $Q_{HWE2} =$                  | 40,4 m <sup>3</sup> /s                            |
| Parallelentlastung über BA-Schütz | $Q_{BA} =$                    | 52,8 m <sup>3</sup> /s                            |
| Parallelentlastung über GA-Schütz | $Q_{GA} =$                    | 72,7 m <sup>3</sup> /s                            |
| Abfluss über Notentlastung        | $Q_{Not} =$                   | 8,5 m <sup>3</sup> /s                             |
| <b>Gesamtabfluss</b>              | <b><math>Q_{ges} =</math></b> | <b>214,8 m<sup>3</sup>/s &gt; BHQ<sub>2</sub></b> |

Der abführbare Gesamtabfluss bei Kronenstau  $Z_K = 628,40 \text{ m} \text{ü} \text{NN}$  beträgt  $Q_{ges} = 214,8 \text{ m}^3/\text{s}$  und entspricht damit 2,6-mal  $BHQ_2 = 84,1 \text{ m}^3/\text{s}$  bzw. rd.70% des  $PMF = 299 \text{ m}^3/\text{s}$ .

## 2.6 Abflussdiagramm

Im nachfolgenden Abflussdiagramm sind die Leistungsfähigkeiten der einzelnen Verschlussorgane dargestellt. Zusätzlich sind Kennlinien für die beiden Hochwasserbemessungsfälle 1 und 2 sowie für den Lastfall PMF unter Berücksichtigung der beabsichtigten Steuerung aufgezeigt.

Abbildung 3: Abflussdiagramm



### 3. Tosbeckendimensionierung - Energieumwandlung im Durchlassbauwerk

#### 3.1 Gestaltung des Bauwerks

Das Durchlassbauwerk wird als kombiniertes Bauwerk ökohydraulisch gestaltet und erfüllt die Funktionen Grundauslass mit ökologischer Durchlässigkeit, Betriebsauslass und Hochwasserentlastung. Das Tosbecken ist im rechten Feld im Bereich des Betriebsauslasses angeordnet. Es wird auf die vorgesehene Regelabgabe von  $Q_R = 10 \text{ m}^3/\text{s}$  ausgelegt.

Die Ergebnisse der Tosbeckenbemessung sind nachfolgend dargestellt. Die Tosbeckenbemessung erfolgte hierbei für den Abfluss über das Betriebsauslassschütz.

Für das Tosbecken des Durchlassbauwerks werden folgende Abmessungen gewählt:

- Tosbeckenlänge  $L_T = \text{rd. } 14,3 \text{ m}$
- Tosbeckenbreite  $B = 5,0 \text{ m}$  (aufgrund Bermbreite von  $1,0 \text{ m}$ )
- Sohlhöhe Tosbecken  $Z_{T0} = 620,65 \text{ m}\ddot{u}\text{NHN}$
- Tosbeckeneintiefung  $e = 0,80 \text{ m}$
- Sohlhöhe im Unterwasser am Tosbeckenende  $Z_{su} = 621,45 \text{ m}\ddot{u}\text{NHN}$

#### 3.2 Berechnungsgrundlagen

Als Berechnungsgrundlage sind folgende Randparameter anzugeben:

$Z_{T0}$  Sohlhöhe im Tosbecken in  $\text{m}\ddot{u}\text{NHN}$

$e$  Eintiefung des Tosbeckens hinter dem Betriebsauslassschütz in  $\text{m}$

$H_0$  Wasserstand im Staubereich (Oberwasser) in  $\text{m}\ddot{u}\text{NHN}$

$Q$  Durchfluss am Betriebsauslassschütz in  $\text{m}^3/\text{s}$

$h_u$  Wasserstand Flussabschnitt hinter dem Tosbecken (Unterwasser) in  $\text{m}$

$b$  Schützbreite in  $\text{m}$

$B$  Tosbeckenbreite bzw. bei Einsatz einer Überfallschwelle Breite der Überfallschwelle in  $\text{m}$

$A$  Öffnungshöhe Schütz in  $\text{m}$

Für die weitere Berechnung werden folgende Grundparameter anhand der Eingabewerte bestimmt:

- q Abfluss pro Breitereinheit in  $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$
- $\Delta h$  Energiehöhendifferenz zwischen Einstaubereich und Tosbecken in m
- $h_{gr}$  Grenzwassertiefe in m
- $h_1$  Wassertiefe im Tosbecken vor dem Wechselsprung in m
- $v_1$  mittlere Fließgeschwindigkeit im Tosbecken vor dem Wechselsprung in m/s
- $Fr_1$  Froude-Zahl im Tosbecken vor dem Wechselsprung
- $\omega$  Seitenverhältnis im Tosbecken  $\omega = \frac{h_1}{B}$

