



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN

VIENNA
UNIVERSITY OF
TECHNOLOGY



UNIVERSITÄT FÜR ARCHITEKTUR,
BAUWESEN UND GEODÄSIE - SOFIA

UNIVERSITY OF ARCHITECTURE, CIVIL
ENGINEERING AND GEODESY - SOFIA

DIPLOMARBEIT Master Thesis

VARIANTSTUDIE FÜR EIN FLUSSKRAFTWERK

Ausführungsarten - konventionell,
als bewegliches Wehrkraftwerk mit Hydromatrixmodulen bzw. Roth-Turbinen-Technologie

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Ao. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Reinhard PRENNER

Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie – Forschungsbereich Wasserbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Kaloyan Vichev

Matrikelnummer 1529798

Bulgarien, 1309 Sofia

zh.k. Sveta Troitza 369

Wien, Juli 2018

Unterschrift:

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen Personen bedanken, die mich während des Studiums begleitet und unterstützt haben.

Besonders bedanke ich mich bei Herrn Ao.Univ.Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn. Reinhard Prenner für seine ausgezeichnete und professionelle Betreuung bei der Ausarbeitung der vorliegenden Diplomarbeit und für seine ständige Verfügbarkeit bei der Beantwortung anstehender Fragen.

Weiters darf ich mich noch bei allen Professoren, Assistenten und Mitarbeitern des Instituts für Wasserbau und Ingenieurhydrologie an der TU Wien für das nette und gastfreundliche Verhältnis bedanken.

Einen besonderen und herzlichen Dank schulde ich Herrn Prof. Dipl.–Ing. Dr.techn. Dimitar Kisliakov vom Institut für Wasserbauwesen der Universität für Architektur, Bauwesen und Geodäsie – Sofia, dass er mir bei meinem Doppeldiplomstudium ständig wertvolle Unterstützung gegeben hat.

Anschließend möchte ich mich bei meinen Eltern und Freunden bedanken, die mir mein Studium durch ihre Unterstützung ermöglicht haben und immer ein offenes Ohr für meine Sorgen hatten.

Danke!

Kurzfassung

In der vorliegenden Diplomarbeit wird ein Entwurfsprojekt eines Laufkraftwerkes am Fluss Mur (Steiermark, Österreich) dargestellt. Es sind dazu drei alternative Varianten zur Realisierung der betrachteten Wasserbauanlage ausgearbeitet worden:

- Konventionelle Bauweise
- Flusskraftwerk mit dem Einbau von Hydromatrix-Modulen
- Bewegliches Wehrkraftwerk mit Roth-Turbinen-Modulen

Einleitend wird ein allgemeiner Überblick über Wasserkraftanlagen gegeben mit Bezug auf die Vorstellung der technischen Besonderheiten der drei untersuchten Varianten. Dann folgt eine Standortbeschreibung der Wasserkraftanlage mit der Festlegung der entsprechenden hydrologischen und geologischen Randbedingungen. Eine Einschätzung der Klimabedingungen und der ökologischen Anforderungen wurde auch durchgeführt.

Entsprechend der Ausgangsdaten wurde im nächsten Abschnitt die hydraulischen und statischen Berechnungen durchgeführt und die geometrischen und konstruktiven Abmessungen der Anlagen festgelegt.

Als nächster Schritt des ausgearbeiteten Entwurfs erfolgte die Ermittlung der Maschinenausrüstung und die Dimensionierung des Krafthauses. Gemäß den wasserbaulichen Erfordernissen wurden zusätzliche konstruktive Maßnahmen getroffen (z.B. Kolkschutz, Fischaufstiegsanlage, Dichtschirm usw.). Parallel zu den hydraulischen, statischen und energiewirtschaftlichen Berechnungen, wurden die Pläne der Anlagen (Lagepläne, Querschnitte, Längsprofile) ausgefertigt.

Zum Abschluss erfolgte eine wirtschaftliche Beurteilung der drei Varianten auf Basis der Kapitalwertmethode, spezifischen Energieerzeugung und spezifischen Investition und damit die technisch - wirtschaftlich günstigste Lösung ermittelt.

