

**TILO BUSCHMANN**

# **Dreidimensionale numerische Modellierung von Hochwasserentlastungsanlagen**

Am Beispiel der Talsperre Lehmühle



TILO BUSCHMANN

# Dreidimensionale numerische Modellierung von Hochwasserentlastungsanlagen

Am Beispiel der Talsperre Lehmühle

**HTWK**

Hochschule für Technik,  
Wirtschaft und Kultur Leipzig

## Über den Autor

Tilo Buschmann, geboren 1981, ist Wasserbauingenieur am Institut für Wasserbau und Siedlungswasserwirtschaft der HTWK Leipzig. Nach seinem Diplom im Jahr 2008 beschäftigte er sich intensiv mit physikalischen und numerischen Modellierungen, wodurch sein Interesse an der dreidimensionalen Strömungsberechnung geweckt wurde. Im Rahmen seines berufsbegleitenden Masterstudiums verfasste er 2017 die vorliegende Abschlussarbeit. Die Untersuchung legte den Grundstein zum Umbau der betrachteten Talsperre Lehnmühle im Jahr 2020 und leistete einen wichtigen Beitrag zur Erhöhung der Anlagensicherheit und zur Verbesserung des örtlichen Hochwasserschutzes.

## Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie. Detaillierte bibliografische Daten sind im Internet unter <http://dnb.de> abrufbar.



Der Text dieses Werks ist unter der Creative-Commons-Lizenz CC BY 4.0 DE veröffentlicht. Den Vertragstext der Lizenz finden Sie unter <https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>. Die Abbildungen sind von dieser Lizenz ausgenommen, hier liegt das Urheberrecht beim jeweiligen Rechteinhaber.



Die Online-Version dieser Publikation ist abrufbar unter  
<http://doi.org/10.33968/9783966270359-00>

© 2019 Tilo Buschmann

## Herausgeber

Open-Access-Hochschulverlag  
im Studiengang Buch- und Medienproduktion  
Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig (HTWK)  
Karl-Liebknecht-Str. 132  
04277 Leipzig, Deutschland

Druck & Bindung in Deutschland und den Niederlanden  
Gedruckt auf säurefreiem Papier

ISBN (Hardcover) 978-3-96627-033-5  
ISBN (Softcover) 978-3-96627-034-2  
ISBN (PDF) 978-3-96627-035-9



## Kurzfassung

Die jüngst beobachteten Hochwasserereignisse zogen eine Überarbeitung der hydrologischen Daten zahlreicher Talsperren nach sich. Im Ergebnis wiesen viele der Anlagen nicht die erforderliche Hochwassersicherheit auf. Aus diesem Grund ist auch für die in Sachsen gelegene Talsperre Lehmühle eine Ertüchtigung der Hochwasserentlastungsanlage geplant. Die Vorzugsvariante zur Wiederherstellung der Überflutungssicherheit sieht die Absenkung der Wehrkrone einzelner Überlaufelder vor. Die damit verbundene Leistungssteigerung erfordert eine Überprüfung der Abflussverhältnisse im nachgeschalteten Tosbecken.

Im Rahmen der Arbeit werden die Strömungsverhältnisse im bestehenden Tosbecken mit Hilfe dreidimensionaler numerischer Modellierungen abgebildet. Mit dem Ziel einer verbesserten Energieumwandlung wird darüber hinaus die Wirksamkeit von Prallblöcken untersucht und bewertet.

## Abstract

Recent flood events called for a revision of hydrological data for numerous dams. As a result, many constructions have been found to not possess necessary flood safety. On this account, the flood spillway of the Saxon Lehmühle dam is designated to be upgraded. In order to ensure an overflow-proof construction, the favored solution is to lower the crest of several weir fields. The resulting increased performance requires a revision of the runoff characteristics in the stilling basin.

Firstly, this thesis shows the flow conditions of the existing stilling basin, using 3D numerical modeling. Secondly, with the goal of enhanced energy dissipation the effectiveness of baffle blocks will be examined and evaluated.



# Inhaltsverzeichnis

---

|  |           |
|--|-----------|
| Abbildungsverzeichnis .....  | X         |
| Tabellenverzeichnis .....  | XII       |
| Abkürzungsverzeichnis .....  | XIII      |
| Thesen .....   | XIV       |
| <b>1 Einleitung .....</b>  | <b>17</b> |
| 1.1 Hintergrund der Arbeit .....   | 17        |
| 1.2 Anlass .....   | 18        |
| 1.3 Gegenstand der Arbeit .....  | 19        |
| 1.4 Verwendete Software .....  | 19        |
| <b>2 Grundlagen der numerischen Strömungsberechnung .....</b>                  | <b>21</b> |
| 2.1 Numerische Modellierung im Vergleich .....                                 | 22        |
| 2.1.1 Prinzip der numerischen Strömungsberechnung .....                        | 22        |
| 2.1.2 Exkurs: Physikalische Modellierung .....                                 | 23        |
| 2.1.3 Vor- und Nachteile der numerischen und physikalischen Modellierung ..... | 24        |
| 2.2 Vollständige Navier-Stokes-Gleichungen .....                               | 26        |
| 2.3 Berechnungsmethoden .....  | 29        |
| 2.4 Turbulenzmodellierung .....  | 31        |
| 2.4.1 $k$ - $\varepsilon$ -Modell .....  | 32        |
| 2.4.2 $k$ - $\omega$ -Modell .....   | 32        |
| 2.4.3 SST-Modell .....   | 33        |
| 2.5 Diskretisierung .....  | 33        |
| 2.5.1 Definieren der Geometrie .....   | 33        |
| 2.5.2 Berechnungsnetze .....   | 34        |
| 2.5.2.1 Strukturierte Netze .....  | 35        |
| 2.5.2.2 Unstrukturierte Netze .....  | 36        |
| 2.5.2.3 Hybride Netze .....  | 36        |
| 2.5.3 Räumliche Diskretisierung .....  | 37        |
| 2.5.4 Zeitliche Diskretisierung .....  | 38        |
| 2.5.5 Anfangs- und Randbedingungen .....                                       | 38        |
| 2.6 Wichtige Eigenschaften numerischer Berechnungsverfahren .....              | 38        |
| <b>3 Hochwasserentlastungsanlagen .....</b>                                    | <b>41</b> |
| 3.1 Funktion .....   | 41        |
| 3.2 Begrifflichkeiten und Regelwerke .....                                     | 42        |
| 3.3 Aufbau .....   | 44        |
| 3.3.1 Einlaufbauwerk .....   | 44        |
| 3.3.2 Transportbauwerk .....   | 45        |

|   |            |
|---|------------|
| 3.3.3 Energieumwandlungsanlagen .....   | 46         |
| 3.3.3.1 Der Prozess der Energieumwandlung .....                                     | 46         |
| 3.3.3.2 Konstruktionsmöglichkeiten .....  | 47         |
| 3.4 Hydraulische Bemessung .....  | 48         |
| 3.4.1 Hochwasserbemessungsfälle .....   | 49         |
| 3.4.2 Bemessungsabflüsse und Überschreitungswahrscheinlichkeiten .....              | 50         |
| 3.4.3 Freibordbemessung .....   | 52         |
| <b>4 Methodik .....</b>   | <b>55</b>  |
| 4.1 Die Talsperre Lehnmühle .....   | 55         |
| 4.2 Hydrologie .....  | 58         |
| 4.3 Untersuchungsumfang .....   | 59         |
| 4.4 Erstellung der numerischen Modelle .....  | 64         |
| 4.4.1 Geometrie .....   | 64         |
| 4.4.1.1 Wehrüberfall .....  | 64         |
| 4.4.1.2 Tosbecken .....   | 65         |
| 4.4.1.3 Tosbeckeneinbauten .....  | 65         |
| 4.4.2 Numerische Modelle .....  | 66         |
| 4.4.2.1 Modell des Wehrüberfalls .....  | 66         |
| 4.4.2.2 Modell des Tosbeckens .....   | 68         |
| 4.4.3 Berechnungsnetze .....  | 69         |
| 4.4.4 Modellkonfiguration .....   | 71         |
| <b>5 Ergebnisse der numerischen Berechnungen .....</b>                              | <b>75</b>  |
| 5.1 Numerik versus Physik .....   | 75         |
| 5.2 Überfallmodellierungen .....  | 78         |
| 5.2.1 Sensitivitätsuntersuchungen .....   | 78         |
| 5.2.2 Ermittlung der Eingangsbedingungen für die Tosbeckenmodellierung .....        | 79         |
| 5.3 Szenario 1 - Modellierung des bestehenden Tosbeckens .....                      | 82         |
| 5.3.1 Ergebnisse .....  | 82         |
| 5.3.2 Sensitivitätsuntersuchungen .....   | 89         |
| 5.3.2.1 Plausibilisierung der Randbedingung für die überströmte Tosbeckenwand ..... | 89         |
| 5.3.2.2 Einfluss der Turbulenzmodellierung .....                                    | 91         |
| 5.3.2.3 Einfluss der Rauigkeit .....  | 91         |
| 5.4 Tosbeckenoptimierung .....  | 92         |
| 5.4.1 Grundlegende Aussagen .....   | 93         |
| 5.4.2 Wasserspiegellagen .....  | 93         |
| 5.4.3 Fließgeschwindigkeiten .....  | 98         |
| 5.4.4 Abfluss über die Tosbeckenwand .....  | 101        |
| 5.4.5 Schubspannungen .....   | 103        |
| <b>6 Zusammenfassung .....</b>  | <b>105</b> |
| <b>7 Quellenverzeichnis .....</b>   | <b>109</b> |

|                     |            |
|---------------------|------------|
| <b>Anhang .....</b> | <b>113</b> |
| Anhang 1 .....      | 115        |
| Anhang 2 .....      | 117        |
| Anhang 3 .....      | 131        |
| Anhang 4 .....      | 145        |

# Abbildungsverzeichnis

---

|           |   |    |
|-----------|---|----|
| Abb. 2-1  | Netzstrukturen links: strukturiert, rechts: unstrukturiert.....   | 35 |
| Abb. 3-1  | Stauräume und Stauziele von Talsperren in Anlehnung an [DIN 19700-11].....  | 43 |
| Abb. 3-2  | Ausführungsmöglichkeiten von Tosbecken .....  | 47 |
| Abb. 3-3  | alternative Möglichkeiten zur Energieumwandlung .....   | 48 |
| Abb. 4-1  | Übersichtskarte mit Talsperrenverbund Osterzgebirge in Anlehnung an<br>[LTV 2009] .....   | 56 |
| Abb. 4-2  | Fotodokumentation der Hochwasserentlastung der Talsperre Lehmühle .....   | 57 |
| Abb. 4-3  | Anordnung der abgesenkten Wehrfelder.....   | 60 |
| Abb. 4-4  | Bereiche des Wehrüberfalls, die durch die jeweiligen Überfallmodelle<br>abgebildet werden .....   | 62 |
| Abb. 4-5  | Grenze zwischen der Überfall- und Tosbeckenmodellierung .....   | 63 |
| Abb. 4-6  | Geometrie des Wehrüberfalls .....   | 64 |
| Abb. 4-7  | Geometrie der Prallblöcke für eine Höhe von 0,65 m.....   | 66 |
| Abb. 4-8  | Numerisches Teilmodell 2 des Wehrüberfalls .....  | 67 |
| Abb. 4-9  | Tosbeckenmodell für den Istzustand.....   | 69 |
| Abb. 4-10 | Ausschnitt des Oberflächennetzes für das Teilmodell 3 des Wehrüberfalls .....   | 70 |
| Abb. 4-11 | Ausschnitt des Oberflächennetzes des Tosbeckenmodells für den Istzustand ..   | 71 |
| Abb. 5-1  | Vergleich der für den Wehrüberfall numerisch und physikalisch ermittelten<br>Wasserspiegellagen für den Ist- und Planzustand (Variante I) ..... | 76 |
| Abb. 5-2  | Optischer Vergleich der Strömung im Bereich des Wehrüberfalls für BHQ <sub>1</sub> ....   | 77 |
| Abb. 5-3  | Darstellung der Strömung auf dem Wehrrücken .....   | 77 |
| Abb. 5-4  | Abfluss über den Wehrrücken im physikalischen Modell des Planzustandes ..   | 78 |
| Abb. 5-5  | Unstrukturiertes Oberflächennetz für Teilmodell 2 mit Modellierung des<br>Brückengewölbes .....   | 79 |
| Abb. 5-6  | Geschwindigkeitsprofile der Auslaufränder der 4 Teilmodelle des<br>Wehrüberfalls – BHQ <sub>1</sub> .....                                       | 80 |
| Abb. 5-7  | Geschwindigkeitsprofile der Auslaufränder der 4 Teilmodelle des<br>Wehrüberfalls – BHQ <sub>2</sub> .....                                       | 81 |
| Abb. 5-8  | Geschwindigkeitsprofile der Auslaufränder der 4 Teilmodelle des<br>Wehrüberfalls – KS.....  | 81 |
| Abb. 5-9  | Geschwindigkeitsprofile der Zulaufränder im Bereich des<br>Wehrrückens – BHQ <sub>2</sub> .....   | 83 |
| Abb. 5-10 | Wasserspiegel mit Fließvektoren für Szenario 1 – BHQ <sub>2</sub> .....   | 84 |
| Abb. 5-11 | Für die Wasserspiegellagen ausgewerteter Bereich .....  | 85 |
| Abb. 5-12 | Wasserspiegel bezogen auf die Oberkante der Tosbeckenwand für Szenario 1  | 86 |
| Abb. 5-13 | Sohl- und Wandschubspannungen für Szenario 1 – BHQ <sub>1</sub> .....   | 88 |
| Abb. 5-14 | Vergleich der Geometrie und Randbedingungen zur Erfassung der<br>Abflussmengen über die Tosbeckenwand.....                                      | 89 |
| Abb. 5-15 | Wasserspiegel bezogen auf die Oberkante der Tosbeckenwand für Variante I .  | 90 |

|   |     |
|---|-----|
| <b>Abb. 5-16</b> Wasserspiegel bezogen auf die Oberkante der Tosbeckenwand für<br>Variante II – KS.....               | 91  |
| <b>Abb. 5-17</b> Minimale Freibordhöhen für das Tosbecken im Überblick .....  | 94  |
| <b>Abb. 5-18</b> Wasserspiegel mit Fließvektoren für Variante I – BHQ <sub>1</sub> .....                              | 95  |
| <b>Abb. 5-19</b> Wasserspiegel bezogen auf die Oberkante der Tosbeckenwand für<br>Variante I – BHQ <sub>1</sub> ..... | 96  |
| <b>Abb. 5-20</b> Wasserspiegel bezogen auf die Oberkante der Tosbeckenwand für<br>Variante I – BHQ <sub>2</sub> ..... | 97  |
| <b>Abb. 5-21</b> Fließgeschwindigkeitsprofile für Variante I – KS .....   | 99  |
| <b>Abb. 5-22</b> Fließgeschwindigkeitsprofile für Variante I – BHQ <sub>2</sub> .....                                 | 100 |
| <b>Abb. 5-23</b> Zusammenfassung Abflussmengen über die Tosbeckenwand .....   | 102 |
| <b>Abb. 5-24</b> Zusammenfassung Abflussanteil des überströmenden Wassers bezogen<br>auf den Gesamtabfluss .....      | 102 |
| <b>Abb. 5-25</b> Wand- und Sohlschubspannungen für Variante I – BHQ <sub>2</sub> .....                                | 104 |

# Tabellenverzeichnis

---

|   |    |
|---|----|
| <b>Tab. 2-1</b> Vor- und Nachteile der physikalischen und numerischen Modellierung<br><i>[Buschmann, Marlow et al. 2017]</i>            | 25 |
| <b>Tab. 2-2</b> Gegenüberstellung der Integral- und Differentialform der Erhaltungsgleichungen <i>[Lecheler 2011]</i>                   | 27 |
| <b>Tab. 2-3</b> Unterschiede bei der Lösung der vollständigen und Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen <i>[Lecheler 2011]</i> | 30 |
| <b>Tab. 3-1</b> Kriterien großer Talsperren   | 52 |
| <b>Tab. 3-2</b> Überschreitungswahrscheinlichkeiten für $BHQ_1$ und $BHQ_2$ bei Talsperren  | 52 |
| <b>Tab. 4-1</b> Hydrologische Kenndaten für den Istzustand <i>[LTV 2015]</i>  | 58 |
| <b>Tab. 4-2</b> Spezifische Leistungsfähigkeit des Wehrüberfalls für den Planzustand<br><i>[LTV 2015]</i>                               | 59 |
| <b>Tab. 4-3</b> Abflussvermögen der Entnahmeeinrichtungen und Grundablassleitungen<br><i>[Fichtener 2016]</i>                           | 59 |
| <b>Tab. 4-4</b> Berechnungsnetze im Überblick   | 70 |
| <b>Tab. 4-5</b> Randbedingungen für die Teilmodelle des Wehrüberfalls   | 72 |
| <b>Tab. 4-6</b> Randbedingungen für die Tosbeckenmodellierung   | 73 |
| <b>Tab. 5-1</b> Gegenüberstellung der Abflussmengen über die Tosbeckenwand unter Berücksichtigung verschiedener Modellansätze           | 90 |
| <b>Tab. 5-2</b> Prozentuale Abweichung des Abflusses über die Tosbeckenwand für die Variation der Rauigkeit                             | 92 |



# Abkürzungsverzeichnis

---

|                     |  |
|---------------------|--|
| BF                  | Bestandsfeld   |
| BHQ <sub>x</sub>    | Bemessungshochwasserabfluss mit einer xjährigen Wiederkehrzeit                 |
| CFD                 | Computational Fluid Dynamics   |
| DES                 | Detached Eddy Simulation   |
| DN                  | Nenndurchmesser  |
| DNS                 | Direct Numerical Simulation  |
| EE                  | Entnahmeeinrichtung  |
| FD                  | Finite Differenzen   |
| FE                  | Finite Elemente  |
| FV                  | Finite Volumen   |
| GA                  | Grundablass  |
| HWBF                | Hochwasserbemessungsfall   |
| HWE                 | Hochwasserentlastungsanlage  |
| HQ                  | Hochwasserabfluss  |
| HQ <sub>max</sub>   | maximaler Hochwasserabfluss  |
| ICOLD               | International Commission on Large Dams   |
| KS                  | Kronenstau   |
| LES                 | Large Eddy Simulation  |
| LF                  | Lastfall   |
| LTV                 | Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen                             |
| NN                  | Normalnull   |
| PF                  | Planfeld   |
| RANS                | Reynolds-gemittelte Navier-Stokes-Gleichungen                                  |
| RF                  | Randfeld   |
| SST                 | Shear Stress Transport (Turbulenzmodell)                                       |
| Sz                  | Szenario   |
| TB                  | Tosbecken  |
| TBW                 | Tosbeckenwand  |
| TS                  | Talsperre  |
| USBR                | U. S. Bureau of Reclamation (amerikanische Bundesbehörde für Wasserwirtschaft) |
| Var                 | Variante   |
| W                   | Wasserstand  |
| WSPL                | Wasserspiegellage  |
| WSPL <sub>max</sub> | maximale Wasserspiegellage   |

# Thesen

---

1. Mit Hilfe der dreidimensionalen numerischen Strömungssimulation lassen sich komplexe Strömungen sehr gut abbilden.
2. Gegenüber herkömmlichen Berechnungsmethoden zeichnen sich die Ergebnisse numerischer Berechnungen durch eine höhere Genauigkeit aus.
3. Dreidimensionale numerische Modelle bilden eine gute Alternative zu physikalischen Untersuchungen.
4. Numerische Modelle bedürfen einer Validierung.
5. Für wasserbauliche Fragestellungen scheint die Auflösung kleinskaliger Turbulenzen nicht erforderlich.
6. Das *Shear Stress Transport* Modell ist geeignet, die Turbulenz in Tosbecken hinreichend genau abzubilden.
7. Die Netzstruktur hat einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Berechnungsergebnisse.
8. Es ist davon auszugehen, dass die Anwendung des inhomogenen *Free Surface* Modells zur Berechnung von Zweiphasenströmungen im Wasserbau die verlässlichsten Ergebnisse herbeiführt.
9. Die Rauigkeit von Oberflächen hat maßgeblichen Einfluss auf den Prozess der Energieumwandlung in Tosbecken.
10. Der Einbau von Prallblöcken in Tosbecken geht mit einer verbesserten Energieumwandlung einher.





# 1 Einleitung

---

## 1.1 Hintergrund der Arbeit

Wasserbauliche Anlagen wie Talsperren oder Hochwasserrückhaltebecken sind in der Regel teure Bauwerke. Je nach Projekt entstehen schnell Kosten in Höhe von einigen Hunderttausend bis hin zu mehreren hundert Millionen Euro. Talsperren erfüllen u. a. Aufgaben wie Trinkwasserbereitstellung und Energiegewinnung. Ferner dienen sie wie Hochwasserrückhaltebecken auch dem Hochwasserschutz. Dabei staut ein Absperrbauwerk (Staumauer, Staudamm) große Wassermengen auf. Diese werden zwischengespeichert und den Flüssen nach Abklingen des Hochwassers wieder kontrolliert zugeführt. Die Speicherung des Wassers bewirkt die Kapung der Scheitelabflüsse, wodurch schadhafte Überschwemmungen verhindert werden. Die Dimensionierung solcher Anlagen beruht zum einen auf der statistischen Auswertung zurückliegender Hochwasserereignisse, anhand derer die jeweiligen hydrologischen Daten zur Verfügung gestellt werden. Zum anderen erfolgt der Entwurf in Abhängigkeit des stromab der Anlagen vorhandenen Schadenspotentials. Aus wirtschaftlichen Gründen ist ein absoluter Schutz jedoch nicht möglich. Im Fall extremer Hochwasserereignisse, wie jüngst 2013 in Sachsen zu beobachten war, können die den Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken zufließenden Wassermengen nicht vollständig zwischengespeichert werden. In diesem Fall wird das überschüssige Wasser über Hochwasserentlastungsanlagen (HWE) in den Unterlauf abgeführt.

Hochwasserentlastungsanlagen dienen nicht dem Schutz unterhalb liegender Industrie- und Siedlungsgebiete, denn die erhöhten Abgaben aus den Speichern während eines extremen Hochwassers gehen ohnehin mit schadhafte Ausuferungen einher. Vielmehr besteht die Aufgabe darin, ein Überströmen der Absperrbauwerke zu verhindern und das Wasser kontrolliert abzuleiten. Unkontrollierte Abflüsse über die Krone von Sperrbauwerken können starke Erosionen an Dammbauwerken hervorrufen, was ein Versagen der Anlagen nach sich ziehen kann. Nach [Tönnis 2002] ist etwa ein Drittel der im vergangenen Jahrhundert eingetretenen Brüche von Talsperren auf ein Überströmen des Absperrbauwerkes zurückzuführen, was das Erfordernis einer sorgfältigen Planung und Dimensionierung von Hochwasserentlastungsanlagen noch deutlicher macht. Hochwasserentlastungen dienen somit dem Schutz des Absperrbauwerkes selbst.

Planungsfehler oder nicht optimale Dimensionierungen führen meist zu aufwendigen und kostspieligen Sanierungs- oder Nachrüstungsmaßnahmen. Ferner hätte ein Versagen des Absperrbauwerkes im Extremfall katastrophale Auswirkungen und muss mit größtmöglicher Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden. Aus diesem Grund müssen die hydraulischen Ansprüche an die geplanten Wasserbau-

werke vor der Errichtung sorgfältig definiert werden. Die komplexen dreidimensionalen Strömungen erfordern Verfahren, die eine hohe Genauigkeit aufweisen. Die zahlreichen Ausführungsmöglichkeiten von Hochwasserentlastungen schließen eine Schematisierung und technische Standardisierung nahezu aus. Einfache rechnerische Nachweise auf Basis empirisch ermittelter Formeln reichen meist nicht aus. Selbst erprobte Lösungen können aufgrund der variierenden örtlichen Gegebenheiten (Hydrologie, Geologie, Geländemorphologie, Bauwerkstyp, etc.) nur selten auf neue Entwürfe übertragen werden. Zwar ist die exakte Beschreibung von Strömungsvorgängen seit etwa Mitte des 19. Jahrhunderts rechnerisch theoretisch möglich, die aufgestellten Strömungsgleichungen sind jedoch so komplex, dass sie analytisch bisher nur für einfachste Spezialfälle gelöst werden konnten. Daher bediente man sich in der Vergangenheit physikalischer Modelle, die zur Bewertung der Strömungsvorgänge sehr gut geeignet sind. Nachteilig ist jedoch der damit verbundene hohe finanzielle als auch zeitliche Aufwand. Aus der rasanten Entwicklung leistungsfähiger Computer in den zurückliegenden Jahrzehnten ging eine alternative Möglichkeit zur verlässlichen Beschreibung der physikalischen Prozesse in Strömungen hervor, die numerische Strömungsberechnung (engl. *Computational Fluid Dynamics*, *CFD*). Dabei werden die bekannten Strömungsgleichungen mit Hilfe mathematischer Modelle numerisch berechnet.

Trotz der steten Weiterentwicklung der Rechentechnik, der mathematischen numerischen Modelle sowie der Computerprogramme erlaubt die Anwendung von *CFD* bereits heute die Berechnung hoch komplexer Strömungen aus den unterschiedlichsten Bereichen wie Industrie, Forschung und Umwelt. Zusätzlich zu den physikalischen Modellierungen nehmen Computersimulationen in Hinblick auf Kosten und Zeit auch im Rahmen der Optimierung neu zu errichtender aber auch bestehender Hochwasserentlastungsanlagen einen zunehmend höheren Stellenwert.

## 1.2 Anlass

Die in jüngster Vergangenheit vermehrt beobachteten Hochwasserereignisse geben Anlass, die bestehenden hydrologischen Grundlagen der Talsperren zu überprüfen. Die daraus resultierenden aktuellen und teilweise deutlich höheren Abflusswerte machen die Untersuchung der Leistungsfähigkeit der Hochwasserentlastungen durch die Anlagenbetreiber erforderlich. Für die Bestimmung des Abflussvermögens sind Retentionsberechnungen und damit einhergehend verlässliche Schlüsselkurven unverzichtbar. Entweder sind diese jedoch gar nicht vorhanden oder beruhen häufig auf einfachen analytischen Berechnungen, die aufgrund der zum Teil komplizierten Bauwerksgeometrien mit Unsicherheiten behaftet sind. Neben physikalischen Modellen kommen zur Ermittlung des Abflussvermögens zunehmend numerische Modellierungen zum Einsatz (z.B. [IWS 2014] und [IWS 2015]). Darüber hinaus bieten numerische Strömungsberechnungen im Rahmen der Planung neu zu errichtender Bauwerke, aber auch im Zuge der Anpassung bestehender Bauwerkskonstruktionen ein geeignetes Hilfsmittel.

Für die im Freistaat Sachsen etwa 25 km südwestlich von Dresden gelegene Talsperre Lehmühle ergab die Überarbeitung der Hochwasserstatistik eine nicht zu vernachlässigende Erhöhung der hydrologischen Kennwerte. Aus der Überprüfung der vorhandenen Leistungsfähigkeit der Hochwasserentlastung, die zu  $123 \text{ m}^3/\text{s}$  bestimmt wurde, ging ein Defizit von mehr als 40 % hervor. Damit entspricht sie nicht mehr den heutigen Anforderungen, ein Überströmen der Anlage ist nicht mehr mit der erforderlichen Wahrscheinlichkeit auszuschließen. Daraufhin erfolgten am Institut für Wasserbau und Siedlungswasserwirtschaft an der Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig hydraulische Modellversuche zur Wiederherstellung der Überflutungssicherheit [IWS HTWK 2016].

Die Modellversuche sahen die Ertüchtigung der Überfallgeometrie vor. Die Untersuchung der Energieumwandlungsanlage war nicht Gegenstand der Studie. Es ist jedoch zu erwarten, dass die erhöhten Abflussmengen eine deutlich höhere Beanspruchung des Tosbeckens nach sich ziehen. Dies gab den Anlass zur vorliegenden Arbeit. Auf Grundlage dreidimensionaler numerischer Berechnungen sollte das Tosbecken überprüft und gegebenenfalls optimiert werden.

### 1.3 Gegenstand der Arbeit

Im Rahmen der Masterarbeit werden die komplexen Strömungsprozesse im Tosbecken der Talsperre Lehmühle auf Grundlage dreidimensionaler numerischer Berechnungen abgebildet, Optimierungsvorschläge herausgearbeitet und deren Wirkung dargestellt und bewertet. Darüber hinaus sind im Vorfeld zur Ermittlung wichtiger Eingangsgrößen die Strömungen für den Überfall der Hochwasserentlastung zu modellieren. Da numerische Modelle einer Verifizierung bedürfen, hierfür erforderliche Daten für das Tosbecken jedoch nicht vorliegen, soll der Vergleich der Ergebnisse der Überfallmodellierung mit den Ergebnissen der physikalischen Modellversuche [IWS HTWK 2016] gleichzeitig wichtige Erkenntnisse über die Verwendbarkeit der gewählten Modellansätze liefern. Diese sind anschließend auf das Modell des Tosbeckens zu übertragen. Die numerischen Berechnungen basieren auf dem Euler-Euler-Modell für Mehrphasenströmungen, die durch mindestens zwei interagierende Fluide – für den vorliegenden Fall Wasser und Luft – gekennzeichnet sind.

### 1.4 Verwendete Software

Für die Geometriaufbereitung und Generierung der Berechnungsnetze wird ANSYS ICEM CFD verwendet. Als Präprozessor für die Konfiguration der Berechnungsmodelle kommt ANSYS CFX-Pre zum Einsatz. Die Lösung der Strömungsgleichungen und damit die eigentlichen numerischen Berechnungen erfolgen unter Anwendung von ANSYS CFX-Solver Manager. Die Auswertung, Verarbeitung und Visualisierung der Daten wird in ANSYS CFD Post (Postprozessor) vorgenommen. Für die Programme, die alle zur ANSYS Inc. gehören, wird die Version 15.0 verwendet.





## 2 Grundlagen der numerischen Strömungsberechnung

---

Die Untersuchung des physikalischen Verhaltens von Fluiden (Flüssigkeiten und Gase) erfolgt auf dem Gebiet der Strömungsmechanik, auch Fluidmechanik genannt. Theoretisch können Strömungsvorgänge durch Strömungsgleichungen (siehe Kapitel 2.2) exakt beschrieben werden, wenngleich die analytische Lösung dieser Gleichungen nur für einfachste Strömungen möglich ist. Da jedoch nahezu alle Anwendungen sehr viel komplexer sind und diese einfachen Strömungen somit praktisch nicht existieren, wurden und werden verschiedene Strömungsvorgänge auf Grundlage von Experimenten in Formeln überführt. Diese setzen bestimmte Bedingungen voraus und beruhen überwiegend auf empirisch ermittelten Beiwerten. Während damit für einige Anwendungsfälle realitätsnahe Ergebnisse erzielt werden können, sind diese mit steigender Komplexität mit größeren Unsicherheiten behaftet. Deshalb erfolgte die Erfassung komplexer Strömungen lange ausschließlich mit Hilfe physikalischer Modelle.

Mit der rasanten Entwicklung leistungsfähiger Computer drängte eine neue Disziplin in die Fluidmechanik, die numerische Strömungsberechnung (engl. *Computational Fluid Dynamics, CFD*). Deren Anfänge gehen etwa auf die 1950er Jahre zurück. In den vergangenen Jahrzehnten gewann sie immer mehr an Bedeutung und ist derweil fester Bestandteil des Ingenieurhandwerks. Heute bildet sie die Grundlage modernster ingenieurtechnischer Anwendungen aus zahlreichen Fachdisziplinen wie Luft- und Raumfahrt, Energietechnik, Automobilbau, Waffentechnik und Medizin. Aber auch der Wasserbau bietet vielfältige Anwendungsmöglichkeiten. Beispielsweise wird die Strömung im Rahmen der Optimierung wasserbaulicher Anlagen zunehmend mit Hilfe numerischer Modelle berechnet. Diesem Anwendungsfeld widmet sich die vorliegende Arbeit.

Die Arbeit hat einen praktischen Bezug. Im Vordergrund steht die Anwendung der verschiedenen Programme für die Netzgenerierung, Pre- und Postprocessing sowie für die eigentlichen numerischen Berechnungen. Dabei rückt die Modellierung der Strömung im Bereich wasserbaulicher Anlagen in den Fokus, gleichwohl die Übertragung in andere Fachrichtungen durchaus möglich ist. Die nachfolgenden Erläuterungen geben einen Einblick in die umfangreiche und anspruchsvolle Thematik der numerischen Strömungsberechnung, ohne sich dabei zu sehr in mathematischen Details zu verlieren. Für entsprechend Interessierte wird die Fachliteratur, beispielsweise [Ferziger, Perić 2008], [Laurien, Oertel 2011], [Lecheler 2011] oder [Wendt 1992], empfohlen.

## 2.1 Numerische Modellierung im Vergleich

Wie eingangs schon erwähnt, waren physikalische Modelle lange Zeit die einzige Möglichkeit, komplexe Strömungsvorgänge zu erfassen und zu bewerten. Trotz der steten Entwicklung numerischer Modelle, sind physikalische Modellversuche auch heute noch unentbehrlich. Auch die in der vorliegenden Arbeit durchgeführten dreidimensionalen numerischen Berechnungen basieren auf physikalischen Modellversuchen [IWS HTWK 2016], die angesichts verlässlicher Ergebnisse eine wichtige Voraussetzung bilden.

Mit der Numerik kommt im Rahmen der Dimensionierung wasserbaulicher Anlagen auch die hybride Modellierung immer häufiger zum Einsatz, die eine Kopplung mindestens zweier Modellierungsarten – meist numerisch und physikalisch – darstellt. Vor diesem Hintergrund folgen in dem Kapitel neben dem Prinzip der numerischen Strömungsberechnung themenübergreifend kurze Ausführungen zu physikalischen Modellen. Ferner erfolgt mit Hinblick auf die hybriden Modelle eine Gegenüberstellung der Vor- und Nachteile beider Modellierungsarten.

### 2.1.1 Prinzip der numerischen Strömungsberechnung

Das Berechnen von Strömungsvorgängen beruht auf den Erhaltungsgleichungen für Masse, Impuls und Energie, den sogenannten Strömungsgleichungen. Mit Hilfe der numerischen Strömungsberechnung werden Strömungsgrößen approximativ gelöst. Die Lösung ist somit nicht ganz exakt und erfolgt unter Verwendung mathematisch numerischer Modelle. Die wohl bedeutendsten und Mitte des 19. Jahrhunderts von Claude Louis Marie Henri Navier und George Gabriel Stokes formulierten und veröffentlichten Strömungsgleichungen, die heute entsprechend als *vollständige Navier-Stokes-Gleichungen* (Kapitel 2.2) bekannt sind, bilden das fundamentale und umfassendste mathematische Modell der Strömungsmechanik und berücksichtigen sämtliche physikalisch relevanten Effekte. Dieses hochkomplexe Gleichungssystem beschreibt nahezu alle Strömungen sehr genau, erfordert jedoch extrem lange und somit für die meisten Anwendungen nicht akzeptable Rechenzeiten.

Neben den *vollständigen Navier-Stokes-Gleichungen* gibt es aber auch eine Reihe vereinfachter Strömungsgleichungen (Kapitel 2.3), die unter dem Gesichtspunkt akzeptabler Rechenzeiten entwickelt wurden. Diese Vereinfachungen basieren auf bestimmten Annahmen, Weglassen einzelner für die jeweilige Strömung nicht relevanter Terme oder der Implementierung weiterer mathematischer Modelle (z.B. Turbulenzmodelle siehe Kapitel 2.4). Grundsätzlich kann man davon ausgehen, dass die Genauigkeit der Ergebnisse mit dem Grad der Vereinfachungen abnimmt. Je nach Strömung bzw. Anwendungsfall können jedoch auch vereinfachte Erhaltungsgleichungen zweckmäßig sein. Denn für bestimmte Strömungen ist der mit den Vereinfachungen einhergehende Einfluss auf die Berechnungsergebnisse marginal. Im Gegenzug wirken sich die Vereinfachungen deutlich positiv auf die erforderlichen Rechenzeiten aus.

Alle modernen *CFD*-Programme lösen die Erhaltungsgleichungen. Dabei steht bereits eine Vielzahl mathematischer Modelle – Tendenz steigend – zur Verfügung, die in Abhängigkeit der zu untersuchenden Strömung und deren Eigenschaften entwickelt wurden und für den jeweiligen Anwendungsfall zu wählen sind. Die jeweils passenden Modelle vorausgesetzt, sind mittels numerischer Strömungsberechnung gesicherte Ergebnisse zu erwarten. Auf eine Verifizierung der Daten sollte dennoch nicht verzichtet werden.

Eine weitere Voraussetzung für das Berechnen von Strömungen ist ein Berechnungsnetz (Kapitel 2.5.2). Hierzu wird das Untersuchungsgebiet in eine Vielzahl kleiner Elemente (Kontrollvolumen) zerlegt, die über sogenannte Knoten miteinander verbunden sind. Die Zerlegung wird auch als Diskretisierung (Kapitel 2.5) bezeichnet. Für jeden Berechnungsnetz-knoten bzw. jedes Element werden nun die die Strömung charakterisierenden physikalischen Größen wie beispielsweise Geschwindigkeit und Druck berechnet. Zwischen den Knoten werden die Ergebnisse interpoliert. Die Lösungsfindung erfolgt iterativ, wobei die Berechnungen so lange wiederholt werden, bis die Unterschiede zwischen zwei aufeinander folgenden Lösungen vernachlässigbar sind bzw. innerhalb einer vorgegebenen Toleranz (Abbruchkriterium) liegen.

Sowohl die Genauigkeit der Ergebnisse als auch die Rechenzeit hängen von vielerlei Faktoren ab, beispielsweise der gewählten Gleichungen, der Diskretisierungsmethode sowie der Art, Feinheit und Qualität des Berechnungsnetzes. Für ein gutes Verhältnis zwischen Genauigkeit und akzeptablem Rechenaufwand wurde in der Vergangenheit bereits eine Vielzahl verschiedener mathematischer Modelle aufgestellt. Aber auch zukünftig erlauben immer schnellere Prozessoren sowie immer größere Speicherkapazitäten die stete Entwicklung neuer, aufwendigerer und genauerer Modelle.

### 2.1.2 Exkurs: Physikalische Modellierung

Ein physikalisches Modell ist eine maßstäblich verkleinerte Nachbildung eines zu untersuchenden durch- bzw. umströmten Körpers. Wesentlich für physikalische Modellversuche ist die Ähnlichkeit zwischen Modell und Natur, d. h. die physikalischen Prozesse im Modell müssen vergleichend zur Großausführung ähnlich ablaufen. Diese Forderung wird erfüllt, wenn zwischen Modell und Natur neben der geometrischen Ähnlichkeit auch die kinematische und dynamische Ähnlichkeit gegeben ist.

*Geometrische Ähnlichkeit* besteht, wenn alle geometrischen Maße wie Länge, Breite und Höhe unter Verwendung der gleichen Maßstabszahl von der Natur auf die Modellgrößen und umgekehrt übertragen werden. Bei der *kinematischen Ähnlichkeit* stehen alle zeitabhängigen Prozesse (z.B. Fließgeschwindigkeit) in einem festen Verhältnis. Dagegen setzt die *dynamische Ähnlichkeit* voraus, dass die in einer Strömung wirkenden Kräfte (z.B. Schwerkraft, Trägheit, Reibung, Kapillardruck, Elastizität, Staudruck) zwischen Modell und Natur im gleichen Verhältnis stehen. [Hartlieb 2006]

Ist Wasser das strömende Fluid, so ist die Übertragung von der Natur auf das Modell mit der gleichen Maßstabszahl von mehr als zwei Kräften prinzipiell nicht möglich. Daraus resultierend erfolgt bei wasserbaulichen Modellversuchen die Übertragung der jeweils zwei die Strömung dominierenden Kräfte. In Abhängigkeit der maßgebenden Kräfte wurden verschiedene Modellgesetze formuliert. Im Wasserbau werden in erster Linie Modellversuche für Strömungen mit freier Oberfläche durchgeführt. Dabei wirken vor allem die Trägheit und die Schwerkraft, so dass das Modellgesetz nach Froude zur Anwendung kommt. Dominiert neben der Trägheit hingegen die Reibung, so ist das Modellgesetz nach Reynolds zu verwenden. Darüber hinaus gibt es viele weitere Modellgesetze, die im Wasserbau jedoch eine untergeordnete Rolle spielen.

Für weitere Ausführungen zu Grundlagen der physikalischen Modellierung sowie Herleitung und Anwendungsgrenzen der Modellgesetze wird u. a. auf [Bollrich 1996], [Hartlieb 2006] oder [Strobl, Zunic 2006] verwiesen.

### 2.1.3 Vor- und Nachteile der numerischen und physikalischen Modellierung

Im Rahmen wasserbaulicher Planungen kommen zur ersten Vorbemessung überwiegend die gängigen Berechnungsformeln zum Einsatz. Da diese jedoch auf empirisch ermittelten Beiwerten beruhen, sind die Ergebnisse lediglich für bestimmte Standardfälle verlässlich. Wasserbauwerke sind jedoch größtenteils Einzellösungen und die Planungen gehen über die Standardfälle hinaus. Selbst bereits vorhandene und erprobte Lösungen können aufgrund der verschiedensten örtlichen Gegebenheiten sowie der unterschiedlichen Anforderungen an das Bauwerk nicht einfach auf eine andere Anlage übertragen werden. Praktisch immer sind komplexe Strömungen zu erwarten. Infolgedessen ist die Planung wasserbaulicher Anlagen vor der Ausführung zu überprüfen und gegebenenfalls zu optimieren. Hierfür eignen sich sowohl physikalische als auch numerische Modelle.

Beide Modellierungsarten weisen Vor- und Nachteile auf, die es im Vorfeld einer jeden Modellierung abzuwägen gilt. Die Frage nach dem geeigneten Modell ist vor allem von der Aufgabenstellung und den sich daraus ergebenden Zielen abhängig. Ebenfalls zwingend in die Entscheidungsfindung einzubeziehen ist die zur Verfügung stehende Datengrundlage.

**Tab. 2-1** Vor- und Nachteile der physikalischen und numerischen Modellierung [Buschmann, Marlow et al. 2017]

| physikalische Modellierung            | numerische Modellierung                 |
|---------------------------------------|---|
| + zuverlässige Ergebnisse             | + effiziente Variantenuntersuchung      |
| + hohe Anschaulichkeit                | + Maßstab 1 : 1                         |
|                                       | + Auswertung schwer messbarer Größen    |
| - finanzieller Aufwand                | + Kalibrierung/Validierung erforderlich |
| - zeitlicher Aufwand                  | + Aufbereitung der Ergebnisse teilweise |
| - verkleinerter Maßstab               | aufwendig                               |
| - erschwerte Messung absoluter Größen |   |

Neben physikalischen Modellen können heutzutage insbesondere dreidimensionale numerische Strömungsmodelle, Erfahrung des Ingenieurs vorausgesetzt, die oft sehr komplexen Strömungen gut abbilden. Zur Gewährleistung gesicherter Ergebnisse bedürfen numerische Modelle jedoch immer einer Kalibrierung bzw. Validierung. Liegen hierzu gesicherte Daten vor, ist die numerische Strömungssimulation den physikalischen Modellversuchen häufig vorzuziehen. Denn während physikalische Modelle vor allem bei kleinen Maßstabszahlen und komplizierten Geometrien sowie in Erwartung einer umfangreichen Variantenuntersuchung einen großen zeitlichen als auch finanziellen Aufwand bedeuten, bieten numerische Modelle oftmals eine merklich effizientere Bearbeitung.

Dementgegen sollten physikalische Versuche Anwendung finden, wenn Kalibrierungsdaten, beispielsweise bei Neubauten, nicht zur Verfügung stehen und komplexe Strömungsverhältnisse zu prognostizieren sind. Unter Anwendung des passenden Modellgesetzes und eines geeigneten Maßstabes, liefern sie sehr verlässliche Ergebnisse. Stark verkleinerte Nachbildungen (große Maßstabszahlen) ziehen teilweise Maßstabeffekte nach sich und sind zu vermeiden. Auch sollten mit Blick auf die Kosten keine unnötig kleinen Maßstabszahlen gewählt werden. Ein geeigneter Maßstab ist somit ein Kompromiss aus Ergebnisgenauigkeit und anfallenden Kosten. Darüber hinaus beeinflussen weitere Kriterien wie die vorhandene Versuchsfläche oder Pumpenleistung die Wahl des Maßstabes.

Physikalische Modelle sind sehr anschaulich. Mögliche Strömungsprobleme sind schnell ersichtlich. Steht jedoch die Ermittlung absoluter physikalischer Größen im Vordergrund, sind numerische Modelle nahezu unentbehrlich. Sie bieten die Möglichkeit, an jeder Stelle detaillierte Einblicke in die Strömungsvorgänge zu gewinnen. Bei physikalischen Modellversuchen ist dies teilweise nicht oder nur mit erhöhtem Aufwand realisierbar. Zudem erfolgt eine Beeinflussung der Strömung durch die Messgeräte selbst. Dieser Effekt wird mit kleineren Modellabmessungen verstärkt.

Teilweise kommen numerische Modelle im Rahmen der Variantenfindung bei der Vorbemessung wasserbaulicher Anlagen auch ohne Kalibrierung zum Einsatz. Eine Bewertung der Varianten anhand qualitativer Unterschiede zwischen den Berechnungsergebnissen ist dennoch möglich, da mögliche Ergebnisungenauigkeiten bezogen auf die Realität gleichermaßen in die Berechnungen einfließen.

Für bestimmte Fragestellungen kann es unter Umständen zweckmäßig sein, ein numerisches mit einem physikalischen Modell zu kombinieren. Sogenannte *hybride Modelle* vereinen die jeweiligen Vorteile der verschiedenen Modellierungsarten. Gerade im Zuge der Optimierung wasserbaulicher Anlagen ist die Untersuchung zahlreicher Varianten keine Seltenheit. Die zunächst höheren Kosten für die Erstellung zweier Modelle können häufig kompensiert werden. Teilweise ist neben dem finanziellen Aufwand sogar eine Reduzierung des Zeitaufwandes möglich.

## 2.2 Vollständige Navier-Stokes-Gleichungen

Die grundlegenden Gleichungen zur Beschreibung der physikalischen Prozesse in einer Strömung werden auch als *Navier-Stokes*-, genauer als *vollständige Navier-Stokes-Gleichungen*, bezeichnet. Dies sind die fünf Erhaltungsgleichungen für:

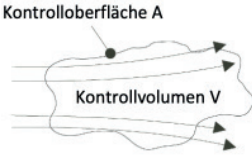
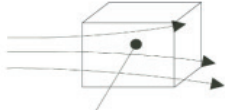
- Masse
- Impuls in x-Richtung
- Impuls in y-Richtung
- Impuls in z-Richtung
- Energie

Namensgeber der Gleichungen sind der französische Physiker und Ingenieur Claude Louis Marie Henri Navier sowie der britische Mathematiker und Physiker George Gabriel Stokes. Die Gleichungen beschreiben nahezu alle Strömungen *Newton'scher Fluide*<sup>1</sup>, u. a. laminare und turbulente Strömungen oder auch Zweiphasenströmungen (z.B. Gas-Flüssigkeits-Gemische) [Laurien, Oertel 2011]. Die Schreibweise der Gleichungen variiert in der Fachliteratur mitunter sehr stark. Neben der Integral- und Differentialform, deren wesentliche Unterschiede in Tabelle 2-2 beschrieben sind, wird außerdem jeweils in Skalar-, Vektor- oder Divergenzform unterschieden. Die Divergenzform ist im Gegensatz zur Skalarform koordinatenunabhängig. Für CFD-Programme ist die Vektorform für kartesische Koordinaten üblich.

---

1 Flüssigkeiten und Gase, deren Schergeschwindigkeit proportional zur Scherspannung ist

**Tab. 2-2** Gegenüberstellung der Integral- und Differentialform der Erhaltungsgleichungen  
[Lecheler 2011]

|                               | Integralform   | Differentialform   |
|-------------------------------|--|--|
| Fluid strömt durch            | ein endliches Kontrollvolumen $V$  | ein infinitesimal kleines Volumenelement $V$   |
|                               |  <p>Kontrolloberfläche A</p> <p>Kontrollvolumen <math>V</math></p>  |  <p>Volumenelement <math>V</math></p> |
| Diskretisierung (Kapitel 2.5) | nach der Finite-Volumen-Methode (FV)   | nach der Finite-Differenzen-Methode (FD)   |
| Vorteile                      | physikalisch anschaulicher: zeitliche Änderung der Strömungsgröße im Inneren des Kontrollvolumens $V$ entspricht der Änderung der Flüsse durch die Kontrolloberfläche $A$ bei unstetigen Verläufen wie Verdichtungsstößen (nur bei Überschallströmungen in kompressiblen Medien) genauer | aufgrund fehlender Integrale mathematisch anschaulicher  |
| Nachteile                     | aufgrund der Integrale mathematisch komplexer  | physikalisch unanschaulicher, da das Volumen gegen Null geht   |

In den meisten *CFD*-Programmen ist die Integralform implementiert. Die Diskretisierung erfolgt hierfür nach dem Finite-Volumen-Verfahren (FV). Verdichtungsstöße werden besser erfasst, da Unstetigkeiten innerhalb des Kontrollvolumens zugelassen werden. Im Gegensatz dazu sind die Strömungsgrößen innerhalb des Volumenelementes bei der Differentialform bzw. dem Finite-Differenzen-Verfahren (FD) stetig, was jedoch bei Verdichtungsstößen nicht der Fall ist. Verdichtungsstöße sind unstetige Änderungen des Strömungszustandes, die mit sprunghaften Änderungen der Dichte einhergehen und somit lediglich bei Überschallströmungen in kompressiblen Medien auftreten können. Für Strömungen mit Wasser als Fluid sind Verdichtungsstöße irrelevant. Weitere Erläuterungen zu den Diskretisierungsmethoden werden in Kapitel 2.5 gegeben.