Folgende Ausgabewerte sind in allen Berechnungsvarianten zu finden:

- $h_2$  Wassertiefe im Tosbecken hinter dem Wechselsprung (konjugierte Wassertiefe) in m
- $\varepsilon$  Einstaugrad  $\varepsilon = \frac{h_u}{(h_2 - e)}$
- $e_{erf}$  theoretisch erforderliche Eintiefung für einen guten Einstaugrad ( $\varepsilon = 1,05$ ) in m
- $\eta$  Wirkungsgrad des Wechselsprunges bezogen auf die Energiehöhe in Prozent
- $v_2$  mittlere Fließgeschwindigkeit im Tosbecken hinter dem Wechselsprung in m/s
- $L_r$  Länge der Deckwalze des Wechselsprunges in m
- $L_T$  Empfohlene Tosbeckenlänge

Zur Bestimmung des Einstaugrades  $\varepsilon$  wurde folgende Formel verwendet:

$$\varepsilon = \frac{h_u}{(h_2 - e)}$$

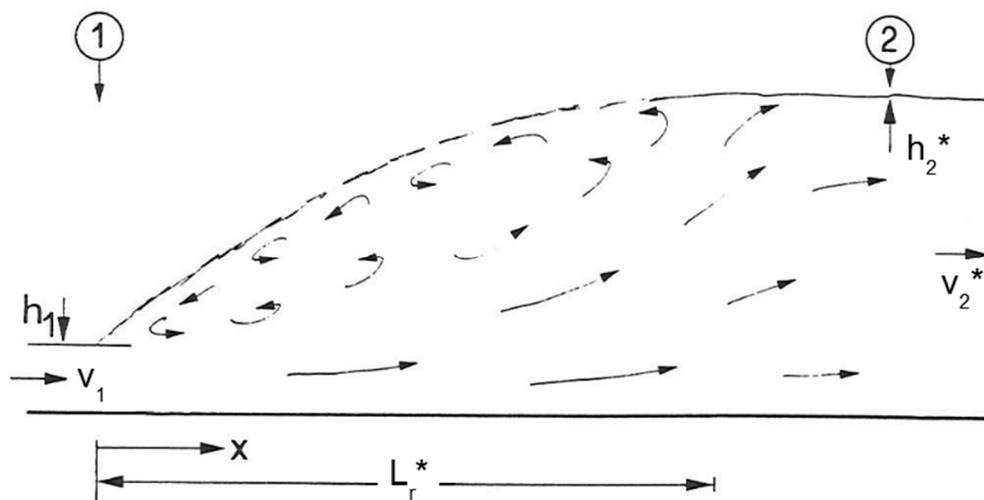
Der optimale Bereich für den Einstaugrad liegt zwischen 1,05 und 1,10.

### 3.2.1 Berechnung des klassischen Wechselsprungs [4]

$$Y^* = \frac{h_2^*}{h_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right)$$

Anhand der Eingangs-Froude-Zahl ( $Fr_1$ ) wird ein Verhältnis der konjugierten Wassertiefen berechnet. Über die Eingangswassertiefe  $h_1$  erhält man  $h_2^*$  und im Vergleich mit  $e$  den entsprechenden Einstauggrad.

**Abbildung 4: Klassischer Wechselsprung**



### 3.2.2 Sohlrauheit

Eine Berücksichtigung der Sohlrauheit reduziert  $h_2^*$  und entsprechend auch die benötigte Eintiefung. Diese Berechnung ist genauer als die des klassischen Wechselsprungs.

Als zusätzlicher Parameter muss die äquivalente Sandrauheit der Sohle angegeben werden:

$k_s$  äquivalente Sandrauheit in m

Angaben zu verschiedenen Rauheiten sind unter [5] nachzulesen. Nach [6] wird die Sohlrauheit wie folgt erfasst:

$$Y = \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{1 + 8 \left[ 1 - \frac{2}{\pi} \arctan \left( 0,8 \frac{k_s}{h_1} \right)^{0,75} \right] Fr_1^2} - 1 \right\}$$

Eine raue Sohle wirkt sich vor allem auch verkürzend auf die Wechselsprunglänge aus.