Abstract

The following master thesis outlines design proposals for a run- of- river plant on the river Mur (Steiermark, Austria). Three different variants of realization of the power plant project are presented:

- Conventional run- of- river plant
- Hydropower plant with integration of Hydromatrix- Modules
- Hydropower plant with movable Roth-Turbine- Modules

The first step of the feasibility study provides a general overview of the technical characteristics of the three design variants. Followed by description of the location and the specific hydrologic and geologic characteristics of the hydropower plant. Further, a description of the climate conditions and the ecological requirements are given.

By means of the initial data, the hydraulic and static calculations are executed and the geometric and constructive size of the power station was defined. The next step of the project established the electro- mechanical equipment and the dimensions of the powerhouse. Compliant with the technical peculiarities, additional constructive measures were defined (ex. scour protection, fish pass etc). In parallel to the hydraulic, static and energetic-economic evaluations, the plans of the power plant were worked out (site plans, cross-sections and longitudinal profiles).

Finally, an economical assessment of the three variants were executed, using the net present value method, the specific energy generation costs and the specific investments, which gives the most economically beneficial solution.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
1.1	Typen von Wasserkraftanlagen.....	3
2	Flusskraftwerke (Niederdruckkraftwerke).....	5
2.1	Konventionelle Bauweisen von Flusskraftwerken.....	5
2.1.1	Blockbauweise bzw. Buchtenkraftwerke.....	5
2.1.2	Zwillingsbauweise.....	6
2.1.3	Pfeilerkraftwerke.....	6
2.1.4	Überströmbare Kraftwerke.....	6
2.1.5	Ausleitungskraftwerke.....	7
2.2	Flusskraftwerke mit eingesetzten Hydromatrix-Modulen (Straflomatrix-Konzept) ...	7
2.3	Bewegliche Wehrkraftwerke.....	9
3	Grundlagen für die Entwurfserstellung.....	12
3.1	Kraftwerkstandort.....	12
3.2	Hydrologische Daten.....	14
3.2.1	Abflussdauerlinien.....	14
3.2.2	Ausbauwassermenge.....	16
3.2.3	Pegelschlüsselkurve.....	16
3.2.4	Charakteristische Abflüsse.....	20
3.3	Geologische Grundlagen.....	21
3.4	Klimabedingungen.....	22
3.5	Flora und Fauna.....	23
4	Hydraulische Bemessung der Wehranlage.....	25
4.1	Bestimmung der charakteristischen Wassertiefen.....	25
4.1.1	Berechnung der Grenztiefe im Fluss.....	25
4.2	Hochwasserabfuhr bei der Wehranlage mit 4 Wehrfelder und 2 Kaplan-Rohrturbinen.....	28
4.2.1	Hochwasserabfuhr beim Bemessungshochwasser $HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ bei Ausfall eines Wehrfeldes (n-1)- Bedingung.....	29
4.2.2	Hochwasserabfuhr beim Sicherheitshochwasser $HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$	31
4.2.3	Regelung des Stauzieles mit der Stauklappe am Segment.....	32
4.2.4	Bemessung des Tosbeckens.....	32