Die fünf *Navier-Stokes-Gleichungen* bilden ein gekoppeltes nichtlineares differentiales Gleichungssystem mit insgesamt 17 Unbekannten. Der Komplexität geschuldet, konnte es bisweilen analytisch lediglich für Spezialfälle gelöst werden. In der Praxis erfolgt dessen Lösung grundsätzlich numerisch. [Lecheler 2011]

Mit Hilfe der *vollständigen Navier-Stokes-Gleichungen* wird eine Strömung mit kleinsten Wirbeln und Turbulenzen beschrieben. Zur Lösung dieser Gleichungen sind sehr fein aufgelöste Berechnungsnetze (siehe Kapitel 2.5.2 bzw. *Direct Numerical Simulation* in Kapitel 2.3) erforderlich, was jedoch zu Lasten der Rechenzeit

geht. Daraus resultierend ist deren Einsatz für technische Anwendungen meist nicht praktikabel. Die meisten CFD-Programme lösen deshalb vereinfachte Erhaltungsgleichungen, beispielsweise die *Reynolds-gemittelten-Navier-Stokes-Gleichungen* (Kapitel 2.3).

Nachfolgend werden die *vollständigen Navier-Stokes-Gleichungen* aufgeführt. Die Darstellung erfolgt in der Differentialform für kartesische Koordinaten. Die Herleitung der Gleichungen sowie weitere Darstellungsformen sind beispielsweise in [Lecheler 2011] einzusehen und nachzuvollziehen.

### Massenerhaltungsgleichung

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho) + \frac{\partial}{\partial x}(\rho \cdot u) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho \cdot v) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho \cdot w) = 0$$

$\rho = f(x, y, z, t)$  Dichte des Fluides als Funktion der drei Raumkoordinaten  $x, y, z$  und der Zeit  $t$

$u, v, w = f(x, y, z, t)$  Strömungsgeschwindigkeiten in  $x$ -,  $y$ - und  $z$ -Richtung

### Impulserhaltungsgleichungen

Die Impulserhaltung basiert auf dem 2. Newton'schen Gesetz – Kraft gleich Masse mal Beschleunigung.

*Impulserhaltungsgleichung in x-Richtung*

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \cdot u) + \frac{\partial}{\partial x}(\rho \cdot u^2 + p - \tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho \cdot u \cdot v - \tau_{yx}) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho \cdot u \cdot w - \tau_{zx}) - \rho \cdot g_x = 0$$

*Impulserhaltungsgleichung in y-Richtung*

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \cdot v) + \frac{\partial}{\partial x}(\rho \cdot v \cdot u - \tau_{xy}) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho \cdot v^2 + p - \tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho \cdot v \cdot w - \tau_{zy}) - \rho \cdot g_y = 0$$

*Impulserhaltungsgleichung in z-Richtung*

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \cdot w) + \frac{\partial}{\partial x}(\rho \cdot w \cdot u - \tau_{xz}) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho \cdot w \cdot v - \tau_{yz}) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho \cdot w^2 + p - \tau_{zz}) - \rho \cdot g_z = 0$$



|                             |  |
|-----------------------------|--|
| $\rho = f(x, y, z, t)$      | Druck des Fluides als Funktion der drei Raumkoordinaten x, y, z und der Zeit t |
| $\tau_{xx} = f(x, y, z, t)$ | Normalspannung in x-Richtung normal zur Fläche $dy \cdot dz$                   |
| $\tau_{yx} = f(x, y, z, t)$ | Schubspannung in x-Richtung entlang der Fläche $dx \cdot dz$                   |
| $\tau_{zx} = f(x, y, z, t)$ | Schubspannung in x-Richtung entlang der Fläche $dx \cdot dy$                   |

### Energieerhaltungsgleichung

Die Energieerhaltungsgleichung beruht auf dem 1. Hauptsatz der Thermodynamik. Danach ist die Änderung der totalen Energie  $E_{\text{tot}}$ , die sich wiederum aus der inneren, der kinetischen und der potentiellen Energie zusammensetzt, gleich der Leistung  $W$  am Volumenelement plus dem Wärmestrom  $Q$  in das Volumenelement.

$$\begin{aligned}
 & \frac{\partial}{\partial t} \left[ \rho \cdot \left( e + \frac{1}{2} \cdot \vec{u}^2 \right) \right] \\
 & + \frac{\partial}{\partial x} \left[ \rho \cdot u \cdot \left( h + \frac{1}{2} \cdot \vec{u}^2 \right) - (u \cdot \tau_{xx} + v \cdot \tau_{xy} + w \cdot \tau_{xz}) - \lambda \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \right] \\
 & + \frac{\partial}{\partial y} \left[ \rho \cdot v \cdot \left( h + \frac{1}{2} \cdot \vec{u}^2 \right) - (u \cdot \tau_{yx} + v \cdot \tau_{yy} + w \cdot \tau_{yz}) - \lambda \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \right] \\
 & + \frac{\partial}{\partial z} \left[ \rho \cdot w \cdot \left( h + \frac{1}{2} \cdot \vec{u}^2 \right) - (u \cdot \tau_{zx} + v \cdot \tau_{zy} + w \cdot \tau_{zz}) - \lambda \cdot \frac{\partial T}{\partial z} \right] \\
 & - \rho \cdot (u \cdot g_x + v \cdot g_y + w \cdot g_z) - \rho \cdot \dot{q}_S = 0
 \end{aligned}$$

## 2.3 Berechnungsmethoden

Die genaueste Methode zur Berechnung von Strömungen ist *direkte numerische Simulation* (engl.: *Direct Numerical Simulation, DNS*). Dabei werden die *vollständigen Navier-Stokes-Gleichungen* (Kapitel 2.2) gelöst, d. h. alle relevanten, so auch kleinstskalige Turbulenzen, werden sowohl räumlich als auch zeitlich berechnet. Voraussetzung hierfür ist jedoch ein hochaufgelöstes Berechnungsnetz (Kapitel 2.5.2). Nicht selten übersteigen die Netze eine Knotenanzahl von 100 Millionen. Dies erfordert extreme Rechenleistungen und -zeiten, die für alltägliche Anwendungen nicht zweckmäßig sind. Auch die erforderliche Speicherkapazität ist wegen des Berechnens der instationären Gleichungen zur Auflösung der Zeit immens, da die Lösung für jeden Zeitschritt gesichert wird. Daher beschränkt sich der Einsatz von *DNS* hauptsächlich auf die Forschung. Mit dem Ziel weniger rechenintensiver Methoden bildet sie die Grundlage zur Entwicklung neuer und Optimierung bestehender Modelle.

Eine Reduzierung des Rechenaufwandes kann in erster Linie durch die Imple-

mentierung von Turbulenzmodellen (Kapitel 2.4) erreicht werden. Die Auflösung turbulenter Schwankungen ist somit nicht oder nur zum Teil erforderlich, was die Anzahl zu berechnender Stützstellen um ein Vielfaches mindert. Auch wenn Turbulenzmodelle einen Verlust der Genauigkeit bedeuten, liegen die Abweichungen der berechneten Ergebnisse im Vergleich zur Realität für die meisten Anwendungen in einem vertretbaren Maß.

Bei der *Large Eddy Simulation (LES)* werden turbulente Strömungen beispielsweise dadurch abgebildet, dass kleinskalige Turbulenzen nicht aufgelöst, sondern durch Turbulenzmodelle ersetzt werden. Größere Wirbelstrukturen (engl.: large eddies) hingegen werden direkt berechnet.

Unter Ansatz der *Reynolds-gemittelten-Navier-Stokes-Gleichungen* (engl.: *Reynolds-Averaged-Navier-Stokes-equations, RANS*) bedürfen die Berechnungsnetze eine noch weniger feine Auflösung, da weder kleine und hochfrequente noch große Turbulenzen direkt berechnet werden. Sie werden vollständig durch Turbulenzmodelle abgebildet. Die *RANS-Gleichungen* weisen demzufolge für die hier vorgestellten Berechnungsmethoden die geringsten Rechenzeiten auf. Sie liegen üblicherweise im Bereich von einigen Stunden bis mehreren Tagen. Gleichzeitig sind die Genauigkeitsverluste akzeptabel, weshalb sich die Lösung der *RANS-Gleichungen* in den meisten *CFD*-Programmen durchgesetzt hat.

Tabelle 2-3 stellt die wesentlichen Unterschiede der *vollständigen Navier-Stokes-Gleichungen* und der *RANS-Gleichungen* gegenüber.

**Tab. 2-3** Unterschiede bei der Lösung der vollständigen und Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen [Lecheler 2011]

| <b>vollständige Navier-Stokes-Gleichungen</b>   | <b>Reynolds-gemittelte Navier-Stokes-Gleichungen</b>  |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"><li>– auch kleinste Turbulenzen werden direkt berechnet</li><li>– sehr feines Berechnungsnetz erforderlich</li><li>– Rechenzeiten sehr lang und für normale Anwendungen unverträglich</li></ul> | <ul style="list-style-type: none"><li>– kleinste und hochfrequente Turbulenzen werden nicht aufgelöst, sondern über Turbulenzmodelle berechnet</li><li>– Berechnungsnetz kann gröber ausfallen</li><li>– Rechenzeiten deutlich geringer</li></ul> |

Je nach Strömung können unter Umständen bestimmte physikalische Vorgänge unberücksichtigt bleiben, da sie lediglich vernachlässigbare Abweichungen gegenüber der vollständigen Lösung hervorrufen und somit in Bezug auf die Ergebnisse nicht relevant sind. Hierfür existieren weitere Vereinfachungen der *Navier-Stokes-Gleichungen*. In Abhängigkeit der verwendeten Gleichungen sind Rechenzeiten von einigen Minuten oder gar Sekunden möglich. In der Praxis kommen beispielsweise die *Thin-Layer-Navier-Stokes-Gleichungen*, die *Euler-Gleichungen*, die *Grenzschicht-Gleichungen* oder die *Potentialgleichungen* zum Einsatz. Der erforderliche Rechenaufwand reduziert sich dabei mit zunehmenden Vereinfachungen in der angegebenen Reihenfolge.

Nähere Informationen sind beispielsweise [Lecheler 2011] oder [Ferziger, Perić 2008] zu entnehmen.

Auch im Rahmen der Entwurfsplanung kommen mit dem Ziel, die Rechenzeiten gering zu halten, mitunter stark vereinfachte Erhaltungsgleichungen zum Einsatz, da hier häufig die Untersuchung zahlreicher neuer Geometrien notwendig ist. Trotz möglicher Unsicherheiten bezüglich der Ergebnisse können diese qualitativ verglichen und bewertet werden, da die Unsicherheiten gleichermaßen in die Berechnung eingehen.

## 2.4 Turbulenzmodellierung

Turbulente Strömungen sind allgemein durch Verwirbelungen des Fluids gekennzeichnet. Im Gegensatz zur laminaren Strömung kreuzen sich die Stromlinien einer turbulenten Strömung. Zudem sind sie stärker geknickt. Turbulente Strömungen sind instationär. Dabei tritt Turbulenz sowohl in sehr kleinskaligen als auch großskaligen Bereichen auf. Die Bewegung des Fluids erfolgt in alle Raumrichtungen mit scheinbar abrupten Richtungswechseln. Aber auch zeitlich variieren die Wirbel. Es bedarf daher vieler Informationen, turbulente Strömungen zu beschreiben.

Das Maß für die Turbulenz ist die *Reynoldszahl*  $Re$ , die als Verhältnis der Trägheits- zur Reibungskraft aufgefasst werden kann. Je höher die *Reynoldszahl* ist, desto ausgeprägter ist die Turbulenz. Der Umschlag von laminarer zu turbulenter Strömung wird Transition genannt.

Da die Rechenzeit für die numerische Lösung der vollständigen *Navier-Stokes-Gleichungen* (Kapitel 2.2) für technische Anwendungen turbulenter Strömungen (große *Reynoldszahlen*) nicht zweckdienlich ist, bedient man sich verschiedener Strategien zur Reduzierung des Rechenaufwandes. Daraus resultieren auch die *RANS-Gleichungen* (Kapitel 2.3), bei denen die Modellierung der Strömung als zeitlicher Mittelwert und Varianz der Geschwindigkeitskomponenten und des Drucks erfolgt. Diese Gleichungen sind um den Reynolds'schen Spannungstensor erweitert, der mit den Reynoldsspannungen (Normal- und Schubspannungen) zusätzliche Variablen enthält. Dies führt zu einem nicht geschlossenen Gleichungssystem. Zur Schließung werden für die Variablen des Spannungstensors weitere Annahmen in Form von Gleichungen getroffen, die Turbulenzmodelle. Sie dienen der Approximation turbulenter Strömungen. Aufgrund dessen Wirbelstrukturen unter Ansatz von Turbulenzmodellen nicht mehr aufgelöst werden müssen, können gröbere Berechnungsnetze (Kapitel 2.5.2) erstellt werden, was zu kürzeren Rechenzeiten führt. [Web 01]

Mittlerweile gibt es eine Vielzahl an Turbulenzmodellen, die einen starken Einfluss auf die Genauigkeit der gesamten Lösung haben können. Die Genauigkeit steigt mit der Komplexität der Turbulenzmodelle. Jedoch ist mit steigender Komplexität wiederum ein höherer Rechenaufwand zu erwarten.

Nach [Lecheler 2011] werden die Turbulenzmodelle wie folgt klassifiziert:

- **laminares Modell:** für rein laminare Strömungen und somit kein wirkliches Turbulenzmodell, da die Reynoldsspannungen wegfallen
- **Wirbelviskositätsmodelle (Statistische Modellierung):** ersetzen die Reynoldsspannungen durch eine turbulente Zähigkeit oder Wirbelviskosität  
Unterscheidung in: Nullgleichungsmodelle (z.B. *Baldwin-Lomax-Modell*)  
Eingleichungsmodelle (z.B. *Spalart-Allmaras-Modell*)  
Zweigliedungsmodelle (z.B. *k- $\epsilon$ -Modell*, *k- $\omega$ -Modell* und *SST-Modell*)
- **Reynolds-Spannungsmodelle:** berechnen die Komponenten des Spannungstensors und berücksichtigen die Richtungsabhängigkeit der Turbulenz
- **Wirbelsimulationsmodelle:** verzichten auf die Reynolds-Mittelung und lösen die vollständigen *Navier-Stokes-Gleichungen* instationär z.B. *Large-Eddy-Simulation (LES)*, *Deatched Eddy Simulation (DES)* und *Direct Numerical Simulation (DNS)*

Die im Rahmen der Optimierung wasserbaulicher Anlagen typischerweise zur Anwendung kommenden Turbulenzmodelle sind das *k- $\epsilon$ -Modell*, das *k- $\omega$ -Modell* und das *SST-Modell*, die zu den Wirbelviskositätsmodellen bzw. Zweigliedungsmodellen gehören.

Mathematische Details und weiterführende Informationen zu den beschriebenen und anderen Turbulenzmodellen sind beispielsweise [Ansys Theory 2013] und [Ansys Modeling 2013] oder der entsprechenden Fachliteratur zu entnehmen.

### 2.4.1 k- $\epsilon$ -Modell

Das *k- $\epsilon$ -Turbulenzmodell* ist ein sehr verbreitetes Modell. Es hat sich als stabil erwiesen und bietet einen guten Kompromiss zwischen Genauigkeit und Robustheit. Implementiert sind zwei zusätzliche Transportgleichungen für die kinetische Energie  $k$  und die turbulente Dissipation  $\epsilon$ . Die Strömung im Inneren eines Strömungsgebietes wird hiermit sehr gut wiedergegeben. Allerdings sind Schwächen bei abgelösten Strömungen in Wandnähe zu verzeichnen. Der Beginn der Ablösung wird zu spät und das Ablösegebiet zu klein berechnet [Lecheler 2011]. Verbesserungen zum *Standard k- $\epsilon$ -Modell* bietet das *RNG k- $\epsilon$ -Modell*.

### 2.4.2 k- $\omega$ -Modell

Durch die Verwendung der turbulenten Frequenz  $\omega$  anstelle der turbulenten Dissipation  $\epsilon$  liefert das *k- $\omega$ -Modell* im Vergleich zum *k- $\epsilon$ -Modell* im Wandbereich genauere Ergebnisse. Dagegen sind im Inneren der Strömung größere Genauigkeitsverluste festzustellen.

### 2.4.3 SST-Modell

Das *Shear-Stress-Transport-Modell (SST)* ist eine Weiterentwicklung und hat sich mittlerweile als Standard für Turbulenzmodelle etabliert. Es basiert auf den Ansätzen der beiden vorgenannten Modelle und vereint deren Vorteile. Somit liefert es sowohl im Wandbereich als auch im Inneren des Strömungsfeldes gute Ergebnisse. Dabei sind die Rechenzeiten vertretbar.

## 2.5 Diskretisierung

In den Grundgleichungen der Strömungsmechanik werden die Änderungen der Zustandsgrößen kontinuierlich (lückenlos) in Raum und Zeit ausgedrückt. Dem gegenüber beruht die angenäherte numerische Lösung auf einer diskreten Beschreibung, bei der die Zustandsgrößen in endlich vielen Punkten im Raum zu bestimmten Zeitpunkten definiert sind. [Oertel, Laurien 1995]

Allgemein wird mit Hilfe der Diskretisierung ein kontinuierliches Problem auf eine Anzahl diskreter Punkte übertragen. Nach [Laurien, Oertel 2011] wird die Diskretisierung als Überführung der kontinuierlichen Beschreibung mittels der zugrunde liegenden Differentialgleichungen in eine diskontinuierliche (diskrete) Beschreibungsweise bezeichnet. Die diskrete Darstellung basiert dabei auf Netz- oder Gitterpunkten und den dazwischen liegenden Zellen, den Berechnungsnetzen (Kapitel 2.5.2). Die gesuchten Größen (z.B. Geschwindigkeit und Druck) werden für jeden Punkt des Rechengitters numerisch berechnet, wodurch die Genauigkeit der Lösung mit der Feinheit des Rechengitters steigt, da die Berechnung der gesuchten Größen an mehr Stützstellen erfolgt.

Im Zuge der Diskretisierung sind nach [Oertel, Laurien 1995] folgende Schritte zu berücksichtigen:

- Definieren der Geometrie
- Generierung eines Berechnungsnetzes
- Diskretisierung im Raum
- Diskretisierung der Zeit

### 2.5.1 Definieren der Geometrie

Für die numerische Berechnung von Strömungen ist es erforderlich, die Geometrie des um- oder durchströmten Körpers, aber auch der sonstigen Berandung (Zu- und Abströmränder, periodische Ränder, Symmetrieebenen) des Berechnungsgebietes festzulegen. Die Oberflächen der Festkörper können dabei vollkommen oder partiell analytisch über Funktionen vorgegeben sein oder über eine Punktmenge in einem zuvor definierten Koordinatensystem definiert werden. Vor allem für komplexe Geometrien empfiehlt sich der Einsatz von CAD-Systemen (*Computer Aided Design*). Diese Vorgehensweise setzt eine Schnittstelle des CAD-Systems zum Netzgenerator zur Übertragung der konstruierten Geometrie voraus.

### 2.5.2 Berechnungsnetze

Ein Berechnungsnetz oder auch Rechengitter ist neben den mathematischen Modellen Grundlage der numerischen Berechnung von Strömungen. Es unterteilt das zu berechnende Strömungsgebiet in eine finite Anzahl kleiner Teilgebiete (Zellen, Elemente, Kontrollvolumina), die über zuvor definierte Punkte (Knoten) miteinander verbunden sind. Die Berechnung der Strömungsgrößen erfolgt für jeden dieser Knoten.

Bei der Generierung von Berechnungsnetzen ist die Kenntnis strömungsmechanischer Prozesse erforderlich. In Abhängigkeit der zu erwartenden Strömung erfolgt eine Verdichtung der Rechenetzkn timer für hydraulisch sensible Bereiche. Hingegen kann die Anzahl in weniger sensiblen Bereichen deutlich reduziert werden, ohne die Genauigkeit der Lösung signifikant zu mindern. Sowohl die Genauigkeit der Lösung als auch das Konvergenzverhalten (Kapitel 2.6) der Berechnung hängen maßgeblich von der Qualität des Berechnungsnetzes ab. Im Sinne eines guten Genauigkeit-Rechenaufwand-Verhältnisses gilt dabei, das Berechnungsnetz so fein wie nötig, aber so grob wie möglich zu erstellen.

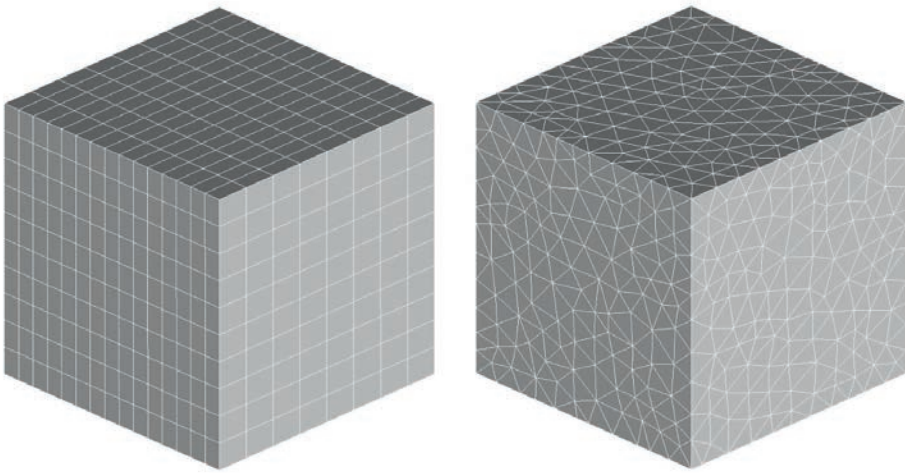
In Abhängigkeit der räumlichen Komplexität können die Teilgebiete Flächen- oder Volumenelemente darstellen. Danach wird grundlegend unterschieden in:

- **zweidimensionale Netze:** Punkte befinden sich in einer Ebene
- **dreidimensionale Netze:** Punkte sind im dreidimensionalen Strömungsgebiet verteilt

Ferner bezeichnet man **Oberflächennetze** als (Teil-)Netze dreidimensionaler Strömungsgebiete, deren Punkte auf den Oberflächen der zu untersuchenden dreidimensionalen Geometrie sowie der sonstigen Ränder des Strömungsfeldes liegen.

Des Weiteren werden Berechnungsnetze hinsichtlich des Zusammenhangs der Knoten untereinander differenziert in:

- **strukturierte Netze** (Kapitel 2.5.2.1) die Netztopologie ist regelmäßig, die Elementgeometrie kann regelmäßig sein
- **unstrukturierte Netze** (Kapitel 2.5.2.2) die Netztopologie ist nicht festgelegt, die Elementgeometrie ist ungleichmäßig
- **hybride Netze** (Kapitel 2.5.2.3) kombiniert strukturierte und unstrukturierte Netze und vereint deren Vorteile



**Abb. 2-1** Netzstrukturen: (v.l.) strukturiert, unstrukturiert

Die Netzgenerierung dreidimensionaler strukturierter Netze erfolgt vorrangig mit Hexaedern. Bei unstrukturierten Netzen werden hingegen häufig Tetraeder, Prismen oder Pyramiden verwendet. Typische Elemente zweidimensionaler Netze sind Drei- und Vierecke, wobei letztere vor allem bei strukturierten Netzen Anwendung finden.

Hinweise zur Generierung strukturierter und unstrukturierter Netze werden beispielsweise in [Laurien, Oertel 2011] gegeben.

### 2.5.2.1 Strukturierte Netze

Bei dreidimensionalen strukturierten Netzen lässt sich die Lage jedes Knotens durch ein Indextripel  $i,j,k$ , bei zweidimensionalen Netzen durch ein Indexpaar  $i,j$  eindeutig bestimmen. Die Knoten zweidimensionaler Netze haben immer vier direkte Nachbarn, bei dreidimensionalen Netzen sind es sechs. Eindimensionale Netze sind immer strukturiert ( $i = 1 \dots n$  mit  $n = \text{Anzahl der Knoten}$ ).

Strukturierte Netze haben den Vorteil, dass die Nachbarschaftsbeziehungen das Programmieren vereinfachen und die Matrix des Gleichungssystems eine reguläre Struktur besitzt, wodurch das Lösen effizienter wird. Jedoch sind solche Netze nur in geometrisch relativ einfachen Gebieten einsetzbar. Dieser Nachteil kann durch blockstrukturierte Netze kompensiert werden. Weiterer Nachteil ist die Verteilung der Knoten zu kontrollieren. Denn die erforderliche Verdichtung von Knoten in strömungssensiblen Bereichen kann zu unnötig kleinen Abständen in unsensiblen Bereichen und somit zur Verschwendung von Ressourcen führen. Andererseits bleibt das Berechnungsnetz in Ecken oft zu grob. Zudem ergeben sich mitunter sehr dünne Elemente, die die Qualität des Berechnungsnetzes reduzieren und das Konvergenzverhalten nachteilig beeinflussen. [Ferziger, Perić 2008]



In Abhängigkeit der Geometrie kommen im Rahmen der Generierung strukturierter Berechnungsnetze verschiedene Typen zur Anwendung, deren Bezeichnung sich entsprechend der Form der Netzlinien ableitet:

- **H-Netz:** bei der Übertragung eines H-Netzes auf ein Rechteck gibt es eindeutige Nord- und Süd- sowie Ost- und Westgrenzen; Netzlinien verlaufen konstant vom Zu- zum Abströmrand bzw. von einem zum anderen periodischen Rand
- **C-Netz:** für die Vernetzung von Körpern mit scharfen Kanten teilweise besser geeignet als O-Netz; Knoten fallen auf Teilen einer Gitterlinie zusammen
- **O-Netz:** für die Vernetzung runder Geometrien, ein Teil der Netzlinien verläuft quasi endlos um die Geometrie, der andere Teil steht in etwa senkrecht dazu und verläuft sternförmig

Bei **blockstrukturierten Berechnungsnetzen** wird das Strömungsfeld in mehrere strukturierte Blöcke unterteilt. Entscheidender Vorteil dieses Netztyps ist die bessere Anpassung an komplizierte Geometrien. Dabei kann die Netzqualität im Gegensatz zu einem einzelnen Block optimiert werden. Fallen die Knoten zweier Blöcke zusammen, können die berechneten Strömungsgrößen einfach übertragen werden. Andernfalls sind komplizierte Interpolationsverfahren erforderlich.

### 2.5.2.2 Unstrukturierte Netze

Unstrukturierte Netze wie in Abbildung 2-1 können sehr einfach automatisch erzeugt werden und bieten die größtmögliche Flexibilität, vor allem bei komplizierten Geometrien. Bezogen auf einen beliebigen Knoten kann die Anzahl von Nachbarknoten variieren, was die Datenverwaltung aufwendiger macht und den Rechenaufwand im Vergleich zu strukturierten Netzen tendenziell erhöht. Den Vorteilen strukturierter Netze in wandnahen Bereichen (Verdichtung der Knoten) kann bei unstrukturierten Netzen durch Erstellen zusätzlicher Prismenschichten entlang fester Ränder begegnet werden.

### 2.5.2.3 Hybride Netze

Hybride oder auch zonale Netze beinhalten strukturierte und unstrukturierte Zonen und vereinen somit deren Vorteile. So können beispielsweise fein aufgelöste strukturierte Netze in wandnahen Bereichen erzeugt werden. Zugleich erfolgt eine einfache und automatisierte Netzgenerierung in den übrigen Bereichen.



### 2.5.3 Räumliche Diskretisierung

Als räumliche Diskretisierung wird die Diskretisierung der Strömungsgrößen und ihrer Ableitungen bezüglich der Raumkoordinaten  $x$ ,  $y$  und  $z$  zu einem konstanten Zeitpunkt  $t$  bezeichnet [Oertel, Laurien 1995].

Die numerische Mathematik stellt für die Diskretisierung viele Methoden zur Verfügung, die ineinander überführt werden können und von denen die folgenden zu den gebräuchlichsten gehören.

- **Finite-Differenzen-Methoden (FD)**
  - Verwendung der Erhaltungsgleichungen in Differentialform;
  - Differentiale werden durch Differenzen ersetzt;
  - Rechengebiet muss in einen kartesischen Rechenraum transformiert werden; Stützstellen nach Zelleckpunktverfahren an den Eckpunkten der Gitterzellen
- **Finite-Volumen-Methoden (FV)**
  - Verwendung der Erhaltungsgleichungen in Integralform;
  - Integrale werden durch Summen ersetzt;
  - basieren meist auf strukturierten Netzen;
  - Stützstellen entweder nach Zelleckpunktverfahren an den Eckpunkten oder nach Zellzentrumverfahren im Inneren der Gitterzellen;
  - bei Verdichtungsstößen (nicht relevant für Unterschallströmungen) genauer als FD-Diskretisierung
- **Finite-Elemente-Methoden (FE)**
  - Differentiale werden durch mathematische Gleichungen wie Geraden- und Parabelgleichungen ersetzt;
  - beruhen auf unstrukturierten Netzen

Die genannten Methoden charakterisieren grundsätzliche Vorgehensweisen zur Diskretisierung. Für diese existieren jeweils viele Verfahren, die sich bezüglich der zugrunde liegenden Differentialgleichungen unterscheiden. Für Interessierte wird hinsichtlich der mathematischen Grundlagen der Diskretisierungsmethoden auf die Fachliteratur [Oertel, Laurien 1995] verwiesen.

Die verschiedenen Methoden unterscheiden sich hinsichtlich der Genauigkeit und der Flexibilität. Die höchste Genauigkeit liefert die FD-Diskretisierung. Gleichzeitig ist hierfür die geringste Flexibilität zu verbuchen, da bestimmte Netztypen sowie eine hohe Qualität derer erforderlich werden. Sie sind empfindlich gegenüber Verzerrungen der einzelnen Elemente des Rechengitters. Umgekehrt weist die FE-Methode die größte Flexibilität auf, da sie für unstrukturierte Netze anwendbar ist. FE-Methoden gehen jedoch mit der geringsten Genauigkeit einher. Wegen des guten Verhältnisses zwischen Genauigkeit und Flexibilität hat sich die FV-Diskretisierung in der numerischen Strömungsmechanik weitestgehend durchgesetzt und liegt den meisten modernen CFD-Programmen zugrunde. [Oertel, Laurien 1995]

### 2.5.4 Zeitliche Diskretisierung

Zeitliche Diskretisierung bedeutet eine Approximation der Strömungsgrößen und ihrer Ableitungen bezüglich der Zeit. Für zeitasymptotische bzw. stationäre Lösungen könnte eigentlich auf die zeitlichen Ableitungen verzichtet werden, so dass nur noch die Erhaltungsgleichungen mit den räumlichen Ableitungen übrig bleiben. Hierfür wären jedoch unterschiedliche Lösungsverfahren für Unterschall und Überschallgebiete erforderlich. Aufgrund dessen werden üblicherweise auch für stationäre Vorgänge die instationären Erhaltungsgleichungen gelöst. Diese hyperbolischen Gleichungen können sowohl für Unter- als auch Überschallströmungen mit einem Verfahren gelöst werden. Die zeitliche Ableitung wird bei stationären Vorgängen nicht dazu verwendet, die Physik zu jedem Zeitpunkt aufzulösen, weshalb eine geringere Genauigkeit völlig ausreichend ist. Zudem kann der Zeitschritt sehr groß gewählt werden, wodurch die Lösung schneller konvergiert. [Lecheler 2011]

Für zeitgenaue bzw. instationäre Lösungen hingegen ist eine höhere Genauigkeit gefordert, um die Physik zu jedem Zeitpunkt aufzulösen. Der Zeitschritt muss so gewählt werden, dass die zeitlich interessierenden Änderungen erfasst werden. Die Rechenzeit und der Speicherplatzbedarf instationärer Lösungen sind im Vergleich zu stationären Lösungen meist deutlich größer, da die Zeitschritte zur Auflösung zeitlicher Änderungen sehr klein sein müssen und die Speicherung der Lösung zu jedem Zeitpunkt erforderlich ist. [Lecheler 2011]

### 2.5.5 Anfangs- und Randbedingungen

Für die Lösung der Differentialgleichungen ist es erforderlich, Anfangs- und Randbedingungen festzulegen. Anfangsbedingungen sind die Bedingungen zu Beginn der numerischen Berechnung. Hierfür müssen Strömungsgrößen für alle Diskretisierungsstellen vorgegeben werden.

Über Randbedingungen werden bestimmte Zustände an der Berandung (Zu- und Abströmrand, periodischer Rand, Festkörperperrand) definiert. Für dreidimensionale Unterschallströmungen werden an Zu- und Festkörperperrändern jeweils vier der fünf Unbekannten aus den Erhaltungsgleichungen vorgegeben (physikalische Randbedingungen), eine Unbekannte wird berechnet und ist Teil der numerischen Lösung (numerische Randbedingung). Am Abströmrand hingegen werden vier Randbedingungen berechnet und nur eine zuvor definiert.

## 2.6 Wichtige Eigenschaften numerischer Berechnungsverfahren

Im Zusammenhang mit dem Lösungsprozess numerischer Berechnungen fallen häufig die Begriffe *Konsistenz*, *Stabilität*, *Konvergenz*, *Konservativität* und *Genauigkeit*. Zum besseren Verständnis folgen hierzu kurze Erläuterungen bzw. Definitionen nach [Ferziger, Perić 2008].

- **Konsistenz:** Eine numerische Lösungsmethode ist konsistent, wenn der Unterschied zwischen diskretisierter und exakter Gleichung, der sogenannte Abbruchfehler, gegen null strebt.
- **Stabilität:** Stabile Berechnungsverfahren sind gegenüber kleinen Störungen, die während des Lösungsprozesses auftreten, unempfindlich. Fehler (z.B. Rundungsfehler) wirken sich somit nicht zu stark auf die Berechnung aus.
- **Konvergenz:** Eine numerische Methode wird als konvergent bezeichnet, wenn die Lösung der diskretisierten Gleichung bei unendlich kleinen Knotenabständen des Berechnungsnetzes zur exakten Lösung der Differentialgleichung tendiert.
- **Konservativität:** Ist für den stationären Zustand die Menge einer Erhaltungsgröße, die ein geschlossenes Volumen verlässt, gleich der in das Volumen eintretenden Menge, so spricht man von Konservativität, da die zu lösenden Gleichungen Erhaltungssätze darstellen. Bei Verwendung der streng konservativen Form der Gleichungen und der Finite-Volumen-Methode ist die Erhaltung einer Menge für jedes Kontrollvolumen und auch für das gesamte Lösungsgebiet garantiert.
- **Genauigkeit:** Bei der numerischen Strömungsberechnung werden Näherungslösungen erzielt. Diese Lösungen sind immer fehlerbehaftet. Die nachfolgend beschriebenen Fehler treten zusätzlich zu Fehlern auf, die bei der Entwicklung des Lösungsverfahrens, beim Programmieren oder der Festlegung der Randbedingungen eingeführt werden.
  - *Modellfehler* – Differenz zwischen der tatsächlichen Strömung und der genauen Lösung des mathematischen Modells
  - *Diskretisierungsfehler* – Differenz zwischen der genauen Lösung der Erhaltungsgleichungen und der genauen Lösung der durch die Diskretisierung dieser Gleichungen entstandenen algebraischen Gleichungssysteme
  - *Iterationsfehler* – Differenz zwischen der iterativen und der genauen Lösung der algebraischen Gleichungssysteme



## 3 Hochwasserentlastungsanlagen

---

Hochwasserentlastungsanlagen (engl. *spillway*), kurz HWE, werden in erster Linie bei der Errichtung von Talsperren, Hochwasserrückhalte- und Pumpspeicherbecken vorgesehen. In der vorliegenden Arbeit wird die Hochwasserentlastung der Talsperre Lehmühle, bestehend aus einem festen Wehrüberfall und anschließendem Tosbecken zur Energieumwandlung, betrachtet. Dies stellt lediglich eine mögliche Ausführungsform dar. Darüber hinaus gibt es zahlreiche weitere Konstruktionen. Das Kapitel dient der Erläuterung der wichtigsten Begrifflichkeiten. Dabei wird auf die Funktion, den Aufbau und die Bemessungsgrundlagen von Hochwasserentlastungsanlagen eingegangen.

### 3.1 Funktion

Hochwasserentlastungsanlagen fungieren im Fall stark ansteigender Wasserspiegel, beispielsweise hervorgerufen durch extreme Hochwasserereignisse, als eine Art Notüberlauf. Nach *DIN 4048-1* (1987) sind sie als Bestandteil von Stauanlagen definiert, die das im Gesamtstauraum nicht speicherbare Wasser schadlos abführen. Der Begriff „schadlos“ scheint jedoch aus Sicht des Verfassers teilweise irreführend. Schadlos meint in dem Fall, dass das nicht speicherbare Wasser ohne Beschädigungen der Stauanlage abgeführt wird. Dem entgegen sind Ausuferungen im Unterlauf von Stauanlagen, die Schäden in angrenzenden Siedlungs-, Gewerbe- und Industriegebieten zur Folge haben können, im Fall der Wasserabgabe über die Hochwasserentlastungsanlage sogar sehr wahrscheinlich und werden bei Extremereignissen durchaus in Betracht gezogen. Die Aufgabe von Hochwasserentlastungen liegt somit primär in der kontrollierten Abgabe von überschüssigem Wasser aus dem Speicherraum, wodurch der Sicherheit des Absperrbauwerkes (Staumauern, Staudämme) Rechnung getragen wird.

Im Fall sehr seltener Hochwasser ist ein Versagen des Sperrbauwerkes, zum Beispiel durch extreme Belastungen wie erhöhten Wasserdruck oder Überströmen des Sperrbauwerkes selbst, ohne den Betrieb von Entlastungsanlagen sehr wahrscheinlich und muss tunlichst vermieden werden. Indirekt liefern Hochwasserentlastungsanlagen auch einen Schutz der Unterlieger, da eine aus dem Versagen resultierende Flutwelle katastrophale und weitaus verheerendere Auswirkungen hätte als die geplante und kontrollierte Wasserabgabe über die Entlastungsanlage. Eine Retentionswirkung, also Dämpfung der Hochwasserwelle, ist selbst bei Anspringen der Entlastungsanlage noch gegeben.

## 3.2 Begrifflichkeiten und Regelwerke

Das maßgebende Regelwerk für die Planung, den Bau, den Betrieb und die Überwachung von Stauanlagen ist die 2004 vollständig überarbeitete *DIN 19700*. Während im Teil 10 übergeordnete und allgemein gültige Festlegungen getroffen werden, beinhalten die Teile 11 bis 15 spezifische Angaben zu den verschiedenen Stauanlagen. *DIN 19700* gliedert sich in folgende Teile:

- **Teil 10:** Gemeinsame Festlegungen
- **Teil 11:** Talsperren
- **Teil 12:** Hochwasserrückhaltebecken
- **Teil 13:** Staustufen
- **Teil 14:** Pumpspeicherbecken
- **Teil 15:** Sedimentationsbecken

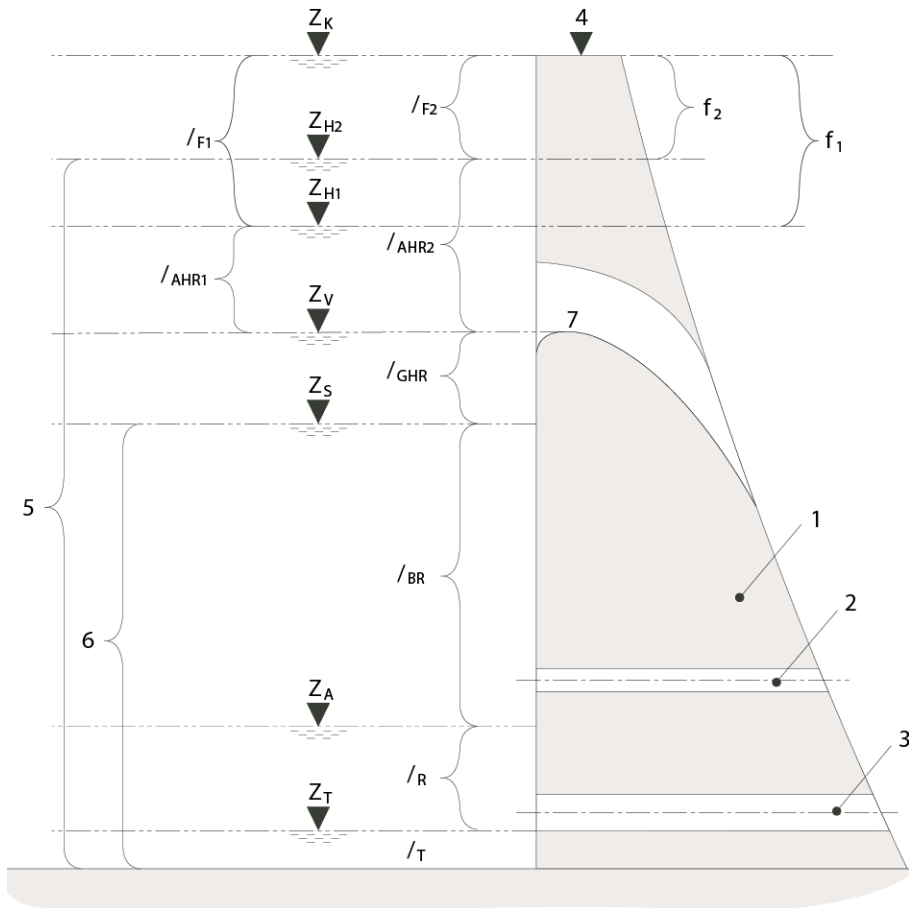
Neben der *DIN 19700* kommt *DIN 4048-1* zur Anwendung. Sie definiert die wichtigsten wasserbaulichen Begriffe, die im Zusammenhang mit Stauanlagen stehen.

Erläuterungen zu Hochwasserentlastungs- und Energieumwandlungsanlagen von Talsperren werden im Kapitel 8.2 bzw. 8.4 der *DIN 19700-11* gegeben. Entsprechend der Gliederung wird die Energieumwandlungsanlage in der Norm getrennt von der Hochwasserentlastung betrachtet. Im Rahmen der Arbeit wird diese jedoch als Teil der Hochwasserentlastung angesehen, da sie für die kontrollierte Abgabe überschüssigen Wassers aus dem Stauraum unabdingbar ist.

Zudem wird dem Kapitel 4.3 des Teils 11 eine große Bedeutung beigemessen. Es behandelt die Bemessung von Talsperren hinsichtlich der Hochwassersicherheit und des Hochwasserschutzes. Dabei werden drei Hochwasserbemessungsfälle (Kapitel 3.4.1) eingeführt.

Die Freibordbemessung an Stauanlagen wird über die *DIN 19700* hinaus grundsätzlich im *DVWK-Merkblatt 246/1997* geregelt. Ausführungen hierzu werden in Kapitel 3.4.3 gegeben.

Ein Überblick über die Stauräume und Stauziele bei Talsperren wird in *DIN 19700-11* gegeben.



|          |   |            |   |
|----------|---|------------|---|
| 1        | Absperrbauwerk                                  | $Z_V$      | Vollstau  |
| 2        | Betriebsauslass                                 | $Z_S$      | Stauziel  |
| 3        | Grundablass                                     | $Z_A$      | Absenksziel   |
| 4        | Kronenhöhe                                      | $Z_T$      | tiefstes Absenksziel                                |
| 5        | Gesamtstauraum im HWBF 1                        | $I_{F2}$   | Freiraum im HWBF 2                                  |
| 6        | Gesamtstauraum im HWBF 2                        | $I_{F1}$   | Freiraum im HWBF 1                                  |
| 7        | Überfallkrone oder Oberkante Verschluss der HWE | $I_{AHR2}$ | außergewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum im HWBF 2 |
| $f_2$    | Freibord im HWBF 2                              | $I_{AHR1}$ | außergewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum im HWBF 1 |
| $f_1$    | Freibord im HWBF 1                              | $I_{GHR}$  | gewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum                |
| $Z_K$    | Kronenstau                                      | $I_{BR}$   | Betriebsraum  |
| $Z_{H2}$ | Hochwasserstauziel im HWBF 2                    | $I_R$      | Reserverraum  |
| $Z_{H1}$ | Hochwasserstauziel im HWBF 1                    | $I_T$      | Totraum   |

**Abb. 3-1** Stauräume und Stauziele von Talsperren in Anlehnung an [DIN 19700-11]

### 3.3 Aufbau

Arten und Konstruktionsformen von Hochwasserentlastungen sind vielfältig. Im Vordergrund der Planung und Ausführung steht der sichere Betrieb der Anlage. Die Wahl nach einer geeigneten Bauweise ist von den jeweiligen örtlichen Gegebenheiten sowie hydraulischen Anforderungen abhängig. Entlastungsanlagen können als eigenständige Bauwerke oder in Verbindung mit Entnahmeanlagen (Betriebsauslässe und Grundablässe) errichtet werden. Mit Hilfe von Entnahmeanlagen wird das Wasser aus dem Speicherbecken für die jeweilige Nutzung (z.B. Trinkwasser, Energiegewinnung, Vorentlastung) entnommen [Strobl, Zunic 2006]. Prinzipiell werden Hochwasserentlastungen in folgende Bauwerke untergliedert:

- Einlaufbauwerk
- Transportbauwerk
- Energieumwandlungsanlage

Für die Einzelbauwerke von Entlastungsanlagen stehen jeweils unterschiedlicher Typen und Formen zur Verfügung, die eine Vielzahl von Kombinationsmöglichkeiten erlauben. Daher liefern die nachfolgenden Abschnitte lediglich eine Übersicht über die gängigen bzw. am häufigsten ausgeführten Systeme. Für den Einzelfall entwickelte Sonderlösungen sind durchaus üblich.

#### 3.3.1 Einlaufbauwerk

Das Einlaufbauwerk einer Hochwasserentlastung dient dem Überlauf nicht speicherbaren Wassers aus dem Staubecken. Gegebenenfalls wird das Wasser einer Sammelrinne zugeführt, bevor es über das eigentliche Transportbauwerk zur Energieumwandlungsanlage abgeleitet wird. Meist sind die Einlaufbauwerke von Entlastungsanlagen in Höhe des Vollstaus angeordnet, sie können aber auch darunter vorgesehen werden. Hierfür sind in jedem Fall entsprechende Verschlussorgane erforderlich.

Wie auch bei dem in der Arbeit vorliegenden Fall kommen als Einlaufbauwerke von Hochwasserentlastungsanlagen an Stauanlagen häufig feste Wehrschwellen zur Anwendung. Die Wehroberkante oder auch Wehrkrone liegt dabei in Höhe des Vollstaus. Bei Anlagen mit festen Wehrschwellen ist keine Abflusssteuerung möglich. Die Leistungsfähigkeit ist allein vom Wasserspiegel im Stauraum abhängig. Der entscheidende Vorteil fester Wehrschwellen liegt in deren Überlastbarkeit. Des Weiteren werden als Sonderformen der festen Wehre beispielsweise Heberwehre, Schacht- und Trichterüberfälle bei Schüttdämmen oder auch Dammscharten für kleine Hochwasserrückhaltebecken vorgesehen.

Neben festen Wehrschwellen kommen auch Überfälle mit beweglichen Verschlüssen (Stauklappen, Drucksegmente, Zugsegmente, Sektorwehr, etc.) zum Einsatz. Der Nachteile beweglicher Verschlüsse sind, dass sie teilweise ungenau



arbeiten, verklemmen können und Betriebsfehler möglich sind [Kaczynski 1994]. Infolgedessen erfordern sie einen höheren Wartungsaufwand sowie mehr Personal im Betriebsfall, weisen jedoch gegenüber festen Wehren den Vorteil auf, dass der Abfluss steuerbar ist. Überfälle mit beweglichen Verschlüssen bieten somit eine gezielte Speicherraumbewirtschaftung, wodurch im Stauraum vorhandene Reserven optimal für den Hochwasserschutz ausgenutzt werden können. Es ist zweckmäßig, die Verschlussorgane konstruktiv so auszubilden, dass der Wasserdruck beim Öffnen unterstützend wirkt. Einige Stauanlagen weisen auch Kombinationen von festen Wehrschwellen und Überfällen mit beweglichen Verschlüssen auf.

Bei Staumauern wird die Hochwasserentlastung hauptsächlich in die Staumauer integriert. Dabei kann es vorkommen, dass das Einlaufbauwerk der Hochwasserentlastung unter dem Vollstau liegt. Man spricht dabei auch von einer aktiven Hochwasserentlastung. Der Abflussquerschnitt ist mittels einer Absperrarmatur verschlossen und wird bei Hochwasser geöffnet. Die Aktivierung zusätzlichen Speicherraumes durch eine Vorentlastung bei drohendem Hochwasser ist mittels derartiger Konstruktionen ebenfalls gegeben.

### 3.3.2 Transportbauwerk

Transportbauwerke, auch als Entlastungsgerinne bezeichnet, dienen dem Transport des überfallenden Wassers zwischen Einlaufbauwerk und Energieumwandlungsanlage. Je nach Typ des Absperrbauwerkes (Staumauer oder Staudamm) kommen verschiedene Bauweisen zum Einsatz. Fällt das Wasser frei über die Krone der Hochwasserentlastung, entfällt das Transportbauwerk.

Vor allem bei Gewichtsstaumauern erfolgt die Entlastung vorrangig über den Mauer- bzw. Überfallrücken. Staudämme bedürfen eines besonderen Schutzes der Dammkrone und der Böschung, weshalb vor allem Schächte und Stollen (geschlossene Leitungen) oder Schussrinnen und Kaskaden bzw. Treppen (offene Gerinne) zur Anwendung kommen. Während die Dissipation der kinetischen Energie bei einer Vielzahl an Entlastungsanlagen hauptsächlich in nachgeschalteten Energieumwandlungsanlagen erfolgt, wird der Strömung über Treppen und Kaskaden bereits beim Transport zur Energieumwandlungsanlage stufenartig ein Großteil der hydraulischen Energie entzogen und in Schall und Wärme umgewandelt. Aufgrund dessen können beispielsweise Tosbecken im Anschluss von Treppen und Kaskaden deutlich kleiner aus- bzw. sogar ganz wegfallen. Bei Staudämmen geringer Höhe werden teilweise auch Raugerinne auf der Böschung zur Ableitung zugelassen, die ebenfalls die Funktion der Energieumwandlung übernehmen.