### 3.3 Berechnungsergebnisse

In Tabelle 9 sind die Eingangsparameter für die Tosbeckenbemessung des Betriebsauslasses dargestellt. Es wurde eine Regelabgabe von  $Q_R = 10 \text{ m}^3/\text{s}$  bei Vollstau  $Z_v = 626,90 \text{ müNHN}$  untersucht.

**Tabelle 9: Eingangsparameter Tosbeckenbemessung**

| Eingangsparameter für unterströmtes Schütz |                        |
|--|------------------------|
| $H_o =$                                    | 626,90 müNHN           |
| $Q =$                                      | 10 m <sup>3</sup> /s   |
| $H_u =$                                    | 622,50 müNHN           |
| $h_u =$                                    | 1,05 m                 |
| $b =$                                      | 5,0 m                  |
| $B =$                                      | 5,0 m                  |
| $q =$                                      | 2,00 m <sup>2</sup> /s |
| $\Delta h =$                               | 6,25 m                 |
| $h_{gr} =$                                 | 0,742 m                |
| $h_{1it} =$                                | 0,183 m                |
| $h_1 =$                                    | 0,183 m                |
| $v_1 =$                                    | 10,91 m/s              |
| $F_{r1} =$                                 | 8,14                   |
| $\omega =$                                 | 0,04                   |

In Tabelle 10 sind die Berechnungsergebnisse für die Tosbeckendimensionierung dargestellt.

**Tabelle 10: Berechnungsergebnisse Tosbeckendimensionierung**

|                 | klassischer Wechselsprungs | Berücksichtigung der rauen Sohle mit $k_s = 0,25 \text{ m}$ |
|-----------------|----------------------------|---|
| $Y^* =$         | 11,0                       | 9,6   |
| $h_2^* =$       | 2,02 m                     | 1,76 m  |
| $\varepsilon =$ | 0,86                       | 1,09  |
| $\eta =$        | 67 %                       | 71 %  |
| $L_r^* =$       | 9,1 m                      | 7,3 m   |
| $L_T =$         | 8,3 m bis 9,2 m            | 7,1 m bis 7,9 m   |

Bei einer gewählten Eintiefung von 0,80 m und unter Berücksichtigung der rauen Sohle ist der erforderliche Einstaugrad mit  $\varepsilon = 1,09$  eingehalten.

Die erforderliche Mindestlänge für das Tosbecken wurde mit der folgenden Näherungsformel nach berechnet:

$$L_T = 4,5 \text{ bis } 5,0 \cdot (h_2 - h_1)$$

Damit ergibt sich für einen klassischen Wechselsprung eine erforderliche Mindestlänge von 8,3 m bis 9,2 m bzw. unter Berücksichtigung der Sohlrauheit eine Länge von 7,1 m bis 7,9 m.

Zum Vergleich erfolgte zusätzlich eine Bemessung nach Smetana:

$$L_T = 3 \cdot h_1 \cdot \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 3$$

Mit diesem Ansatz ergibt sich eine erforderliche Länge von 11,0 m.

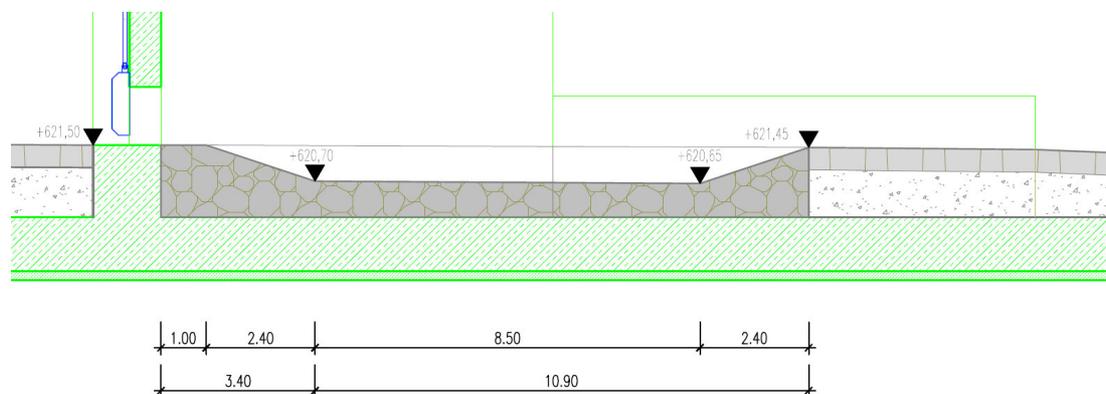
Unter Berücksichtigung der vorliegenden Berechnungsergebnisse wurde auf der sicheren Seite liegend eine Tosbeckenlänge von  $L_T = 10,9$  m gewählt. Die Tosbeckenlänge setzt sich dabei aus einem Eintiefungsbereich von 8,5 m und einem Übergangsbereich mit einer Länge von 2,4 m (Neigung 1: 3) zusammen.