4.3	Hochwasserabfuhr bei der Wehranlage mit 4 Wehrfelder mit Hydromatrix-Modulen	36
4.3.1	Hochwasserabfuhr beim Bemessungshochwasser $HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ bei Ausfall eines Wehrfeldes (n-1)- Bedingung.	37
4.3.2	Hochwasserabfuhr beim Sicherheitshochwasser $HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$	40
4.3.3	Leistungsfähigkeit der Stauklappe am Hydromatrix-Modul	42
4.4	Hochwasserabfuhr bei der Wehranlage mit 6 Wehrfelder mit Roth-Turbinen-Modulen	44
4.4.1	Hochwasserabfuhr beim Bemessungshochwasser $HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ bei Ausfall eines Wehrfeldes (n-1)- Bedingung	46
4.4.2	Hochwasserabfuhr beim Sicherheitshochwasser $HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$	48
4.4.3	Leistungsfähigkeit der Abschwemmklappe am Roth-Turbinen-Modul	50
4.4.4	Bemessung des Tosbeckens	51
5	Ermittlung der Maschinenausrüsting	55
5.1	Bemessung der Variante mit der Kaplan- Rohrturbine	55
5.2	Bemessung der Hydromatrix- Turbine	58
5.3	Bemessung der Bulb- Rohrturbine (Roth- Turbine)	60
6	Betrachtung der ausgearbeiteten Varianten von WKW "Ehrenhausen I".....	63
6.1	Blockkraftwerk mit 2 Kaplan- Rohrturbinen	63
6.1.1	Konstruktive Besonderheiten der Wehranlage.....	63
6.1.2	Krafthaus und der Turbinenausrüstung.....	64
6.1.3	Zusätzliche Maßnahmen.....	65
6.2	Hydromatrix- Wehrkraftwerk.....	65
6.2.1	Konstruktive Besonderheiten der Wehranlage.....	66
6.2.2	Konstruktive Gestaltung der Stahlkonstruktion	66
6.2.3	Parameter der Turbinenausrüstung	67
6.2.4	Zusätzliche Maßnahmen.....	67
6.3	Wehrkraftwerk mit Bulb- Rohrturbinen (Roth- Turbinen)	68
6.3.1	Konstruktive Besonderheiten der Wehranlage.....	68
6.3.2	Turbinenausrüstung	69
6.3.3	Zusätzliche Maßnahmen.....	70
7	Energiewirtschaft- Ermittlung des Jahresvermögens	71
7.1	Blockkraftwerk mit 2 Kaplan- Rohrturbinen	73
7.2	Hydromatrix- Wehrkraftwerk.....	74

7.3	Wehrkraftwerk mit Bulb- Rohrturbinen (Roth- Turbinen)	75
7.4	Gegeüberstellung der Energieerzeugungskosten der drei Varianten	76
8	Kostenschätzung und wirtschaftliche Beurteilung	78
8.1	Blockkraftwerk mit 2 Kaplan- Rohrturbinen	79
8.2	Hydromatrix- Wehrkraftwerk.....	84
8.3	Wehrkraftwerk mit Roth- Turbinen	88
8.4	Wirtschaftliche Beurteilung und Ermittlung der wirtschaftlich günstigsten Lösung von den drei Varianten	92
8.4.1	Blockkraftwerk mit 2 Kaplan- Rohrturbinen.....	93
8.4.2	Hydromatrix- Wehrkraftwerk	94
8.4.3	Bewegliches Wehrkraftwerk mit Roth- Turbinen	95
8.4.4	Berechnung der spezifischen Energieerzeugung und der spezifischen Investiton	96
9	Schlussfolgerung.....	97
10	Literaturverzeichnis	98
11	Tabellenverzeichnis.....	99
12	Abbildungsverzeichnis.....	101
13	Pläne	

1 Einleitung

Die erneuerbaren Energien sind die beste Lösung der gegenwärtigen und zukünftigen Energieherausforderungen auf der ganzen Welt. Diese Energiequellen sind eine Grundvoraussetzung für die Befriedigung des Energiebedarfs der Menschheit und für die Entwicklung einer lebenswichtigen, umweltfreundlichen Wirtschaft in Richtung niedriger CO₂- Emissionen.

Die Verwendung der erneuerbaren Energiequellen wie Windenergie, Sonnenenergie, geothermische Energie, Hydroenergie, Energie aus Müll (Deponiegas) usw. sichert die Energiebilanz im Energiesystem und entspricht den Anforderungen des Klimaschutzes und erlaubt eine Energieunabhängigkeit.

erneuerbarer Strom insgesamt	49.777 GWh / 179,2 PJ
Wasserkraft	39.752 GWh
Windkraft	4.679 GWh
Biomasse (fest, flüssig, gasförmig)	3.299 GWh
Laugen	1.110 GWh
Photovoltaik	937 GWh
Geothermie	0,1 GWh
erneuerbare Wärme insgesamt	49.157 GWh / 177,0 PJ
Biomasse (fest, flüssig, gasförmig)	28.984 GWh
Fernwärme (erneuerbarer Anteil)	10.494 GWh
Laugen	5.423 GWh
Solarthermie	2.129 GWh
Umgebungswärme	2.043 GWh
Geothermie	84 GWh
erneuerbare Kraftstoffe insgesamt	7.760 GWh / 27,9 PJ
Biokraftstoffe (beigemischt)	7.760 GWh
Summe Bruttoendenergieverbrauch	106.694 GWh / 384,1 PJ