### 3.3.3 Energieumwandlungsanlagen

Energieumwandlungsanlagen sind unterhalb von Transportbauwerken vorzusehen und dienen dem Schutz der Gesamtanlage sowie des unterstromigen Flussbettes. Nachfolgend wird zunächst in die theoretischen Grundlagen der Prozesse in Energieumwandlungsanlagen eingeführt. Des Weiteren werden Konstruktionsmöglichkeiten aufgezeigt.

#### 3.3.3.1 Der Prozess der Energieumwandlung

Im Speicher von Stauanlagen besitzt das Wasser fast ausschließlich potentielle Energie, die kinetische Energie geht aufgrund der sehr großen durchflossenen Querschnittsfläche gegen null. Im Bereich von Überfällen findet ein Fließwechsel vom Strömen zum Schießen statt. Dabei nimmt die Fließgeschwindigkeit allmählich zu und erreicht ihr Maximum in der Talsohle. Die Fließtiefe hingegen ist minimal. Dieser Vorgang geht mit der nahezu vollständigen Umwandlung der potentiellen in kinetische Energie einher. Zum Schutz des unterstromigen Flussbettes ist ein Wechselsprung erforderlich. Der Wechselsprung bezeichnet den natürlichen Fließwechsel vom Schießen zum Strömen, der im Gegensatz zum allmählich stattfindenden Übergang vom Strömen zum Schießen meist einen abrupten Anstieg des Wasserspiegels mit sich bringt. Der Vorgang ist hochturbulent und geht mit einer enormen Dissipation hydraulischer Energie in Wärme und Schall einher. Anders ausgedrückt ist ein Wechselsprung mit hohen Verlusten hydraulischer Energie verbunden. [Buschmann 2013]

Ein Wechselsprung tritt auf, wenn sich unter den gegebenen Gerinneparametern ein strömender Normalabfluss einstellen würde, das Wasser aber infolge stromaufwärts gegebener Bedingungen schießt. Ursächlich hierfür sind beispielsweise die Abnahme des Sohlgefälles, die Erhöhung der Rauigkeit oder die Vergrößerung der Fließfläche. Die Lage und Ausbildung des Wechselsprungs wird maßgeblich durch die Geschwindigkeit und Wassertiefe des Schussstrahls sowie durch die Wassertiefe des strömenden Unterwassers beeinflusst. Je höher das Maß der kinetischen Energie des Schussstrahls ist, desto höher ist die erforderliche Stützkraft bzw. die erforderliche Fließtiefe des Unterwassers. [Buschmann 2013]

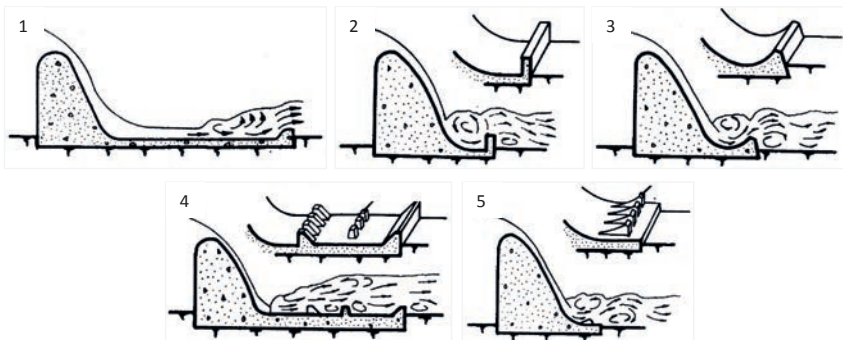
Der Wechselsprung kann sich sehr unterschiedlich darstellen. Wirkt dem Schussstrahl lediglich die Unterwassertiefe entgegen, handelt es sich um einen freien Wechselsprung. Ist die Fließtiefe im Unterwasser dabei größer als die zur Erzwingung des Wechselsprungs erforderliche Fließtiefe (konjugierte Fließtiefe), ist von einem rückgestauten Wechselsprung die Rede. Wird der Wechselsprung durch zusätzliche Einbauten hervorgerufen, spricht man von einem erzwungenen Wechselsprung. [Nothhaft 2003]

Bei ausgeprägten Deckwalzen erfolgt der Wechselsprung auf einer relativ kurzen Strecke. Sie sind durch einen hohen Grad an in die Strömung eingemischter Luft gekennzeichnet. Des Weiteren können gewellte Wechselsprünge mit kleinen Deckwalzen oder in Form stehender Wellen ohne Deckwalzen auftreten, welche meist weit nach Unterstrom abwandern und die Sohle durch die Ausbildung von Grundwalzen stark beanspruchen (Gefahr von Kolken).

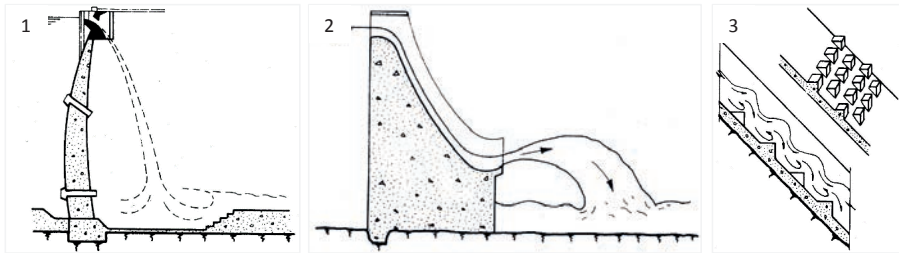
Neben der Reduzierung der Beanspruchung des anschließenden Gewässerbettes dienen Energieumwandlungsanlagen dem Schutz der gesamten Stauanlage. Sind die Anlagen aufgrund von Planungsfehlern oder sich ändernden hydrologischen Randbedingungen überlastet, besteht die Gefahr von unerwünschten Ausuferungen, die ein Versagen der Stauanlage durch Erosion des luftseitigen Dammfußes hervorrufen können.

### 3.3.3.2 Konstruktionsmöglichkeiten

Ziel der Energieumwandlung bei Hochwasserentlastungen ist ein ausgeprägter Wechselsprung. Das Abwandern ins Unterwasser ist zu verhindern, da dies eine Zerstörung des Flussbettes bzw. hohe Kosten für dessen umfangreich erforderliche Befestigungsmaßnahmen nach sich zieht. In den meisten Fällen ist das unterstromige Wasserpelster jedoch nicht ausreichend, einen Wechselsprung mit ausgeprägter Deckwalze hervorzurufen. Die zum Teil extremen Fließgeschwindigkeiten des Schussstrahls erfordern Energieumwandlungsanlagen, in denen das Wasser mit Hilfe konstruktiver Maßnahmen gebremst und ein vollständiger Wechselsprung herbeigeführt wird. Dieser Forderung kommen Tosbecken in verschiedenen Ausführungen mit und ohne Einbauten nach. Des Weiteren werden Sprungschancen, Kaskaden und Treppen sowie Raugerinne als Elemente zur Energieumwandlung vorgesehen. Häufig werden auch einzelne Maßnahmen kombiniert, wodurch sich unzählige Möglichkeiten im Rahmen der Gestaltung von Energieumwandlungsanlagen ergeben, auf die nicht alle eingegangen werden kann.



**Abb. 3-2** Ausführungsmöglichkeiten von Tosbecken: (v.l.) Wechselsprungtosen, Tosbecken mit Endschwelle, Tosbecken zur Walzenbildung, Tosbecken mit Prallblöcken, Tosbecken mit zahnförmigen Störkörpern nach [Rißler 2013]



**Abb. 3-3** alternative Möglichkeiten zur Energieumwandlung: (v.l.) Tosbecken für freien Überfall, Sprungschanze, Störkörper in der Schussrinne nach [Rißler 2013]

Bei der in der Arbeit betrachteten Talsperre erfolgt die Energieumwandlung in einem Tosbecken, weshalb hierzu einige Erläuterungen folgen.

Tosbecken werden unterhalb des Transportbauwerkes angeordnet. Sie sind enormen Krafteinwirkungen ausgesetzt und daher größtenteils aus Beton gefertigt. Tosbecken können entweder überdeckt in Form von Toskammern oder offen ausgeführt werden, wobei letztere üblicherweise Anwendung finden. Bleibt die Gerinnebreite in offenen Tosbecken im schießenden und strömenden Bereich konstant, spricht man von einem ebenen Wechelsprung bzw. Tosbecken. Vor allem bei Hochwasserentlastungen mit großen Höhenunterschieden sind ebene Tosbecken häufig überlastet, weshalb vorrangig räumliche Tosbecken zur Anwendung kommen. Sie sind durch abrupte oder allmähliche Querschnittsaufweitungen gekennzeichnet und begünstigen die Energieumwandlung. Dadurch fällt die erforderliche Länge räumlicher Tosbecken im Vergleich zu ebenen kürzer aus.

Zur Erhöhung der Stützkraft im Unterwasser können Tosbecken eingetieft, mit einer Endschwelle versehen oder die Sohle ansteigend ausgebildet werden. Darüber hinaus kann der Einbau von Störkörpern bzw. Prallblöcken erfolgen, die das Wasser zusätzlich bremsen sowie starke Verwirbelungen infolge Ablösungen der Strömung hervorrufen. Gegebenenfalls werden Störkörper bereits in der Schussrinne angeordnet, wodurch ebenfalls ein Aufreißen des Schussstrahls bewirkt wird. In sogenannten Gegenstromtosbecken erfolgt die Dissipation durch die doppelte Umlenkung des Schussstrahls.

### 3.4 Hydraulische Bemessung

Stauanlagen werden für eine Lebensdauer von mindestens 80 bis 100 Jahren geplant. In dieser Zeit sind die Hochwasserentlastungsanlagen wahrscheinlich nur sehr selten in Betrieb. Dennoch bzw. gerade deshalb kommen der Planung und Bemessung eine besondere Bedeutung zu. Ein Blick auf die Versagensfälle von Talsperren verdeutlicht das Erfordernis einer sorgfältigen Dimensionierung von Hochwasserentlastungsanlagen. Etwa ein Drittel der im vergangenen Jahrhundert etwa 200 ein-

getretenen Brüche von Talsperren sind auf Überströmen des Absperrbauwerkes zurückzuführen [Tönnis 2002]. Deshalb müssen Hochwasserentlastungen in erster Linie hydraulisch so bemessen sein, dass deren Leistungsfähigkeit groß genug ist, die nach Erreichen des Vollstaus weiterhin zufließenden Wassermengen abführen zu können, so dass Gefährdungen der Standsicherheit des Absperrbauwerkes und Beeinträchtigungen der Betriebsfähigkeit der Gesamtanlage mit sehr hoher Wahrscheinlichkeit auszuschließen sind. Dabei müssen alle Elemente der Entlastung auf die im Betriebsfall vorherrschenden Wasserspiegellagen und Beanspruchungen nachgewiesen werden. Die Betrachtung des Maximalabflusses ist in diesem Zusammenhang nicht ausreichend, da unter Umständen auch bei kleineren Abflüssen Betriebsprobleme auftreten können.

Maßgebend für die Bemessung von Talsperren und deren Betriebseinrichtungen ist die DIN 19700-11 (siehe auch Kapitel 3.2).

### 3.4.1 Hochwasserbemessungsfälle

Grundlage der hydraulischen Bemessung und des Nachweises von Stauanlagen infolge hydrologischer Ereignisse sind seltene Hochwasser, welche durch Überschreitungswahrscheinlichkeiten definiert sind (Kapitel 3.4.2). Nach *DIN 19700-10* werden drei wesentliche Lastfälle (Hochwasserbemessungsfälle) unterschieden. Je nach Anlage und angedachtem Betriebsregime kann jedoch die Berücksichtigung weiterer Zustände erforderlich sein, welche in die Planung einfließen sollten.

Bemessungshochwasser sind die entscheidende Voraussetzung für die Bemessung von Hochwasserentlastungsanlagen und Hochwasserspeicherräumen. Sie bilden die Basis der zu führenden Tragsicherheitsnachweise von Stauanlagen. Die Bemessung der Hochwasserentlastungsanlagen und die erforderlichen Nachweise sind dabei unter Berücksichtigung der Retentionswirkung der Stauanlage bzw. des gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraaumes und somit unter Verwendung extremer Hochwasserganglinien zu führen. Ist keine Retention zu erwarten, beispielsweise bei Annahme eines vollgestauten Beckens zu Hochwasserbeginn, erfolgt die Bemessung und Nachweisführung zum Teil einzig auf der Grundlage von Hochwasserscheitelwerten, was mit höheren Sicherheiten einhergeht. [*DIN 19700-10*]

Die Bemessung von Stauanlagen muss zum einen unter der Prämisse der Anlagensicherheit, zum anderen mit Hinblick auf den Hochwasserschutz der Unterlieger erfolgen. Die Hochwasserbemessungsfälle 1 und 2 betreffen die Sicherheit der Stauanlage gegenüber Hochwasser. Dabei wird die Hochwasserentlastungsanlage planmäßig in Anspruch genommen. Dies bewirkt eine Abnahme oder den vollständigen Verlust der Retentions- und Schutzwirkung der Stauanlage. Dem geschuldet verbleibt eine Hochwassergefahr für das Unterliegergebiet. In den Teilen 10 und 11 der *DIN 19700* wird hierzu ausgeführt:

**Hochwasserbemessungsfall 1:** *Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage: Der Hochwasserbemessungsfall 1 steht für die Überlastungssicherheit der Hochwasserentlastungsanlage. Es ist ein Bemessungshochwasserzufluss  $BHQ_1$  für die Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage festzulegen. Bis zur Größe des  $BHQ_1$  sind die Tragsicherheit, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit der Stauanlage ohne Einschränkungen sicherzustellen.*

**Hochwasserbemessungsfall 2:** *Nachweis der Stauanlagensicherheit bei Extremhochwasser: Der Hochwasserbemessungsfall 2 charakterisiert die Überflutungssicherheit des Absperrbauwerkes. Beschädigungen an Bauwerksteilen sowie an Betriebs- und Messeinrichtungen können in Kauf genommen werden. Es ist ein Bemessungshochwasserzufluss  $BHQ_2$  zu bestimmen, dessen jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit wesentlich geringer ist als beim Hochwasserbemessungsfall 1 und der demzufolge größer als der Bemessungshochwasserzufluss  $BHQ_1$  ist. Den Bemessungshochwasserzufluss  $BHQ_2$  muss die Stauanlage ohne globales Versagen überstehen. Insbesondere darf die Tragsicherheit des Absperrbauwerkes nicht gefährdet werden. Neben der Hochwasserentlastungsanlage dürfen gegebenenfalls Notentlastungen für die Hochwasserableitung berücksichtigt werden.*

Der Hochwasserbemessungsfall 3 ist für den durch die Stauanlage zu bietenden Hochwasserschutz für die Unterlieger maßgebend. Das Schutzziel des Unterliegergebietes variiert mit dem jeweiligen Schadenspotential. Im Hochwasserbemessungsfall 3 ist die Hochwasserentlastung nicht in Betrieb. Mit Hilfe des Lastfalls wird jedoch der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum ermittelt, woraus wiederum die Höhenkote des Vollstaus bzw. des Überlaufs der Hochwasserentlastungsanlage hervorgeht. In Teil 10 der DIN 19700 heißt es hierzu:

**Hochwasserbemessungsfall 3:** *Bemessung des gewöhnlichen Hochwasserrückhalterumes: Der Hochwasserbemessungsfall 3 findet nur Beachtung, wenn mit der betreffenden Stauanlage Hochwasserschutzaufgaben zu erfüllen sind. Maßgebend für die Bemessung dieses Staurauminhaltes ist das Hochwasserschutzbedürfnis der Unterlieger selbst sowie die Wertigkeit der betroffenen Flächen und Sachgüter. Der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum sollte die Fülle der Hochwasserwelle eines mit einer vorgegebenen jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit definierten Bemessungshochwasserzufluss  $BHQ_3$  unter Berücksichtigung der Abflussverhältnisse im Unterwasser aufnehmen können.*

### 3.4.2 Bemessungsabflüsse und Überschreitungswahrscheinlichkeiten

Für die Hochwasserbemessungsfälle 1 und 2 sind entsprechende Hochwasserbemessungsabflüsse  $BHQ_1$  und  $BHQ_2$  festzulegen. Bemessungsabflüsse sind mittels extremwertstatistischer Verfahren ermittelte Größen, die auf langjährigen Messreihen beruhen und hinter denen verschiedene Wiederkehrzeiten (T) sowie Über-



schreitungs- ( $P_u$ ) und Unterschreitungswahrscheinlichkeiten ( $P_u$ ) stehen, die in folgendem mathematischen Zusammenhang stehen:

$$P_u = \frac{1}{T}$$

$$P_u = 1 - P_u = 1 - \frac{1}{T} \quad \text{mit } T \text{ in [a]}$$

Je höher die Wiederkehrzeit ist, desto seltener ist das Ereignis statistisch gesehen zu erwarten. Zur Gewährleistung der Hochwassersicherheit sind die Bemessungsabflüsse mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit auszuschließen. Die den Hochwasserbemessungsabflüssen zugehörigen Überschreitungswahrscheinlichkeiten werden für Talsperren in *DIN 19700-11* bzw. in Tabelle 3-2 aufgeführt.

Wird die Wiederkehrzeit oder auch Jährlichkeit eines Ereignisses (z.B. Hochwasserabfluss) beispielsweise mit 50 Jahren angegeben, so wird dieses Ereignis statistisch gesehen zu 2 %, also zweimal in 100 bzw. einmal in 50 Jahren erreicht oder überschritten und umgekehrt zu 98 % unterschritten. Wann die Überschreitung zu erwarten ist, ist dabei unklar. Eine Überschreitung kann in jedem einzelnen Jahr auftreten. Auch wenn das 50-jährliche Ereignis in 100 Jahren statistisch zweimal erreicht bzw. überschritten wird, muss zwischen den beiden Überschreitungen keine Zeitspanne von 50 Jahren liegen. Die Überschreitungen können selbst in zwei aufeinander folgenden Jahren vorkommen.

Die Wiederkehrzeiten für die Hochwasserbemessungslastfälle reichen von 100 bis zu 10.000 Jahren, teilweise liegen sie sogar darüber. Infolge der wesentlich kürzeren Aufzeichnung von Messdaten müssen die Hochwasserabflüsse extrapoliert werden. Daher sind die Angaben mit starken Unsicherheiten behaftet, wobei die Unsicherheiten mit zunehmender Wiederkehrzeit ansteigen.

Bei der Bemessung von Stauanlagen verbleibt trotz des Ansatzes sehr großer Wiederkehrzeiten immer ein Restrisiko. Die möglichen Auswirkungen bei Überschreitung des  $BHQ_2$  sind nach Möglichkeit unter Beachtung des PMF (engl.: probable maximum flood – vermutlich größtes Hochwasser) zu bewerten und gegebenenfalls durch erforderliche Maßnahmen zu mindern. [*DIN 19700-11*]

Die Zuordnung der Überschreitungswahrscheinlichkeiten für die Hochwasserbemessungsabflüsse  $BHQ_1$  und  $BHQ_2$  erfolgt anhand der Größe der Stauanlage. Nachfolgend werden die Wiederkehrzeiten und Überschreitungswahrscheinlichkeiten für Talsperren aufgeführt.

Neben der Klassifizierung von Talsperren auf nationaler Ebene nach *DIN 19700-11* werden sie international nach dem ICOLD-Kriterium eingeteilt. Die Internationale Kommission für große Talsperren (International Commission On Large Dams – ICOLD) führt ein Verzeichnis großer Talsperren weltweit. National (*DIN 19700-11*) erfolgt eine Differenzierung in die Talsperrenklassen 1 und 2, wobei Talsperren der Klasse 1 zu den großen Talsperren zählen. Der Klasse 2 werden kleine und mittlere Talsperren zugeordnet, die die Bedingungen der Klasse 1 nicht erfüllen. Die bundes-

und weltweiten Kriterien großer Talsperren ähneln sich stark und sind in Tabelle 3-1 gegenübergestellt. Die entsprechenden national festgelegten Wiederkehrzeiten bzw. Überschreitungswahrscheinlichkeiten sind in Abhängigkeit der Talsperrenklasse in Tabelle 3-2 zusammengefasst.

**Tab. 3-1** Kriterien großer Talsperren

| <b>Talsperrenklasse 1<br/>nach DIN 19700-11</b>  | <b>große Talsperren<br/>nach ICOLD-Kriterium [web 02]</b>  |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>– Höhe des Absperrbauwerkes vom tiefsten Punkt der Gründungssohle bis zur Krone &gt; 15 m</li> <li>– Gesamtstauraum des Speicherbeckens &gt; 1.000.000 m<sup>3</sup></li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>– Höhe &gt; 15 m oder</li> <li>– Höhe &gt; 10 m und<br/>[Kronenlänge &gt; 500 m oder<br/>Speicherraum &gt; 1.000.000 m<sup>3</sup> oder<br/>Bemessungshochwasser &gt; 2.000 m<sup>3</sup>/s]</li> </ul> |

**Tab. 3-2** Überschreitungswahrscheinlichkeiten für  $BHQ_1$  und  $BHQ_2$  bei Talsperren

| <b>Klassifizierung<br/>nach DIN 1970011</b>                       | <b><math>BHQ_1</math></b>     | <b><math>BHQ_2</math></b>          |
|---|-------------------------------|------------------------------------|
| große Talsperren (Talsperrenklasse 1)                             | $10^{-3}$ (T = 1.000 a)       | $10^{-4}$ (T = 10.000 a)           |
| kleine und mittlere Talsperren (Talsperrenklasse 2)               | $2 \cdot 10^{-3}$ (T = 500 a) | $2 \cdot 10^{-4}$<br>(T = 5.000 a) |
| kleine und mittlere Talsperren (Talsperrenklasse 2) <sup>1)</sup> | $10^{-2}$ (T = 100 a)         | $10^{-3}$ (T = 1.000 a)            |

1) Empfehlung nach DIN 1970011 für den Fall, dass bei Versagen der Talsperre nur Auswirkungen untergeordneter Bedeutung im Unterliegegebiet zu erwarten sind

### 3.4.3 Freibordbemessung

Aus der Forderung der Überflutungssicherheit der Absperrbauwerke ergibt sich im Rahmen der Planung von Stauanlagen der Freibord als wichtige Bemessungsgröße. Der Freibord  $f$  stellt somit eine Sicherheitshöhe bezüglich der hydraulischen Überlastbarkeit der Hochwasserentlastung dar und ist die Höhendifferenz des tiefsten Punktes der Krone des Absperrbauwerkes und des Hochwasserstauziels des jeweiligen Bemessungshochwassers. Dementsprechend variiert die Freibordhöhe in Abhängigkeit der Hochwasserstauziele  $Z_{H1}$  und  $Z_{H2}$ .

Die Freibordbemessung an Stauanlagen im Sinne der *DIN 19700* wird insbesondere im *DVWK-Merkblatt 246/1997* geregelt. Das Merkblatt führt die bis dato erarbeiteten Regelwerke (DIN 19700-10:1986-01, DIN 4048, verschiedene Merkblätter des DVWK sowie TGL 21239 und 28724) zusammen. Weitere Anmerkungen werden allgemein in *DIN 19700-10* und im Einzelnen je nach Art der Stauanlage in *DIN 19700-11* bis *DIN 19700-15* gegeben.

Die Festlegung der erforderlichen Freibordhöhen  $f_1$  für den Hochwasserbemessungsfall 1 und  $f_2$  für den Hochwasserbemessungsfall 2 erfolgt unter Berücksichti-



gung des Windstaus ( $h_{Wi}$ ), des Wellenaufbaus ( $h_{Au}$ ) und des Eisstaus ( $h_{Ei}$ ). Nach dem DVWK-Merkblatt schließen sich jedoch Wellenaufbau und Windstau einerseits und Eisstau andererseits aus. Des Weiteren sind Sicherheitszuschläge ( $h_{Si}$ ) hinzuzurechnen, sofern dies aus der Betrachtung und Bewertung des Restrisikos erforderlich wird. Gegebenenfalls ist der Sicherheitszuschlag für den Hochwasserbemessungsfall 2 unter Berücksichtigung des PMF zu bestimmen [Pohl 2005]. Die Mindestkronenhöhe ergibt sich als Maximum des jeweiligen Hochwasserstauziels und dem zugehörigen Freibord. Die Mindestfreibordhöhen nach einschlägigen Regelwerken sind einzuhalten. Nach [DVWK-M 246] wird der Freibord wie folgt berechnet:

$$f = h_{Au} + h_{Wi} + h_{Si} + (h_{Ei})$$

$$h_{Krone} = \max(Z_{H1} + f_1, Z_{H2} + f_2)$$



## 4 Methodik

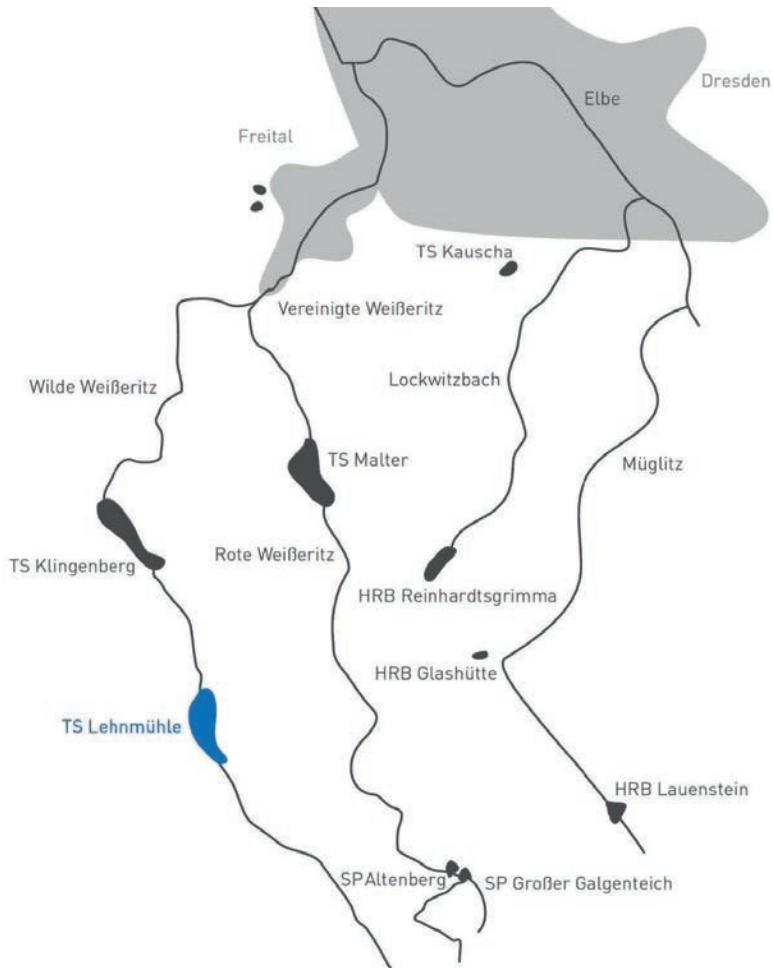
---

Für die Untersuchung und Optimierung des Tosbeckens der Talsperre Lehmühle reicht es nicht aus, allein das Tosbecken abzubilden. Die Angabe des Abflusses als Eingangsrandbedingung ist unzureichend. Maßgebend sind die Strömungsgrößen wie Fließgeschwindigkeit, Fließrichtung und Druck, die sich für einen beliebig betrachteten Querschnitt auf dem Wehrrücken in Abhängigkeit der Höhe des Absperrbauwerkes und damit der potentiellen Energie ergeben. Die Eingangsrandbedingungen für das Tosbecken lassen einen signifikanten Einfluss auf die Vorgänge im Tosbecken vermuten. Aus diesem Grund kommt der Modellierung des Wehrüberfalls eine entscheidende Rolle zu.

Eine Modellierung der Talsperre in ihrer Gänze ist jedoch nicht zweckmäßig. Unter der Zielstellung gesicherter Ergebnisse sind Berechnungsnetze mit möglichst vielen Stützstellen zu verwenden. Für die Modellierung der kompletten Talsperre mit Wehrüberfall und Tosbecken ergibt sich so schnell eine Diskretisierung, die den Rechenaufwand unverhältnismäßig in die Höhe treibt. Daher werden die Berechnungen für das Tosbecken getrennt von den Überfallberechnungen durchgeführt. Die hierfür erstellten numerischen Modelle werden in diesem Kapitel vorgestellt. Darüber hinaus werden die Vorgehensweise und der Untersuchungsumfang beschrieben. Zu Beginn werden einleitend Erläuterungen zur Talsperre Lehmühle gegeben.

### 4.1 Die Talsperre Lehmühle

Die Talsperre Lehmühle liegt etwa 35 km südlich von Dresden zwischen den Städten Frauenstein und Dippoldiswalde und wurde in den Jahren 1926 bis 1931 etwa 600 m oberhalb der gleichnamigen Mühle im Tal der Wilden Weißeritz errichtet. Im Zuge der Industrialisierung steigende Bevölkerungszahlen und die damit einhergehend stark fallenden Grundwasserstände erforderten den Bau zusätzlicher Wasserspeicher. Die Talsperre dient der bereits 1914 fertiggestellten Talsperre Klingenberg als Vorsperre und liefert im Verbund mit dieser das Rohwasser zur Trinkwasseraufbereitung für die Unterlieger der Wilden Weißeritz einschließlich der sächsischen Landeshauptstadt. Darüber hinaus übernimmt sie die Funktion als Hochwasserstauraum. 1959 wurde zusätzlich mit dem Ausbau eines Wasserkraftwerkes begonnen, welches seit 1965 Strom liefert.



**Abb. 4-1** Übersichtskarte mit Talsperrenverbund Osterzgebirge in Anlehnung an [LTV 2009]

Die Staumauer wurde als eine der ersten Talsperren in Europa als gerade Bruchsteinmauer errichtet und ist auch heute noch einzige Bruchstein-Gewichtsstaumauer mit gerader Achse in den neuen Bundesländern. Sie besteht aus Gneis-Bruchsteinen. Luftseitig erfolgte die Verblendung mit Granitsteinen. [LTV 2009]

Das im Dauerstau betriebene Becken der Talsperre weist einen Gesamtstauraum von etwa 23,7 Mio. m<sup>3</sup> auf. Die Höhe über der Gründungssohle beträgt etwa 50 m. Danach zählt die Talsperre Lehmühle sowohl nach der DIN 19700-11 als auch nach dem ICOLD-Kriterium zu den großen Talsperren (Tabelle 3-1). Die 4 m breite Krone ist etwa 520 m lang, wovon der anschließende Damm 102 m umfasst. Die Staumauer ist mit 418 m Länge eine der längsten Staumauern in Deutschland. [LTV

2009] Die Hochwasserentlastung besteht aus einem festen Überfall, welcher sich in 11 Einzelfelder zu je 3 m Breite unterteilt. Dabei wird das Wasser über den Rücken der Staumauer zum offenen Tosbecken abgeleitet. Über eine separate Schwelle am Ende des Fortleitungserinnes wird das Wasser der Wilden Weißeritz zugeführt. Nähere Informationen zur Geometrie werden in Kapitel 4.4.1 gegeben.



**Abb. 4-2** Fotodokumentation der Hochwasserentlastung der Talsperre Lehnmühle: (v.l.) Blick von der Wasserseite auf den Überfall (Foto LTV), Blick auf die in die Staumauer integrierte Hochwasserentlastung von der Luftseite links, Blick ins Tosbecken (Foto LTV), Blick ins Tosbecken während des Probebetriebes der Grundablassleitungen (Foto LTV), Blick von der Staumauer aufs Tosbecken

## 4.2 Hydrologie

Auf Grundlage einer durch die Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (Referat 21) durchgeführten Retentionsberechnung ergeben sich für den Istzustand unter Berücksichtigung des bordvollen Abflusses im Unterlauf der Talsperre in Höhe von  $18 \text{ m}^3/\text{s}$  die Abflüsse nach Tabelle 4-1. Für die vorliegende Arbeit sind die Abflüsse über die Hochwasserentlastung (QHWE) maßgebend. Betrachtet werden dabei die Lastfälle  $\text{BHQ}_1$ ,  $\text{BHQ}_2$  und  $\text{HQ}_{\text{max}}$ . Des Weiteren beinhaltet die Tabelle die jeweils erforderlichen Freibordhöhen  $f_{\text{erf},1}$  für  $\text{BHQ}_1$  und  $f_{\text{erf},2}$  für  $\text{BHQ}_2$ , die im Istzustand unterschritten werden. Die Angaben nach Tabelle 4-1 dienen lediglich den Vergleichsrechnungen zur Validierung des Überfallmodells.

**Tab. 4-1** Hydrologische Kenndaten für den Istzustand [LTV 2015]

| Lastfall   | Zufluss zur<br>Talsperre | Reduzierung durch<br>Retention um | Reduzierung durch<br>GA + BA um | $Q_{\text{HWE}}$        | $f_{\text{erf}}$ |
|--|--------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|-------------------------|------------------|
|  | $[\text{m}^3/\text{s}]$  | $[\text{m}^3/\text{s}]$           | $[\text{m}^3/\text{s}]$         | $[\text{m}^3/\text{s}]$ | $[\text{m}]$     |
| $\text{HQ}_{\text{max}}$                                 | 245,0                    | 40,0                              | 30,0                            | 175,0                   | 0,0              |
| $\text{BHQ}_2$<br>( $\text{HQ}_{10.000}$ )               | 203,0                    | 43,0                              | 30,0                            | 130,0                   | 0,49             |
| $\text{BHQ}_1$ ( $\text{HQ}_{1.000}$ )                   | 108,0                    | 5,0                               | 21,0                            | 82,0                    | 0,95             |
| GA – Grundablass   |                          |                                   |                                 |                         |                  |
| BA – Betriebsauslass                                     |                          |                                   |                                 |                         |                  |
| $Q_{\text{HWE}}$ – Abfluss über die Hochwasserentlastung |                          |                                   |                                 |                         |                  |
| $f_{\text{erf}}$ – erforderlicher Freibord               |                          |                                   |                                 |                         |                  |

Für die Überfallsimulationen zur Ermittlung der Eingangsgrößen der Tosbeckenmodellierung bildet Tabelle 4-2 die Grundlage. Sie zeigt neben dem Gesamtabfluss über die HWE die wehrfeldspezifische Leistungsfähigkeit, die unter Einhaltung der erforderlichen Freibordhöhen bzw. für Kronenstau im Rahmen der hydraulischen Modellversuche an den Anlagen der Hochwasserentlastung zur Wiederherstellung der Überflutungssicherheit [IWS HTWK 2016] für den Planzustand ermittelt wurde. Hinsichtlich der Werte ist jedoch zu beachten, dass der jeweilige Abfluss aufgrund der Modellierung halber Wehrfelder zu halbieren ist.

**Tab. 4-2** Spezifische Leistungsfähigkeit des Wehrüberfalls für den Planzustand [LTV 2015]

|   | W      | Q <sub>HWE</sub> | Q <sub>BF</sub> | Q <sub>RF</sub> | Q <sub>PF</sub> |
|---|--------|------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Lastfall  | [m NN] | [m³/s]           | [m³/s]          | [m³/s]          | [m³/s]          |
| KS (f = 0 m)  | 525,65 | 183,54           | 12,77           | 12,44           | 23,71           |
| BHQ <sub>2</sub> (f <sub>2</sub> = f <sub>erf,2</sub> = 0,49 m) | 525,16 | 135,94           | 9,24            | 8,94            | 17,97           |
| BHQ <sub>1</sub> (f <sub>1</sub> = f <sub>erf,1</sub> = 0,95 m) | 524,70 | 81,29            | 4,67            | 4,53            | 12,22           |

W – Wasserspiegel in der Talsperre  
 Q<sub>HWE</sub> – Abfluss über die Hochwasserentlastung  
 Q<sub>BF</sub> – Abfluss über ein Bestandsfeld (nicht abgesenkt)  
 Q<sub>RF</sub> – Abfluss über ein Randfeld (nicht abgesenkt)  
 Q<sub>PF</sub> – Abfluss über ein Planfeld (angesenkt)

Für das Tosbecken selbst sind neben dem Abfluss über die HWE auch die Zuflüsse über Entnahmeeinrichtungen (EE) und die Grundablassleitungen (GA) gemäß Abbildung 4-11 zu berücksichtigen. Eine Zusammenfassung des jeweiligen Abflussvermögens gibt Tabelle 4-3.

**Tab. 4-3** Abflussvermögen der Entnahmeeinrichtungen und Grundablassleitungen [Fichtener 2016]

|  | W      | EE        |           | GA     | EE + GA |        |
|--|--------|-----------|-----------|--------|---------|--------|
|  |        | E3 + E1li | E2 + E1re | E0li   | E0re    |        |
| Lastfall   | [m NN] | [m³/s]    | [m³/s]    | [m³/s] | [m³/s]  | [m³/s] |
| KS (f = 0 m)   | 525,65 | 5,13      | 10,51     | 7,52   | 7,79    | 30,95  |
| BHQ <sub>2</sub><br>(f <sub>2</sub> = f <sub>erf,2</sub> = 0,49 m) | 525,16 | 5,09      | 10,45     | 7,47   | 7,74    | 30,75  |
| BHQ <sub>1</sub><br>(f <sub>1</sub> = f <sub>erf,1</sub> = 0,95 m) | 524,70 | 5,06      | 10,39     | 7,43   | 7,70    | 30,58  |

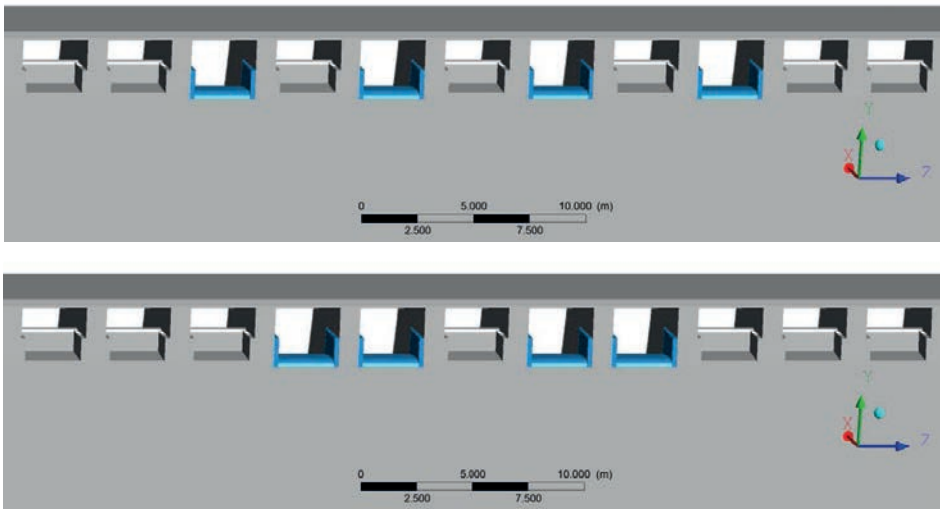
### 4.3 Untersuchungsumfang

Die Überarbeitung der Hochwasserstatistik ergab für die Talsperre Lehmühle neue hydrologische Kenndaten, die eine Überprüfung der vorhandenen Leistungsfähigkeit der Hochwasserentlastungsanlage erforderlich machte. Im Ergebnis der Prüfung wurde das Absperrbauwerk als nicht überflutungssicher ausgewiesen und eine Sanierung des Wehrüberfalls zur Erhöhung des Abflussvermögens angeregt. Die daraufhin durchgeführten physikalischen Modellversuche [IWS HTWK 2016] bilden die Grundlage der vorliegenden Arbeit.

Die in der Studie ermittelte Vorzugsvariante für den Wehrüberfall sieht eine alternierende Absenkung von 4 der 11 bestehenden Wehrfelder um 1,07 m vor. Einen Überblick hierzu gibt Abbildung 4-3. Da sich die Anordnung der abgesenkten Wehrfelder auf die Strömungsprozesse und die Energieumwandlung im Tosbecken auswirkt, ist im Rahmen der Masterarbeit eine alternative Anordnung der abgesenkten Wehrfelder zu prüfen. Ebenfalls in Abbildung 4-3 ersichtlich, werden dabei jeweils 2 nebeneinander liegende Wehrfelder (in Fließrichtung von links Feld 4 und 5 sowie 7 und 8) abgesenkt.

Varianten im Überblick:

- **Variante I:** Vorzugsvariante für den Wehrüberfall aus der Studie [IWS HTWK 2016]
- **Variante II:** alternative Anordnung der abgesenkten Wehrfelder



**Abb. 4-3** Anordnung der abgesenkten Wehrfelder: (v.o.) Variante I, Variante II (Ansicht von der Wasserseite)

Die dreidimensionalen numerischen Berechnungen dienen grundsätzlich der Untersuchung und Optimierung des Tosbeckens, welches mit der Steigerung des Abflussvermögens infolge der Ertüchtigung des Wehrüberfalls eine stärkere Beanspruchung erfährt. In der Arbeit erfolgt zunächst ein Vergleich der Varianten I und II. Des Weiteren wird der Einbau von Prallblöcken vorgenommen und deren Wirkung auf die Energieumwandlung im Tosbecken bewertet.

Im Zuge der Tosbeckenmodellierung werden daher folgende Szenarien betrachtet, wobei die Berechnungen eines jeden Szenarios für die Lastfälle BHQ<sub>1</sub>, BHQ<sub>2</sub> und Kronenstau (KS) erfolgen. Die Geometrie des bestehenden Tosbeckens sowie der Prallblöcke wird in Kapitel 4.4.1 gezeigt.



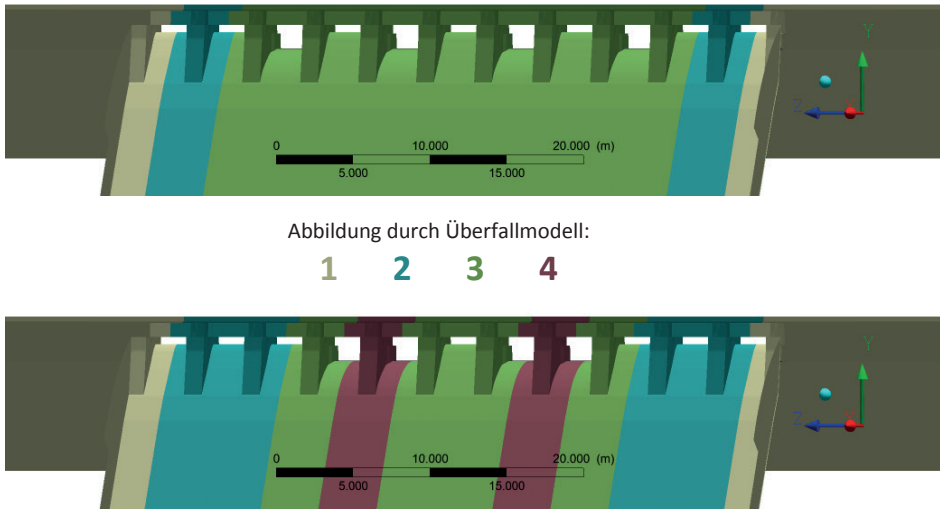
- **Szenario 1:** Berechnung des Tosbeckens im Bestand
- **Szenario 2:** Einbau von 0,65 m hohen Prallblöcken
- **Szenario 3:** Einbau von 1,30 m hohen Prallblöcken

Die Strömungsvorgänge im Tosbecken variieren mit der Anordnung der abgesenkten Wehrfelder, da diese im Gegensatz zu den bestehenden, nicht abgesenkten Feldern stärker beaufschlagt werden. Ferner werden die einzelnen Wehrfelder in Abhängigkeit der jeweiligen Nachbarfelder unterschiedlich angeströmt, was sich wiederum auf das spezifische Abflussvermögen auswirkt. Daher erfolgt im Vorfeld der Tosbeckensimulationen die Berechnung der Überfallströmungen unter Verwendung separater Modelle, deren Priorität auf der Ermittlung wichtiger Eingangsgrößen für das Modell des Tosbeckens (Kapitel 4.4.1.2) liegt. Dabei sind vor allem die Strömungsgrößen am Auslaufrand von Belang. Angesichts der gegenseitigen Beeinflussung benachbarter Wehrfelder, aber auch vor dem Hintergrund, den Rechenaufwand gering zu halten (Ausnutzung von Symmetrieachsen), werden für den Wehrüberfall unter Berücksichtigung der Varianten I und II insgesamt vier numerische Überfallmodelle erforderlich. Während für die Berechnung der Variante I die Modelle 1, 2 und 3 erforderlich werden, bedarf es für Variante II der zusätzlichen Berechnung unter Verwendung des Überfallmodells 4 (Abbildung 4-4). Für die weiteren Erläuterungen werden folgende Begriffe eingeführt:

- **Bestandsfeld (BF):** beschreibt ein nicht abgesenktes Wehrfeld
- **Randfeld (RF):** beschreibt ein nicht abgesenktes Randfeld
- **Planfeld (PF):** beschreibt ein abgesenktes Wehrfeld

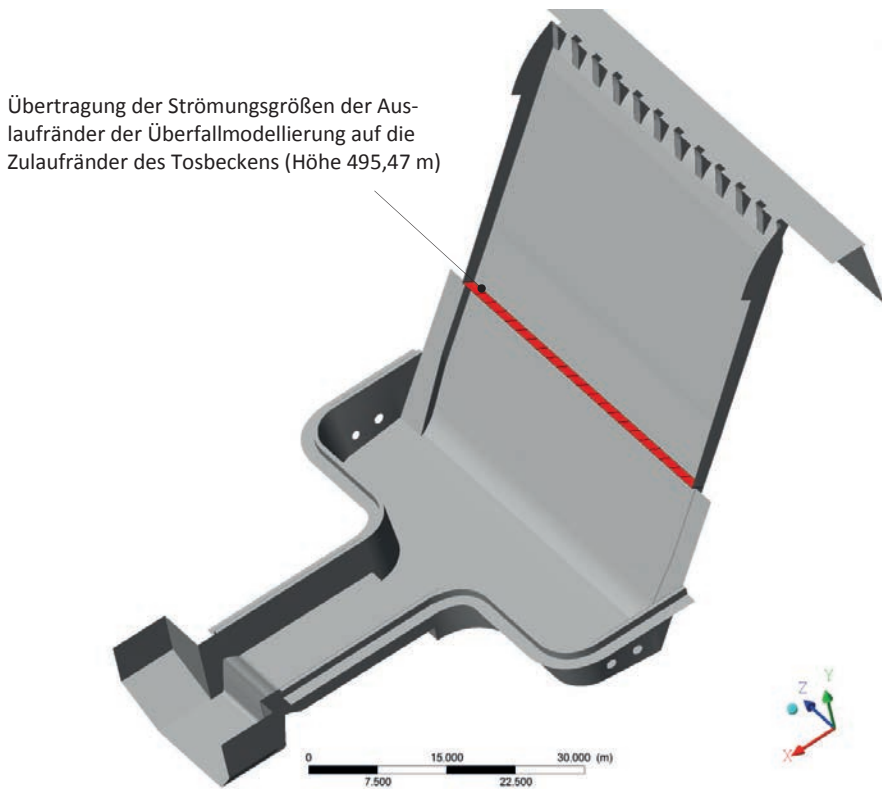
Die Teilmodelle zur Berechnung der Überfallströmungen bilden folgende Geometrie ab. Weitere Erläuterungen zu den einzelnen Modellen werden in Kapitel 4.4 gegeben.

- **Überfallmodell 1:** halbes Randfeld, wenn das benachbarte Wehrfeld ebenfalls ein Bestandsfeld ist
- **Überfallmodell 2:** halbes Bestandsfeld, wenn das benachbarte Wehrfeld ebenfalls ein Bestandsfeld ist
- **Überfallmodell 3:** halbes Bestandsfeld in Kombination mit einem halben Planfeld
- **Überfallmodell 4:** halbes Planfeld, wenn das benachbarte Wehrfeld ebenfalls ein Planfeld ist



**Abb. 4-4** Bereiche des Wehrüberfalls, die durch die jeweiligen Überfallmodelle abgebildet werden: (v.o.) Variante I, Variante II (Ansicht von der Luftseite)

Anders als beim Wehrüberfall wird das Tosbecken vollständig in einem numerischen Modell abgebildet (Kapitel 4.4.2.2). Geeignete Symmetrieachsen liegen aufgrund starker Turbulenzen sowie der asymmetrischen Beaufschlagung durch die Grundablässe nicht vor. Für das Tosbecken werden zusätzlich zu den Zuläufen der 4 Grundablassleitungen weitere 22 Zulaufträger modelliert. Diese entsprechen in der Lage den Auslaufrändern der 22 halben Wehrfelder (Abbildung 4-5). Dadurch werden die Strömungsgrößen eines Überfallmodells mit hoher Genauigkeit in das Tosbecken überführt. Geringfügige, jedoch vernachlässigbare Abweichungen ergeben sich durch Interpolation der berechneten Strömungsgrößen des Auslaufrandes auf den Zulauf, da die Berechnungsnetzknuten der Ränder nicht zu 100 % übereinstimmen. Die Ergebnisse der Teilmodellierungen für den Wehrüberfall werden anschließend entsprechend auf alle 22 Zulaufträger übertragen.



**Abb. 4-5** Grenze zwischen der Überfall- und Tosbeckenmodellierung

Die Berechnungen für den Wehrüberfall dienen gleichzeitig dem Vergleich der Ergebnisse mit denen der physikalischen Modellversuche (Kapitel 5.1). Auf diese Weise werden wichtige Erkenntnisse bezüglich der gewählten Parameter und mathematischen Modelle gewonnen, die auf das numerische Modell des Tosbeckens übertragen werden. Eine Kalibrierung bzw. Validierung des Tosbeckenmodells ist aufgrund fehlender Daten nicht möglich.