Vor dem Tosbecken so wie neben der Trennwand wird zur Gewährleistung der ökologischen Durchgängigkeit eine 1,0 m breite Berme vorgesehen.

Zwischen der Stauwand (bzw. der Berme) und dem Eintiefungsbeginn wird außerdem ein zusätzlicher Übergangsbereich von 2,4 m (Neigung 1: 3) angeordnet. Die erforderliche Länge für diesen Übergangsbereich wurde mit der Formel für einen horizontalen Wurf bestimmt:

$$x = v \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot e}{9,81}} \quad \text{mit} \quad v = \frac{Q}{a \cdot b}$$

**Abbildung 5: Abmessungen Tosbecken**



## 4. Sohlschubspannung

Innerhalb des Grundablasses wird aus Gründen der ökologischen Durchgängigkeit auf eine Sohlbefestigung verzichtet. Es wird lediglich eine lose Steinschüttung eingebaut. Lediglich im direkten Bereich um die Stauwand wird ein befestigter Steinsatz vorgesehen. Im Folgenden wird die Stabilität der Sohle bis zur Höhe der Regelabgabe von  $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$  nachgewiesen.

**Tabelle 11: Eingangparameter Sohlspannung**

|                           | Eingangparameter |
|---------------------------|------------------|
| Steinschüttklasse         | LMB 10/60        |
| Kleinstkorn $d$           | 0,15 m           |
| Max. Sohlgefälle $I_E$    | 0,53 %           |
| Sohlbreite                | 6,0 m            |
| Wasserdichte $\rho$       | 1,00             |
| Feststoffdichte $\rho_F$  | 2,65             |
| Kinemat. Viskosität $\nu$ | $10^{-6}$        |

Die Korn-Froude-Zahl wird in Abhängigkeit von  $D^*$  bestimmt:

$$D^* = \left( \frac{\rho' \cdot 9,81}{\vartheta^2} \right)^{1/3} \cdot d$$

mit:

$$\rho' = \frac{(\rho_F - \rho)}{\rho} = 1,65$$

Für  $D^* = 3.794 \geq 150$  beträgt  $F_{cr} = 0,055$ .

Die kritische Sohlschubspannung ergibt sich damit zu:

$$\tau_{cr} = Fr \cdot (\rho_F - \rho) \cdot 9,81 \cdot d$$

Bei einem angenommenen Bewegungsbeginn von  $\tau_{cr} = \tau_0$  ergibt sich ein kritischer Wasserstand von:

$$h = \frac{\tau_{cr}}{\rho \cdot 9,81 \cdot I_E} = 2,6 \text{ m}$$

Der Wasserstand bei Regelabgabe beträgt entsprechend den Modellergebnissen sowie einer Abschätzung über den Normalabfluss etwa zwischen 0,8 m und 1,1 m und damit deutlich unter dem kritischen Wasserstand von 2,6 m.

## 5. Literatur und Regelwerke

Für die erläuterten Berechnungen wurde die folgende Fachliteratur und die folgenden Regelwerke verwendet:

|     |  |
|-----|--|
| [1] | Technische Hydromechanik Band 1, 7. Auflage von 2013, Bollrich / Preißler  |
| [2] | DVWK-Merkblatt 246/1997, Freibordbemessung an Stauanlagen; Bonn: Verlag Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, 1997                                |
| [3] | Arbeitshilfe zur DIN 19700 für Hochwasserrückhaltebecken, Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg (LUBW), Oktober 2007                 |
| [4] | Energy Dissipators and Hydraulic Jump; Willi H. Hager, Dordrecht, Niederlande: Kluwer Academic Publishers, 1992  |
| [5] | Hydraulische Methoden zur Erfassung von Rauheiten (Bd. 92, DVWK Schriften), Ralph C. M Schröder, Hamburg: Verlag Paul Parey, 1990                                    |
| [6] | Hydraulic Jumps on rough Beds, Francesco G. Carollo. – Vito Ferro – Vincenzo Pampalone, Journal of Hydraulic Engineering, 133. Jg., H. 9, S. 989-999, September 2007 |
| [7] | Wasserbau: Aktuelle Grundlagen – Neue Entwicklungen, Strobl / Zunic, 2006  |