Abb. 1.1 *Bruttoenergieverbrauch erneuerbarer Energie in Österreich, 2016 [1]*

In der Tabelle des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft sieht man, dass die Wasserkraft als Energiequelle einen bedeutenden Platz bei der Energieversorgung Österreichs einnimmt. Im Allgemeinen werden rund 63% des produzierten Stroms aus Wasserkraft aus österreichischen Wasserkraftwerken generiert. (41,2% - Laufkraftwerke; 21,2 – Speicherkraftwerke), während im Europa diese Zahl nur 12% und weltweit nur 16% ist.

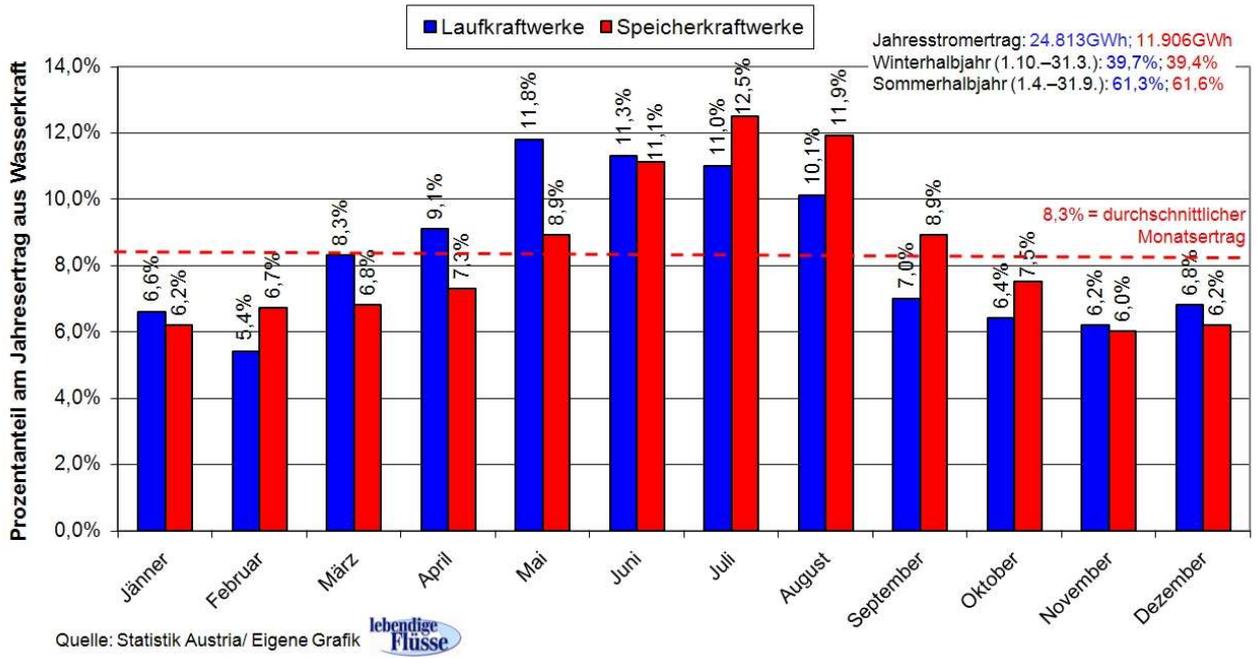


Abb.1.2 Stromproduktion aus Lauf- und Speicherkraftwerken (Jahr 2008) [3]