Des Weiteren werden für das Tosbecken Sensitivitätsuntersuchungen bezüglich der Rauigkeit und des gewählten Turbulenzmodells vorgenommen (Kapitel 5.3.2). Hinsichtlich der Netzfeinheit erfolgt eine Sensitivitätsanalyse für das Teilmodell 1 des Wehrüberfalls (Kapitel 5.2.1).



#### 4.4.1.2 Tosbecken

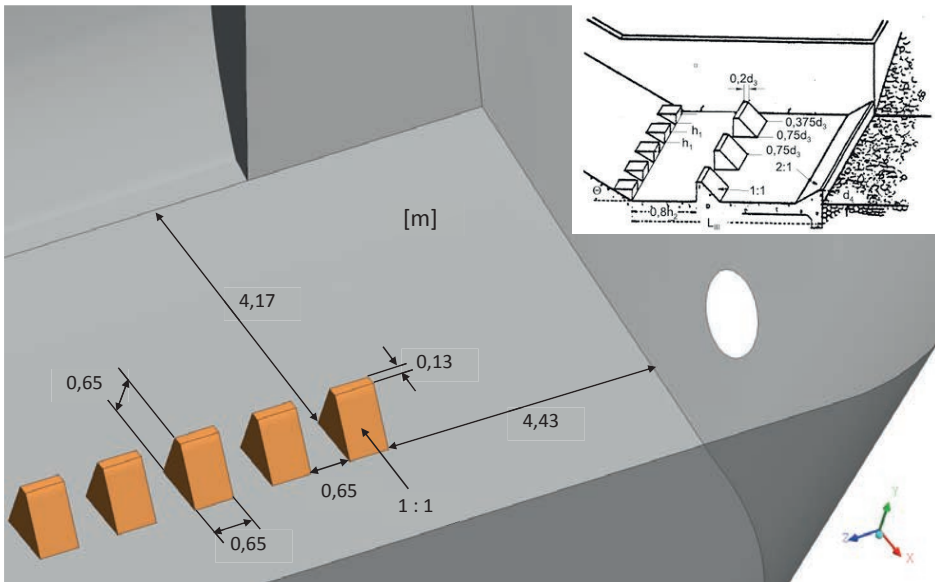
Vermessungsgrundlage des Tosbeckens bildet die Bestandsvermessung vom Dezember 2012 [Kaden 2012]. Das numerische Modell (Kapitel 4.4.2.2) umfasst einen Teil des Wehrrückens mit der seitlichen Begrenzung (Lisene) sowie das komplette Tosbecken mit Fortleitungsgerinne und anschließendem Überfall. Des Weiteren wurden die 4 Zulaufleitungen der Grundablassstollen über den Querschnitt berücksichtigt. Mit Ausnahme des gemeinsamen Zulaufs der Grundablässe E2 und E1-re (DN 1000) beträgt der Durchmesser 1200 mm [LTV 2015-2]. Die Tosbeckenmauer weist eine einheitliche Höhe von 487,12 m NN auf. Das numerische Modell des Tosbeckens für den Istzustand zeigt Abbildung 4-9.

#### 4.4.1.3 Tosbeckeneinbauten

Für die Modellierungen zur Optimierung des Tosbeckens wurde der Einbau von Prallblöcken verschiedener Höhe vorgenommen (Szenario 2 und 3). Die Geometrie der Prallblöcke für Szenario 2 (Höhe 65 cm) ist an die USBR<sup>2</sup>-Tosbecken Typ III angelehnt (enthalten in [Jirka, Lang 2009]). Der Abstand zwischen den Blöcken ist im Modell gleich der Blockbreite und damit geringfügig größer. Abbildung 4-9 stellt die Geometrie dar. Zur Abschätzung der Wirkung höherer Prallblöcke wurden diese für Szenario 3 auf Basis der Blöcke aus Szenario 2 in der Höhe verdoppelt. Auf den Einbau zusätzlicher Strahlaufreißer am Fuß des Wehrrückens wurde im Modell verzichtet, da eine Bewertung der Wirkung der Prallblöcke für sich dann nicht mehr möglich ist. Außerdem sollten die Einbauten so gering wie möglich gehalten werden.

---

2 U. S. Bureau of Reclamation, amerikanische Bundesbehörde für Wasserwirtschaft



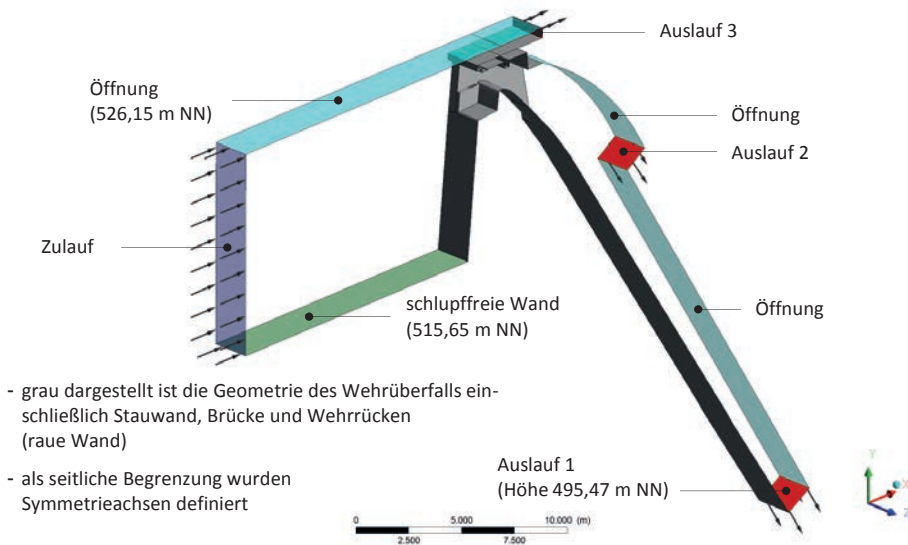
**Abb. 4-7** Geometrie der Prallblöcke für eine Höhe von 0,65 m; rechts oben: Abmessungen für USBR-Tosbecken Typ III (enthalten in [Jirka, Lang 2009])

#### 4.4.2 Numerische Modelle

Die Überfallberechnungen werden getrennt von der Simulation des Tosbeckens durchgeführt. Die Kopplung der Modelle erfolgt dabei im schießenden Bereich in Höhe des Wehrrückens bei einer Höhe von 495,47 m NN (Kapitel 4.3, Abbildung 4-5).

##### 4.4.2.1 Modell des Wehrüberfalls

Der Wehrüberfall wurde nicht vollständig, sondern mit Hilfe der 4 Teilmodelle entsprechend Kapitel 4.3 modelliert. Exemplarisch ist das Teilmodell 2 mit den Bezeichnungen der Modellränder in Abbildung 4-8 zu sehen. Die Teilmodelle 1, 3 und 4 wurden analog erstellt und konfiguriert. Hinsichtlich der Randbedingungen wird auf Tabelle 4-5 in Kapitel 4.4.4 verwiesen.



**Abb. 4-8** Numerisches Teilmodell 2 des Wehrrüberfalls

Die Modelle umfassen mit Ausnahme des Teilmodells 3 jeweils ein halbes Wehrfeld. In Teilmodell 3 sind dagegen ein halbes Bestands- und ein halbes Planfeld abgebildet, wodurch die gegenseitige Beeinflussung beider Felder erfasst wird. Die Symmetrieachsen sind unter der Annahme einer frontalen Anströmung für die Wehrfelder 2 bis 10 festgelegt. Das Modell des Randfeldes (Teilmodell 2) ist oberstrom einseitig um 10 m erweitert (Abbildung 4-4). Dies berücksichtigt die teils seitliche Anströmung, wenngleich deren Einfluss auf die Leistungsfähigkeit aller 11 Wehrfelder bei Kronenstau mit etwa 0,5 % eher gering ausfällt [IWS HTWK 2016].

Für geringere Abflüsse nimmt die prozentuale Abweichung erwartungsgemäß ab. Des Weiteren erfolgt für das Randfeld die Modellierung der luftseitigen Lisene, welche als *rough wall* definiert ist.

Der Wehrrücken reicht jeweils bis zu einer Höhe von 495,47 m NN, wo der Auslaufrand (*outlet 1*) orthogonal definiert wurde. Dieser liegt damit deutlich im schießenden Bereich (Abbildung 4-5). Eine Beeinflussung auf die Ergebnisse im Bereich des Überfalls ist damit ausgeschlossen. Ferner wurde *outlet 1* vor dem Hintergrund der Reduzierung der Knotenanzahl im Tosbecken bewusst deutlich in Richtung Tosbecken gelegt.

Angesichts der vollständigen Diskretisierung des Strömungsgebietes in hexaedrische Elemente wurde das Brückengewölbe auf der Luftseite vereinfacht als Rechteckquerschnitt abgebildet. Ein Einfluss der geometrischen Abweichung auf die Berechnungsergebnisse ist jedoch nicht zu erwarten, da im Rahmen der physikalischen Modellversuche das Gewölbe selbst bei Kronenstau lediglich im Kämpferbereich minimal eintauchte.

#### 4.4.2.2 Modell des Tosbeckens

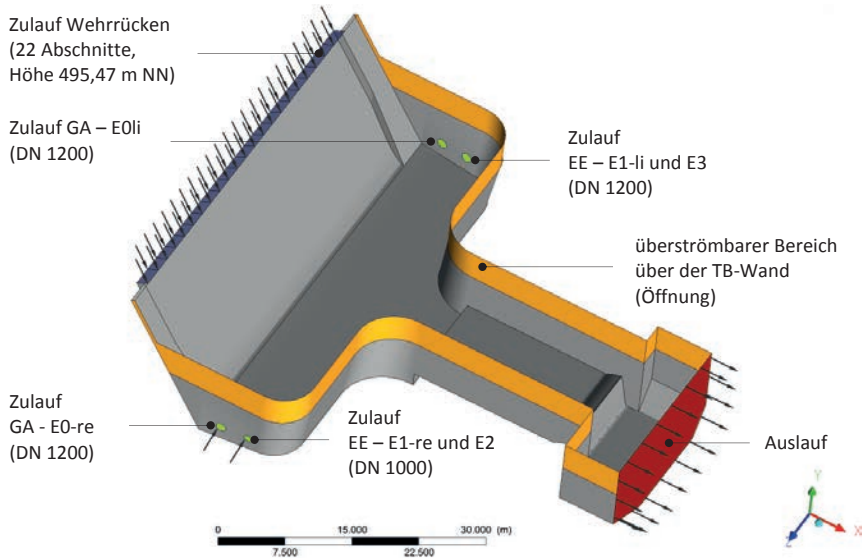
Das Modell des Tosbeckens für den Istzustand ist in Abbildung 4-9 dargestellt. Es bildet das Tosbecken gänzlich ab. Darüber hinaus umfasst es den unteren Wehrrücken, wobei der Zulauf in einer Höhe von 495,47 m NN definiert und in 22 Abschnitte unterteilt ist. Vorgegeben werden hierfür die mit Hilfe der Überfallmodellierungen ermittelten Geschwindigkeits- und Turbulenzprofile sowie die *Volume Fractions* für Luft und Wasser. An den Seitenwänden sind 4 weitere Zuläufe der Entnahmeeinrichtungen (EE) und Grundablassleitungen (GA) modelliert. Auch hier werden die jeweiligen Geschwindigkeitsprofile für die Einlaufquerschnitte in Abhängigkeit der Abflussmengen gemäß Tabelle 4-3 angesetzt. Der Wassereintritt ins Tosbecken erfolgt orthogonal zum Einlaufquerschnitt.

Der Auslauf wurde etwa 8 m in das Flussbett der Wilden Weißeritz gelegt, so dass der Überfall über das unten liegende Wehr berechnet wird. Dieser wird als vollkommen angenommen, wodurch der Unterlauf hydraulisch vom Tosbecken bzw. dem Fortleitungsgerinne entkoppelt und ein Einfluss des Modellrandes auf die Berechnungsergebnisse im Tosbecken ausgeschlossen ist. Zur Modellierung des vollkommenen Überfalls wird für den Auslauf schießender Abfluss vorgegeben. Die berechneten Wasserspiegellagen im Unterlauf entsprechen somit nicht den tatsächlichen, sind aber für die Strömungsprozesse im Tosbecken irrelevant.

Über der Tosbeckenwand, deren Oberkante eine einheitliche Höhe von 487,12 m NN aufweist, ist eine 4 m hohe Öffnung vorgegeben, über die ein mögliches Abströmen erfasst wird. Ein Überströmen der Tosbeckenwand ist ein Indiz einer unzureichenden Energieumwandlung bzw. einer hydraulischen Überlastung des Tosbeckens. Daher werden die Funktionalität und Gebrauchstauglichkeit vorrangig anhand der überströmten Wassermengen bewertet. Ferner werden zum Aufzeigen möglicher Reserven die Freibordhöhen zur Oberkante der Tosbeckenwand ausgewertet.



- grau dargestellt ist die Geometrie des Tosbeckens einschließlich Wehrrücken und Nachlauf (raue Wand)
- der in y-Richtung obere Modellrand ist als Öffnung definiert



**Abb. 4-9** Tosbeckenmodell für den Istzustand

Die Randbedingungen der Tosbeckenmodellierung sind der Tabelle 4-6 in Kapitel 4.4.4 zu entnehmen.

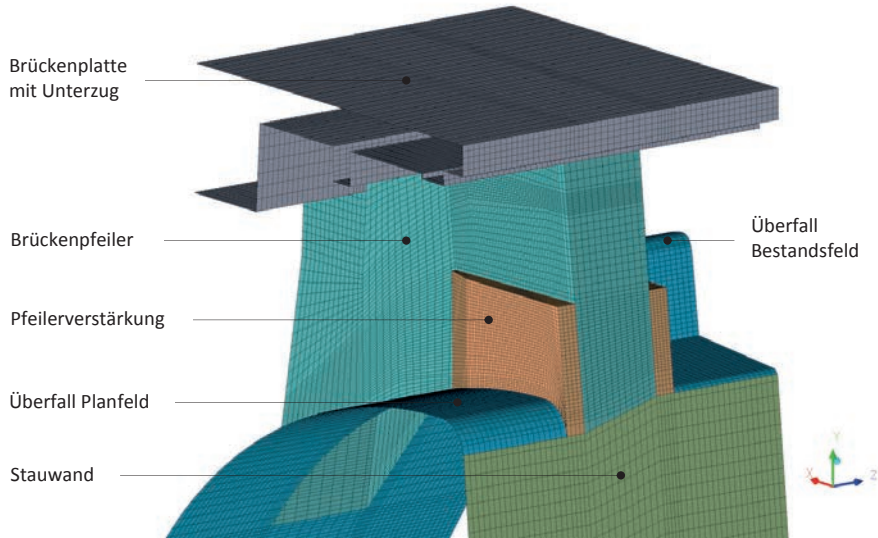
#### 4.4.3 Berechnungsnetze

Die Aufbereitung der geometrischen Daten und die Generierung der Berechnungsnetze erfolgt unter Verwendung von ANSYS ICEM CFD (Version 15).

Sowohl die Überfallmodelle als auch das Tosbecken basieren auf strukturierten dreidimensionalen Berechnungsnetzen. Als Volumenelemente werden hierfür ausschließlich Hexaeder verwendet. Demzufolge werden die Oberflächennetze durch Vierecke abgebildet. Die Knoten- und Elementanzahl wird in hydraulisch sensiblen Bereichen erhöht. Beispielsweise über der Wehrkrone oder im Bereich des Unterzuges erfolgt eine Verdichtung der Elemente. Teilweise sind Kantenlängen von weniger als 2 cm gewählt. Aber auch in Wandnähe über dem Wehrrücken ist das Strömungsfeld orthogonal stärker diskretisiert. In hydraulisch weniger relevanten Bereichen kommen Elemente mit deutlich längeren Kanten zum Einsatz. Die Reduzierung der Elementanzahl wirkt sich positiv auf die Rechenzeit aus.

In den Modellen werden die Qualitätskriterien hinsichtlich des Elementwachs­tums, der Schiefwinkligkeit und des Verhältnisses der Kantenlängen eines Elementes

tes gemäß [Ansys Help 2013] beachtet. Abbildung 4-10 und Abbildung 4-11 zeigen anhand von Ausschnitten beispielhaft die Viereckelemente der Oberflächennetze für das Teilmodell 3 des Wehrüberfalls und für das Tosbecken. Eine Sensitivitätsanalyse zum Berechnungsnetz findet sich in Kapitel 5.2.1.

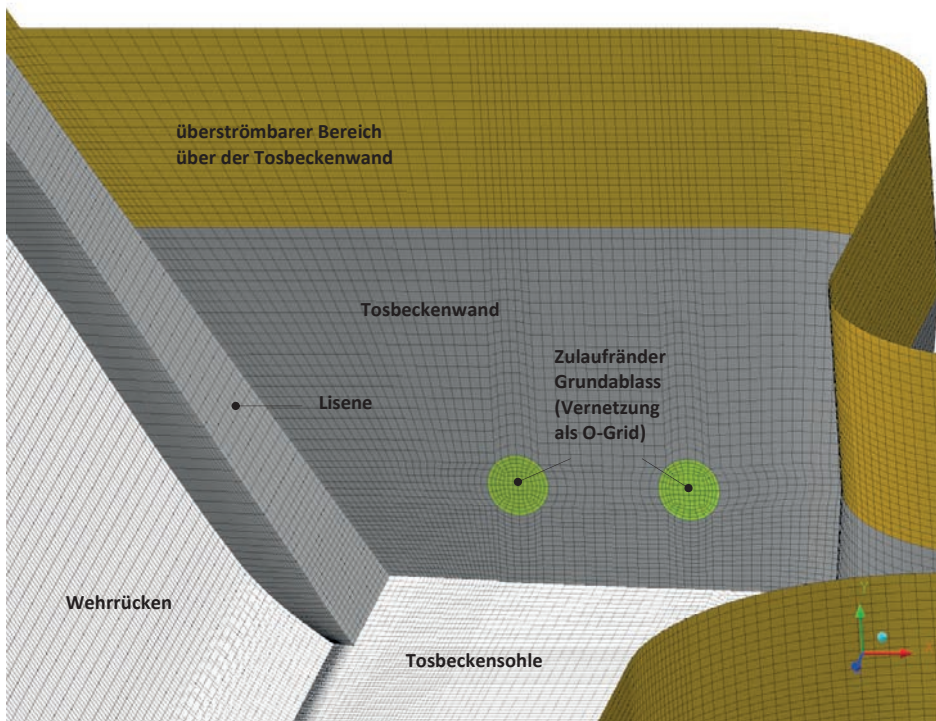


**Abb. 4-10** Ausschnitt des Oberflächennetzes für das Teilmodell 3 des Wehrüberfalls

Nachfolgende Tabelle fasst die Knoten- und Elementanzahl der verschiedenen Berechnungsnetze zusammen.

**Tab. 4-4** Berechnungsnetze im Überblick

| Berechnungsnetz                    | Elementanzahl | Knotenanzahl |
|------------------------------------|---------------|--------------|
| Überfallmodell 1                   | 1.131.000     | 1.184.000    |
| Überfallmodell 2                   | 793.000       | 839.000      |
| Überfallmodell 3                   | 1.537.000     | 1.628.000    |
| Überfallmodell 4                   | 745.000       | 789.000      |
| Tosbeckenmodell (Szenario 1)       | 2.287.000     | 2.359.000    |
| Tosbeckenmodell (Szenario 2 und 3) | 2.683.000     | 2.766.000    |



**Abb. 4-11** Ausschnitt des Oberflächennetzes des Tosbeckenmodells für den Istzustand

#### 4.4.4 Modellkonfiguration

Die Konfiguration der numerischen Modellierungen, also die Wahl der mathematischen Modelle sowie Definition von Randbedingungen, wird in ANSYS CFX-Pre vorgenommen. Die Berechnungen werden mit Hilfe von ANSYS CFX-Solver Manager durchgeführt. Für die Programme kommt jeweils die Version 15 zum Einsatz.

Bei den betrachteten Strömungen handelt es sich um Zweiphasenströmungen der kontinuierlichen Phasen Wasser und Luft. Hierfür steht in ANSYS das Euler-Euler-Modell zur Verfügung. Sämtliche Simulationen erfolgen stationär auf Grundlage des inhomogenen *Free-Surface-Modells*. Für die vorliegenden Strömungen ist die inhomogene Modellierung gemäß [Ansys Modeling 2013] zu bevorzugen, da vor allem bei den Strömungsprozessen im Tosbecken, aber auch im Bereich des Überfalls, der Einzug von Luft in Wasser zu erwarten und die Grenze zwischen Wasser und Luft nicht klar definiert ist. Die inhomogene Berechnung ermöglicht das Ausgasen von Luft, welche infolge von Verwirbelungen unter Wasser gezogen wird.

Die Unterscheidung der Wasser- und Luftphase in *Free-Surface*-Berechnungen mit CFX erfolgt über die Variable *Volume Fraction*. Diese gibt den jeweiligen Volu-

menanteil innerhalb eines Kontrollvolumens (Berechnungselementes) für beide Phasen an. Unter Wasser beträgt die *Volume Fraction* für Wasser 1 und für Luft 0. Über Wasser verhält es sich umgekehrt. Im Bereich des Wasserspiegels, also der Grenze zwischen Wasser und Luft, liegt die *Volume Fraction* beider Phasen zwischen 0 und 1. Die Schärfe der Grenze ist abhängig von Strömungszustand, den Modellparametern sowie der Feinheit und Qualität des Berechnungsnetzes. In der vorliegenden Arbeit beruht die Angabe von Wasserspiegellagen auf der Annahme einer *Volume Fraction* für Wasser von 0,5.

Die Turbulenzmodellierung für inhomogene Simulationen erfolgt gemäß der Empfehlungen nach [Ansys Modeling 2013] unter Verwendung eines homogenen Turbulenzmodells. Hierfür wird das *Shear Stress Transport Modell* (Kapitel 2.4.3) gewählt. Zur Bewertung der Ergebnisse bzw. zur Abschätzung des Einflusses verschiedener Turbulenzmodelle auf die Berechnungsergebnisse wird auf Kapitel 5.3.2.2 verwiesen.

Zusätzlich zu den gewählten Modellansätzen sind die Randbedingungen für die Überfallmodellierungen in Tabelle 4-5 und für die Tosbeckenmodellierung in Tabelle 4-6 zusammengefasst.

## Randbedingungen

**Tab. 4-5** Randbedingungen für die Teilmodelle des Wehrüberfalls

| Bezeichnung nach<br>Abbildung 4-10               | Randbedingung  |
|--|--|
| Zulauf ( <i>inlet</i> )                          | in xRichtung etwa 15 m von der Stauwand entfernt (Einfluss auf den Beckenwasserstand ist auszuschließen),<br>Vorgabe der Durchflusses,<br>option <i>Zero Gradient</i> für die <i>Volume Fractions</i> von Luft und Wasser<br>(beckenseitiger Wasserstand ist Teil des Simulationsergebnisses)                                  |
| Auslauf ( <i>outlet</i> )                        | schießender Abfluss (keine Beeinflussung auf die Ergebnisse im Bereich des Überfalls)  |
| in yRichtung oberer<br>Modellrand <i>opening</i> | <i>Entrainment</i><br>ermöglicht die Zu- und Abströmung von Luft und Wasser  |
| schlupffreie Wand<br>( <i>free slip wall</i> )   | keine Haftung an der Oberfläche des Randes,<br>Höhe 515,65 m NN (Einfluss auf die Berechnungsergebnisse aufgrund des geringeren Abflussquerschnittes gegenüber der Realität sind vernachlässigbar)   |
| raue Wand ( <i>rough wall</i> )                  | Haftbedingung an der Oberfläche der Berandung ( <i>no slip wall</i> ),<br>definiert für die komplette Geometrie (Stauwand, Überfall, Brücke mit Unterzug und Pfeiler, Wehrrücken, Lisene für Teilmodell 1),<br>Vorgabe der äquivalenten Sandrauheit $k_s = 50$ mm für Bruchsteinmauerwerk in Anlehnung an [Holschemacher 2004] |

**Tab. 4-6** Randbedingungen für die Tosbeckenmodellierung

| <b>Bezeichnung nach<br/>Abbildung 4-11</b>           | <b>Randbedingung</b>   |
|--|--|
| Zulauf Wehrrücken ( <i>inlet</i> )                   | Vorgabe der Geschwindigkeits- und Turbulenzprofile sowie der <i>Volume Fractions</i> von Luft und Wasser gemäß der Ergebnisse der Überfallmodellierungen ( <i>outlet 1</i> )   |
| Zulauf Grundablass-<br>leitungen ( <i>inlet</i> )    | Vorgabe der Geschwindigkeit in Betrag und Richtung   |
| Auslauf ( <i>outlet</i> )                            | etwa 8 m unterhalb des unten liegenden Wehres zur hydraulischen Entkopplung,<br>schießender Abfluss (keine Beeinflussung auf die Ergebnisse im Tosbecken)  |
| Öffnung ( <i>opening</i> )                           | <i>opening pressure and direction</i><br>ermöglicht die Zu- und Abströmung von Luft und Wasser   |
| in yRichtung oberer<br>Modellrand ( <i>opening</i> ) | <i>Entrainment</i><br>ermöglicht die Zu- und Abströmung von Luft und Wasser  |
| raue Wand ( <i>rough wall</i> )                      | Haftbedingung an der Oberfläche der Berandung ( <i>no slip wall</i> ),<br>definiert für die komplette Geometrie (Wehrrücken, Tosbecken,<br>Nachlauf der Wilden Weißeritz),<br>Vorgabe der äquivalenten Sandrauheit $k_s = 50 \text{ mm}$ für Bruchstein-<br>mauerwerk in Anlehnung an [Holschemacher 2004] |



## 5 Ergebnisse der numerischen Berechnungen

---

Die Ergebnisdarstellung basiert auf ANSYS CFD Post (Version 15). Die aufgezeigten Wasserspiegellagen ergeben sich für eine *Volume Fraction* von Wasser in Höhe von 0,5. Sämtlichen Berechnungsergebnissen liegen auskonvergierte Lösungen zugrunde. Darüber hinaus werden die Lösungen auf die Einhaltung eines Massengleichgewichtes zwischen den Zu- und Auslauffrändern geprüft.

### 5.1 Numerik versus Physik

Vor dem Hintergrund gesicherter Ergebnisse ist eine Validierung der aufgestellten Modelle, d. h. ein Vergleich der berechneten Ergebnisse mit Naturdaten oder Ergebnissen physikalischer Untersuchungen erforderlich. Da für das Tosbecken keine geeigneten Daten vorliegen, erfolgt die Validierung der gewählten Ansätze anhand der Berechnungen des Wehrüberfalls. Durch die Übertragung der Modellkonfiguration auf die Tosbeckenmodellierung können signifikante Abweichungen zur Realität weitestgehend ausgeschlossen werden.

Grundlage der Modellkalibrierung bilden die am Institut für Wasserbau und Siedlungswasserwirtschaft an der HTWK Leipzig durchgeführten physikalischen Modellversuche für den Wehrüberfall [IWS HTWK 2016]. Diese erfolgten mit dem Ziel der Steigerung des Abflussvermögens und Wiederherstellung der Überflutungssicherheit des Absperrbauwerkes.

Zunächst wurde die Strömung über die bestehenden Wehrfelder berechnet und mit den Ergebnissen der physikalischen Modellversuche verglichen. Zur Erhöhung der Sicherheit erfolgte ein zusätzlicher Abgleich der Ergebnisse für die ermittelte Vorzugsvariante (Variante I).

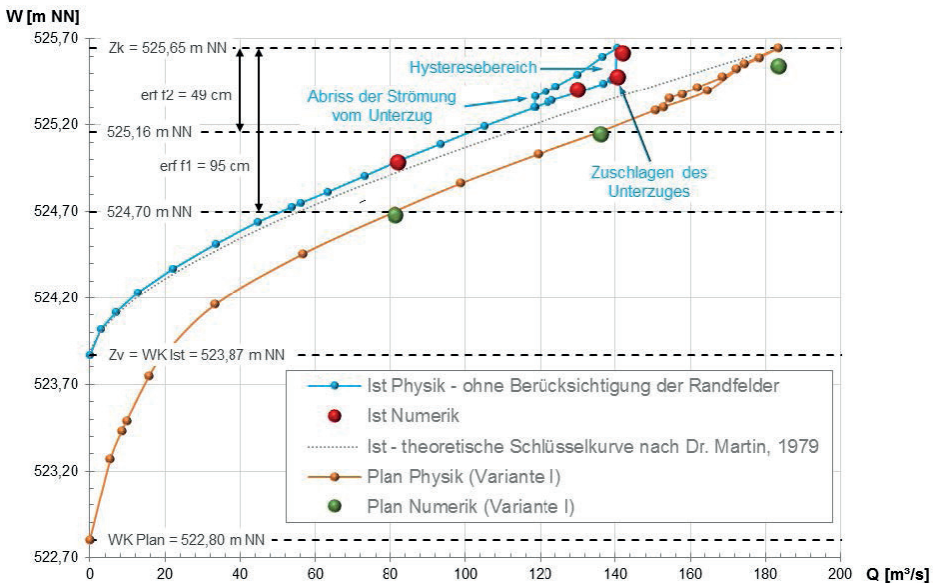
In erster Linie erfolgt die Auswertung der Wasserspiegellagen in der Talsperre. Die Ergebnisse sind in Abbildung 5-1 zu sehen. Blau dargestellt ist die auf Basis der physikalischen Modellversuche ermittelte Schlüsselkurve für die 11 Wehrfelder im Istzustand. Die Randfelder bleiben dabei unberücksichtigt. Ebenfalls hochgerechnet auf 11 Wehrfelder geben die roten Punkte die Ergebnisse der Numerik wieder. Mit Abweichungen in den Wasserspiegellagen von etwa 1 cm sind sehr gute Übereinstimmungen zu verzeichnen. Die Physik zeigt mit Zuschlagen des Unterzuges der Brückenplatte einen deutlichen Anstieg des Wasserspiegels auf Kronenstau (KS = 525,65 m NN) bei nur minimaler Erhöhung des Abflusses. Dieser Effekt konnte durch die Numerik ebenfalls abgebildet werden. Eine Abflusssteigerung um 1 %, ausgehend vom Zustand, bei dem der Unterzug gerade noch nicht eingestaut ist, bewirkt einen Anstieg des Wasserspiegels auf nahezu Kronenstau.

Die graue Schlüsselkurve wurde im Jahr 1979 von Dr. Martin auf Grundlage von Formeln ermittelt. Sie verdeutlicht die teils großen Abweichungen zur Physik bzw. Numerik mit zunehmendem Abfluss. Dabei wird die Leistungsfähigkeit über-



schätzt. Ferner bleibt der Effekt beim Zuschlagen des Unterzuges unberücksichtigt, wodurch sich ein wesentlich höheres, aber massiv verfälschtes Abflussvermögen bei Kronenstau ergibt.

Auch für die Vorzugsvariante des Planzustandes (entspricht Variante I) zeigen sich in den Beckenwasserspiegeln sehr gute Übereinstimmungen. Die Abweichungen betragen für  $BHQ_1$  und  $BHQ_2$  weniger als 2 cm. Lediglich bei Kronenstau ist die Differenz mit etwa 10 cm etwas größer. Der Einfluss auf die Ergebnisse am Auslaufrand des Überfallmodells und damit auf die Ergebnisse im Tosbecken ist jedoch als sehr gering einzuschätzen.

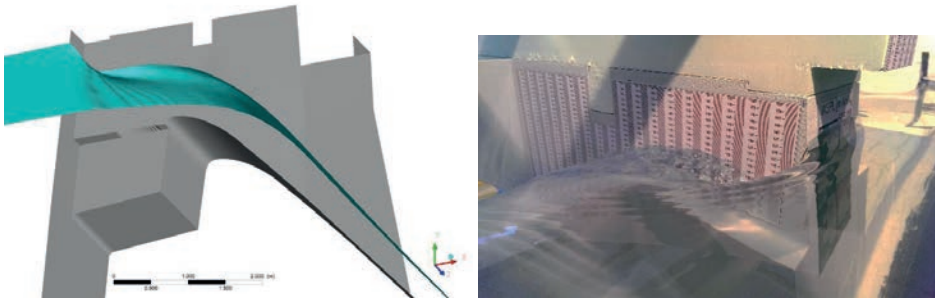


**Abb. 5-1** Vergleich der für den Wehrüberfall numerisch und physikalisch ermittelten Wasserspiegellagen für den Ist- und Planzustand (Variante I) auf Grundlage von [IWS HTWK 2016]

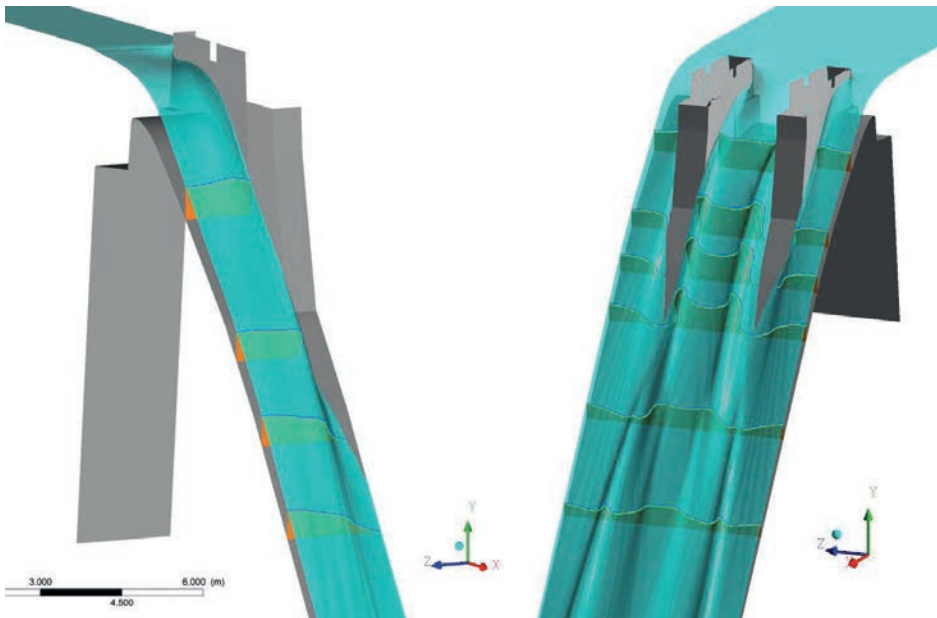
Neben den Wasserspiegellagen wurde die Strömung auch optisch verglichen und bewertet. Dabei zeigten sich ebenfalls sehr gute Ergebnisse. Zur Verdeutlichung dient beispielhaft Abbildung 5-2. Zu sehen ist die durch den Brückenpfeiler hervorgerufene Strömungsumlenkung im Bereich des Wehrüberfalls eines Bestandsfeldes bei einem Abfluss von  $82 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $BHQ_1$  für den Istzustand nach Tabelle 4-1). Auch die Strömung auf dem Wehrrücken, dargestellt durch den Wasserspiegel in Abbildung 5-3, stellt sich im physikalischen Modell analog ein. Während die Strömung zunächst vom luftseitigen Brückenpfeiler abreißt, breitet sie sich anschließend über den gesamten Wehrrücken aus, wobei im weiteren Verlauf bis zum Auslaufrand eine allmähliche Vergleichmäßigung der Fließtiefe zu erkennen ist. Zur besseren Visualisierung wurden die Ergebnisse für Teilmodell 3 an der Symmetrieachse



gespiegelt. In Abbildung 5-4 ist zudem der Abfluss über den Wehrrücken im physikalischen Modell des Planzustandes zu sehen. Trotz dessen der Abfluss keinem der berechneten Lastfälle entspricht, werden die Ähnlichkeiten wie die seitliche am Brückenpfeiler anliegende Aufwölbung des Strahls im Vergleich zur rechten Grafik der Abbildung 5-3 verdeutlicht. Außerdem ist die geringere Fließtiefe über den Bestandsfeldern zu erkennen.



**Abb. 5-2** Optischer Vergleich der Strömung im Bereich des Wehrüberfalls für  $BHQ_1$  ( $Q = 82 \text{ m}^3/\text{s}$ ) im für ein Bestandsfeld (Teilmodell 2)



**Abb. 5-3** Darstellung der Strömung auf dem Wehrrücken: (v.l.) Überfallmodell 2 im Istzustand ( $BHQ_1$ ), Überfallmodell 3 im Planzustand ( $BHQ_2$ )



**Abb. 5-4** Abfluss über den Wehrrücken im physikalischen Modell des Planzustandes  
(Abfluss unbestimmt)

Insgesamt sind die mit Hilfe der in den Modellierungen des Wehrüberfalls gewählten mathematischen Modelle und Ansätze sehr gut geeignet, die Physik abzubilden. Daher ist die Übertragung auf die Tosbeckenmodellierung möglich.

## 5.2 Überfallmodellierungen

Die Überfallmodellierungen bilden die Grundlage der anschließenden Berechnungen für das Tosbecken. Die Simulationen erfolgten unter Verwendung der Teilmodelle 1 bis 4 (siehe Kapitel 4.3).

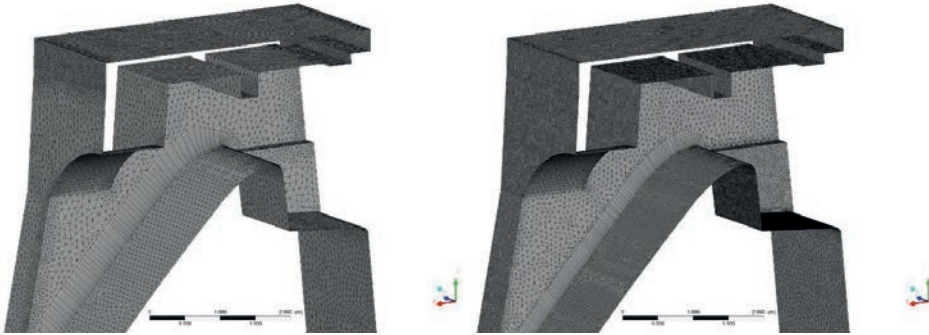
### 5.2.1 Sensitivitätsuntersuchungen

Sensitivitätsuntersuchungen dienen der Identifikation von Modellparametern, welche maßgeblichen Einfluss auf die Ergebnisse der Modellierung haben. Sie ermöglichen die Ermittlung der Schwankungsbreite der Ergebnisse, welche aus der Unsicherheit der Eingangsparameter resultiert.

#### Netzfeinheit

Im Vorfeld der Berechnungen erfolgte auf Grundlage unstrukturierter Berechnungsnetze mit Tetraedern und Prismen (Abbildung 5-5) eine Sensitivitätsuntersuchung hinsichtlich der Netzfeinheit. Während das grobe Berechnungsnetz aus etwa

471.000 Knoten und 2.196.000 Elementen besteht, beinhaltet das fein aufgelöste Netz mit etwa 2.231.000 Knoten 12.236.000 Elementen ein Vielfaches davon. Im Ergebnis ergibt sich für den Abfluss von  $82 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $\text{BHQ}_1$ ) für beide Netze ein Beckenwasserspiegel von annähernd 524,98 m NN. Die Abweichung beträgt lediglich 3 mm und ist somit vernachlässigbar, weshalb der Verwendung größerer Berechnungsnetze nichts entgegensteht.



**Abb. 5-5** Unstrukturiertes Oberflächennetz für Teilmodell 2 mit Modellierung des Brückengewölbes: (v.l.) grob aufgelöst, fein aufgelöst

### Netzstruktur

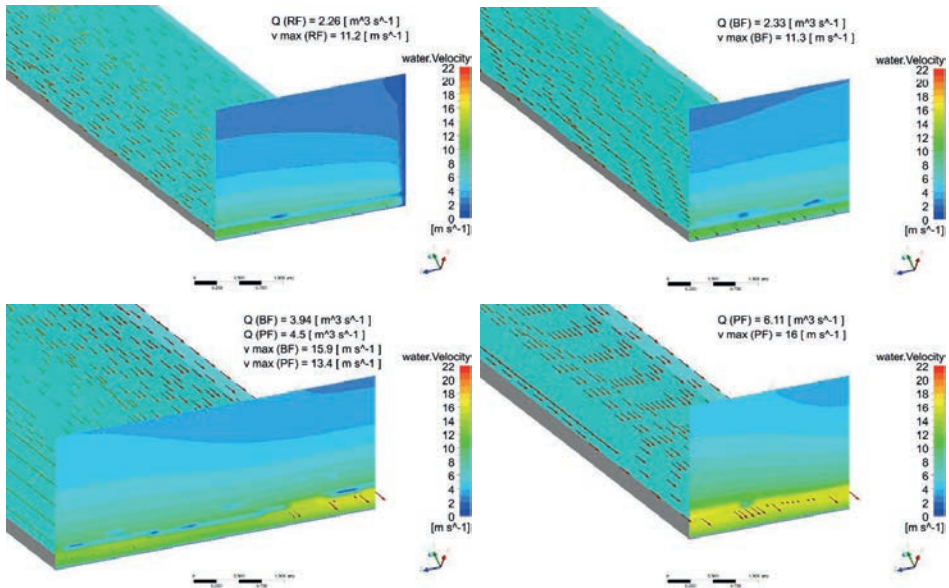
Des Weiteren fällt auf, dass sich die berechneten Wasserspiegellagen nicht von jenen, die auf Grundlage strukturierter Berechnungsnetze ermittelt wurden, unterscheiden (siehe Kapitel 5.1). Somit scheint die Netzstruktur für die gegebenen Anwendungen keinen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse zu haben. Ungeachtet des höheren Aufwandes bei der Netzgenerierung bieten strukturierte Netze neben der Reduzierung der Rechenzeit den Vorteil, die Elemente bestmöglich an die Strömungsverhältnisse anpassen zu können. Aus diesem Grund beruhen die Berechnungen in der vorliegenden Arbeit auf strukturierten Berechnungsnetzen.

Sensitivitätsuntersuchungen zur Rauigkeit und Turbulenzmodellierung erfolgen anhand der Tosbeckenberechnungen in Kapitel 5.3.2.

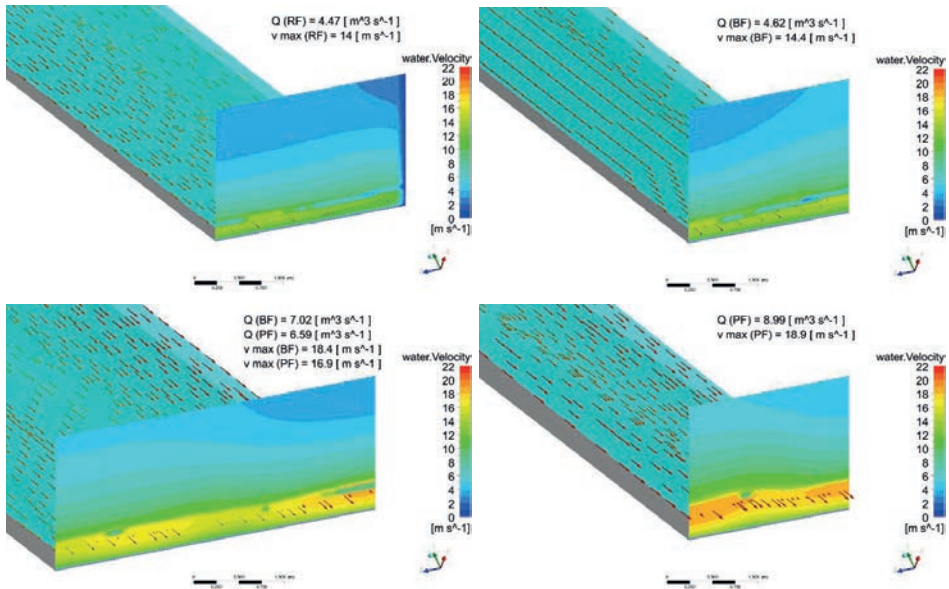
### 5.2.2 Ermittlung der Eingangsbedingungen für die Tosbeckenmodellierung

Die Überfallsimulationen erfolgen unter Verwendung der hydrologischen Kenn-daten nach Tabelle 4-2 in Kapitel 4.2. Dabei werden angesichts der erforderlichen Tosbeckensimulationen drei Lastfälle betrachtet,  $\text{BHQ}_1$ ,  $\text{BHQ}_2$  und Kronenstau (KS). Die grundlegenden Eingangsdaten werden durch die Auslaufränder der Überfallmodellierungen bereitgestellt und auf die entsprechenden Zuläufe des Tosbeckens übertragen.

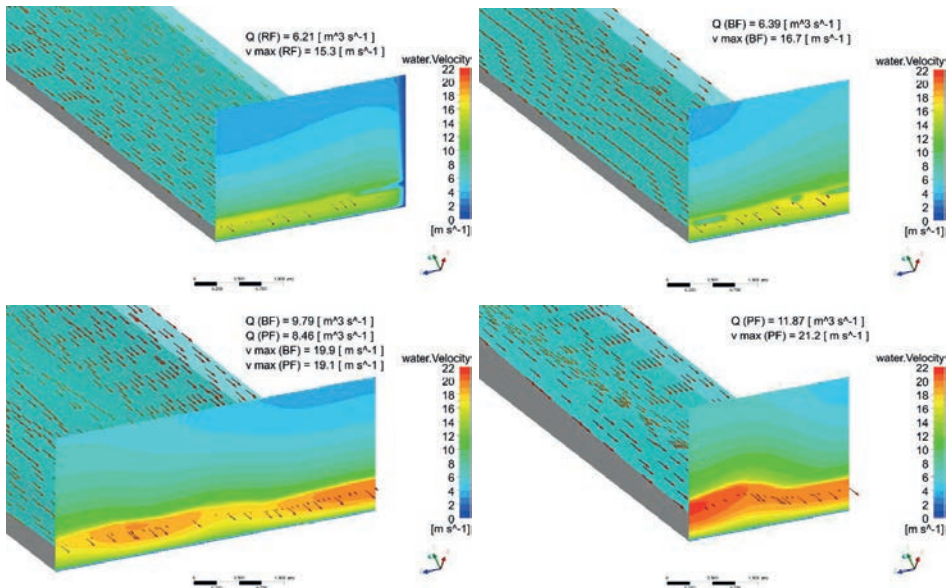
Die nachfolgenden Grafiken zeigen die lastfallabhängigen Geschwindigkeitsprofile für die Auslaufränder der Überfallmodelle 1 bis 4. Des Weiteren sind für die Übersicht die Wasserspiegel mit Fließvektoren dargestellt. Zur leichteren optischen Unterscheidung der Geschwindigkeiten erfolgte die Einfärbung nicht auf die jeweiligen Maximalwerte, sondern ausgehend vom absoluten Maximum für einen festen Bereich. Ferner werden für eine bessere Einschätzung sowohl die jeweiligen Geschwindigkeitsmaxima als auch der Durchfluss angegeben.



**Abb. 5-6** Geschwindigkeitsprofile der Auslaufränder der 4 Teilmodelle des Wehrüberfalls – BHQ1: (v.l.) Überfallmodell 1, Überfallmodell 2, Überfallmodell 3, Überfallmodell 4



**Abb. 5-7** Geschwindigkeitsprofile der Auslaufränder der 4 Teilmodelle des Wehrüberfalls – BHQ2: (v.l.) Überfallmodell 1, Überfallmodell 2, Überfallmodell 3, Überfallmodell 4



**Abb. 5-8** Geschwindigkeitsprofile der Auslaufränder der 4 Teilmodelle des Wehrüberfalls – KS: (v.l.) Überfallmodell 1, Überfallmodell 2, Überfallmodell 3, Überfallmodell 4



Wenngleich neben den Geschwindigkeiten in Betrag und Richtung auch die *Volume Fractions* für Luft und Wasser sowie die Turbulenz in das Tosbeckenmodell überführt werden, verdeutlichen die Grafiken das Erfordernis der Überfallmodellierungen mit Hilfe der 4 Teilmodelle. Denn am Auslaufrand, welcher nahe am Tosbecken definiert ist, ist zwar eine Vergleichmäßigung des Abflusses bzw. der Fließtiefen und Geschwindigkeiten über dem Wehrrücken zu verzeichnen, jedoch nicht in dem Maß, dass die unterschiedliche Beaufschlagung der einzelnen Wehrfelder unberücksichtigt bleiben kann. Die Grafiken lassen einen offensichtlichen Einfluss der Anordnung der abgesenkten Wehrfelder auf die Strömungsprozesse im Tosbecken vermuten, was den Ansatz der Überprüfung einer alternativen Anordnung der Planfelder (Variante II) bestätigt.

Ein weiterer Aspekt hierfür ist, dass neben der Hauptfließrichtung auch Querbewegungen über dem Wehrrücken auftreten, deren vollständiger Abbau bis ins Tosbecken ausbleibt, weshalb Auswirkungen auf die Energieumwandlung durchaus möglich sind. Dies wird dadurch deutlich, dass obwohl der Wehrüberfall des Planfeldes für Teilmodell 3 gegenüber dem Bestandsüberfall deutlich stärker beaufschlagt wird, bis zum Auslaufrand eine Umverteilung des Abflusses stattfindet, wobei mit Ausnahme von BHQ<sub>1</sub> der Abfluss am Auslaufrand des Bestandsfeldes sogar größer ist als beim Planfeld.

## 5.3 Szenario 1 - Modellierung des bestehenden Tosbeckens

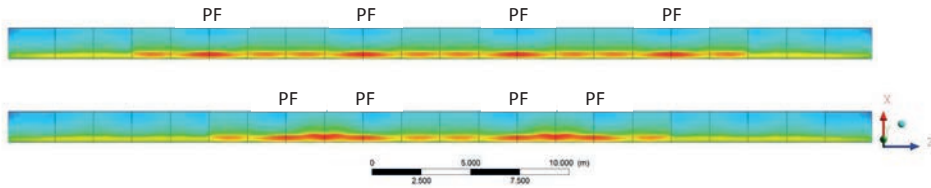
Die in dem Kapitel aufgezeigten Ergebnisse wurden für das bestehende Tosbecken, d. h. ohne jegliche Einbauten, berechnet. Die Beaufschlagung erfolgte nach Abbildung 4-3 für die Varianten I und II. Die Basis der Zulaufkenngrößen für den Wehrüberfall bilden die Überfallberechnungen (Kapitel 5.2.2). Dabei ergeben sich geringfügige, jedoch vernachlässigbare Abweichungen, die der Interpolation der Ergebnisse auf die Berechnungsnetzknuten der Zulaufträger geschuldet sind. Der Gesamtabfluss über die Hochwasserentlastung ist der Tabelle 4-2 zu entnehmen. Zusätzlich wurden für die Entnahmeeinrichtungen und Grundablässe die Abflüsse nach Tabelle 4-3 angesetzt.

### 5.3.1 Ergebnisse

Die in dem Kapitel abgebildeten Grafiken spiegeln lediglich die Ergebnisse ausgewählter Lastfälle wider. Die Gesamtheit der Ergebnisse aller Varianten und Lastfälle für die Simulationen des bestehenden Tosbeckens findet sich in Anhang 2. Neben den nachfolgend aufgezeigten Wasserspiegellagen, Freibordhöhen sowie Wand- und Sohlschubspannungen sind darin auch Geschwindigkeitsprofile im Tosbecken dargestellt. Da diese bereits im Kapitel 5.4.3 den Ergebnissen des optimierten Tosbeckens gegenübergestellt werden, wird an dieser Stelle darauf verzichtet.

Abbildung 5-9 zeigt zunächst am Beispiel des BHQ<sub>2</sub> den Vergleich der Zulaufrän- der im Bereich des Wehrrückens mit Darstellung der Geschwindigkeitsprofile und Angabe der Planfelder. Deutlich zu erkennen sind die Unterschiede hinsichtlich der Beaufschlagung der beiden Varianten. Ebenfalls ersichtlich ist die jeweilige Varianz über die Breite. Dabei wird über die Randfelder sichtlich weniger Wasser abgeführt. Das Geschwindigkeitsmaximum liegt bei 18,9 m/s.

Die Geschwindigkeitsprofile der Zulaufrän- der für das Tosbecken im Bereich des Wehrrückens sind vollständig in Anhang 1 zusammengefasst.

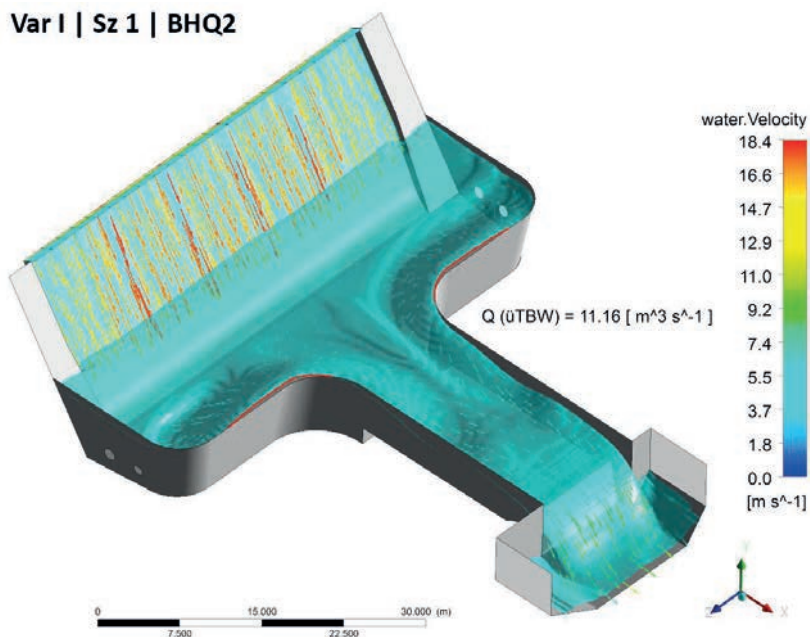


**Abb. 5-9** Geschwindigkeitsprofile der Zulaufrän- der im Bereich des Wehrrückens – BHQ<sub>2</sub>:  
(v.o.) Variante I, Variante II

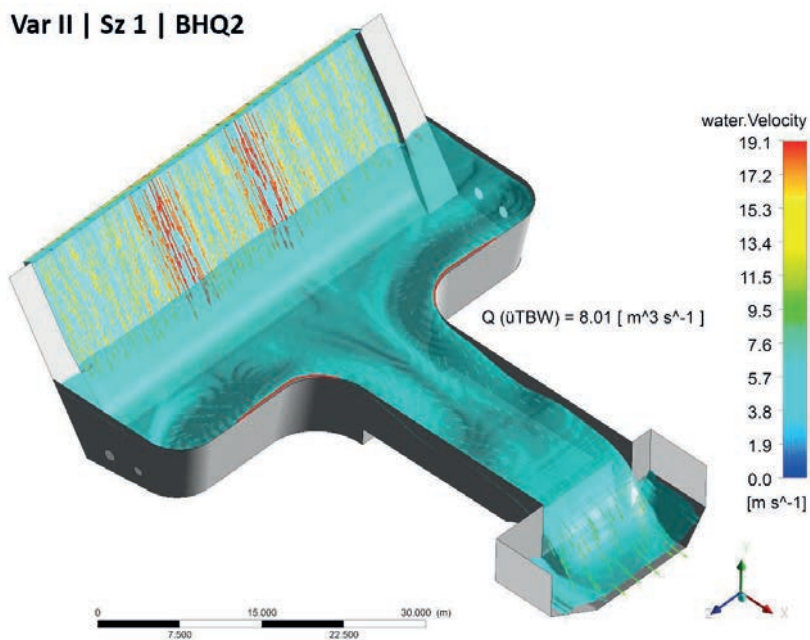
Abbildung 5-10 stellt die Wasserspiegel mit Fließvektoren für BHQ<sub>2</sub> dar. Auf den ersten Blick sind kaum Unterschiede zwischen den beiden Varianten zu erkennen. Die wichtigste Erkenntnis ist, dass die Tosbeckenwand in beiden Fällen überströmt wird. Die entsprechenden Bereiche sind rot markiert. Da hiervon eine mögliche Erosion am Fuß des an der Staumauer seitlich anschließenden Dammbauwerkes und somit eine prinzipielle Gefährdung der Stand- bzw. Tragsicherheit desselbigen ausgeht, ist die Energieumwandlung als unzureichend und das Tosbecken als über- lastet einzustufen. Ein globales Versagen des Absperrbauwerkes bei BHQ<sub>2</sub> ist nicht auszuschließen, womit der Nachweis der Stauanlagensicherheit nicht erbracht ist.

Der Vergleich der Abflussmengen über die Tosbeckenwand ( $Q_{\text{üTBW}}$ ) bei BHQ<sub>2</sub> zeigt, dass der Anteil bei Variante II infolge der Konzentration des Hauptabflusses in der Mitte mit 8 m<sup>3</sup>/s gegenüber der Variante I etwa 28 % geringer ausfällt. Dies ist dem Umstand geschuldet, dass bei Variante I ein größerer Abflussanteil auf die Tosbeckenmauern in der yz-Ebene trifft, was einen stärkeren Aufstau nach sich zieht. Bei Variante II dagegen wird ein Großteil des Abflusses lediglich durch die Endschwelle abgebremst und dadurch schneller in den Unterlauf weitergeleitet. Bezogen auf den Gesamtabfluss von 167 m<sup>3</sup>/s entspricht die Überlaufmenge je nach Variante etwa 5 bis 7 %.

### Var I | Sz 1 | BHQ2



### Var II | Sz 1 | BHQ2



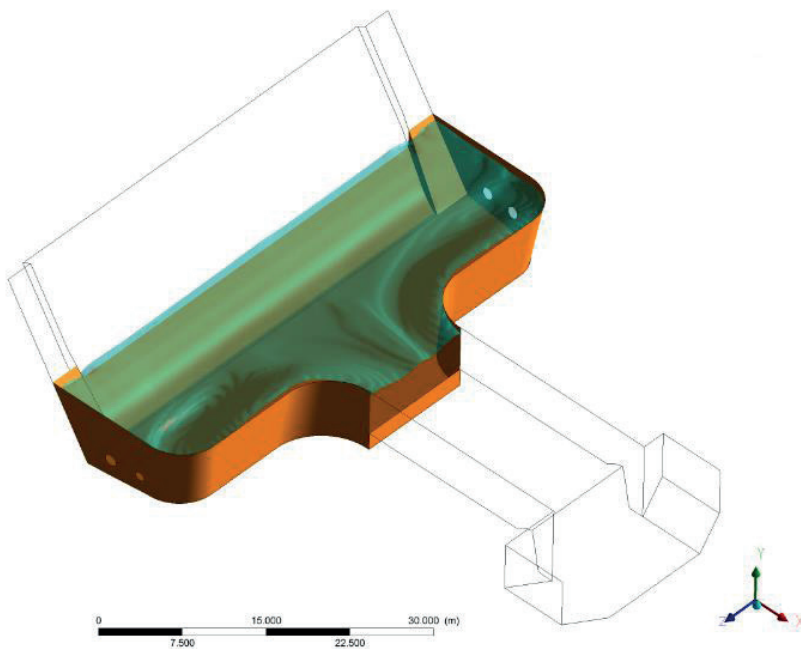
**Abb. 5-10** Wasserspiegel mit Fließvektoren für Szenario 1 – BHQ2: (v.o.) Variante I, Variante II



Bei Kronenstau ist gegenüber BHQ<sub>2</sub> erwartungsgemäß ein größerer Abfluss über die Tosbeckenwand festzustellen. Für Variante I steigt der Anteil auf etwa 36 m<sup>3</sup>/s. Dies entspricht etwa 17 % des Gesamtabflusses (215 m<sup>3</sup>/s). Mit etwa 30 m<sup>3</sup>/s fällt der Abfluss über die Wand für Variante II zwar etwas geringer aus, allerdings beträgt der Anteil bezogen auf den Gesamtabfluss noch 14 %. Abbildung 5-12 veranschaulicht hierzu den Wasserspiegel bezogen auf die Oberkante der Tosbeckenwand (487,12 m NN). Der maximale Wasserspiegel über der Wand beträgt bei Kronenstau etwa 1,20 m. Zwischen maximalen und minimalem Wasserspiegel im Tosbecken sind dabei Differenzen von mehr als 3 m zu verzeichnen, was die enorme Wellenbewegung verdeutlicht. Selbst bei BHQ<sub>2</sub> betragen die Wellenhöhen noch etwa 2,4 m, wodurch die Reserven zur Energieumwandlung widergespiegelt werden.

Beispielhaft in Abbildung 5-11 dargestellt, werden die minimalen, mittleren und maximalen Wasserspiegellagen lediglich für das Tosbecken bis zur Endschwelle angeben. Der minimale Freibord in den Grafiken definiert den lotrechten Abstand der Oberkante der Tosbeckenwand abzüglich des maximalen Wasserspiegels im Bereich der Wand. Die Angabe negativer Freibordhöhen ist gleichbedeutend mit einem Überströmen der Tosbeckenwand. Auch wenn die Grafiken, die Ergebnisse der übrigen Bereiche aufzeigen, bleiben diese bei der Auswertung außen vor.

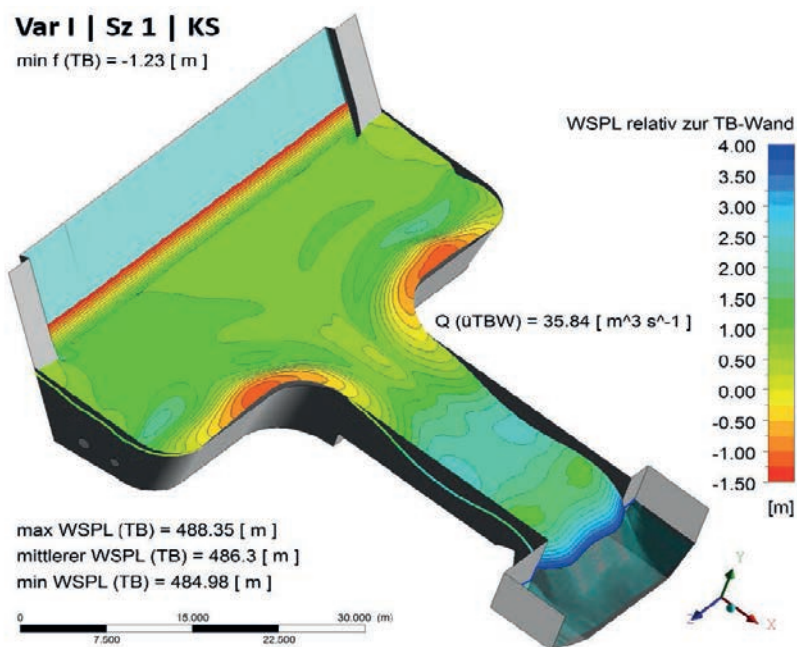
Eine Zusammenfassung der minimalen Freibordhöhen wird in Kapitel 5.4.2, Abbildung 5-17 gegeben.



**Abb. 5-11** für die Wasserspiegellagen ausgewerteter Bereich

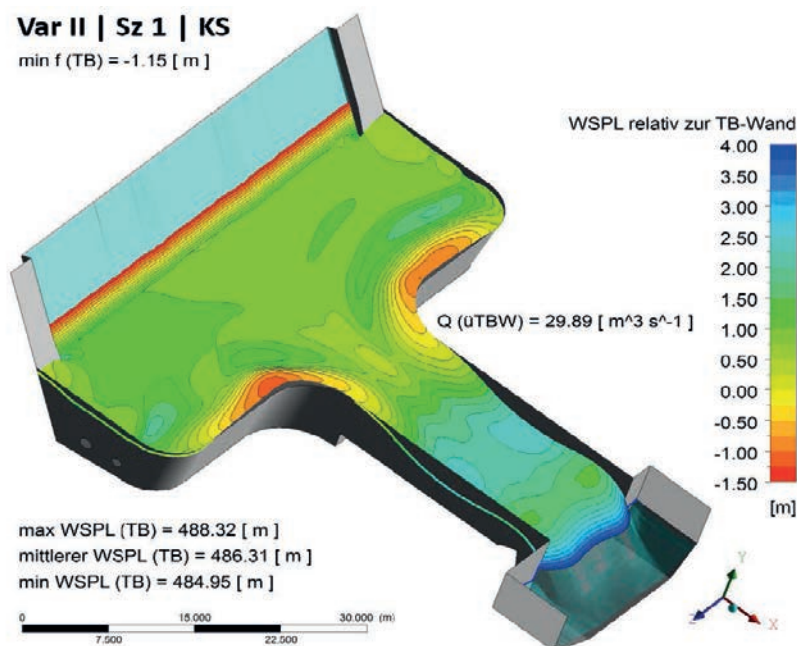
### Var I | Sz 1 | KS

$\min f \text{ (TB)} = -1.23 \text{ [m]}$



### Var II | Sz 1 | KS

$\min f \text{ (TB)} = -1.15 \text{ [m]}$



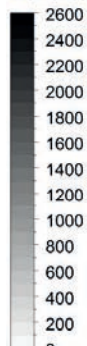
**Abb. 5-12** Wasserspiegel bezogen auf die Oberkante der Tosbeckenwand für Szenario 1 – KS:  
(v.o) Variante I, Variante II

Bei  $BHQ_1$  ist weder für Variante I noch für Variante II ein Überströmen der Tosbeckenwand festzustellen. Folglich ist die Tragsicherheit der Stauanlage für  $BHQ_1$  sichergestellt. Auch hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit erweist sich das Tosbecken für  $BHQ_1$  aus hydraulischer Sicht als geeignet. Zur Bewertung werden die Wand- und Sohlschubspannungen angegeben (Abbildung 5-13), wobei die Beanspruchung im Bereich Wehrrückens aufgrund der sehr großen Fließgeschwindigkeiten und der geringen Fließtiefen am größten ist. Aus Gründen der Ablesbarkeit erfolgte die Visualisierung für das Tosbecken getrennt vom Wehrrücken. Die geringen Fließtiefen und sehr hohen Geschwindigkeiten auf dem Wehrrücken ziehen Schubspannungen von mehr als  $1.800 \text{ N/m}^2$  nach sich. Die jeweiligen Maximalwerte sind in den Grafiken aufgeführt. Infolge der Abflusskonzentration in der Mitte ergeben sich für Variante II grundsätzlich geringfügig größere Schubspannungen. Die Abweichungen sind jedoch zu vernachlässigen.

### Var I | Sz 1 | BHQ1

max wall shear = 1866.5 [ Pa ]

Wall Shear Wehrruecken

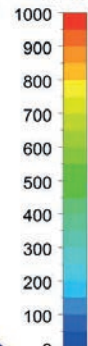


[Pa]



max wall shear = 569.4 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



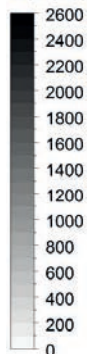
[Pa]



### Var II | Sz 1 | BHQ1

max wall shear = 1922.7 [ Pa ]

Wall Shear Wehrruecken

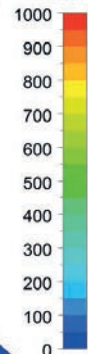


[Pa]



max wall shear = 577.5 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



[Pa]



**Abb. 5-13** Sohl- und Wandschubspannungen für Szenario 1 – BHQ1: (v.o.) Variante I, Variante II

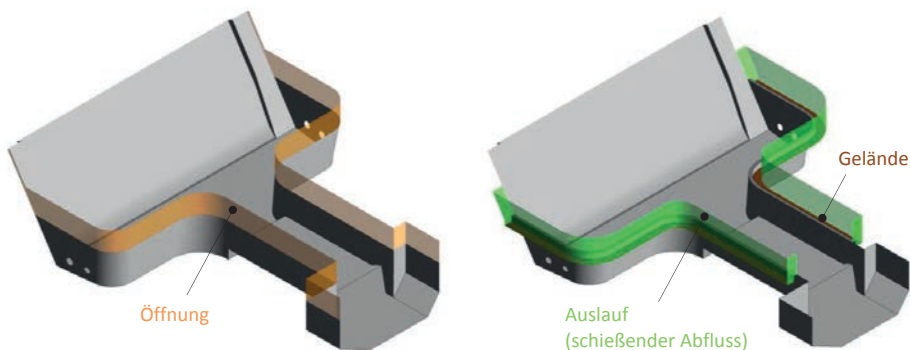
### 5.3.2 Sensitivitätsuntersuchungen

Da eine Validierung des Tosbeckenmodells aufgrund fehlender Daten nicht durchgeführt werden konnte, erfolgten Sensitivitätsuntersuchungen bezüglich des Turbulenzmodells und der Rauigkeit. Des Weiteren wurde der gewählte Ansatz der Randbedingung für die überströmte Tosbeckenwand einer Prüfung unterzogen. Auf diese Weise kann der Einfluss der Randbedingungen auf die Berechnungsergebnisse abgeschätzt und bewertet werden, wodurch diese an Sicherheit gewinnen.

#### 5.3.2.1 Plausibilisierung der Randbedingung für die überströmte Tosbeckenwand

Sowohl für das bestehende Tosbecken als auch für die Optimierung wurde zur Ermittlung der Abflussmengen über die Tosbeckenwand eine Öffnung (*opening*) ohne Gegendruck definiert (Kapitel 4.4.4). Die Fließrichtung wurde normal zur Durchflussfläche angesetzt. Während der Bearbeitung wurde dieser Ansatz nochmals überdacht. Daraufhin wurde das Modell zur Plausibilisierung der gewählten Randbedingung angepasst und die Berechnungen für den Lastfall Kronenstau wiederholt.

Die Modifizierung sah eine Erweiterung nach außen vor. Hierdurch kann das Wasser über die Tosbeckenwand überfallen und über das anstehende Gelände abfließen. Die Wassermengen wurden über einen separaten Auslauf erfasst. Als Randbedingung wurde schießender Abfluss vorgegeben. Abbildung 5-14 zeigt den Vergleich der Geometrie und Randbedingungen zur Erfassung der Abflussmengen über die Tosbeckenwand.

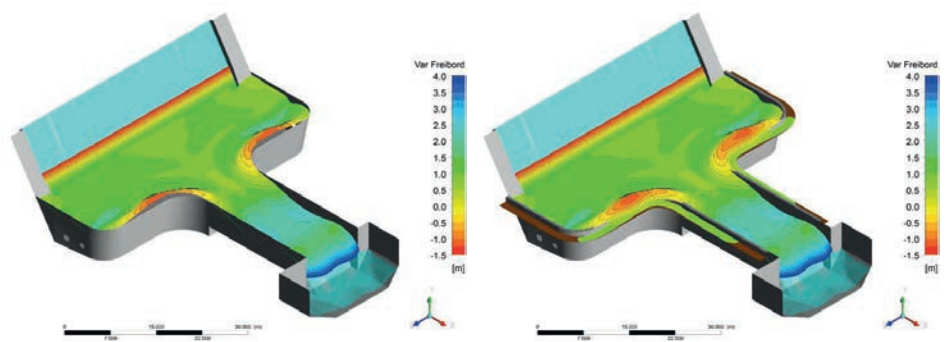


**Abb. 5-14** Vergleich der Geometrie und Randbedingungen zur Erfassung der Abflussmengen über die Tosbeckenwand: (v.l.) verwendetes Modell, modifiziertes Modell

Tabelle 5-1 stellt die Abflussmengen über die Tosbeckenwand für die unterschiedlichen Modellansätze gegenüber. Auch wenn das modifizierte Modell grundsätzlich den besseren Ansatz darstellt, sind die Abweichungen marginal, was auch durch die Darstellung der Wasserspiegellagen bezogen auf die Oberkante der Tosbeckenwand in Abbildung 5-15 und Abbildung 5-16 bestätigt werden kann. Das modifizierte Modell dient lediglich der Bewertung des Einflusses der Randbedingung auf die Berechnungsergebnisse. Auf die Wiederholung sämtlicher Rechenläufe wurde aufgrund der geringen Differenzen verzichtet. Ferner gehen mögliche Fehler gleichermaßen in die Berechnungen ein, wodurch eine Bewertung qualitativ prinzipiell möglich ist.

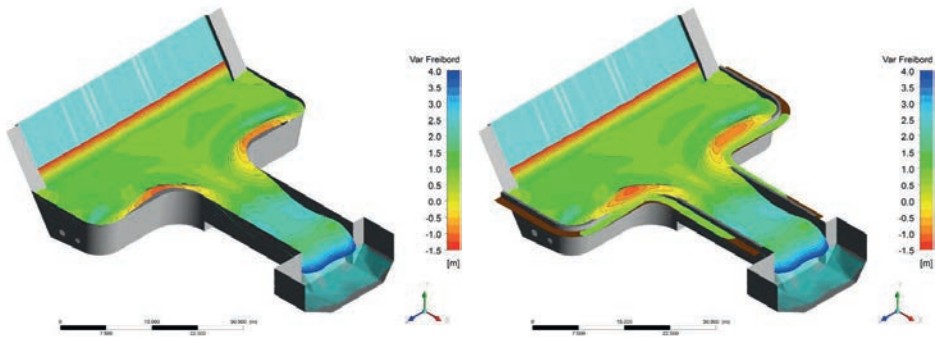
**Tab. 5-1** Gegenüberstellung der Abflussmengen über die Tosbeckenwand unter Berücksichtigung verschiedener Modellansätze

| Rechenlauf             | Q <sub>üTBW</sub> [m <sup>3</sup> /s] |                      |
|------------------------|---------------------------------------|----------------------|
|                        | verwendetes Modell                    | modifiziertes Modell |
| Variante I Kronenstau  | 35,8                                  | 35,6                 |
| Variante II Kronenstau | 29,9                                  | 29,3                 |



**Abb. 5-15** Wasserspiegel bezogen auf die Oberkante der Tosbeckenwand für Variante I – KS: (v.l.) verwendetes Modell, modifiziertes Modell





**Abb. 5-16** Wasserspiegel bezogen auf die Oberkante der Tosbeckenwand für Variante II – KS: (v.l.) verwendetes Modell, modifiziertes Modell

### 5.3.2.2 Einfluss der Turbulenzmodellierung

Für die Überfallsimulationen wurden unter Verwendung des *SST-Turbulenzmodells* sehr gute Übereinstimmungen der Strömungen zum physikalischen Modell erzielt, weshalb dieses ebenfalls für die Modellierung des Tosbeckens zur Anwendung kam. Da jedoch vor allem die Prozesse im Tosbecken durch stark ausgeprägte Turbulenz gekennzeichnet sind, wurden die Berechnungen anhand des Lastfalls Kronenstau (Variante I) mit dem *k-ε-Modell* nochmals durchgeführt.

Hinsichtlich des Abflusses über die Tosbeckenwand zeigte sich ein deutlicher Unterschied. Für die Modellierung mit Hilfe des *k-ε-Modells* wird die Wand mit bis zu  $22 \text{ m}^3/\text{s}$  überströmt. Im Gegensatz zum *SST-Modell* (etwa  $37 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ergibt sich somit eine Reduzierung um etwa 40 %. Ohne einen Abgleich mit Naturereignissen oder Ergebnissen aus physikalischen Untersuchungen ist es nicht möglich, Aussagen zu treffen, welches der beiden Turbulenzmodelle besser geeignet ist. Jedoch liegen die Ergebnisse der *SST-Modellierung* auf der sicheren Seite. Deshalb und vor dem Hintergrund der Ergebnisse der Überfallmodellierungen ist der Ansatz des *SST-Modells* durchaus angebracht.

### 5.3.2.3 Einfluss der Rauigkeit

In Anlehnung an [Holschemacher 2004] wurde für die Modellwandungen eine äquivalente Sandrauheit  $k_s = 50 \text{ mm}$  gewählt. Zur Abschätzung des Einflusses dieses Ansatzes wurde die Rauigkeit um jeweils 20 % auf 40 bzw. 60 mm variiert. Als Referenz dienen die Simulationen zur Variante I.

Auch hier erfolgte die Bewertung anhand der überströmenden Wassermengen über die Tosbeckenwand. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5-2 zusammengefasst.

**Tab. 5-2** Prozentuale Abweichung des Abflusses über die Tosbeckenwand für die Variation der Rauigkeit

| Lastfall              | Abweichung zur Referenz [%] |                    |
|-----------------------|-----------------------------|--------------------|
|                       | kS = 40 mm (glatter)        | kS = 60 mm (rauer) |
| Variante I Kronenstau | 2,5                         | - 5,6              |
| Variante I BHQ2       | 11,8                        | - 8,6              |
| Variante I BHQ1       | 0,0                         | 0,0                |

Tendenziell wird die Tosbeckenwand unter Ansatz glatterer Oberflächen stärker überströmt. Die Abweichungen betragen bis zu 12 %. Die Erhöhung der überströmenden Abflussmengen ist darauf zurückzuführen, dass infolge glatterer Strukturen insgesamt weniger Energie dissipiert wird. Infolgedessen weist der in das Tosbecken eintauchende Schussstrahl eine höhere kinetische Energie auf. Dies wiederum führt zu einem höheren Aufstau vor der Tosbeckenwand. Umgekehrt ziehen rauere Oberflächen eine stärkere Turbulenz und somit ein höheres Maß an Energiedissipation nach sich. Im Tosbecken bildet sich ein größeres Wasserpelster aus, welches den ohnehin schon schwächeren Schussstrahl stärker abbremst.

Der Aufstau wird geringer und der Abfluss über die Tosbeckenwand reduziert sich um bis zu 9 %.

Vermutlich sind die Abweichungen tatsächlich noch größer, da die Überfallberechnungen mit einer Rauigkeit von 50 mm erfolgten und diese die Eingangsdaten für die Modellierung des Tosbeckens darstellen. Würden die Überfallsimulationen unter Verwendung der Rauigkeiten von 40 bzw. 60 mm durchgeführt, hätte dies Einfluss auf den Schussstrahl auf dem Wehrrücken. Die Fließgeschwindigkeiten würden bei glatteren Oberflächen zu- und die Fließtiefe abnehmen. Dem entgegen bewirken raue Oberflächen ein inverses Verhalten. Somit würde sich eine Änderung der Eingangsrandbedingungen für die Tosbeckenberechnungen ergeben. Jedoch muss festgehalten werden, dass für die Überfallberechnungen unter Ansatz einer Rauigkeit von 50 mm gute Übereinstimmungen mit den Ergebnissen der physikalischen Modellierung zu verzeichnen sind.

## 5.4 Tosbeckenoptimierung

Mit Hilfe der Berechnungsergebnisse nach Kapitel 5.3.1 wurde aufgezeigt, dass die Tosbeckenwand bei BHQ<sub>2</sub> überströmt wird, wovon eine Gefährdung der Standicherheit des Absperrbauwerkes ausgeht. Das folgende Kapitel verdeutlicht, dass die Sicherheit gegenüber extremen Hochwassern mit Hilfe einfacher Maßnahmen merklich erhöht werden kann. Hierzu wird die Wirkung von Prallblöcken unterschiedlicher Höhe untersucht. Deren Geometrie ist an die USBR-Tosbecken angelehnt und in Kapitel 4.4.1 zu sehen.

Die Berechnungen zur Optimierung des Tosbeckens erfolgten zum einen für das Szenario 2, bei dem Prallblöcke mit einer Höhe von 0,65 m vorgesehen sind. Zum anderen wurde die Höhe der Prallblöcke in Szenario 3 verdoppelt. Beiden Szenario



rien liegen die hydrologischen Eingangsparameter nach Tabelle 4-2 und Tabelle 4-3 zugrunde. Die Zulaufandrangbedingungen des Überfallrückens beruhen analog dem Szenario 1 auf den Überfallmodellierungen gemäß Kapitel 5.2.2. Die Untersuchungen wurden sowohl für Variante I als auch für Variante II durchgeführt.

Trotz dessen das bestehende Tosbecken die erforderliche Sicherheit gegenüber  $BHQ_1$  aufweist und es somit keiner weiteren Berechnung bedarf, wurde der Lastfall auch für den Einbau der Prallblöcke simuliert, um die Unterschiede aufzuzeigen.

Sämtliche Berechnungsergebnisse zu Szenario 2 sind in Anhang 3 zusammengefasst. Die Ergebnisse für Szenario 3 sind dagegen dem Anhang 4 zu entnehmen.

### 5.4.1 Grundlegende Aussagen

Um den Überblick bei der Vielzahl an Varianten, Szenarien und Lastfällen zu wahren, werden zunächst einige allgemeine Aussagen getroffen.

Die Prallblöcke gehen sowohl in Szenario 2 ( $h = 0,65\text{ m}$ ) als auch in Szenario 3 ( $h = 1,30\text{ m}$ ) mit einer deutlich gesteigerten Energieumwandlung im Tosbecken einher. Im Vergleich zu Szenario 1 (Bestand) zeigen sich stark beruhigte Wasserspiegellagen.

Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse für die Szenarien 2 und 3 geht erwartungsgemäß zu Gunsten des Szenarios 2, gleichwohl die Leistungssteigerung, gemessen am Abflussanteil über die Tosbeckenwand, nicht linear eingeht.

Auch sind analog zum Szenario 1 Unterschiede zwischen den Varianten I und II zu verzeichnen, wobei sich die Strömungen für Variante II geringfügig besser darstellen.

### 5.4.2 Wasserspiegellagen

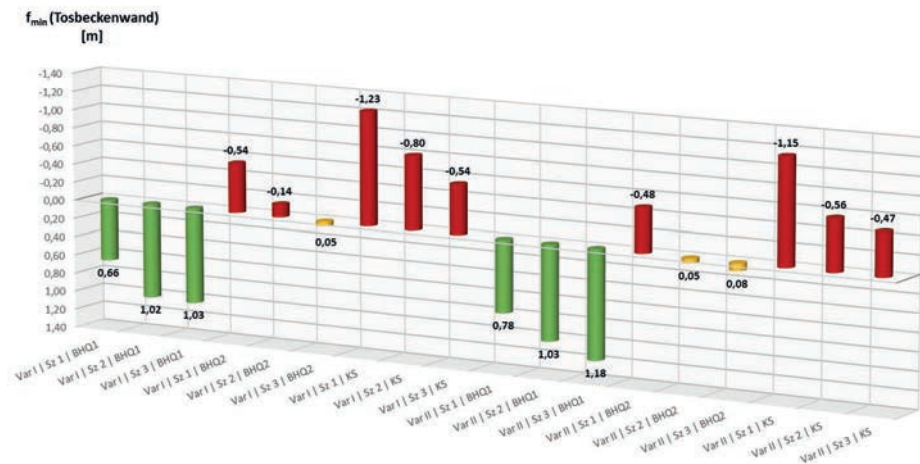
Zum Aufzeigen der Wirkung der Prallblöcke erfolgt am Beispiel der Variante I, Lastfall  $BHQ_1$  zunächst ein rein optischer Vergleich der Wasserspiegellagen des Szenarios 1 mit denen des Szenarios 2 (Abbildung 5-18). Die Wasseroberfläche ist gegenüber Szenario 1 wesentlich ruhiger. Der Aufstau vor der Tosbeckenwand bleibt aus. Noch deutlicher wird dies durch die Darstellung der Wasserspiegellagen bezogen auf die Tosbeckenwand (Abbildung 5-19). Während der minimale Freibord für das bestehende Tosbecken im Bereich von 66 cm liegt, steigen die Reserven mit Einbau der Prallblöcke. Hierfür beträgt der minimale Freibord 1,02 m. Für Szenario 3 zeigt sich ein sehr ähnliches Bild. Betrachtet man Variante II, Szenario 3, erhöht sich der minimale Freibord um zusätzliche 0,15 m (siehe Anhang 4).

Auch für  $BHQ_2$  ist eine Vergleichsmäßigung des Wasserspiegels zu erkennen. Zwar ist im Bereich der Tosbeckenwand nach wie vor ein Aufstau sowie ein Überströmen zu beobachten, jedoch beträgt die Absenkung des maximalen Wasserspiegels im Vergleich zu Szenario 1 43 cm, so dass sich der Abfluss über die Wand um etwa 96 % auf etwa  $0,5\text{ m}^3/\text{s}$  reduziert (Abbildung 5-20). Für Szenario 3 wird das Wasser sogar vollständig in den Unterlauf abgeleitet. Es bleibt jedoch festzuhalten, dass das Tosbecken bei  $BHQ_2$  annähernd an seine Auslastungsgrenze stößt. Die effizien-

teste Energieumwandlung findet bei Variante II, Szenario 3 statt. Hierfür sind etwa 0,08 m Luft bis zur Oberkante der Tosbeckenwand. Der Nachweis gegenüber einem extremen Hochwasser ist somit nur bedingt erbracht. Die Ergebnisse lassen jedoch weiteres Optimierungspotential vermuten, weshalb eine vertiefte Untersuchung empfohlen wird.

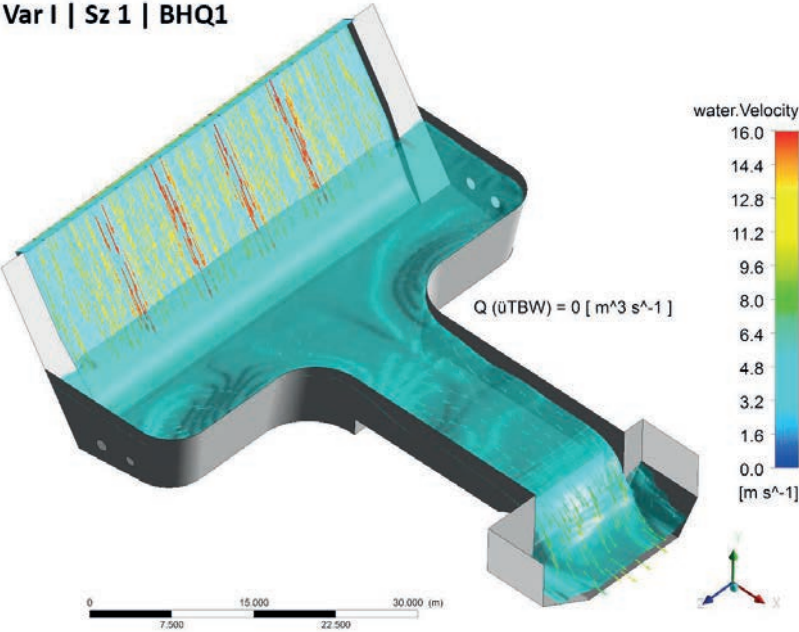
Bei Kronenstau kann ein Überströmen mit Hilfe der untersuchten Maßnahmen nicht vollständig verhindert werden, auch wenn sich die überströmenden Wassermengen im Vergleich zu Szenario 1 bei Variante I um 77 % und bei Variante II um 81 % reduzieren. Der minimale Abfluss über die Wand ergibt sich zu 5,7 m³/s (etwa 2,5 % des Gesamtabflusses). Bestenfalls werden die extremen Schwankungen im Wasserspiegel von mehr als 3 m bei Szenario 1 aufgrund der Prallblöcke in Szenario 3 auf etwa 2 m abgemindert. Auch hier wird das hohe Optimierungspotential deutlich.

Abbildung 5-17 fasst die minimalen Freibordhöhen aller Untersuchungen einschließlich des Szenarios 1 zusammen. Während die grünen Säulen unkritische Freibordhöhen widerspiegeln, ist die Auslastungsgrenze des Tosbeckens bei orangenen Säulen nahezu erreicht. Demgegenüber verdeutlichen die roten Säulen ein Überströmen der Tosbeckenwand. Hierzu wird auch auf Kapitel 5.4.4 verwiesen.



**Abb. 5-17** minimale Freibordhöhen für das Tosbecken im Überblick

Var I | Sz 1 | BHQ1



Var I | Sz 2 | BHQ1

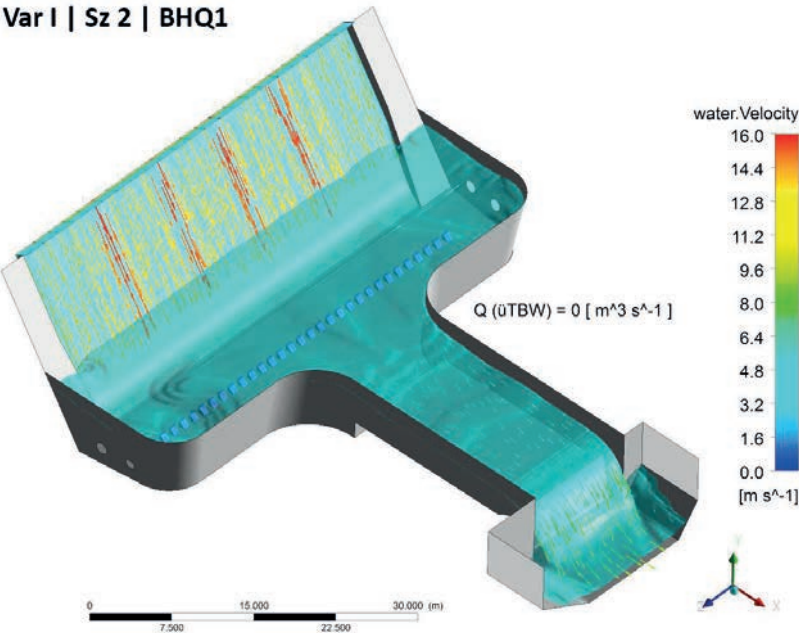
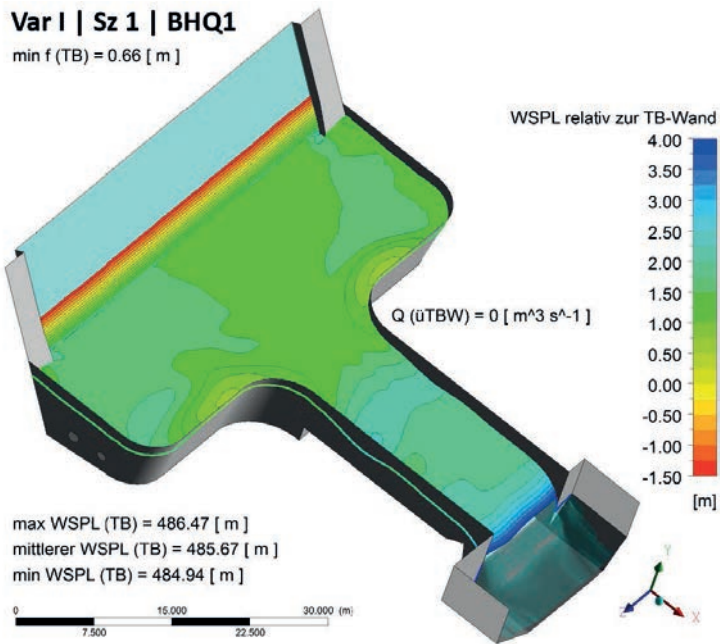


Abb. 5-18 Wasserspiegel mit Fließvektoren für Variante I - BHQ1: (v.o.) Szenario 1, Szenario 2

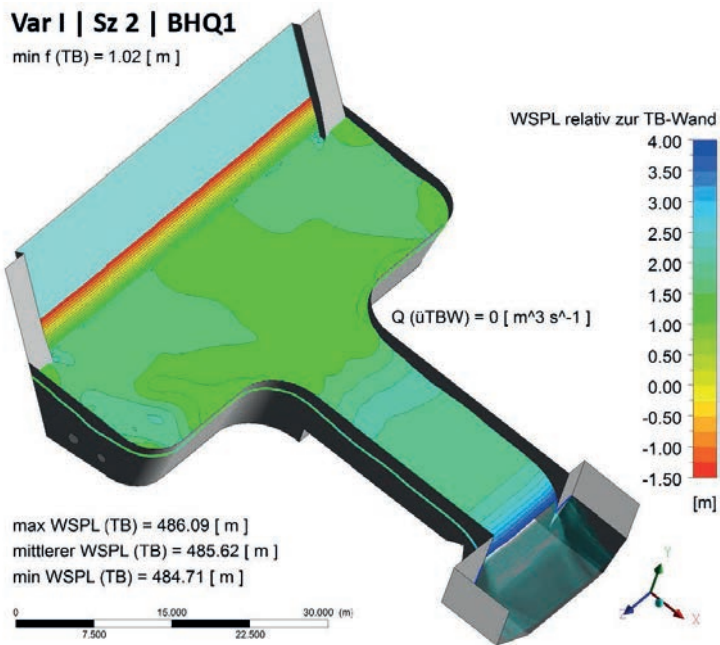
### Var I | Sz 1 | BHQ1

min  $f$  (TB) = 0.66 [ m ]

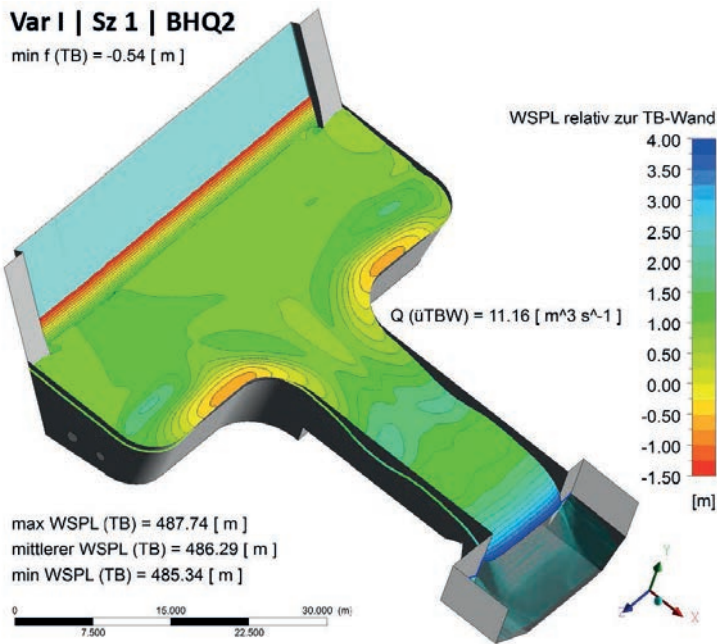
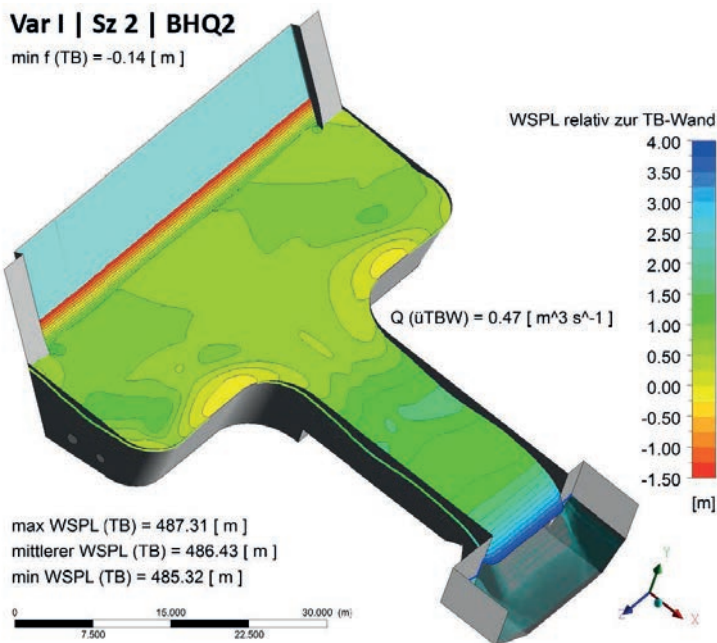


### Var I | Sz 2 | BHQ1

min  $f$  (TB) = 1.02 [ m ]



**Abb. 5-19** Wasserspiegel bezogen auf die Oberkante der Tosbeckenwand für Variante I - BHQ1: (v.o.) Szenario 1, Szenario 2

**Var I | Sz 1 | BHQ2**min  $f(TB) = -0.54 \text{ [m]}$ **Var I | Sz 2 | BHQ2**min  $f(TB) = -0.14 \text{ [m]}$ 

**Abb. 5-20** Wasserspiegel bezogen auf die Oberkante der Tosbeckenwand für Variante I – BHQ2: (v.o.) Szenario 1, Szenario 2



### 5.4.3 Fließgeschwindigkeiten

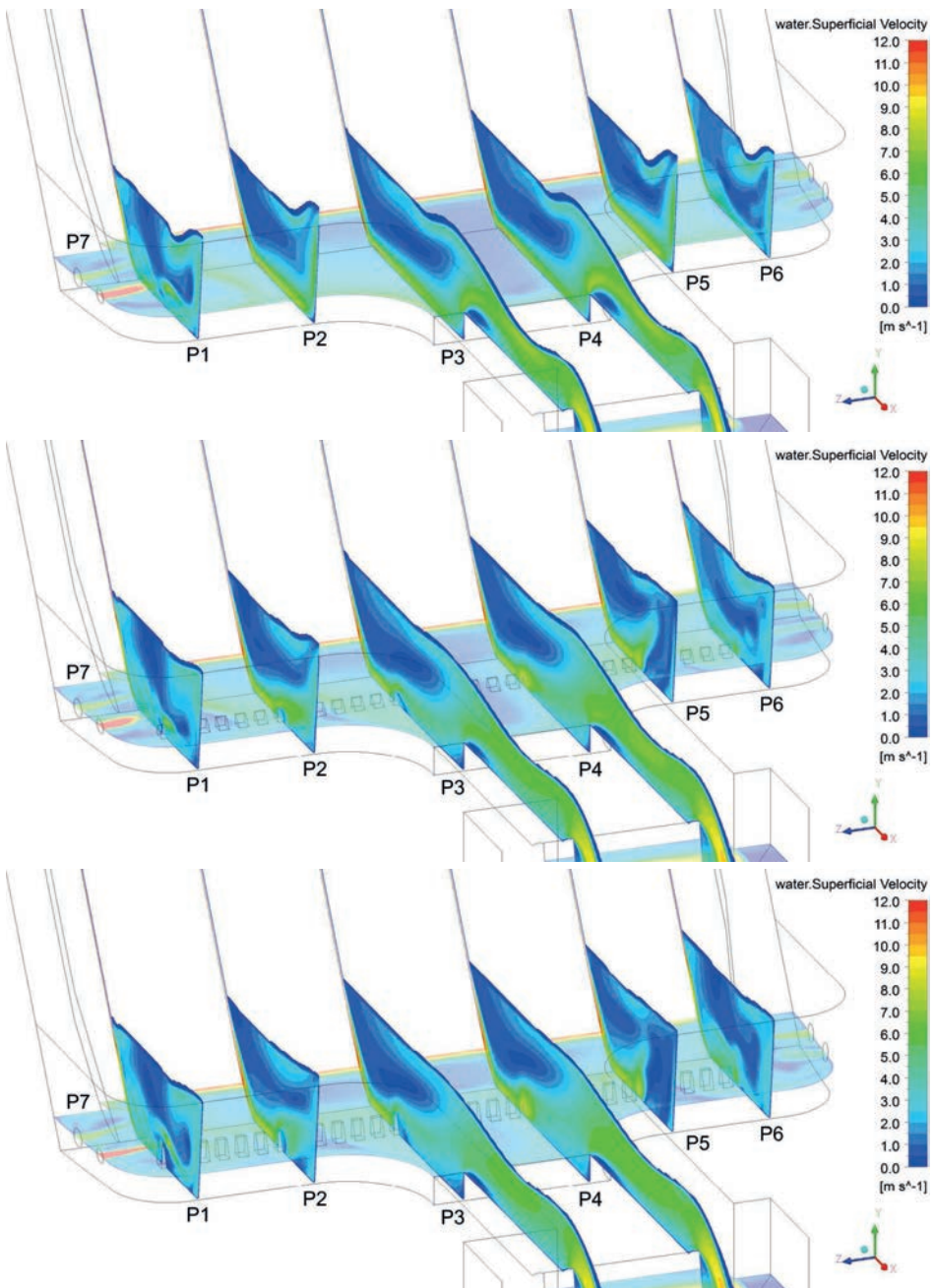
Zur Visualisierung der Fließgeschwindigkeiten werden im Tosbecken insgesamt 7 Profile (P1 bis P7) definiert. Während die Profile 1 bis 6 in der xy-Ebene liegen, schneidet das Profil 7 die Strömung horizontal in Höhe der Zuläufe der Entnahmeeinrichtungen und Grundablässe bei 482 m NN (xz-Ebene). Für die Szenarien mit Prallblöcken verlaufen die Profile 1 bis 3 jeweils durch einen einzelnen Block. Die Profile 4 bis 6 verdeutlichen jeweils die Strömung zwischen zwei Prallblöcken. Für das Szenario 1 sind die Geschwindigkeitsprofile vor dem Hintergrund der Vergleichbarkeit lageidentisch.