Inländische Erzeugung: 64.947 GWh

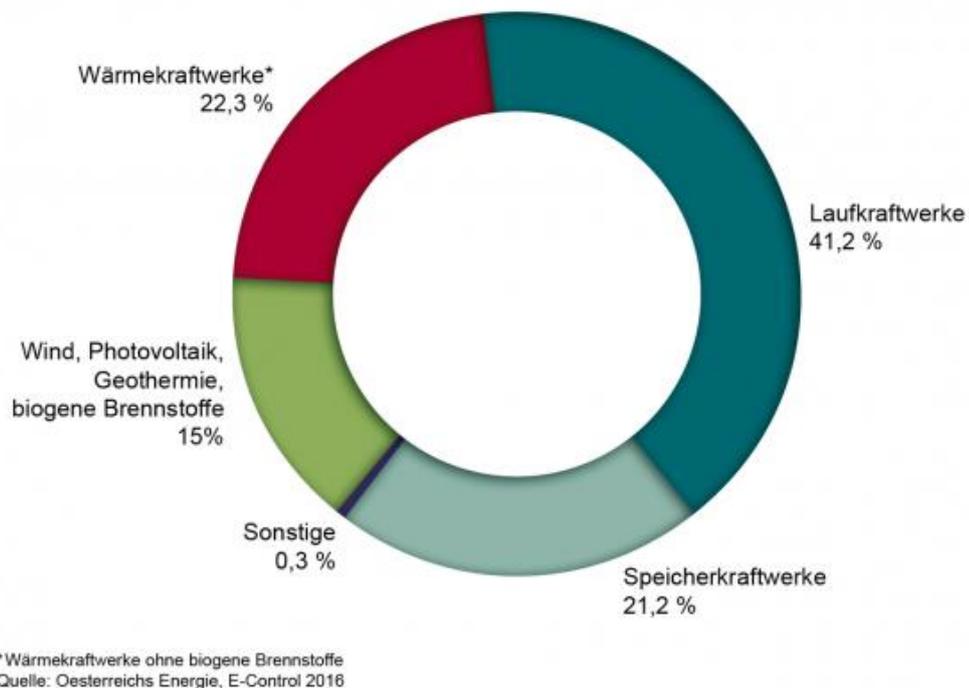


Abb. 1.3 Stromerzeugungsmix Österreich 2015 [2]

Rund 35,5% der gesamten Inlandserzeugung elektrischer Strom wird von den großen Laufkraftwerken erzeugt, ca. 17,8% von den Großwasserkraft- Speicherkraftwerken und 6,2% von den Kleinwasserkraftwerken (Daten aus dem Jahr 2007). Unter dem Begriff Groß-Wasserkraftwerk versteht man solche Wasserkraftanlagen, die eine Engpassleistung

von über 10 Megawatt haben. In Österreich gibt es über 150 Groß-Wasserkraftwerke, die 89,5% an der gesamten Wasserkraft betragen. Die restlichen 10,5% kommen aus den Klein-Wasserkraftwerken, deren Anzahl in Österreich ca. 4000 ist. Ein Blick auf die Steiermark zeigt, dass die Groß-Wasserkraftwerke in diesem Bundesland (ca.23 KWs) und die Klein-Wasserkraftwerke (ca.1000 KWs) eine Energieerzeugung von 3500 GWh aufweisen. Ein mittelgroßes Murkraftwerk erzeugt ca. 75 GWh (= 75 Millionen kWh) Strom.

Die angegebenen Daten und Informationen wurden von [1], [2] und [3] entnommen

1.1 Typen von Wasserkraftanlagen

Wasserkraftwerke sind Bauwerke, deren Hauptfunktion die Umwandlung der potenziellen und kinetischen Energie des Wassers mit Hilfe einer Wasserkraftmaschine in mechanische bzw. in elektrische Energie ist. Diese Art der Energieerzeugung sollte nur geringen Einfluss auf die ökologischen Vorgänge in den betroffenen Gewässern haben. In Abhängigkeit von dem Standort der Anlage, von den Besonderheiten des Energieerzeugungsprozesses und von den wirtschaftlichen Parametern können die Wasserkraftwerke in folgenden Gruppen eingeteilt werden.