In den Grafiken ist die sogenannte *Superficial Velocity* für Wasser aufgezeigt. Diese ergibt sich als Produkt der Geschwindigkeit (Velocity) und der *Volume Fraction* für Wasser. Im Bereich des Wasserspiegels beträgt die Volume Fraction zwischen 0 und 1, so dass die Geschwindigkeit in einem engen Bereich von der tatsächlichen Geschwindigkeit auf 0 abnimmt. Zur Erinnerung: der Wasserspiegel wird in der Arbeit dort angenommen, wo die *Volume Fraction* von Wasser 0,5 beträgt. Somit verdeutlichen die Geschwindigkeitsprofile den Wasserspiegel, auch wenn dieser minimal darunter liegt.

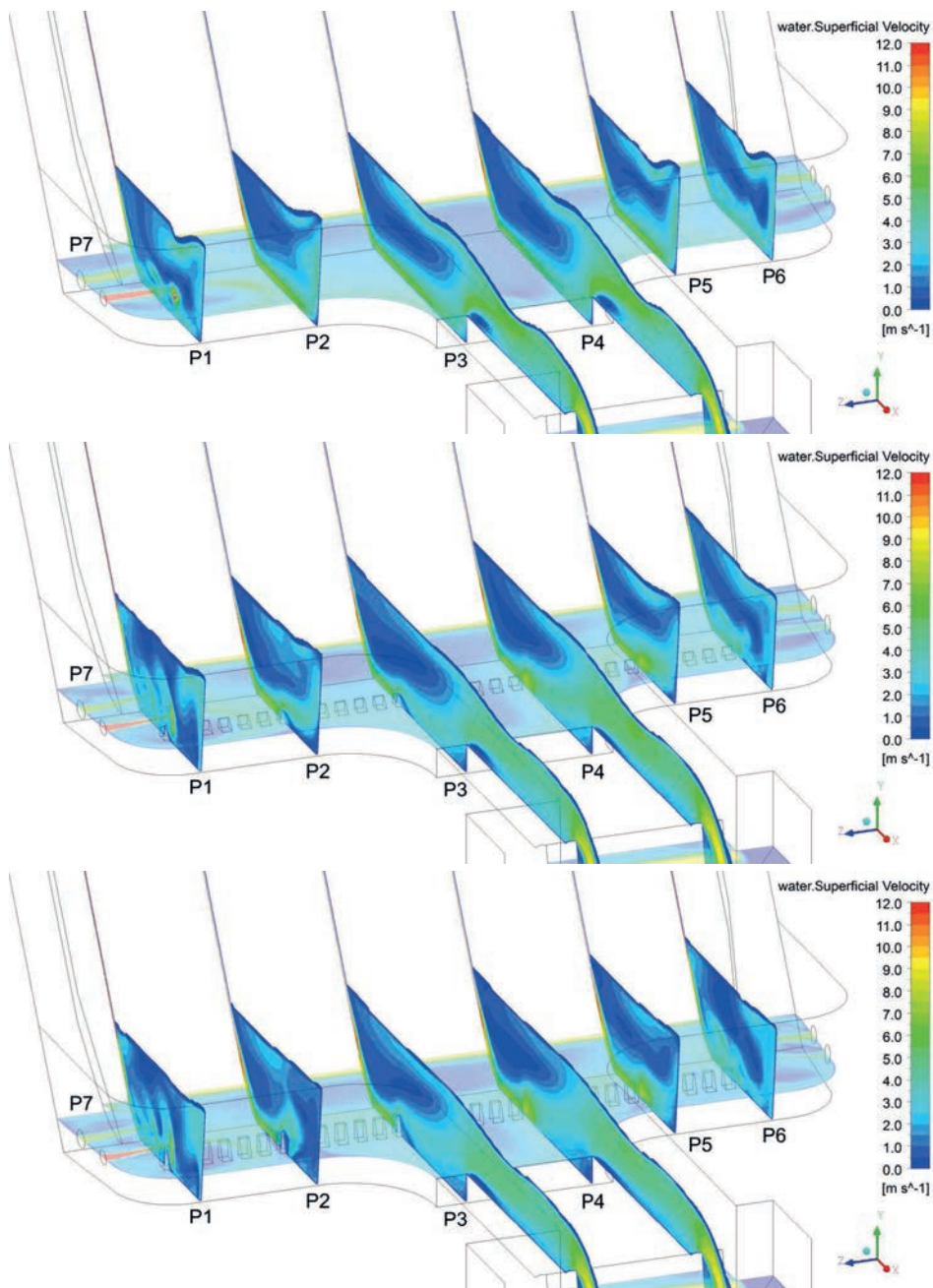
Des Weiteren ist zu erwähnen, dass der Bereich der dargestellten Geschwindigkeiten aus Gründen der Ablesbarkeit nach oben auf 12 m/s beschränkt wurde. Auf dem Wehrrücken treten mitunter deutlich höhere Fließgeschwindigkeiten auf. Die Beschränkung auf 12 m/s für alle Simulationen hat zudem den Vorteil, Ergebnisse besser vergleichen zu können.

Die seitlichen Zuläufe werden mit Hilfe des Profils 7 veranschaulicht. Sie spielen im Gesamtprozess eine eher untergeordnete Rolle und dienen hauptsächlich dazu, auftretende Geschwindigkeitsmaxima in den Profilen 1 und 6 zu erklären. Deren Wirkung auf die Energieumwandlung ist, wenn auch gering, positiv zu werten, da das seitlich einschießende Wasser ebenfalls eine abbremssende Wirkung des Schussstrahls mit sich bringt, wenngleich dies lediglich für den Randbereich gilt und der Hauptanteil des Schussstrahls unter dem Zulaufstrom der Seiteneinläufe hindurchtaucht.

Sehr deutlich wird die Wirkung der Prallblöcke für den Lastfall Kronenstau. Abbildung 5-21 zeigt zunächst den Vergleich der Geschwindigkeiten zwischen Szenario 1 bis 3 für die Variante I. In Szenario 1 vermag das Wasserpolster im Tosbecken die hohe kinetische Energie des Schussstrahls nicht genügend abzubauen. Dieser schlägt vom Wehrrücken entlang der Sohle mit hoher Geschwindigkeit bis zur Endschwelle bzw. zur Tosbeckenwand durch. Das Wasser staut sich entsprechend auf und strömt über.



**Abb. 5-21** Fließgeschwindigkeitsprofile für Variante I – KS: (v.o.) Szenario 1, Szenario 2, Szenario 3



**Abb. 5-22** Fließgeschwindigkeitsprofile für Variante I – BHQ2: (v.o.) Szenario 1, Szenario 2, Szenario 3



In den Szenarien 2 und 3 übernehmen die Prallblöcke die Bremswirkung. Zusätzlich wird der Schussstrahl aufgebrochen und stark verwirbelt, was Verluste hydraulischer Energie nach sich zieht. Ersichtlich ist dieser Effekt besonders beim Vergleich des Profils 5. Die Geschwindigkeiten werden signifikant gesenkt. Aber auch beim Überströmen der Prallblöcke ist eine Geschwindigkeitsreduktion hin zur Tosbeckenwand zu erkennen.

Ähnlich der Illustrationen der Freibordhöhen veranschaulichen die Abbildungen der Geschwindigkeitsprofile die deutlich großen Schwankungen im Wasserspiegel bei Szenario 1 (Amplituden von mehr als 3 m). Dementgegen sind die Wasserspiegel im Tosbecken bei Szenario 2 merklich gleichmäßiger. Zwar zeigt der Vergleich der Profile 1 und 2 sowie 5 und 6 zwischen den Szenarien 2 und 3 eine weitere Vergleichsmäßigung des Wasserspiegels, was sich in den Abflussmengen über die Tosbeckenwand widerspiegelt, nichtsdestotrotz liegen immer noch Schwankungen vor, was auf weiteres Potential zur Optimierung hindeutet.

Da die Anlagensicherheit bei  $BHQ_2$  zu gewährleisten ist, werden auch diese Geschwindigkeitsprofile aufgezeigt. Sie sind der Abbildung 5-22 zu entnehmen.

#### 5.4.4 Abfluss über die Tosbeckenwand

Neben den Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten wurden die verschiedenen Varianten hauptsächlich anhand der überströmenden Abflussmengen über die Tosbeckenwand bewertet, da von diesen die größte Gefährdung der Stauanlagensicherheit ausgeht. Daher werden die Abflussanteile in Abbildung 5-23 für alle Varianten, Szenarien und Lastfälle zusammengefasst. Ferner werden diese in Relation zum Gesamtabfluss in Abbildung 5-24 aufgeführt.

Die Grafiken stellen ein Hilfsmittel dar und dienen in Abhängigkeit der Lastfälle der ersten Bewertung der Wirkung der verschiedenen Optimierungsmaßnahmen. Angesichts des Abflusses über die Tosbeckenwand sind die Strömungsverhältnisse bei  $BHQ_1$  insgesamt als unkritisch einzustufen. Auch kann die Stauanlagensicherheit gegenüber einem  $BHQ_2$  durch den Einbau der Prallblöcke rechnerisch nachgewiesen werden, wenngleich der minimale Freibord zu gering ausfällt. Ob über ein  $BHQ_2$  hinaus noch Reserven vorhanden sind, kann nicht mit Sicherheit gesagt werden. In Verbindung mit den Freibordhöhen scheint die Auslastungsgrenze des Tosbeckens zumindest unter Ansatz der untersuchten Maßnahmen jedoch nahezu erreicht zu sein. Auch wenn der Abfluss über die Tosbeckenwand bei Kronenstau nicht vollständig vermieden werden kann, ist die Minderung erheblich.

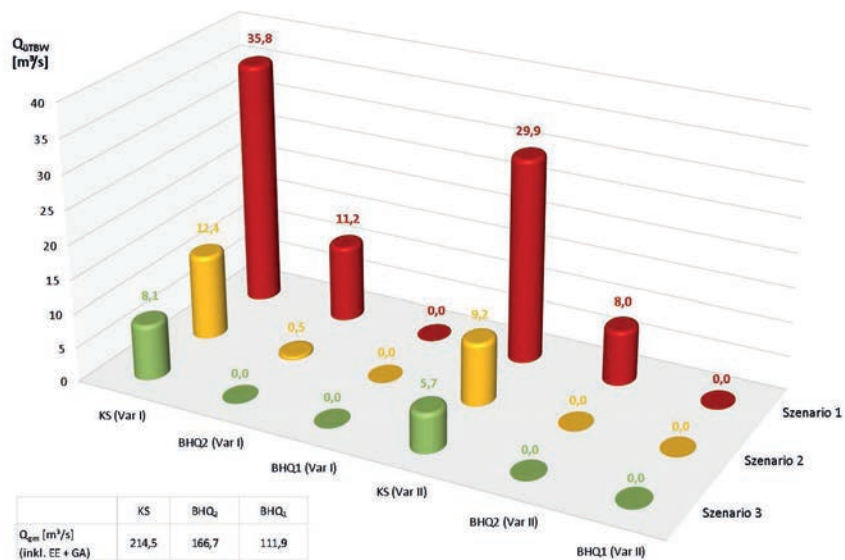


Abb. 5-23 Zusammenfassung Abflussmengen über die Tosbeckenwand

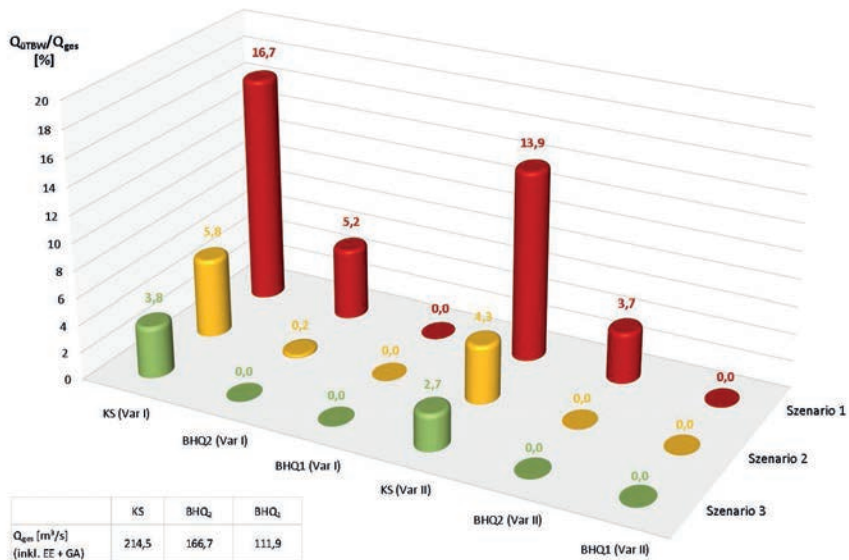


Abb. 5-24 Zusammenfassung Abflussanteil des überströmenden Wassers bezogen auf den Gesamtabfluss

### 5.4.5 Schubspannungen

Mit Hilfe der Schubspannungen lässt sich die Beanspruchung auf die Tosbeckenbegrenzungen darstellen, weshalb diese der Vollständigkeit halber mit ausgegeben werden. Abbildung 5-25 zeigt beispielhaft die Unterschiede der Wand- und Sohlschubspannungen für Szenario 3 gegenüber dem bestehenden Tosbecken (Variante I BHQ<sub>2</sub>).

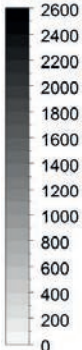
Ungeachtet der extremen Beanspruchung des Wehrrückens aufgrund der geringen Fließtiefe und der sehr hohen Geschwindigkeiten liegen die maximalen Sohlschubspannungen für Szenario 1 im Bereich bis etwa 660 N/m<sup>2</sup>. Für die Szenarien 2 und 3 fallen die Schubspannungen unterhalb der Prallblöcke sehr gering aus (< 50 N/m<sup>2</sup>), was auf den gebremsten Schussstrahl zurückzuführen ist, der sich außerdem vom Boden abhebt. Schön zu erkennen ist auch das Aufbrechen desselbigen.

Oberhalb der Prallblöcke zeigt sich bei den Szenarien 2 und 3 ein sehr ähnliches Bild. Im Bereich des Fortleitungsgerinnes ist aufgrund des vergleichmäßigten Abströmens ebenfalls eine Reduzierung der Sohlschubspannungen gegenüber Szenario 1 ersichtlich. Bei Variante II konzentrieren sich die Schubspannungen entsprechend der Beaufschlagung eher in der Mitte, was jedoch als unkritisch angesehen wird.

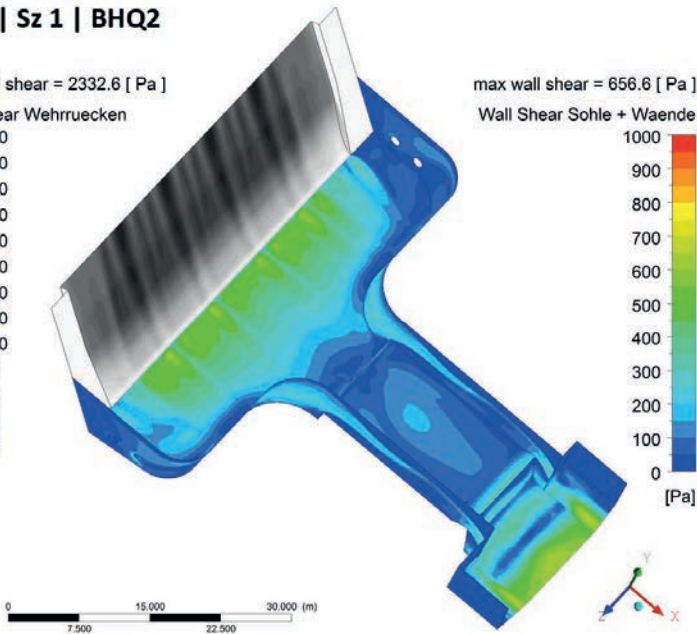
**Var I | Sz 1 | BHQ2**

max wall shear = 2332.6 [ Pa ]

Wall Shear Wehrruecken

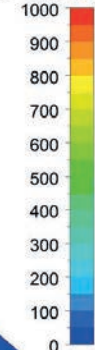


[Pa]



max wall shear = 656.6 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende

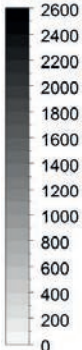


[Pa]

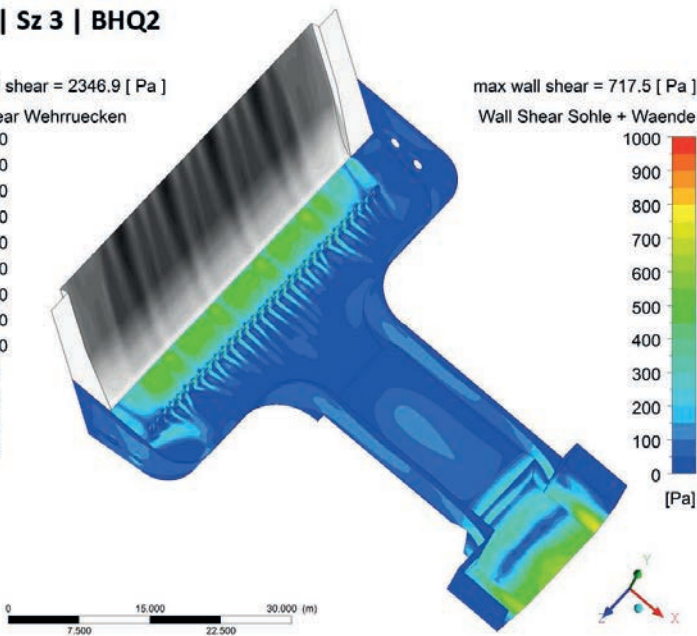
**Var I | Sz 3 | BHQ2**

max wall shear = 2346.9 [ Pa ]

Wall Shear Wehrruecken

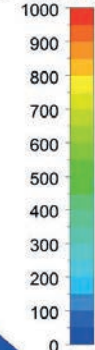


[Pa]



max wall shear = 717.5 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



[Pa]

**Abb. 5-25** Wand- und Sohl Schubspannungen für Variante I - BHQ2: (v.o.) Szenario 1, Szenario 3

## 6 Zusammenfassung

---

Die jüngst beobachteten Hochwasserereignisse ziehen eine Überarbeitung der hydrologischen Daten zahlreicher Talsperren nach sich. Im Ergebnis weisen viele der Anlagen nicht die erforderliche Hochwassersicherheit auf. Aus diesem Grund ist auch für die in Sachsen gelegene Talsperre Lehmühle eine Ertüchtigung der Hochwasserentlastungsanlage, genauer des Wehrüberfalls, vorgesehen. Aus den hierzu an der Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig bereits durchgeführten physikalischen Modellversuchen [IWS HTWK 2016] geht als Vorzugsvariante die Absenkung der Wehrkrone von 4 der insgesamt 11 bestehenden Überlaufelder hervor. Die daraus resultierend maximale Leistungssteigerung von etwa 30 % ( $43 \text{ m}^3/\text{s}$ ) erfordert eine Überprüfung der Abflussbedingungen im nachgeschalteten Tosbecken. Hier setzt die vorliegende Arbeit an.

Ziel war es, die Strömungsverhältnisse im bestehenden Tosbecken unter Berücksichtigung der höheren Abgaben über den Wehrüberfall mit Hilfe dreidimensionaler numerischer Berechnungen darzustellen, gegebenenfalls Optimierungsvorschläge zu erarbeiten und deren Wirksamkeit zu bewerten. Die Berechnungen erfolgten dabei jeweils für die Lastfälle  $\text{BHQ}_1$ ,  $\text{BHQ}_2$  und Kronenstau, wobei letzterer vorrangig der Visualisierung der Strömungen dient und lediglich zur Abschätzung möglicher Reserven herangezogen wird.

Hinsichtlich der Beaufschlagung des Tosbeckens wurden zwei Varianten betrachtet. Variante I sieht eine alternierende Anordnung der abgesenkten Wehrfelder entsprechend der Vorzugslösung der physikalischen Untersuchungen des Wehrüberfalls vor. Des Weiteren wurden mit der Variante II die Auswirkungen einer alternativen Anordnung, bei der die Krone jeweils zwei benachbarter Wehrfelder abgesenkt ist, aufgezeigt.

Da die Abflusscharakteristik im Tosbecken stark von den Strömungen über den Wehrüberfall abhängt, erfolgten hierfür zunächst separate Modellierungen. Diese lieferten zum einen die erforderlichen Eingangsgrößen für die Berechnung des Tosbeckens. Zum anderen wurden die Ergebnisse unter dem Gesichtspunkt der Verlässlichkeit mit den Ergebnissen der physikalischen Versuche verglichen, da keine gesicherten Daten für eine Validierung des Tosbeckenmodells vorlagen. Dabei zeigten sich insgesamt sehr gute Übereinstimmungen, so dass die gewählten Modellansätze auf die Tosbeckensimulationen übertragen wurden.

Die durchgeführten Berechnungen ergaben, dass für den Lastfall  $\text{BHQ}_1$  grundsätzlich keine Gefährdung der Stauanlage besteht. Die zufließenden Wassermengen werden sicher in den Unterlauf abgeleitet. Anders verhält es sich für den Lastfall  $\text{BHQ}_2$ , bei dem die Wand des bestehenden Tosbeckens mit bis zu  $11 \text{ m}^3/\text{s}$  (etwa 7 % des Gesamtabflusses) überströmt wird, worin eine Gefährdung der Stauanlagensicherheit durch mögliche Erosion des luftseitigen Dammfußes gesehen wird.

Aufgrund dessen wurden mit dem Ziel einer verbesserten Energieumwandlung und mit Blick auf die Wirtschaftlichkeit weitergehende Untersuchungen zur Abschätzung der Wirksamkeit von Prallblöcken verschiedener Höhe durchgeführt. Ungeachtet der Prallblockhöhe wirkt sich deren Einbau positiv auf die Energieumwandlung aus, wobei die Verdopplung der Höhe eine lediglich geringe Leistungssteigerung mit sich bringt. Die Effizienz der Energieumwandlung wird vor allem durch eine zunehmende Vergleichmäßigung der Wasserspiegellagen im Tosbecken sowie durch die deutlich reduzierten abströmenden Wassermengen über die Tosbeckenwand verdeutlicht.

Mit Hilfe der Berechnungen konnte gezeigt werden, dass bereits einfachste Maßnahmen die Abflussverhältnisse im Tosbecken sichtlich verbessern. Für BHQ<sub>2</sub> konnte der Abfluss über die Tosbeckenwand auf null reduziert werden. Nichtsdestotrotz ist die Auslastungsgrenze des Tosbeckens mit einem minimalen Freibord von etwa 5 cm erreicht, wodurch die Sicherheit der Stauanlage gegenüber einem Extremhochwasser nur bedingt gewährleistet werden kann. Mögliche Unsicherheiten in den Berechnungen erfordern eine vertiefte Untersuchung, wofür die Arbeit den Grundstein legt.

Mit den aufgestellten dreidimensionalen numerischen Modellen steht ein geeignetes Hilfsmittel zur weiteren Optimierung des Tosbeckens zur Verfügung. Für eine solche Untersuchung sind mehrere Maßnahmen möglich. Neben der Variation der Prallblockdimensionen, könnte beispielsweise eine Untersuchung hinsichtlich des Abstandes zwischen den Blöcken erfolgen. Des Weiteren könnten die Blöcke in der Lage versetzt oder die Anordnung einer zweiten Prallblockreihe vorgesehen werden. Darüber hinaus sind zusätzliche Strahlaufreißer am Fuß des Wehrrückens (in Anlehnung an USBR-Tosbecken) denkbar.

Im Zuge einer vertieften Untersuchung empfiehlt sich die Validierung des Tosbeckenmodells anhand eines Naturereignisses, um die Ergebnisse der bisherigen Berechnungen abzusichern. Hierbei ist nach Umsetzung der Maßnahmen für den Wehrüberfall<sup>3</sup> beispielsweise ein Probestau und die Dokumentation des zugehörigen Abflusses und der Wasserspiegel im Tosbecken in Erwägung zu ziehen. Ein Aufstau über die Höhenkote des Vollstaus ist dabei zu vermeiden, um den schadloßen Abfluss im Unterlauf von etwa 18 m<sup>3</sup>/s zu gewährleisten. Auf diese Weise könnte gleichzeitig die im physikalischen Modell ermittelte Schlüsselkurve des Wehrüberfalls einer Kontrolle unterzogen werden. Von möglichen physikalischen Untersuchungen des Tosbeckens ist abzusehen, da diese mit einem höheren zeitlichen als auch kostenintensiveren Aufwand verbunden sind.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass sich dreidimensionale numerische Modelle im Wasserbau sehr gut eignen, komplexe Strömungen abzubilden. Demgegenüber sind die Ergebnisse herkömmlicher Berechnungsmethoden meist mit deutlichen Abweichungen zur Realität verbunden, wie Abbildung 5-1 zeigt. So werden in Zukunft dreidimensionale Strömungsberechnungen immer

---

3 Noch während der Arbeit wurde bereits mit der Umsetzung der Vorzugsvariante aus den physikalischen Untersuchungen für den Wehrüberfall begonnen. Die Arbeiten sollen bis Dezember 2017 andauern.

häufiger Anwendung finden. Ob auf den Einsatz physikalischer Modelle vollständig verzichtet werden kann, bleibt jedoch offen.





## 7 Quellenverzeichnis

---

- [Aigner, Bollrich 2015] Aigner, D., Bollrich, G.: Handbuch der Hydraulik für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Beuth Verlag GmbH Berlin Wien Zürich, 2015
- [ANSYS Help 2013] SAS IP, Inc.: ANSYS Help Viewer, Version 15.0, 2013
- [ANSYS Modeling 2013] ANSYS Inc.: ANSYS CFX-Solver Modeling Guide, Release 15.0, 2013
- [ANSYS Theory 2013] ANSYS Inc.: ANSYS CFX-Solver Theory Guide, Release 15.0, 2013
- [Blind 1987] Blind, H.: Wasserbauten aus Beton, Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau, Ernst, Verlag für Architektur u. techn. Wiss., Berlin, 1987
- [Bollrich 1996] Bollrich, G.: Technische Hydromechanik 1, Verlag für Bauwesen GmbH, 1996
- [Buschmann 2013] Buschmann, T.: Lehrbrief Hydromechanik, Grundlagenmodul 1, Change Management in der Wasserwirtschaft, Universität Leipzig, Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig, 2013
- [Buschmann, Marlow et al. 2017] Buschmann, T., Marlow, F., Milke, H.: Hybride Modellierung zur Optimierung wasserbaulicher Bauwerke, im Rahmen der DWA-Landesverbandstagung Sachsen/Thüringen – Wasser erleben – Mit Wasser leben, 2017
- [DIN 40481] Deutsches Institut für Normung: Wasserbau, Begriffe, Stauanlagen, 1987
- [DIN 1970010] Deutsches Institut für Normung: DIN 1970010, Stauanlagen – Teil 10: Gemeinsame Festlegungen, 2004
- [DIN 1970011] Deutsches Institut für Normung: DIN 1970011, Stauanlagen – Teil 11: Talsperren, 2004
- [DVWK 246] Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.: Merkblatt 246, Freibordbemessung an Stauanlagen, 1997
- [Ferziger, Perić 2008] Ferziger, J. H., Perić, M.: Numerische Strömungsmechanik, Springer Verlag Berlin Heidelberg, 2008
- [Fichtener 2016] FICHTNER Water & Transportation GmbH: Talsperre Lehmühle, Entnahmeeinrichtungen nach der Kapazitätserweiterung, Leistungen der Entnahmeeinrichtungen gem. Probebetrieb, 2016
- [Forkel 2004] Forkel, C.: Numerische Modelle für die Wasserbaupraxis, Grundlagen, Anwendungen, Qualitätsaspekte, Shaker Verlag, Aachen, 2004
- [Griebel, Dornseifer et al. 1995] Griebel, M., Dornseifer, T., Neinhoeffer, T.: Numerische Simulation in der Strömungsmechanik, eine praxisorientierte Einführung, Vieweg Verlag Braunschweig Wiesbaden, 1995
- [Hartlieb 2006] Hartlieb, A.: Physikalische Bauwerksmodelle, Grundlagen und Anwendungsgrenzen, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München, Heft 104, 2006/Herwig 2008/ Herwig, H.: Strömungsmechanik, Einführung in die Physik von technischen Strömungen, Vieweg + Teubner Verlag | GWV Fachverlage GmbH, Wiesbaden 2008
- [Holschemacher 2004] Holschemacher, K.: Entwurfs- und Berechnungstabellen für Bauingenieure, Bauwerk Verlag GmbH, Berlin, 2004

- [IWS 2014] IWS - Institut für Wasserbau und Siedlungswasserwirtschaft GmbH:Hydraulisches Gutachten der Hochwasserentlastungsanlage und des Tosbeckens der Talsperre Bautzen, 2014
- [IWS 2015] IWS - Institut für Wasserbau und Siedlungswasserwirtschaft GmbH: Ermittlung der hydraulischen Verhältnisse in der Hochwasserentlastungsanlage und im Tosbecken der Talsperre Quitzdorf, 2015
- [IWS HTWK 2016] Institut für Wasserbau und Siedlungswasserwirtschaft an der Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig: Talsperre Lehmühle – Hydraulische Modellversuche an den Anlagen der Hochwasserentlastung zur Wiederherstellung der Überflutungssicherheit (VÜ46), 2016
- [Jirka, Lang 2009] Jirka, G. H., Lang, C.: Einführung in die Gerinnehydraulik, Universitätsverlag Karlsruhe, 2009
- [Kaczynski 1994] Kaczynski, J.: Stauanlagen – Wasserkraftanlagen, Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1994
- [Kaden 2012] Vermessungsbüro Kaden: Talsperre Lehmühle, Bestandsvermessung 2012, Vertikalschnitt, Lage- und Höhenplan, 2012
- [Laurien, Oertel 2011] Laurien, E., Oertel Jr., H.: Numerische Strömungsmechanik, Grundgleichungen und Modelle – Lösungsmethoden – Qualität und Genauigkeit, Vieweg + Teubner Verlag | Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH, 2011
- [Lecheler 2011] Lecheler, S.: Numerische Strömungsberechnung, Schneller Einstieg durch anschauliche Beispiele, Vieweg + Teubner Verlag | Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH, 2011
- [Leuchtemann 2015] Leuchtemann, U.: Talsperre Lehmühle, Vermessung der Wehrfelder 4 bis 6, 2015
- [LTV 1992] Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen: Talsperren in Sachsen, in Zusammenarbeit mit dem Deutschen Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V. (DVWK), 1992
- [LTV 2009] Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen: Die TalsperreLehmühle, Flyer, 2009
- [LTV 2015] Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen: Talsperre Lehmühle, Aufgabenstellung für hydraulische Modellversuche an den Anlagen der Hochwasserentlastung zur Wiederherstellung der Überflutungssicherheit (VÜ46)
- [LTV 20152] Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen: Talsperre Lehmühle, Entnahmeplan der Grundablassstollen, 2015
- [Nothhaft 2003] Nothhaft, S.: Die hydrodynamische Belastung von Störkörpern, Dissertation, Technische Universität München, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 2003
- [Oertel 1995] Oertel Jr., H.: Strömungsmechanik, Methoden und Phänomene, SpringerVerlag Berlin Heidelberg New York, 1995
- [Oertel, Laurien 1995] Oertel Jr., H., Laurien, E.: Numerische Strömungsmechanik, SpringerVerlag Berlin Heidelberg New York, 1995
- [Pohl 2005] Pohl, R.: Erfahrungen bei der Freibordbemessung an Stauanlagen, Beitrag im Rahmen des Wasserbaukolloquiums 2005 „Stauanlagen am Beginn des 21. Jahrhunderts“, Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 2005

- [Rißler 2013] Rißler, P.: Hochwasserentlastungsanlagen, im Rahmen der Vorlesung „Talsperren“, 2013, web-Zugriff: [http://peter-rissler.de/6\\_Hochwasserentlastungsanlagen.pdf](http://peter-rissler.de/6_Hochwasserentlastungsanlagen.pdf), Zugriff: 02.09.2017
- [Rutschmann 2007] Rutschmann, P.: 14. Deutsches Talsperrensymposium, 7th ICOLD European Club Dam Symposium, Beiträge zur Tagung am 17. bis 19. September 2007 in Freising, Technische Universität München, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 2007
- [Siegloch 2009] Siegloch, H.: Technische Fluidmechanik, SpringerVerlag Berlin Heidelberg, 2008
- [Stamm 2014] Stamm, J.: Simulationsverfahren und Modelle für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 37. Dresdner Wasserbaukolloquium 2014, 13. – 14. März 2014, Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 2014
- [Strobl 2006] Strobl, T.: Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau, Beiträge zum Workshop am 29. und 30. September 2005 in Wallgau, Oberbayern, Technische Universität München, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 2006
- [Strobl, Zunic 2006] Strobl, T., Zunic, F.: Wasserbau, Aktuelle Grundlagen – Neue Entwicklungen, SpringerVerlag Berlin Heidelberg New York, 2006
- [Takeo, Kunihiko 2017] Takeo, K., Kunihiko, T.: Computational Fluid Dynamics, Incompressible Turbulent Flows, Springer International Publishing, Cham, 2017
- [Tönnis 2002] Toennis, B.: Zuverlässigkeitsanalyse für die Staumauer der Diemeltalsperre, Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Fakultät für Bauingenieurwesen, 2002
- [Wendt 1992] Wendt, J. F.: Computational Fluid Dynamics, An Introduction, SpringerVerlag Berlin Heidelberg New York, 1992
- [web 01] <https://de.wikipedia.org/wiki/Turbulenzmodell>, Zugriff: 13.07.2017
- [web 02] <https://de.wikipedia.org/wiki/ICOLD-Kriterium>, Zugriff: 26.04.2017



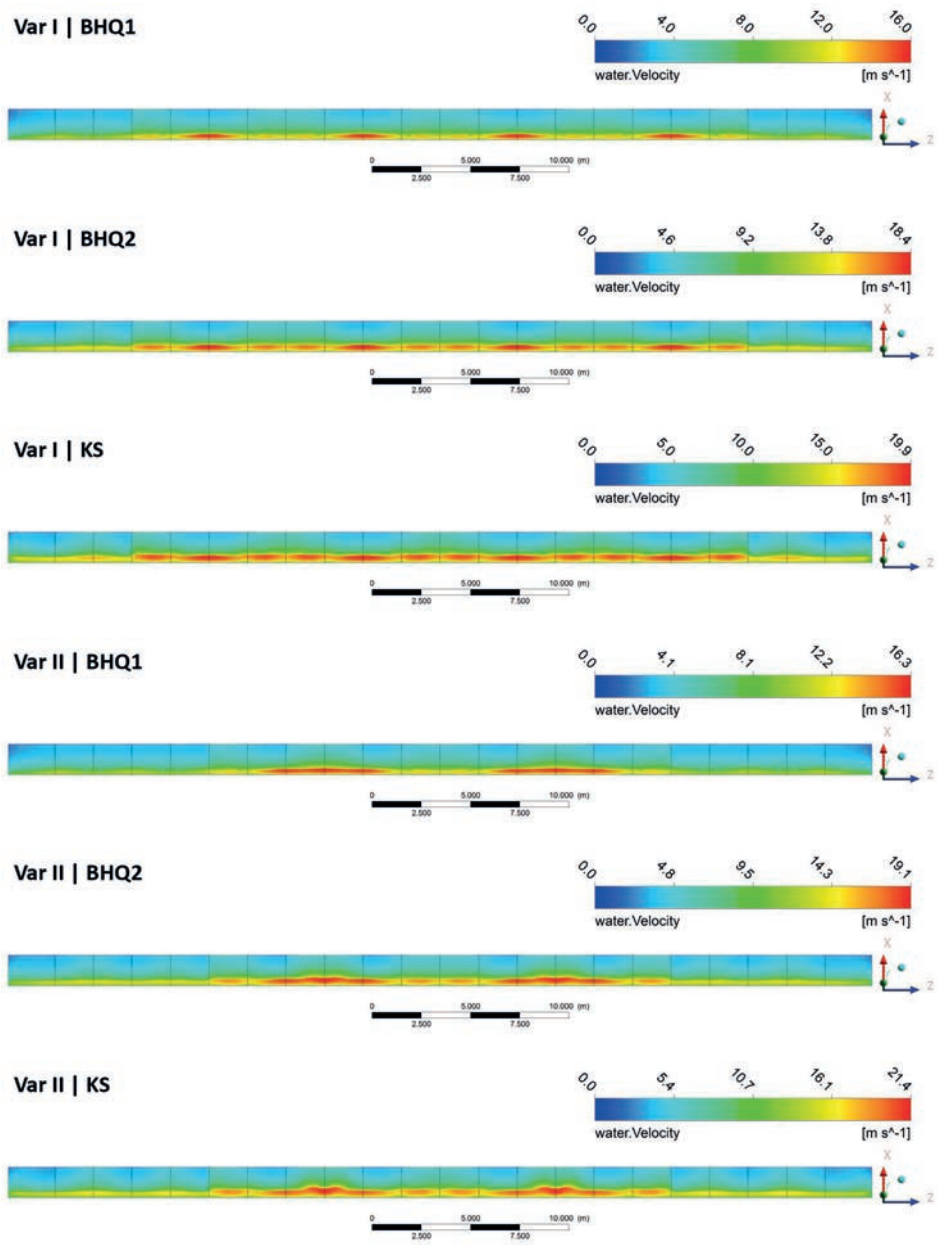
# Anhang

---



Anhang 1:  
Geschwindigkeitsprofile der Zulaufströme für  
das Tosbecken im Bereich des Wehrrückens

---

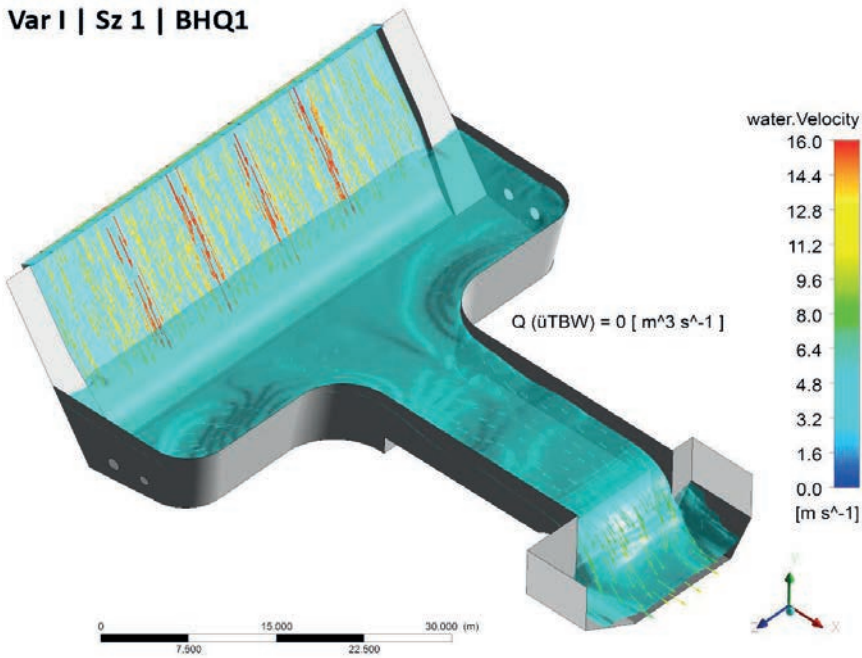




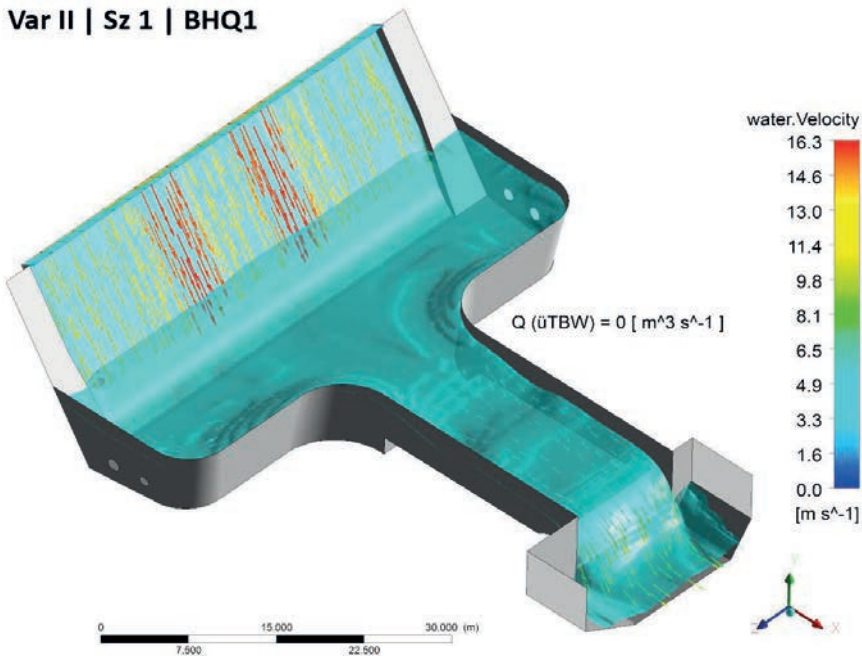
Anhang 2:  
Ergebnisse der numerischen Berechnungen  
für Szenario 1 (bestehendes Tosbecken)

---

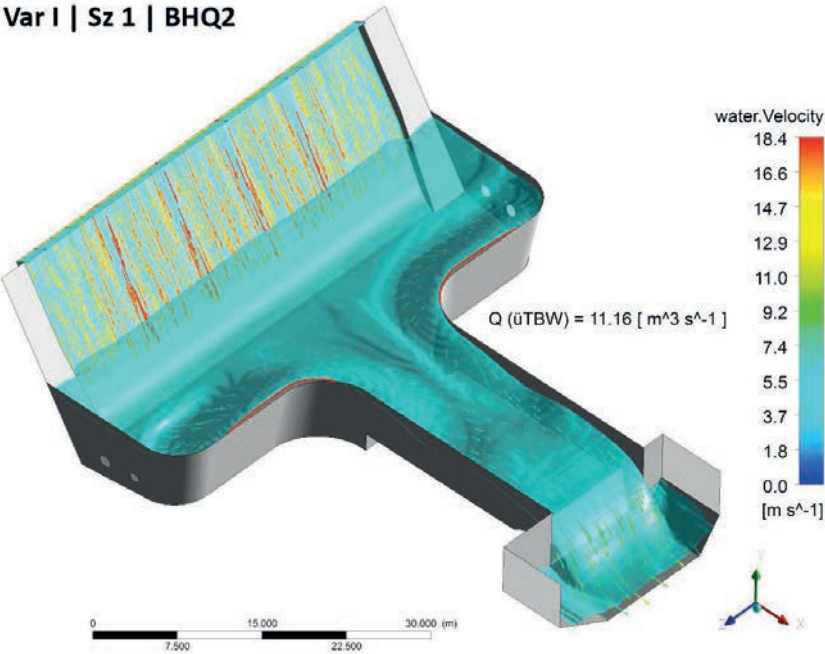
**Var I | Sz 1 | BHQ1**



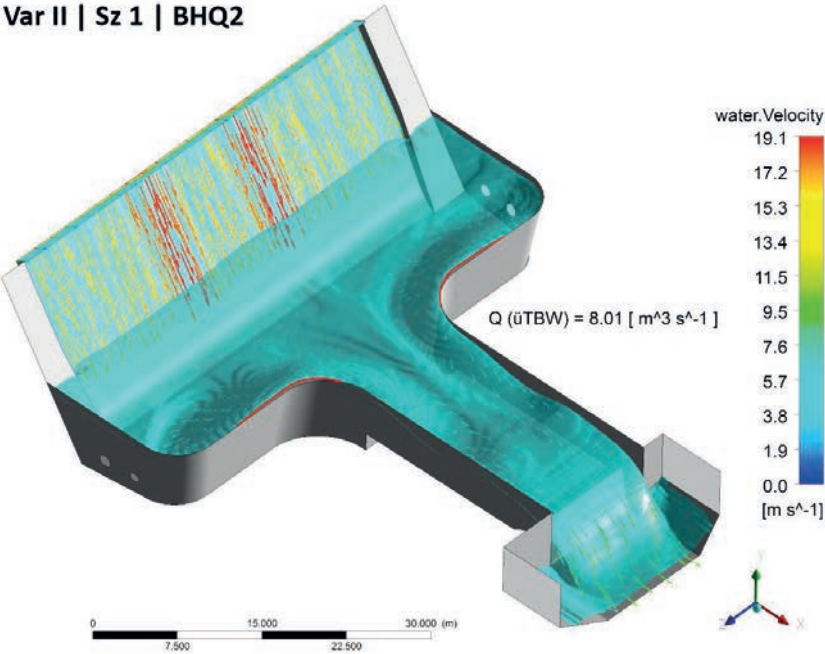
**Var II | Sz 1 | BHQ1**



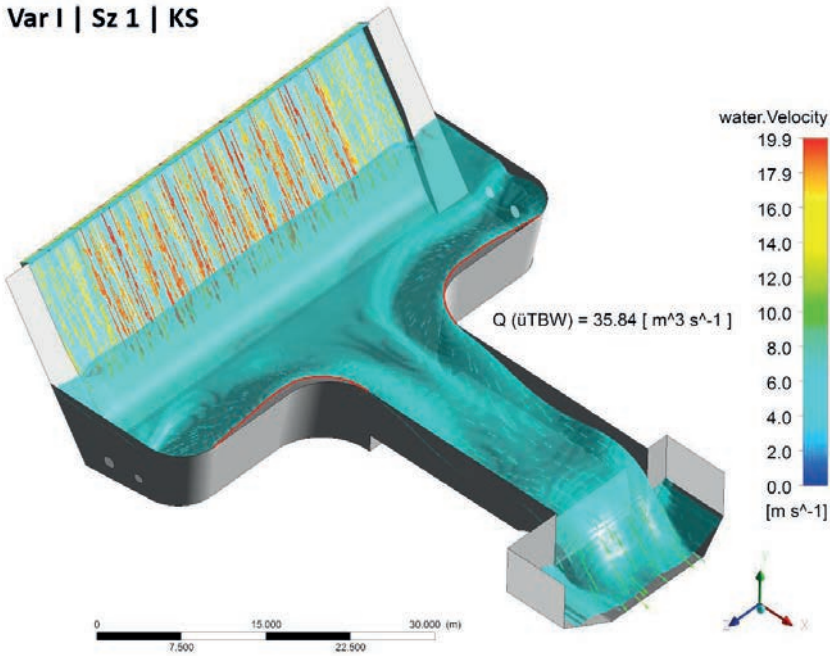
**Var I | Sz 1 | BHQ2**



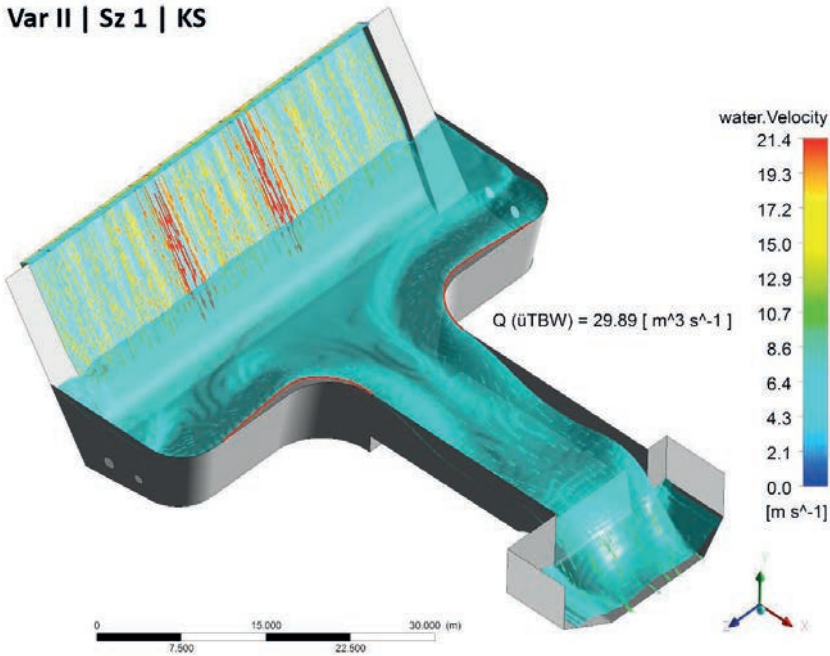
**Var II | Sz 1 | BHQ2**



**Var I | Sz 1 | KS**

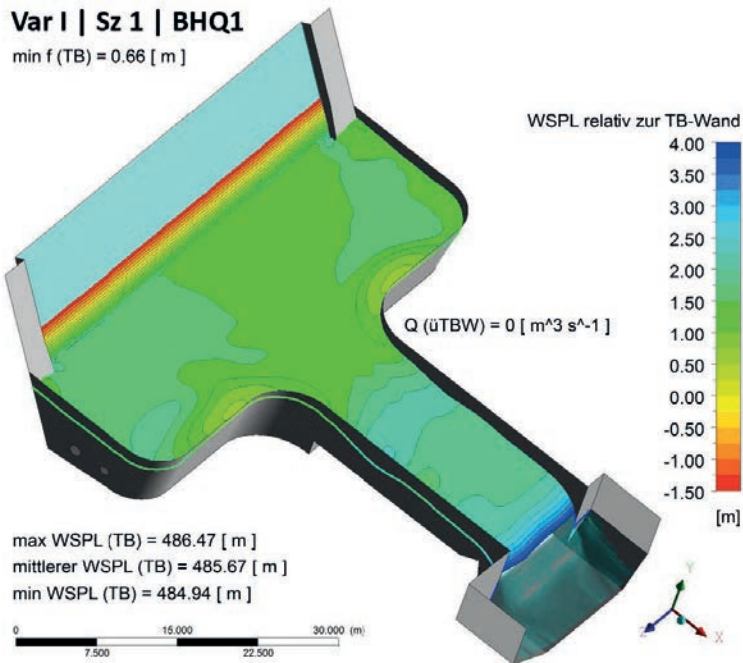


**Var II | Sz 1 | KS**



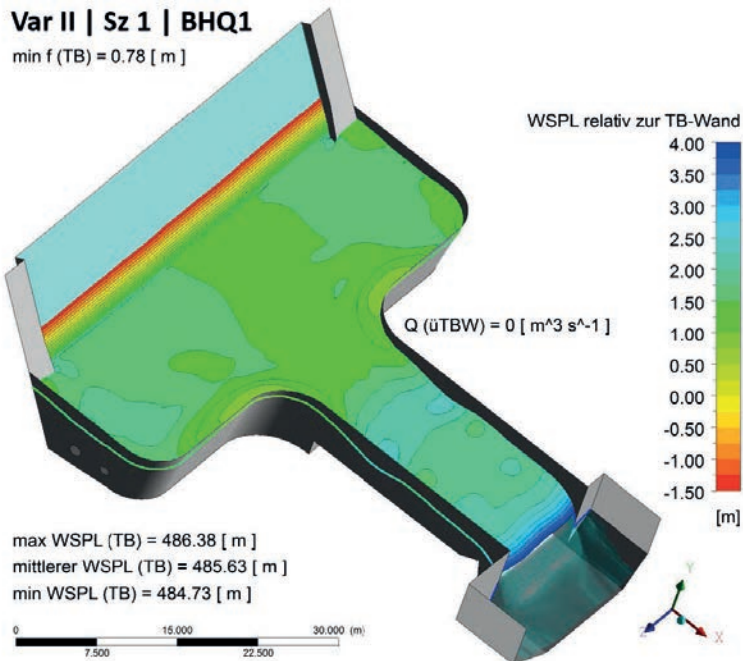
### Var I | Sz 1 | BHQ1

$\min f(TB) = 0.66 \text{ [m]}$



### Var II | Sz 1 | BHQ1

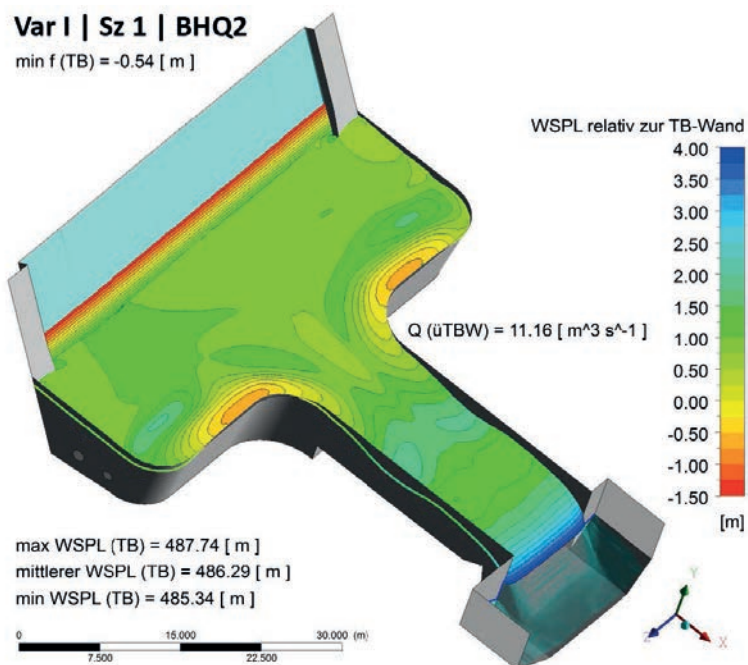
$\min f(TB) = 0.78 \text{ [m]}$





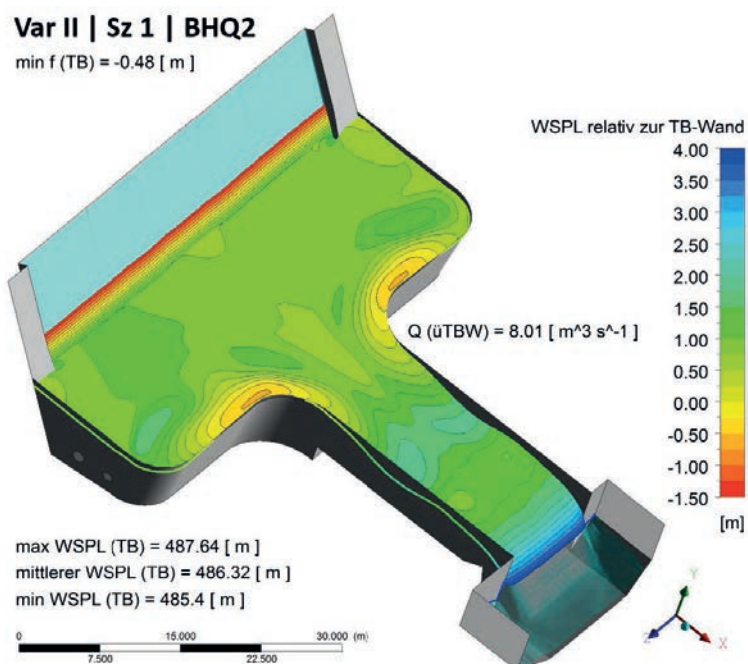
### Var I | Sz 1 | BHQ2

min  $f$  (TB) = -0.54 [m]



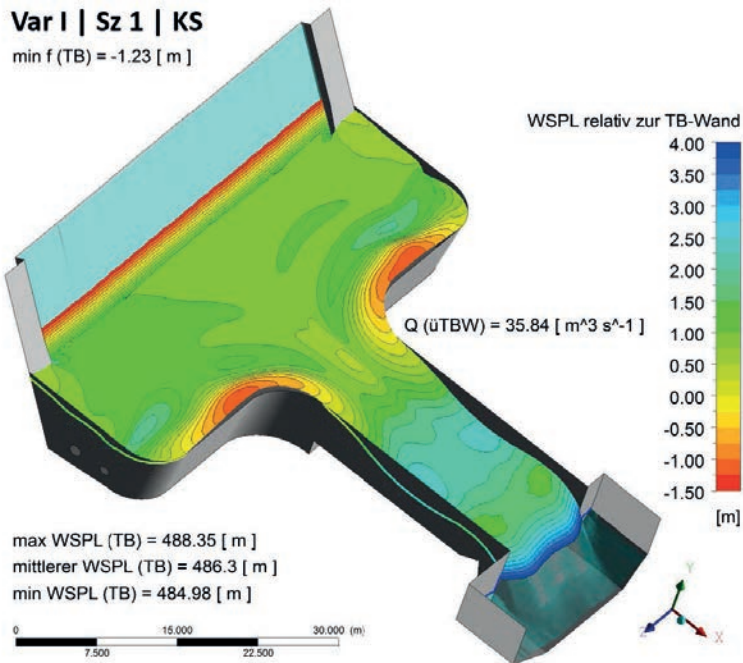
### Var II | Sz 1 | BHQ2

min  $f$  (TB) = -0.48 [m]



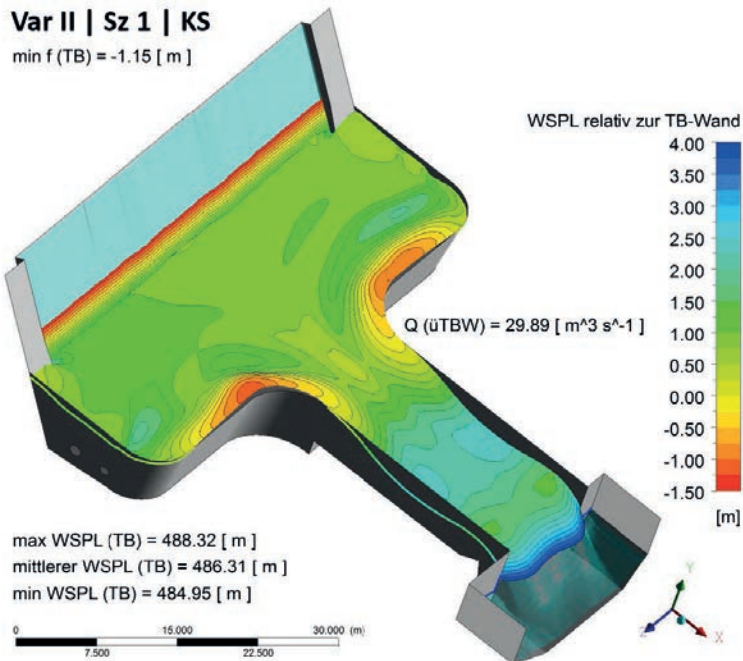
### Var I | Sz 1 | KS

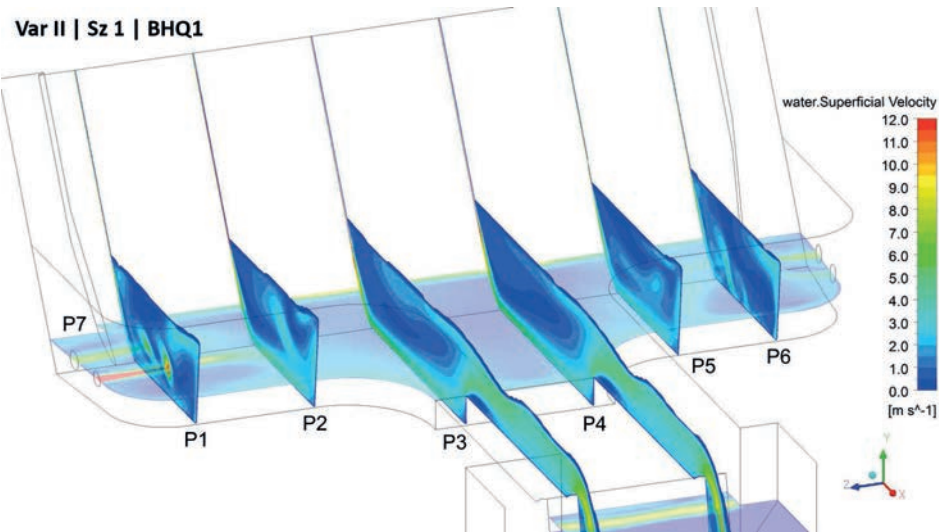
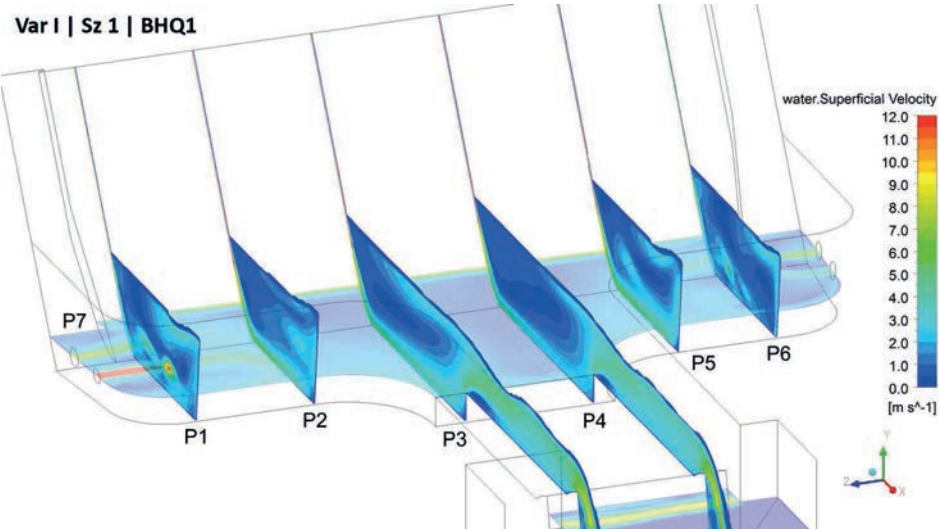
min  $f$  (TB) = -1.23 [ m ]



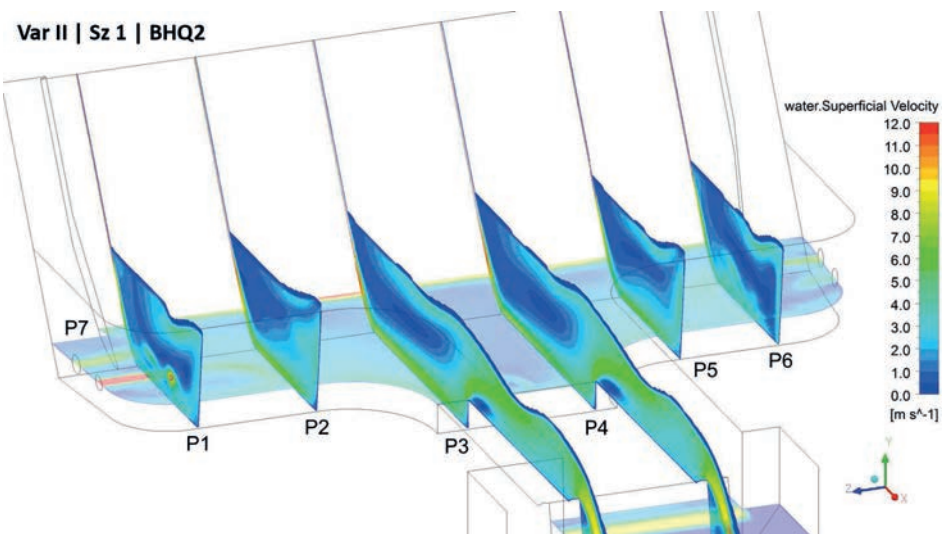
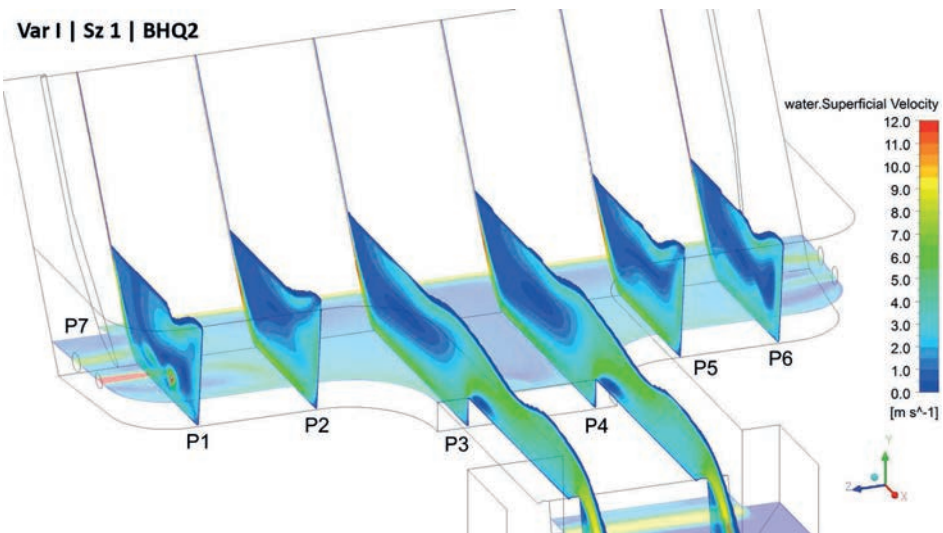
### Var II | Sz 1 | KS

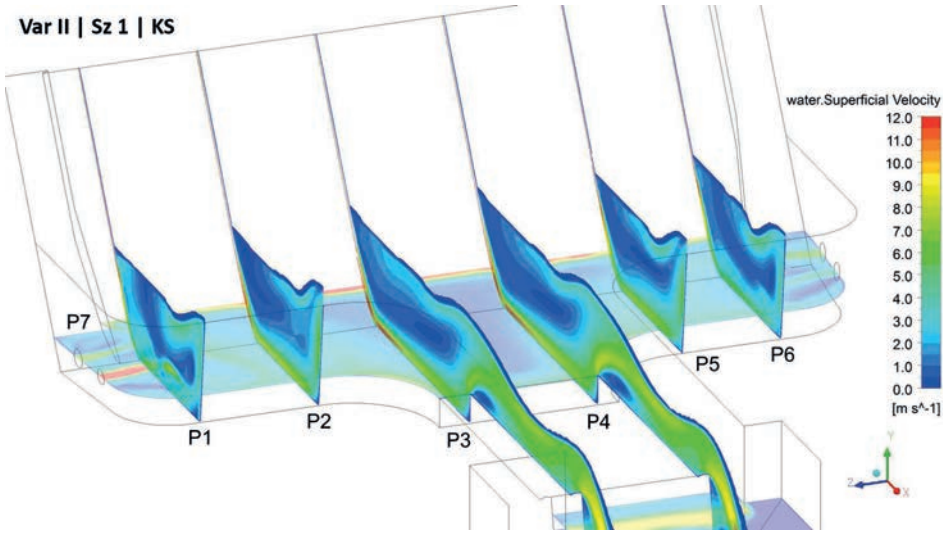
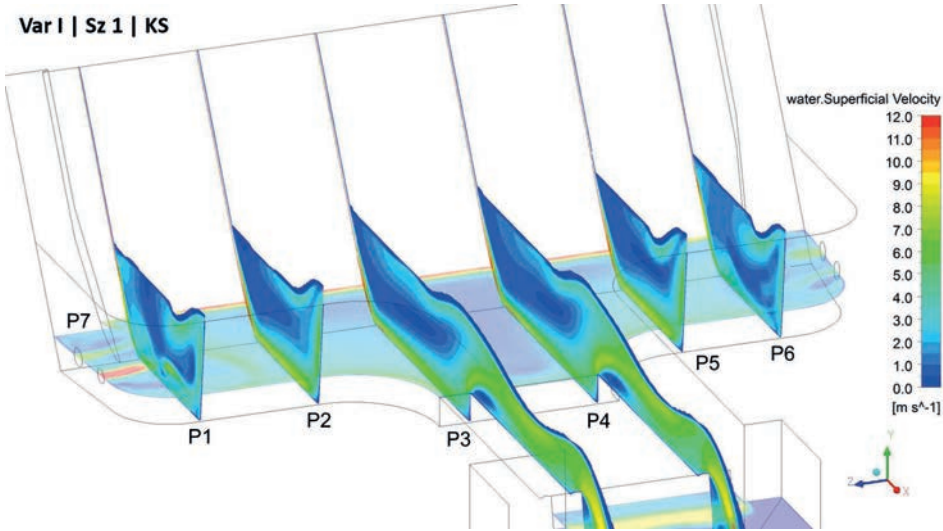
min  $f$  (TB) = -1.15 [ m ]







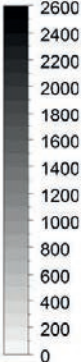




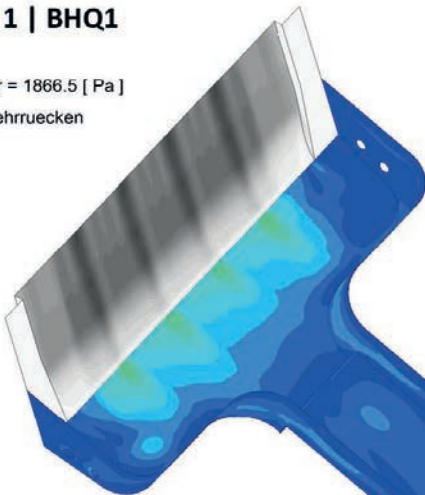
**Var I | Sz 1 | BHQ1**

max wall shear = 1866.5 [ Pa ]

Wall Shear Wehrruecken

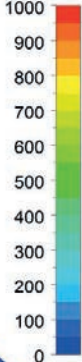


[Pa]



max wall shear = 569.4 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



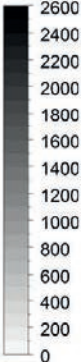
[Pa]



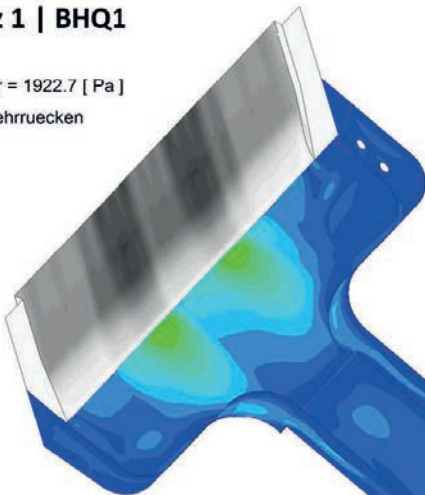
**Var II | Sz 1 | BHQ1**

max wall shear = 1922.7 [ Pa ]

Wall Shear Wehrruecken

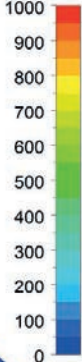


[Pa]



max wall shear = 577.5 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



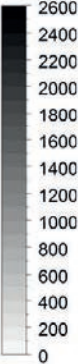
[Pa]



**Var I | Sz 1 | BHQ2**

max wall shear = 2332.6 [ Pa ]

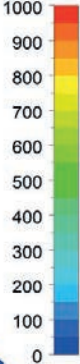
Wall Shear Wehrruecken



[Pa]

max wall shear = 656.6 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



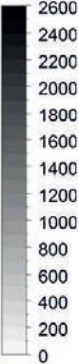
[Pa]



**Var II | Sz 1 | BHQ2**

max wall shear = 2448.2 [ Pa ]

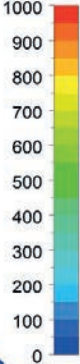
Wall Shear Wehrruecken



[Pa]

max wall shear = 879.8 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



[Pa]

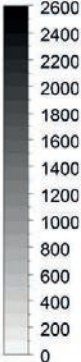




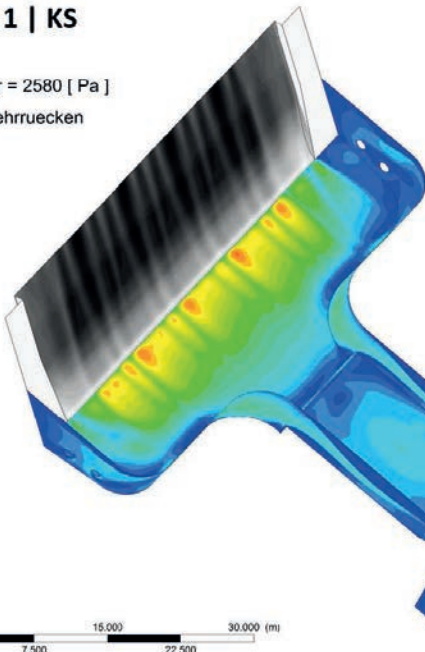
**Var I | Sz 1 | KS**

max wall shear = 2580 [ Pa ]

Wall Shear Wehrruecken

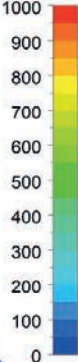


[Pa]

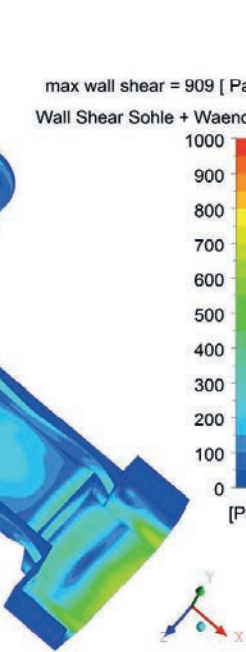


max wall shear = 909 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



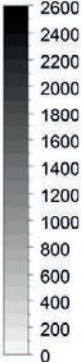
[Pa]



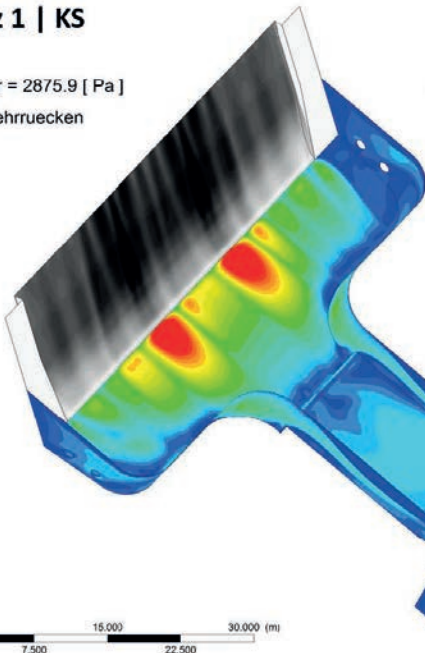
**Var II | Sz 1 | KS**

max wall shear = 2875.9 [ Pa ]

Wall Shear Wehrruecken

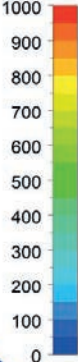


[Pa]

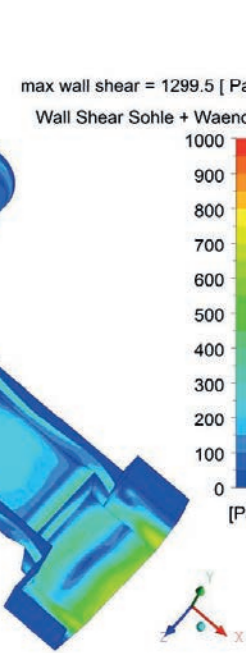


max wall shear = 1299.5 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



[Pa]

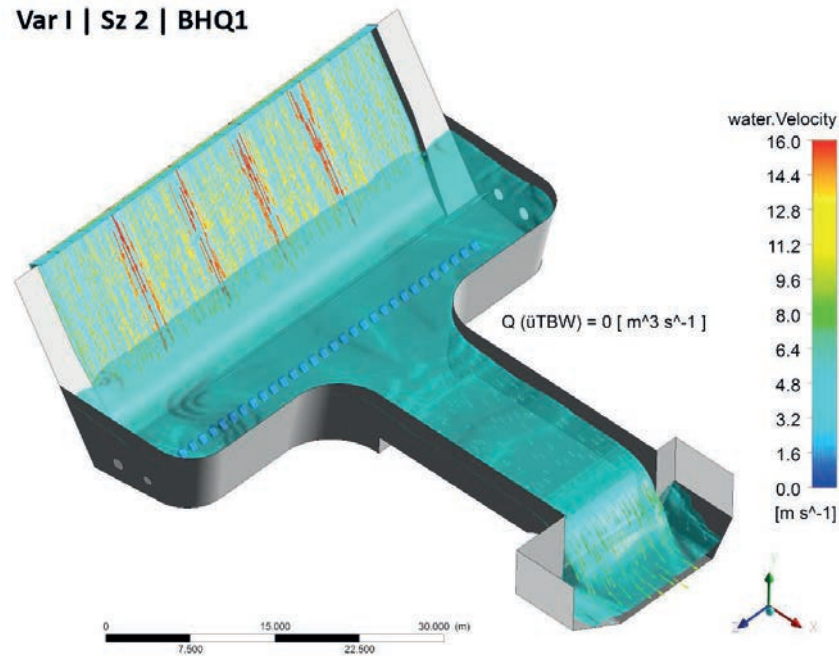




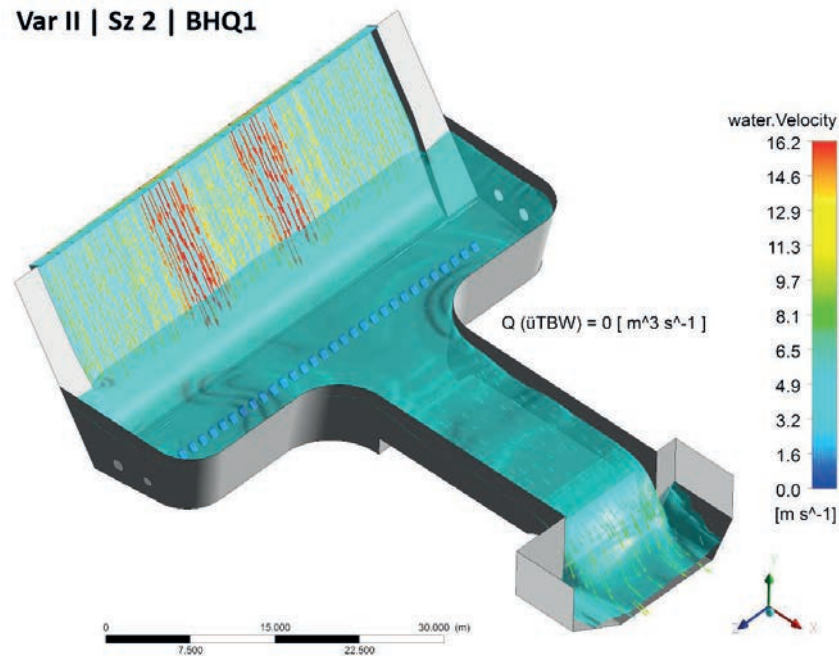
Anhang 3:  
Ergebnisse der numerischen Berechnungen  
für Szenario 2 (Prallblöcke  $h = 0,65 \text{ m}$ )

---

**Var I | Sz 2 | BHQ1**

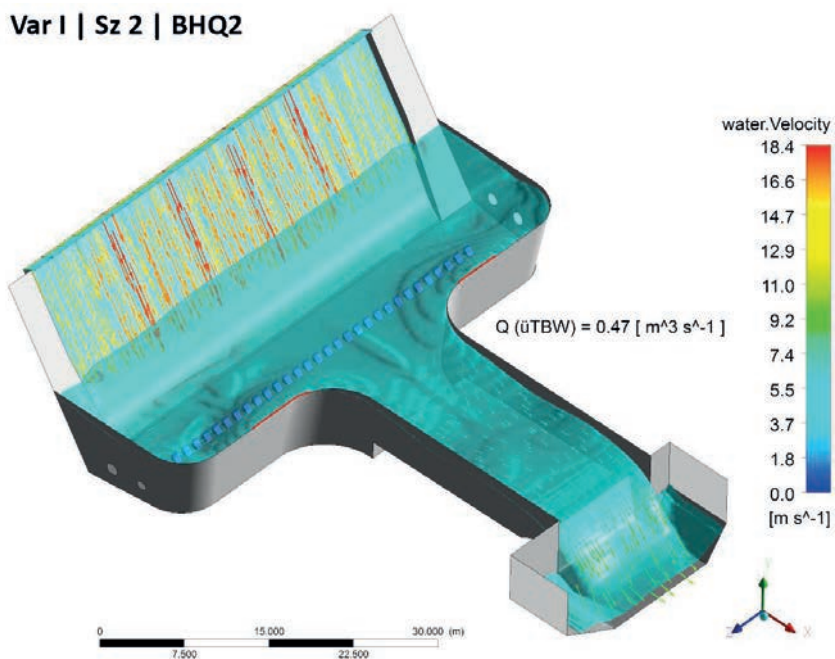


**Var II | Sz 2 | BHQ1**

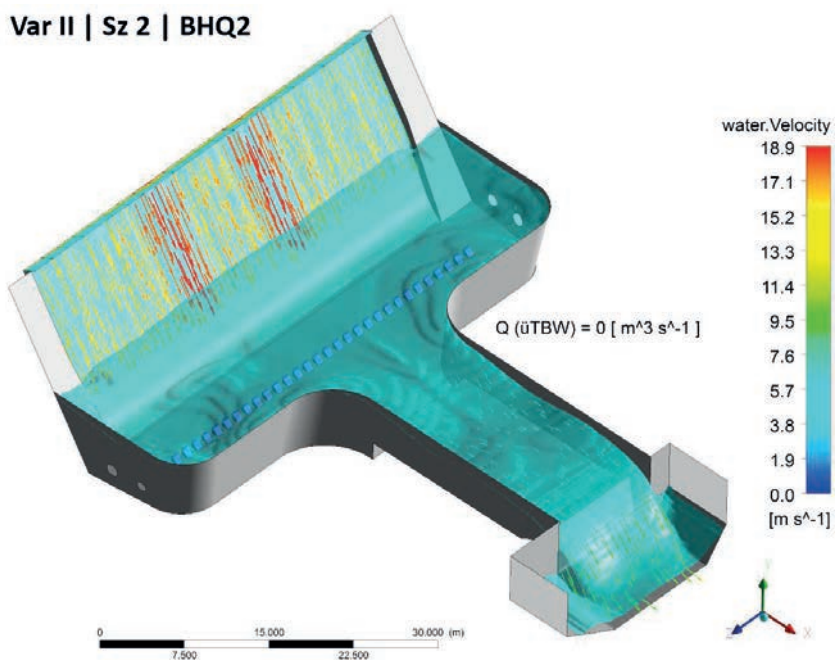




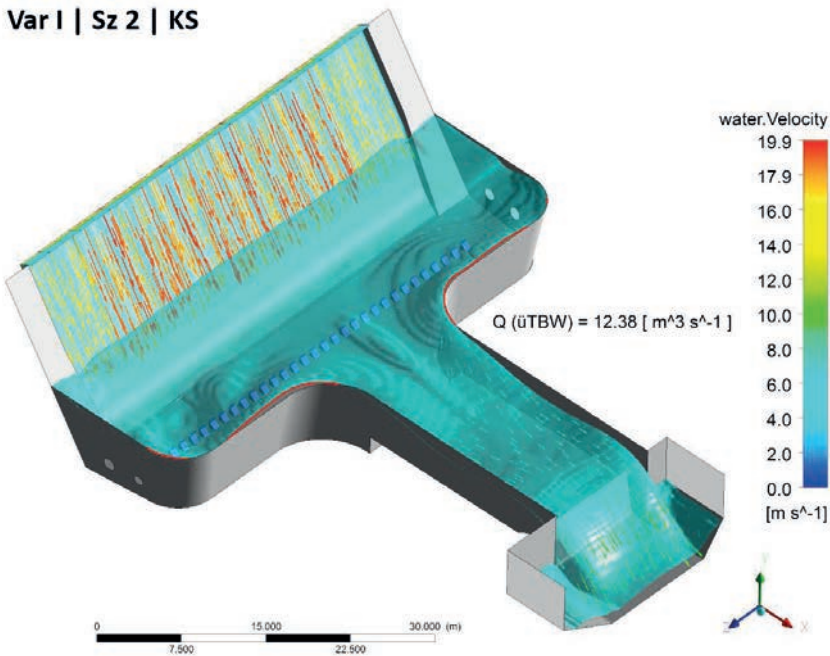
### Var I | Sz 2 | BHQ2



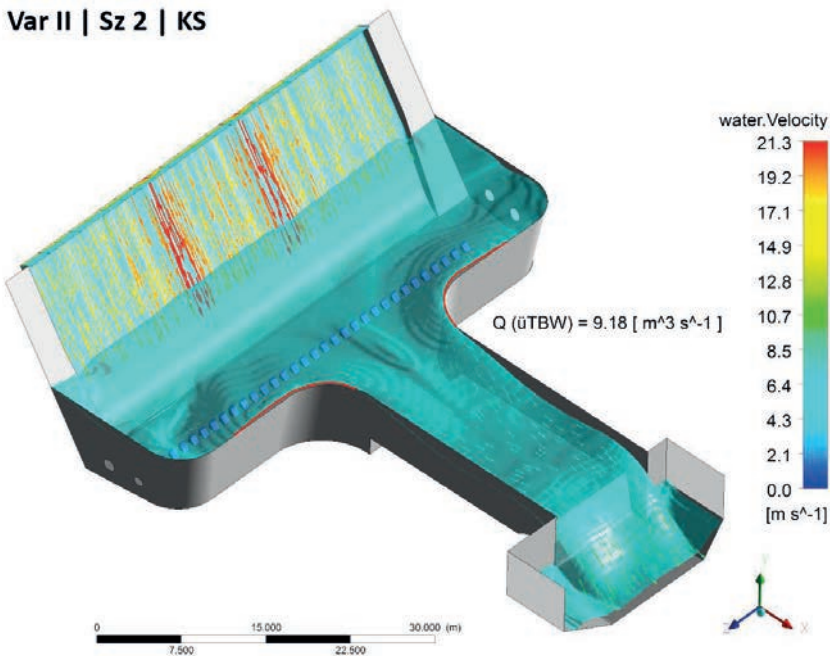
### Var II | Sz 2 | BHQ2



**Var I | Sz 2 | KS**

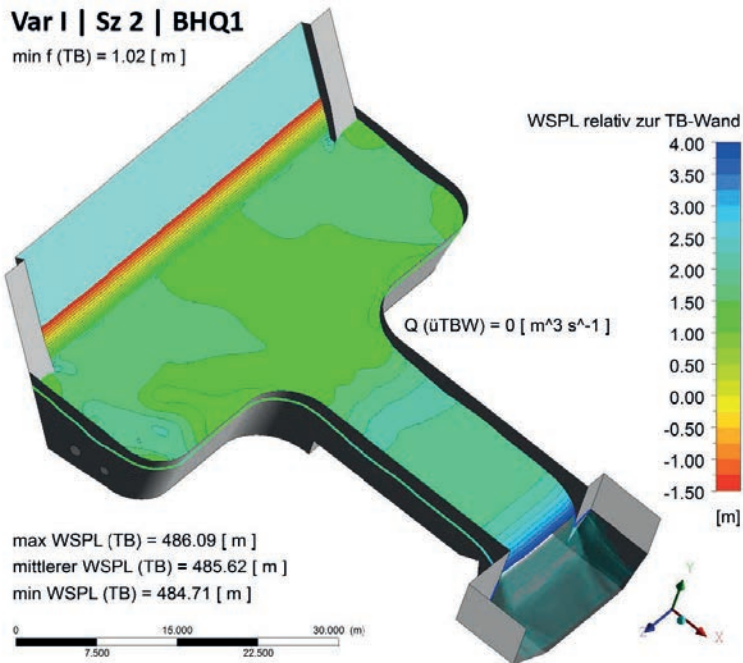


**Var II | Sz 2 | KS**



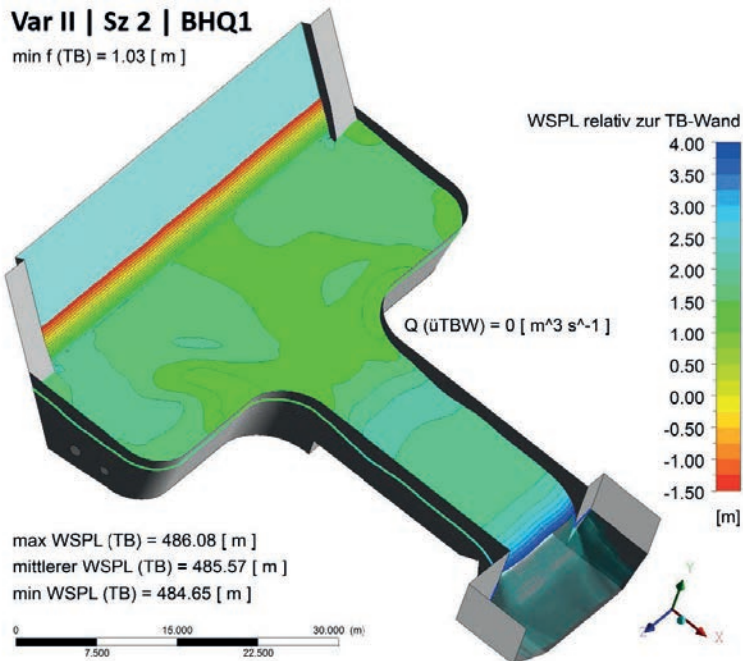
### Var I | Sz 2 | BHQ1

$\min f(\text{TB}) = 1.02 \text{ [m]}$



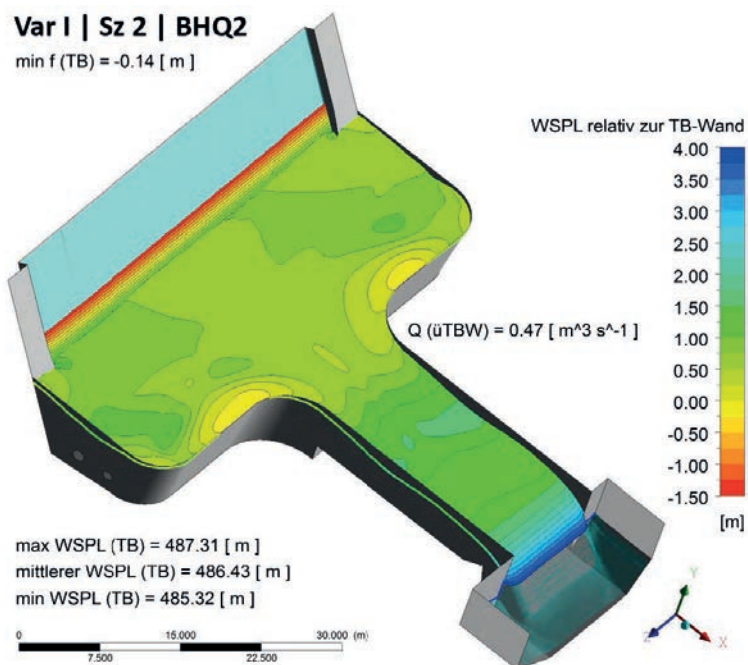
### Var II | Sz 2 | BHQ1

$\min f(\text{TB}) = 1.03 \text{ [m]}$



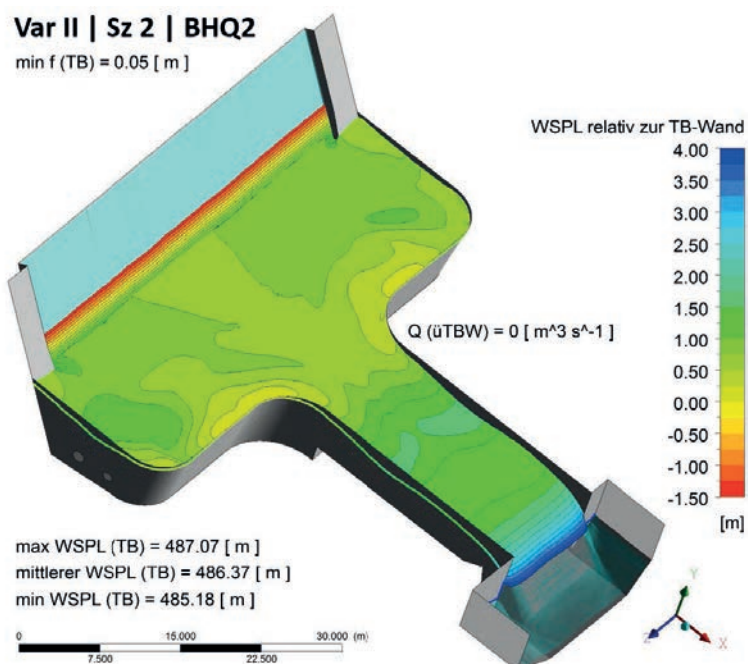
### Var I | Sz 2 | BHQ2

$\min f(TB) = -0.14$  [m]



### Var II | Sz 2 | BHQ2

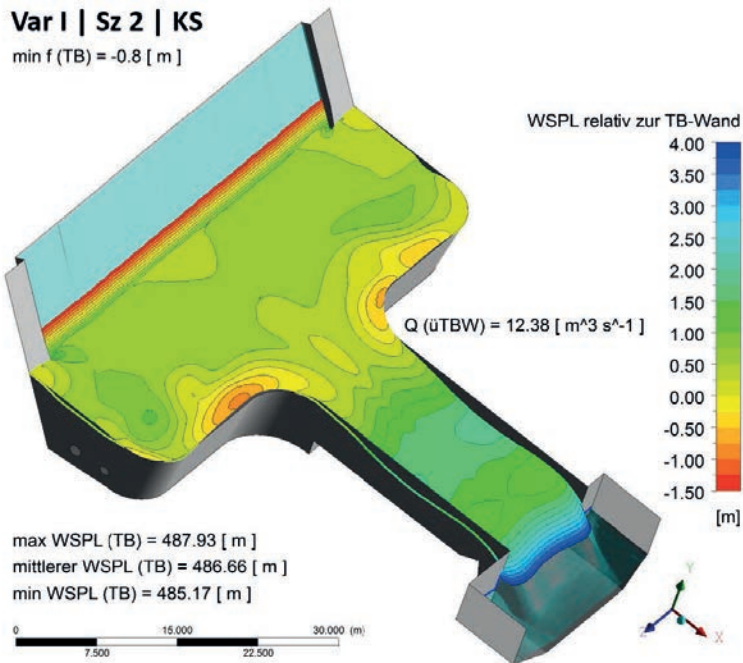
$\min f(TB) = 0.05$  [m]





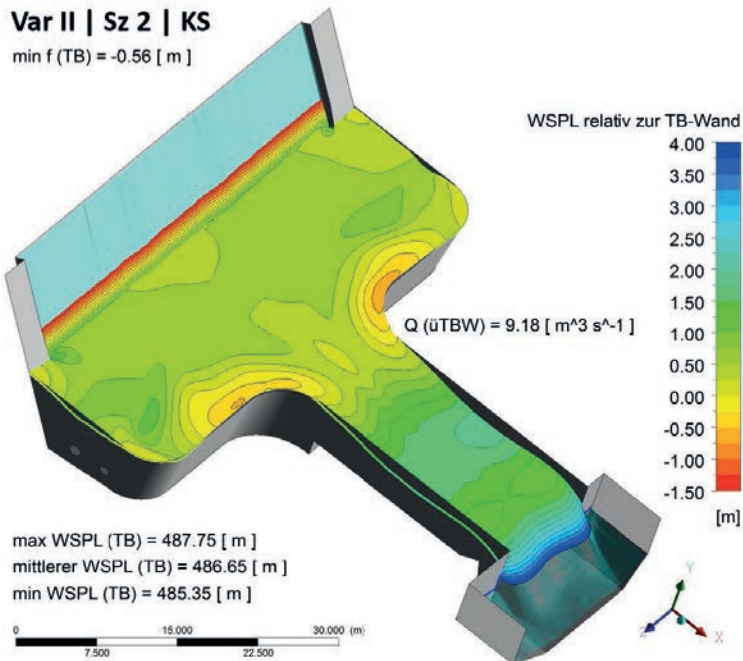
### Var I | Sz 2 | KS

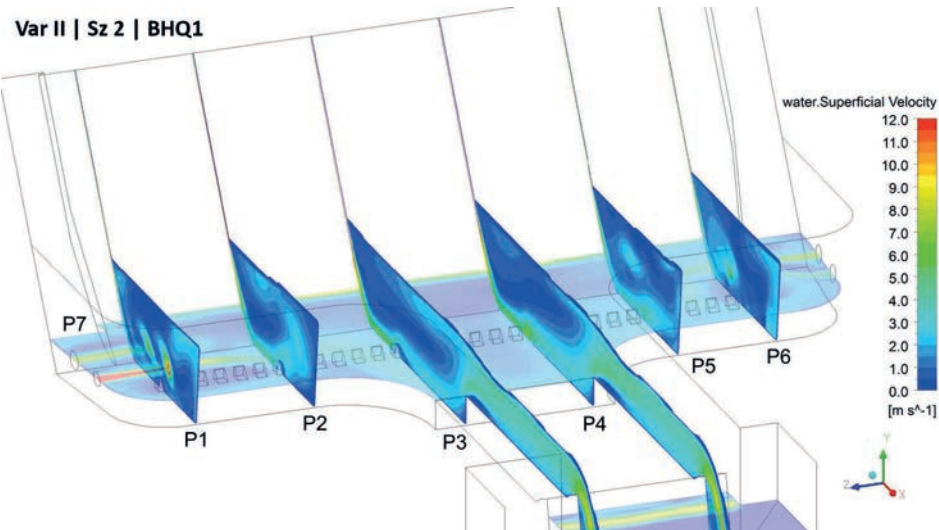
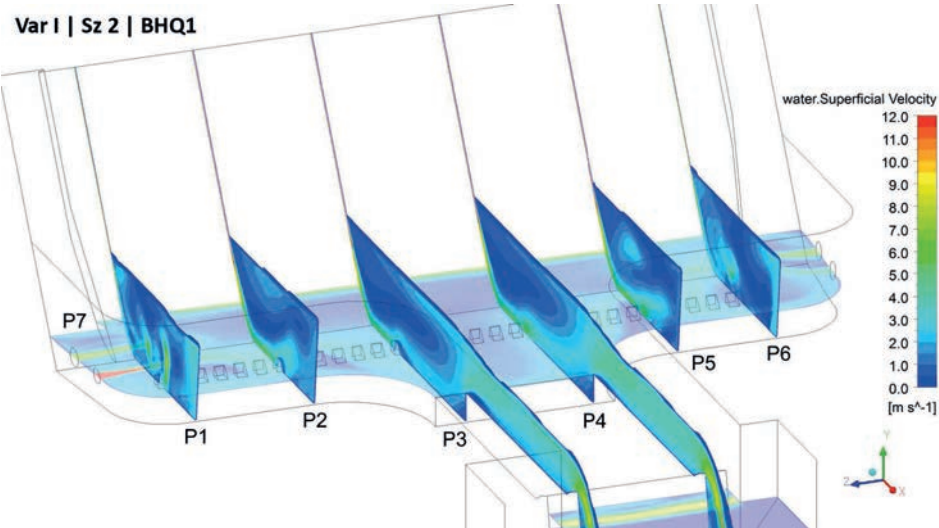
$\min f(\text{TB}) = -0.8 \text{ [m]}$