1.1.1 Nach den technischen Besonderheiten:

- a. Laufwasserkraftwerke
 - Flusskraftwerke – Blockbauweise, Zwillingsbauweise, Inselkraftwerk, Pfeilerkraftwerke, überströmbare Flusskraftwerke
 - Ausleitungskraftwerke
- b. Speicherkraftwerke mit natürlichem Zufluss
- c. Pumpspeicherkraftwerke (ohne und mit natürlichem Zufluss)
- d. Gezeitenkraftwerke
- e. Depressionskraftwerke
- f. Wasserleitungskraftwerke
- g. Wasserkraftanlagen mit unterirdischen Speichersystemen
- h. Hydromatrix-Wehrkraftwerke
- i. Bewegliche Wehrkraftwerke

1.1.2 Nach der Fallhöhe:

- a. Niederdruckanlagen – Fallhöhe < 15m
- b. Mitteldruckanlagen – 15m < Fallhöhe < 50m
- c. Hochdruckanlagen – Fallhöhe > 50m

1.1.3 Nach dem Standort:

- a. Flusskraftwerke im Unterlauf
- b. Wasserkraftwerke im Mittelgebirge
- c. Speicherkraftwerke im Hochgebirge

1.1.4 Nach der installierten Leistung:

- a. Kleinwasserkraftanlagen – (< 1 MW)
- b. Mittlere Wasserkraftanlagen – (< 100 MW)
- c. Großwasserkraftanlagen – (> 100 MW)

1.1.5 Nach dem energiewirtschaftlichen Gesichtspunkt:

- a. Grundlastkraftwerke;
- b. Mittellastkraftwerke;
- c. Spitzenlastkraftwerke;

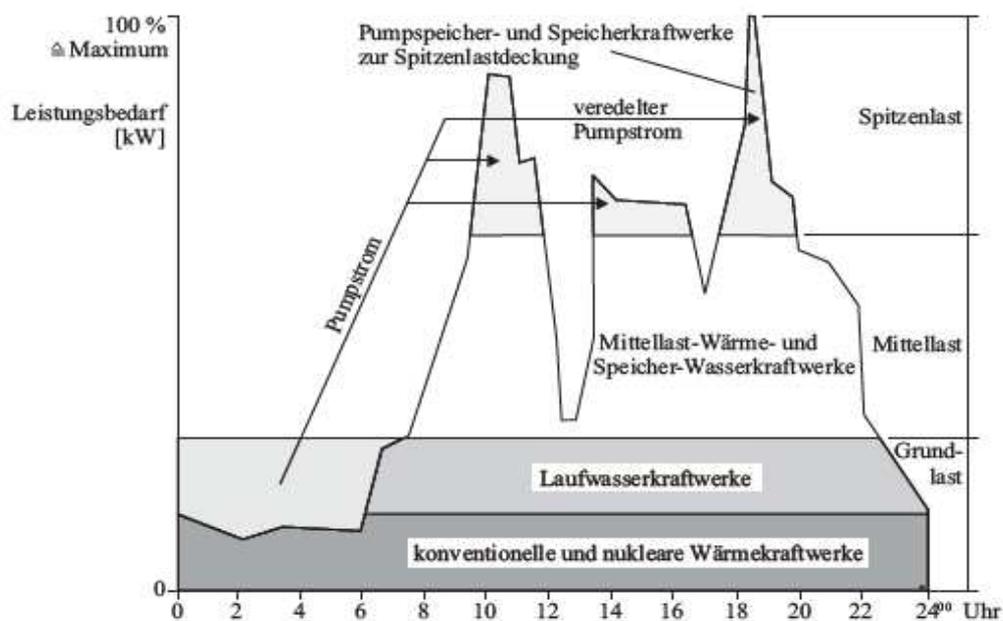


Abb. 1.4 Typische Tagesganglinie des Leistungsbedarfes und deren Deckung durch Grund-, Mittel- und Spitzenlastkraftwerke [4]

Die Angaben in diesem Abschnitt wurden von [4] und [5] entnommen.