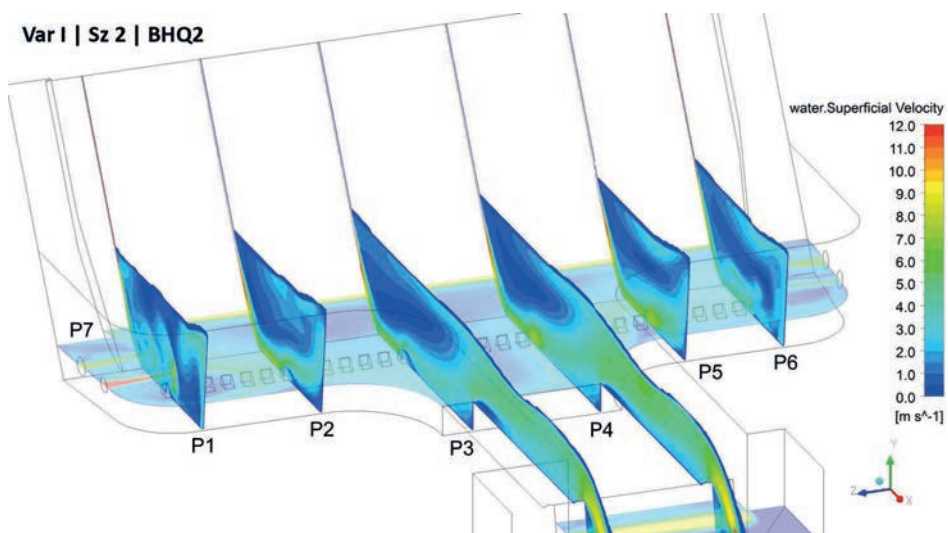
### Var II | Sz 2 | KS

$\min f(\text{TB}) = -0.56 \text{ [m]}$

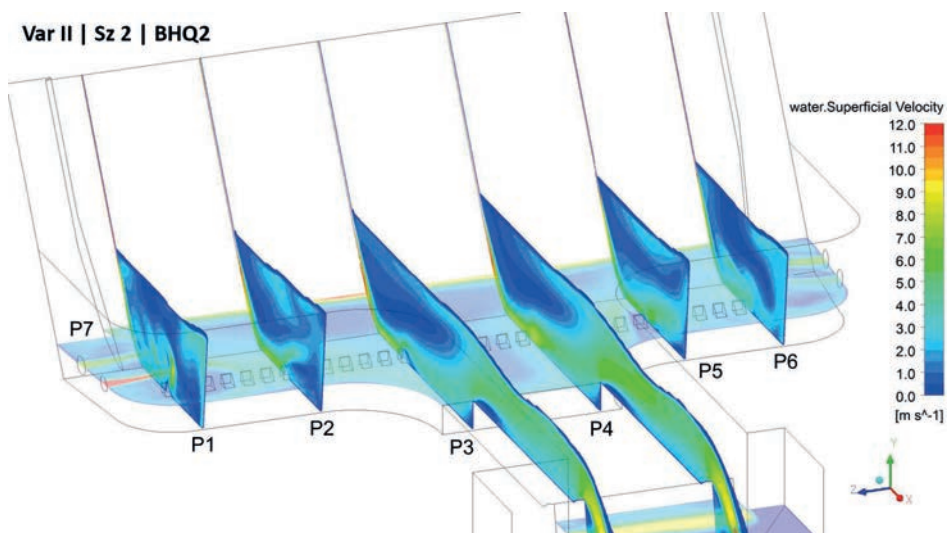


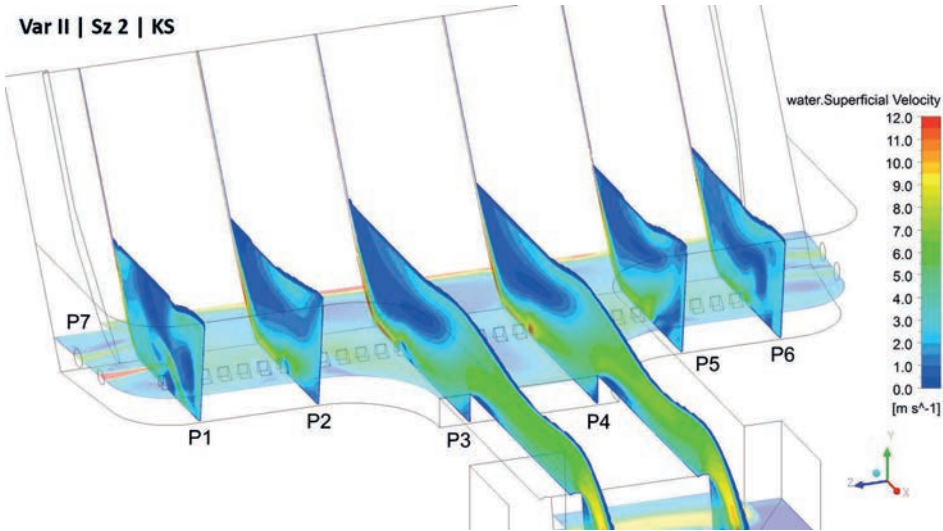
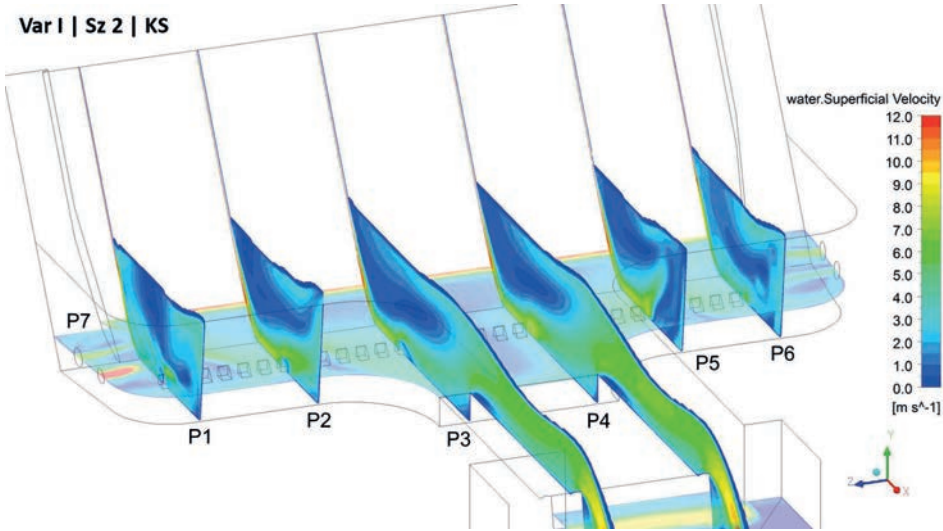


**Var I | Sz 2 | BHQ2**



**Var II | Sz 2 | BHQ2**



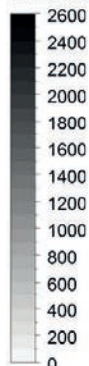




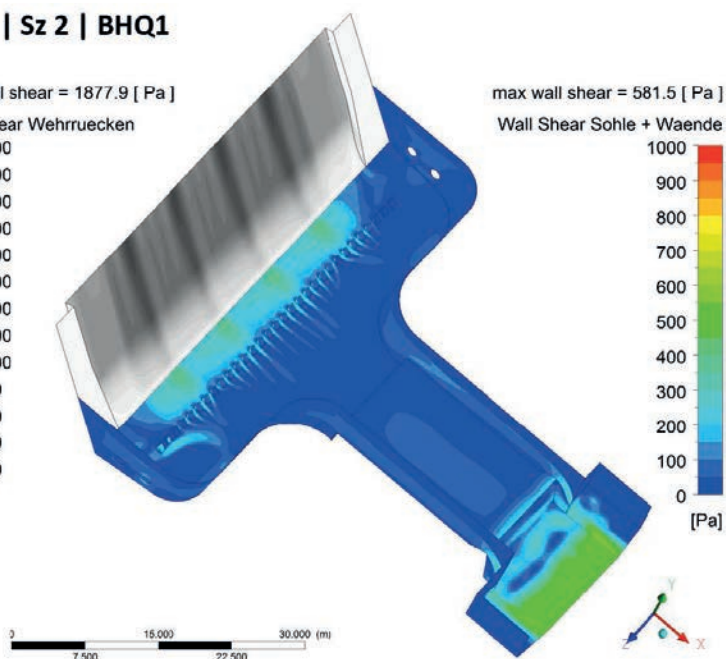
### Var I | Sz 2 | BHQ1

max wall shear = 1877.9 [ Pa ]

Wall Shear Wehrruecken

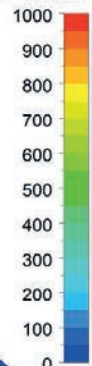


[Pa]



max wall shear = 581.5 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende

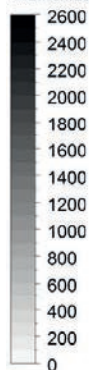


[Pa]

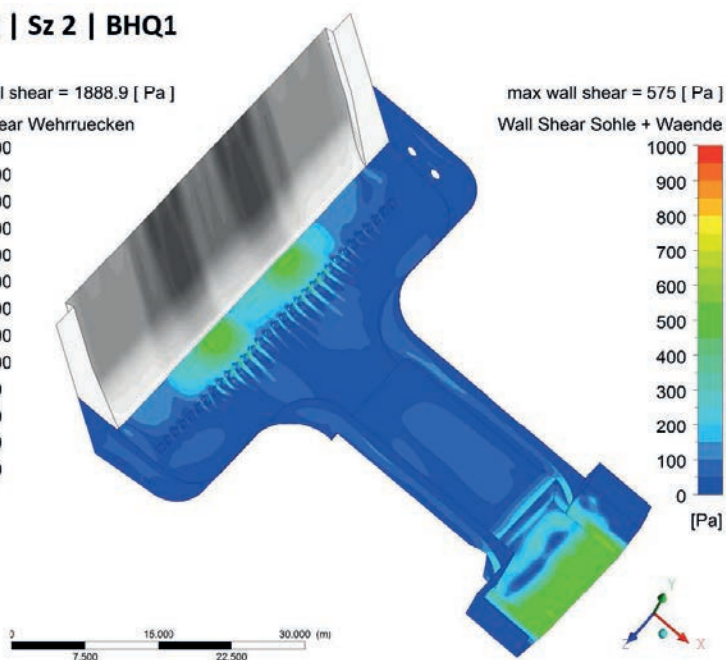
### Var II | Sz 2 | BHQ1

max wall shear = 1888.9 [ Pa ]

Wall Shear Wehrruecken

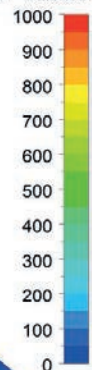


[Pa]



max wall shear = 575 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende

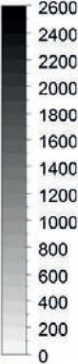


[Pa]

**Var I | Sz 2 | BHQ2**

max wall shear = 2346.9 [ Pa ]

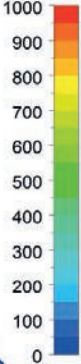
Wall Shear Wehrruecken



[Pa]

max wall shear = 721.7 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



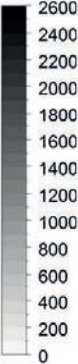
[Pa]



**Var II | Sz 2 | BHQ2**

max wall shear = 2437.3 [ Pa ]

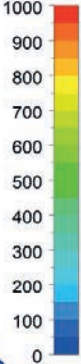
Wall Shear Wehrruecken



[Pa]

max wall shear = 859.1 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



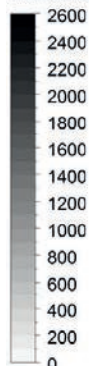
[Pa]



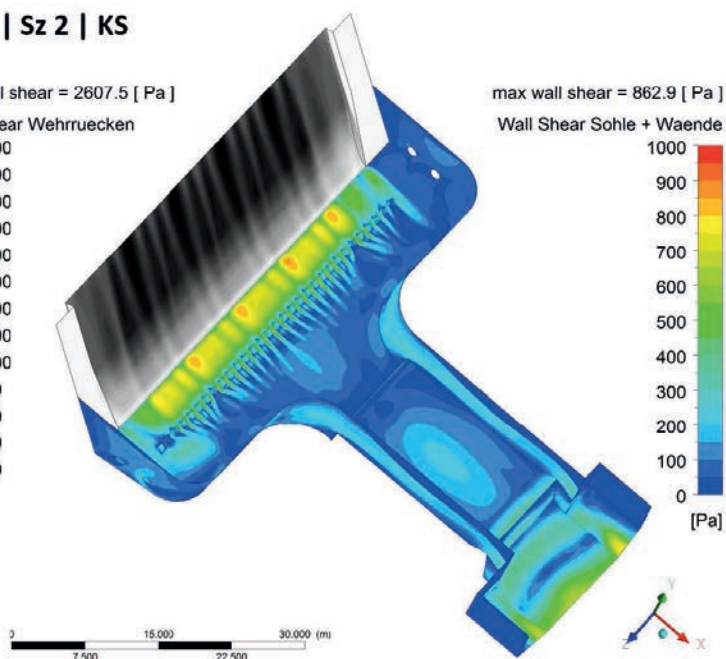
### Var I | Sz 2 | KS

max wall shear = 2607.5 [ Pa ]

Wall Shear Wehrruecken

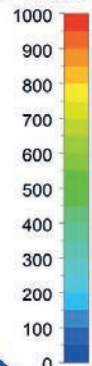


[Pa]



max wall shear = 862.9 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende

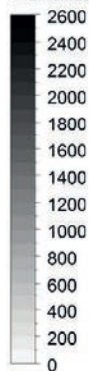


[Pa]

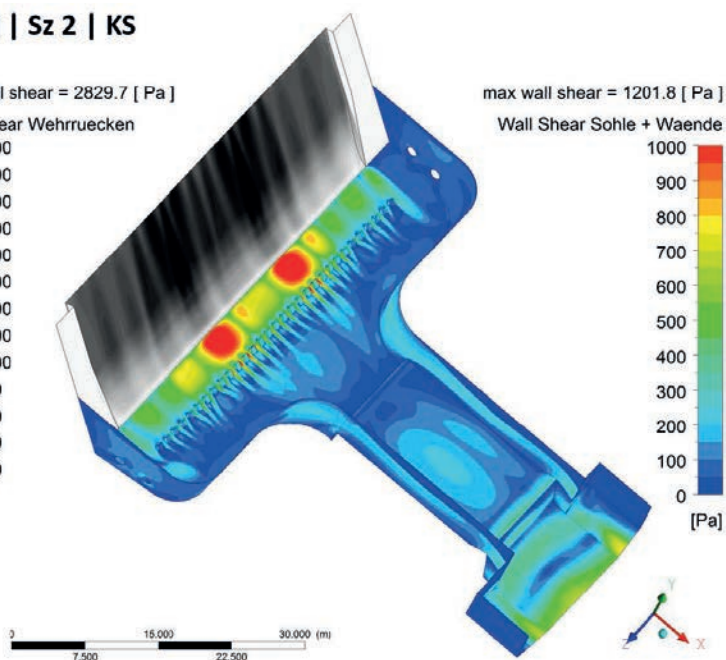
### Var II | Sz 2 | KS

max wall shear = 2829.7 [ Pa ]

Wall Shear Wehrruecken

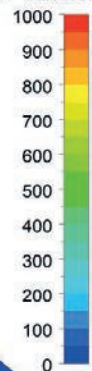


[Pa]



max wall shear = 1201.8 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



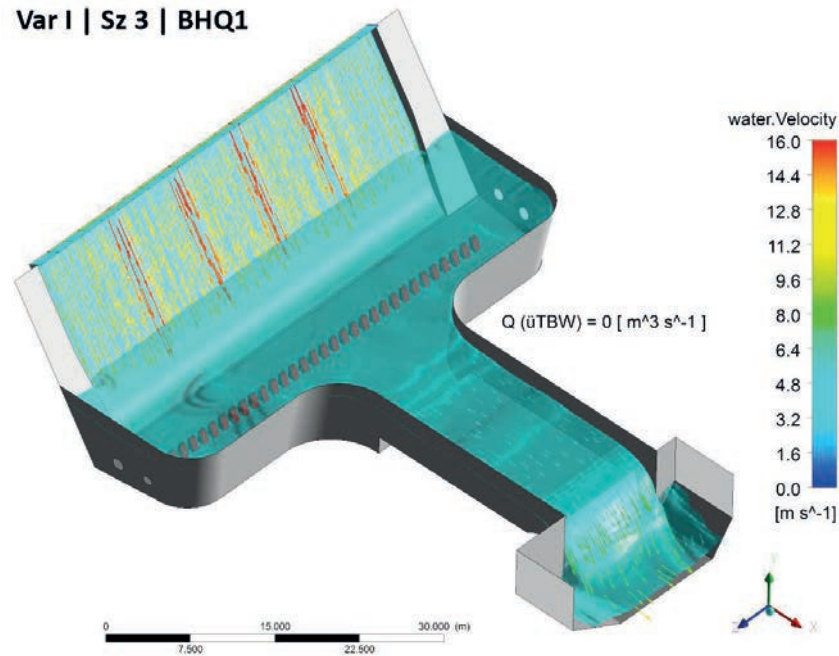
[Pa]



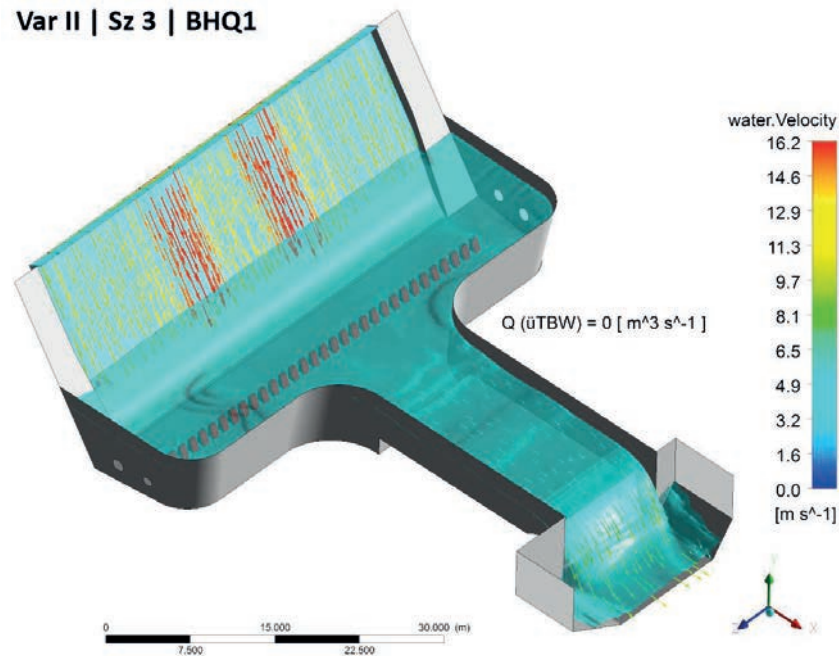
Anhang 4:  
Ergebnisse der numerischen Berechnungen  
für Szenario 3 (Prallblöcke  $h = 1,30 \text{ m}$ )

---

**Var I | Sz 3 | BHQ1**

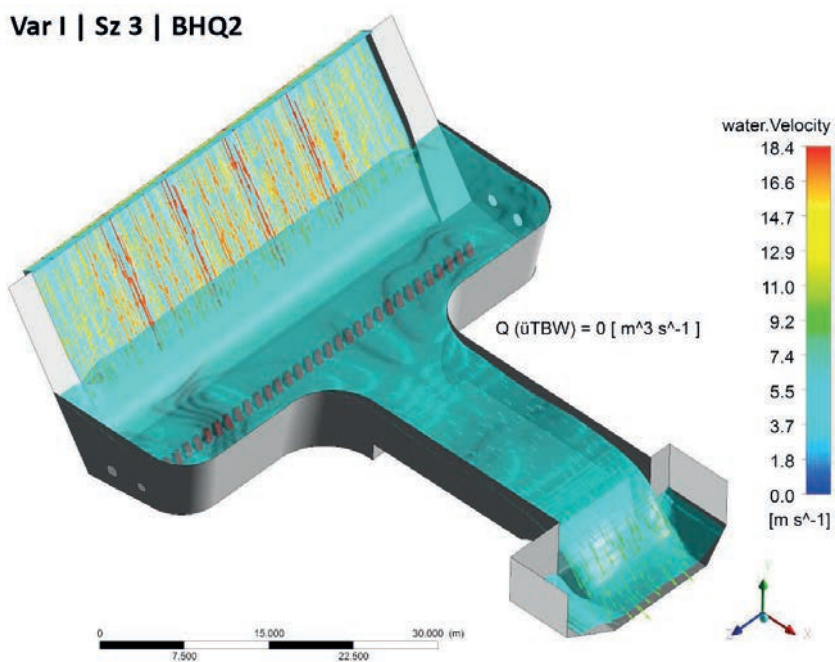


**Var II | Sz 3 | BHQ1**

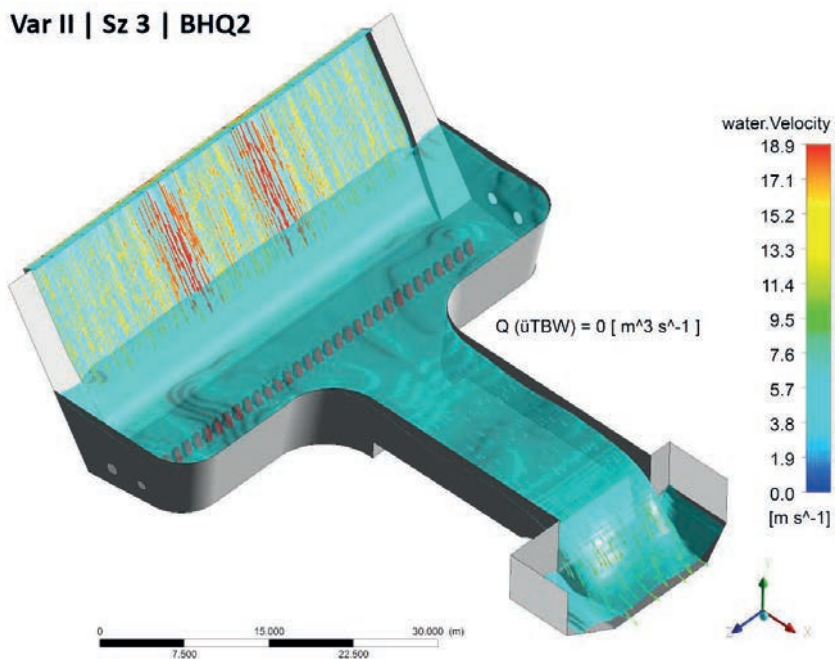




### Var I | Sz 3 | BHQ2

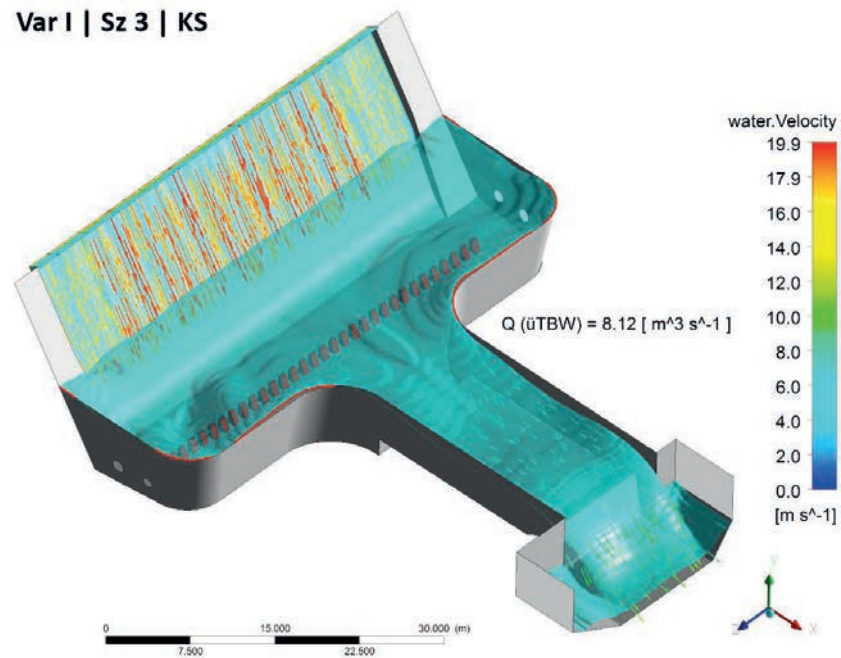


### Var II | Sz 3 | BHQ2

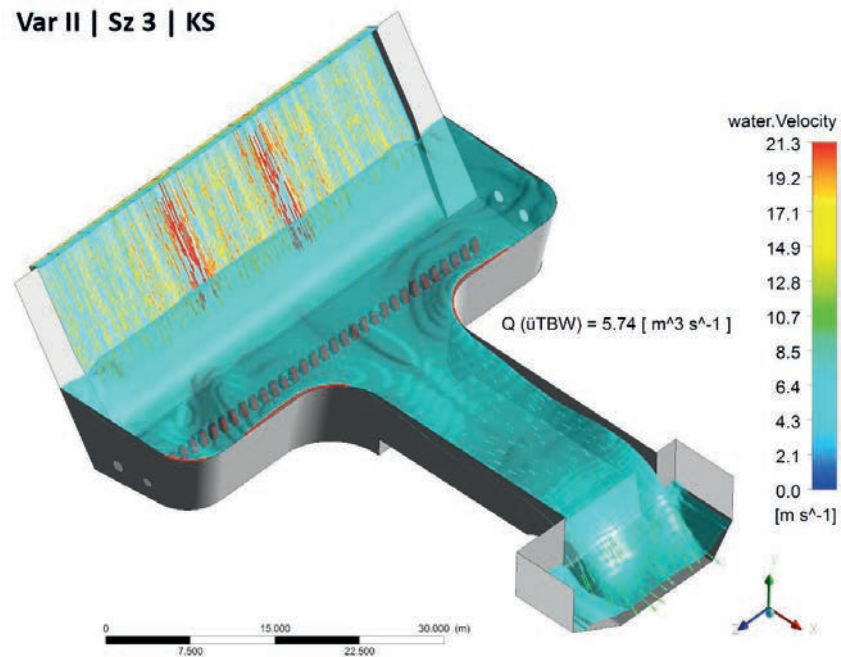




**Var I | Sz 3 | KS**

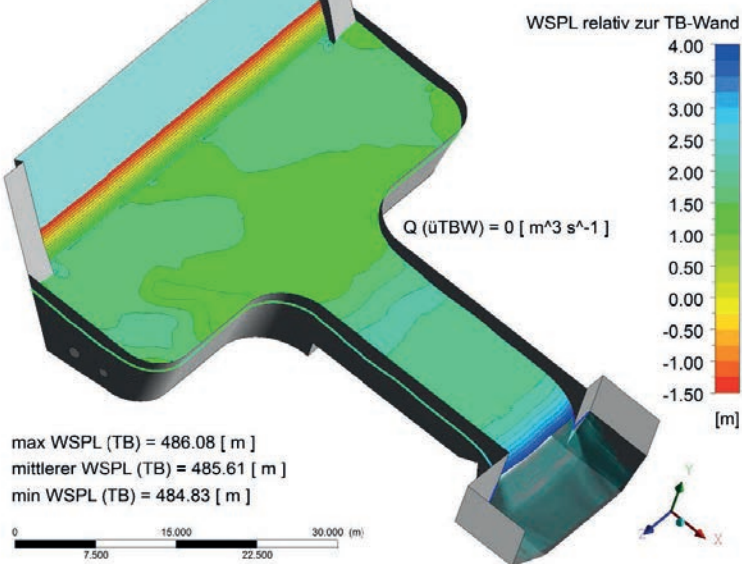


**Var II | Sz 3 | KS**



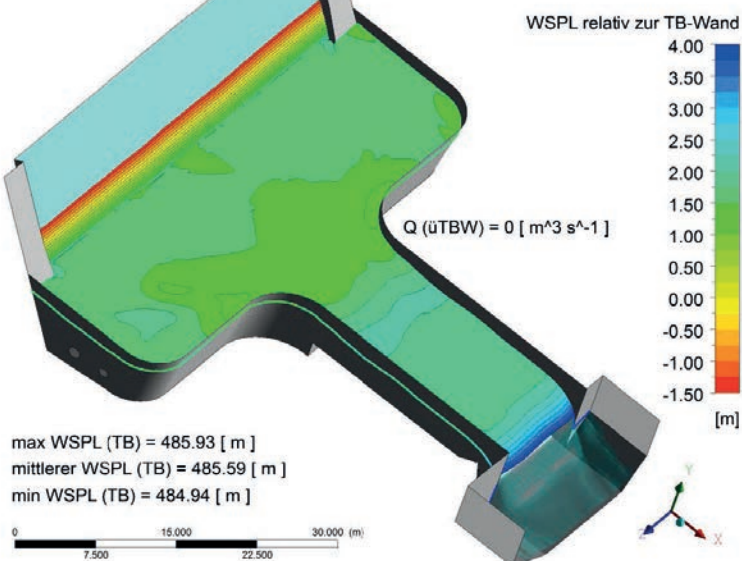
### Var I | Sz 3 | BHQ1

$\min f(TB) = 1.03$  [m]



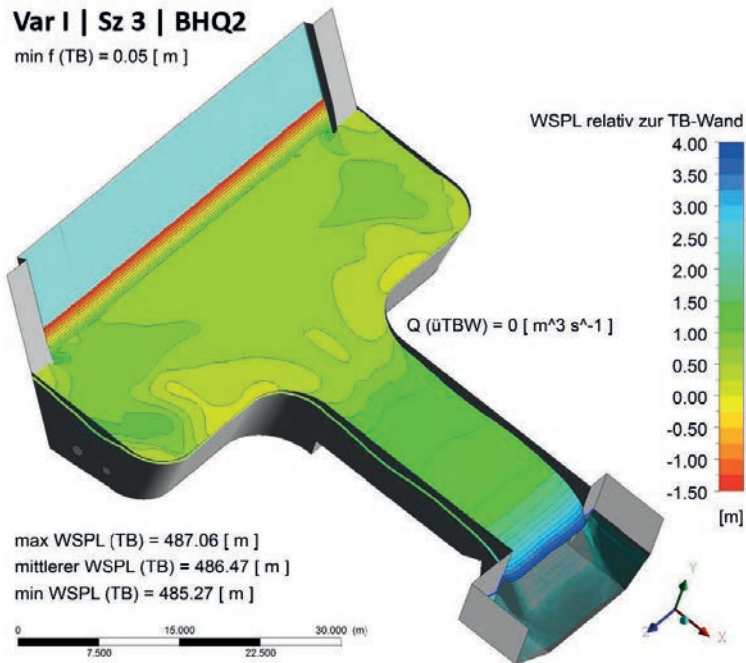
### Var II | Sz 3 | BHQ1

$\min f(TB) = 1.18$  [m]



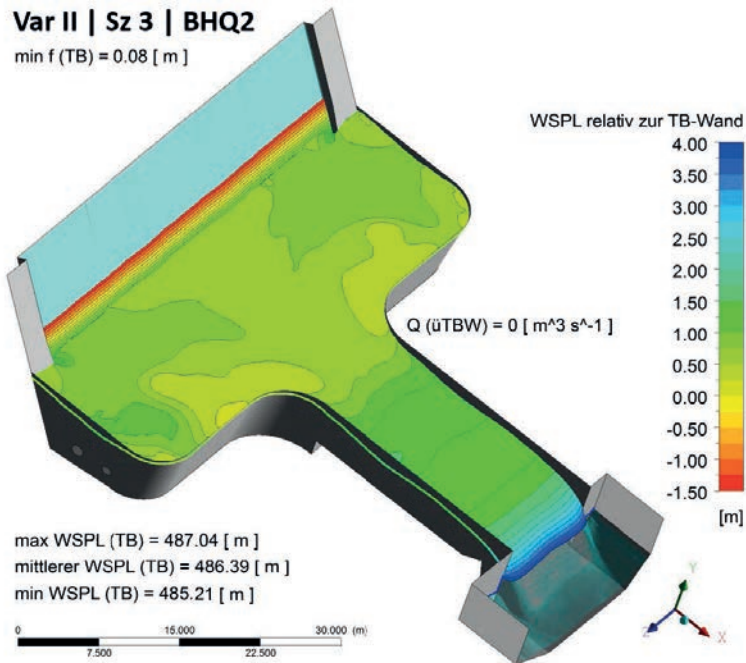
**Var I | Sz 3 | BHQ2**

$\min f(TB) = 0.05$  [ m ]



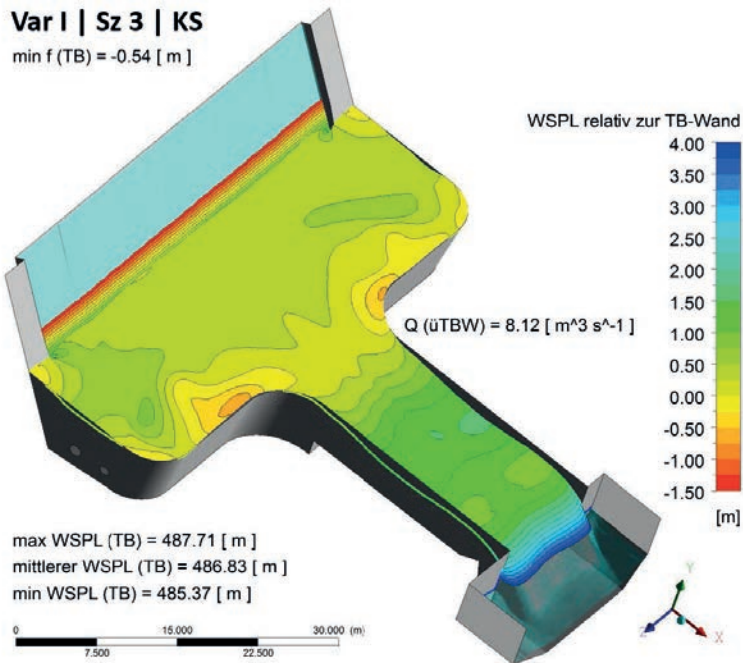
**Var II | Sz 3 | BHQ2**

$\min f(TB) = 0.08$  [ m ]



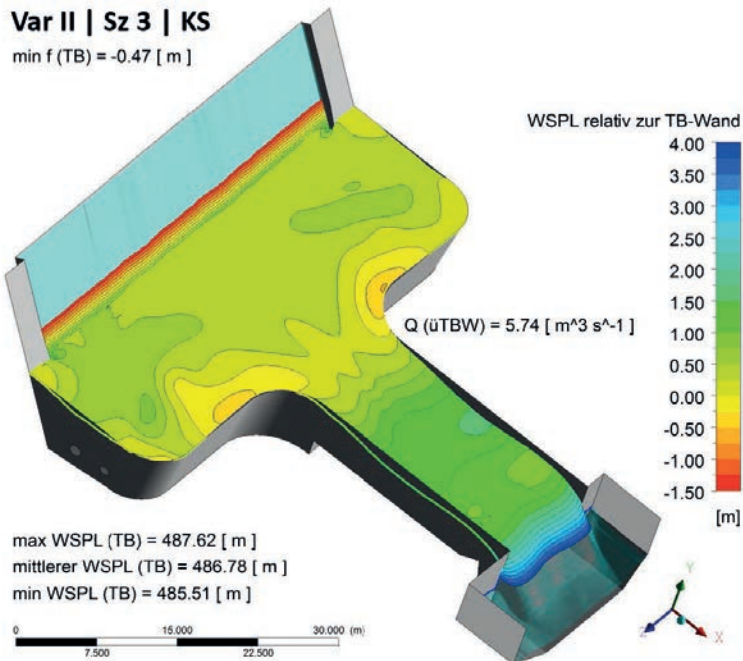
### Var I | Sz 3 | KS

$\min f(TB) = -0.54$  [m]

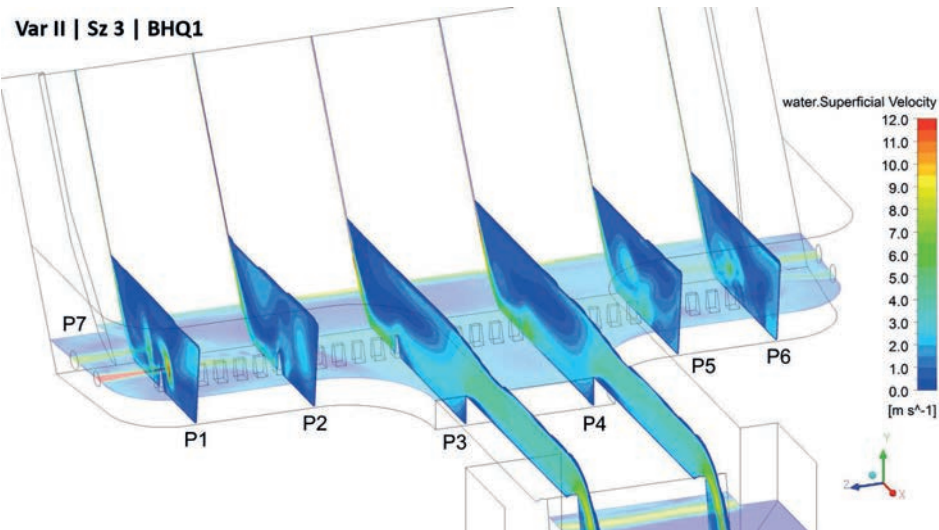
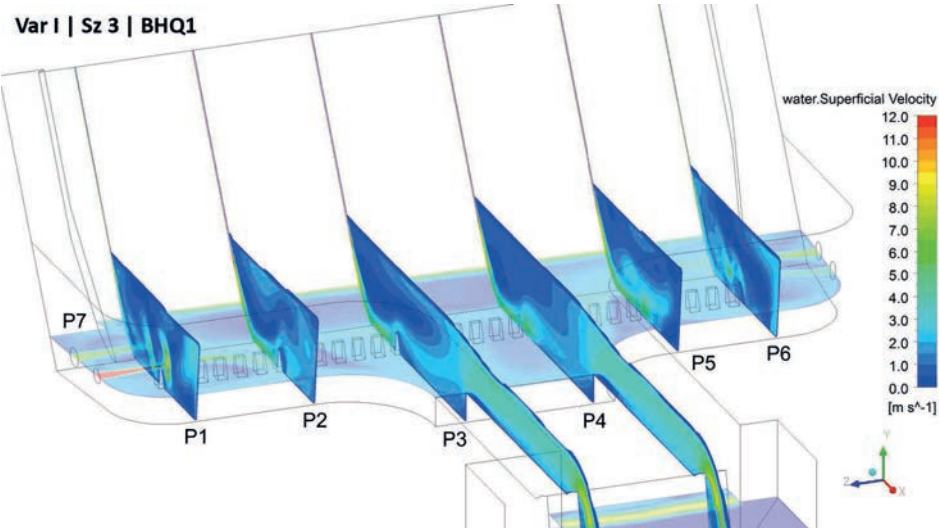


### Var II | Sz 3 | KS

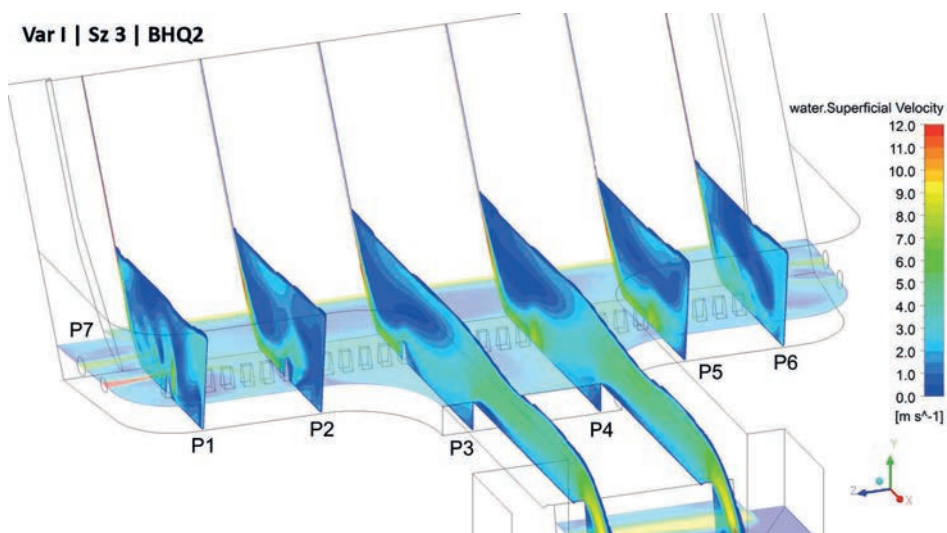
$\min f(TB) = -0.47$  [m]



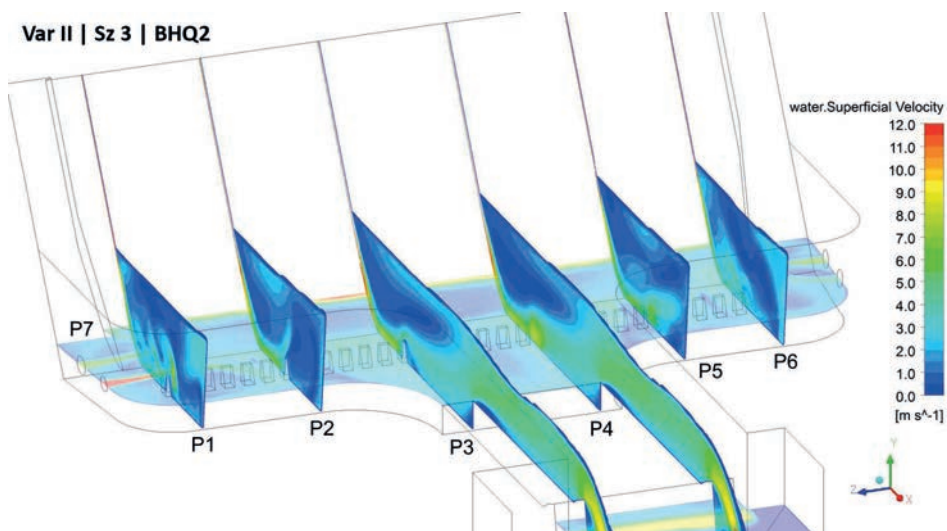


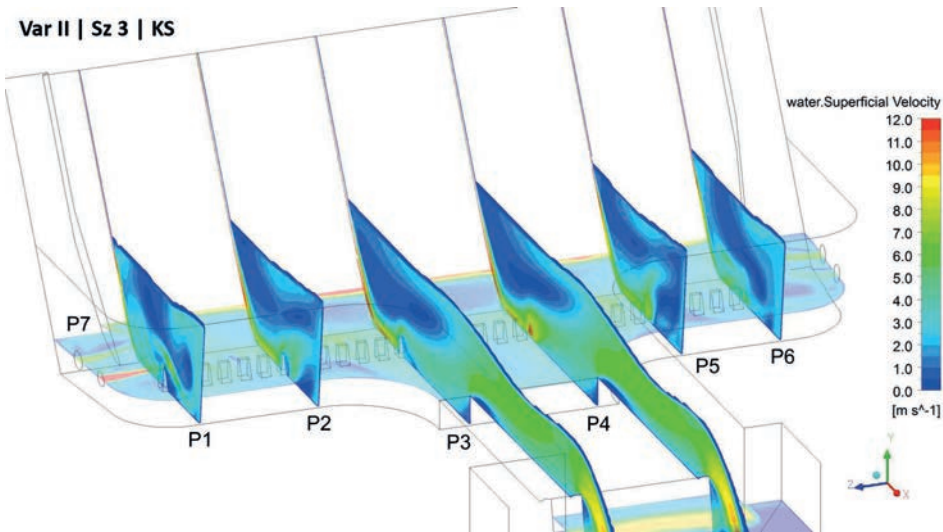
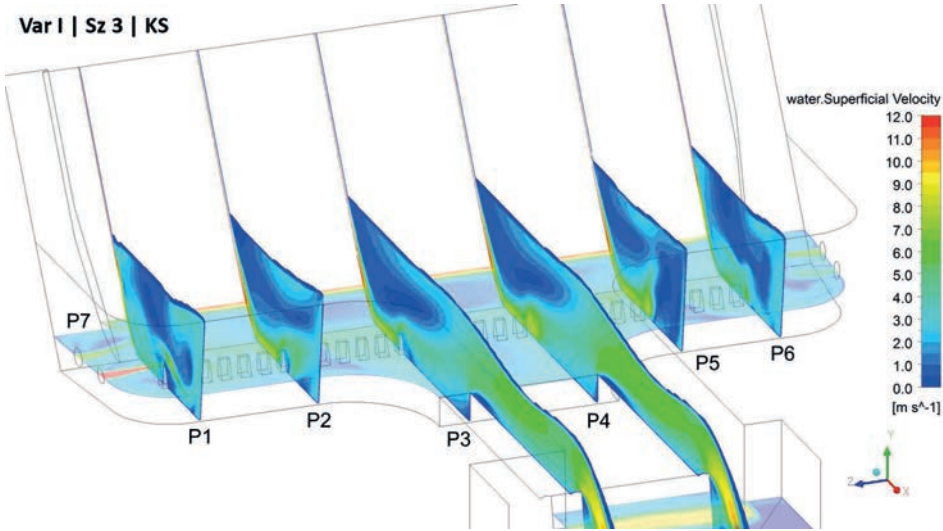


**Var I | Sz 3 | BHQ2**



**Var II | Sz 3 | BHQ2**



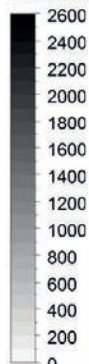




### Var I | Sz 3 | BHQ1

max wall shear = 1877.9 [ Pa ]

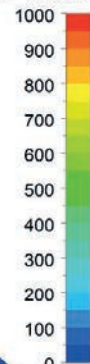
Wall Shear Wehrruecken



[Pa]

max wall shear = 570.7 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



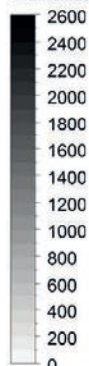
[Pa]



### Var II | Sz 3 | BHQ1

max wall shear = 1888.3 [ Pa ]

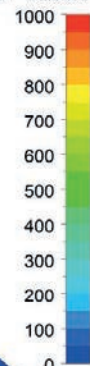
Wall Shear Wehrruecken



[Pa]

max wall shear = 580.7 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



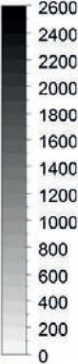
[Pa]



**Var I | Sz 3 | BHQ2**

max wall shear = 2346.9 [ Pa ]

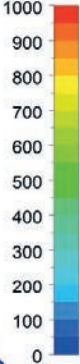
Wall Shear Wehrruecken



[Pa]

max wall shear = 717.5 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



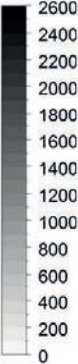
[Pa]



**Var II | Sz 3 | BHQ2**

max wall shear = 2437.3 [ Pa ]

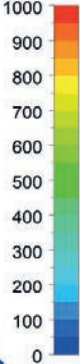
Wall Shear Wehrruecken



[Pa]

max wall shear = 854.6 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



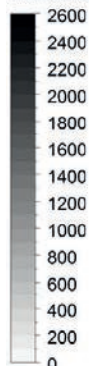
[Pa]



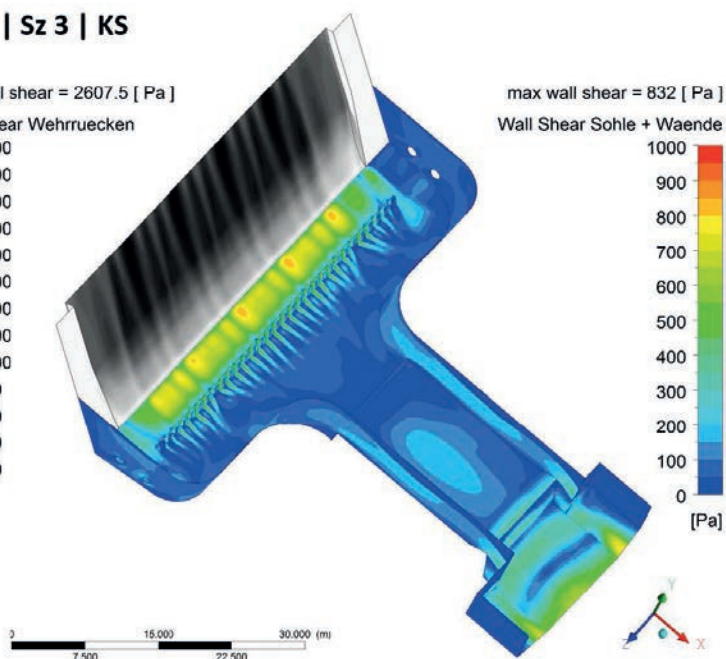
### Var I | Sz 3 | KS

max wall shear = 2607.5 [ Pa ]

Wall Shear Wehrruecken

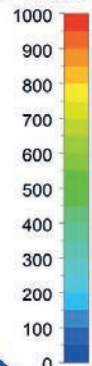


[Pa]



max wall shear = 832 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende

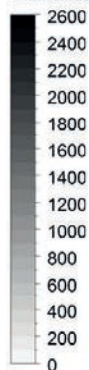


[Pa]

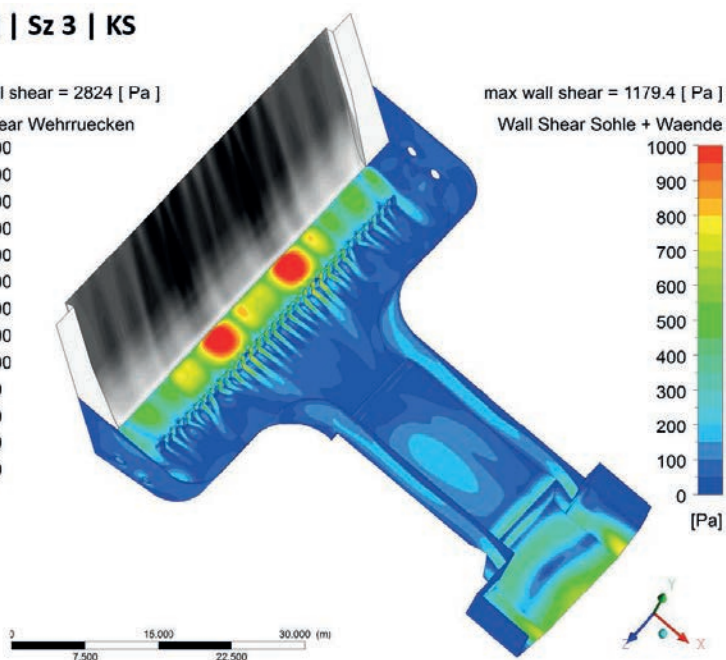
### Var II | Sz 3 | KS

max wall shear = 2824 [ Pa ]

Wall Shear Wehrruecken

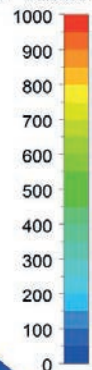


[Pa]



max wall shear = 1179.4 [ Pa ]

Wall Shear Sohle + Waende



[Pa]