2 Flusskraftwerke (Niederdruckkraftwerke)

Flusskraftwerke sind Niederdruckanlagen, die das natürliche Gefälle des Flusses nutzen. Die Anlage wird direkt im Flussbett gebaut und quer zum Stromstrich ausgerichtet. Eine Flusskraftwerke besteht aus der Wehranlage und dem Krafthaus, die in allgemeinem Fall auf einer Achse nebeneinanderliegen. Bei diesem Typ von Wasserkraftwerken geht es normalerweise um eine Fallhöhe von 4 bis 15 m und einen Durchfluss von mehreren hundert bis tausenden Kubikmeter, in Abhängigkeit von den hydrologischen Randbedingungen des betroffenen Flusses. Im Unterschied zu den Speicherkraftwerken ist bei den Flusskraftwerken kein großes Speichervolumen gegeben. Ein anderer Unterschied liegt in der Maschinenausrüstung. Typisch bei den Niederdruckanlagen sind Propeller-, Kaplan-, Rohr-, Straflo Turbinen sowie die modernen Hydromatrix-Module. Bei großen schiffbaren Flüssen ist die Errichtung eines zusätzlichen Schleusenbauwerkes erforderlich. Zur Erhaltung eines durchgehenden Gewässerkontinuum ist auch die Herstellung von Fischwanderhilfen notwendig.

In der ausgearbeiteten Diplomarbeit werden drei Bauarten von Flusskraftwerken untersucht: Der konventionelle Typ, das bewegliche Wehrkraftwerk mit Hydromatrix-Module bzw. mit Roth-Turbinen Ausrüstung.

2.1 Konventionelle Bauweisen von Flusskraftwerken

Man unterscheidet folgende konventionelle Bauweisen in Abhängigkeit von der Anordnung des Krafthauses und der Wehranlage:

2.1.1 Blockbauweise, bzw. Buchtenkraftwerke

In diesem Fall werden das Krafthaus und die darin befindende Maschinenausrüstung an der geschleibefreien Seite des Flusslaufes positioniert. Als Standort für Blockkraftwerke werden solche Orte ausgewählt, wo keine zusätzliche Verbreiterung des Flussquerschnittes notwendig ist.

Bei schmalen Flüssen legt man das Krafthaus in eine künstliche Flusserweiterung (Buchtenkraftwerk)

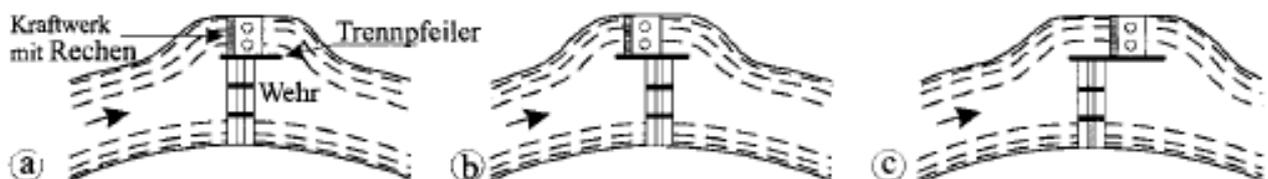


Abb. 2.1 Varianten von Anordnung des Krafthauses beim Buchtenkraftwerk [4]

2.1.2 Zwillingsbauweise

Diese Bauweise ist typisch für wasserreiche Flüsse, wo mehrere Maschinensätze vorhanden sind und eine größere Breite des Krafthauses notwendig ist. Im diesem Fall gibt es zwei Krafthäuser an den beiden Seiten des Flusslaufes. Sehr häufig wird diese Bauweise bei Grenzkraftwerken angetroffen.

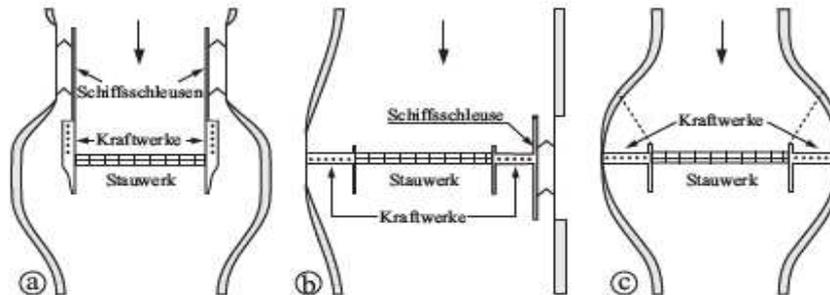


Abb. 2.2 Ausführungsvarianten vom Zwillingskraftwerk [4]

2.1.3 Pfeilerkraftwerke

Bei diesen Kraftwerken sind die Maschinensätze in den Pfeiler eingebaut und diese haben gleichzeitig die Funktion von Wehrpfeiler und Turbinenpfeiler.

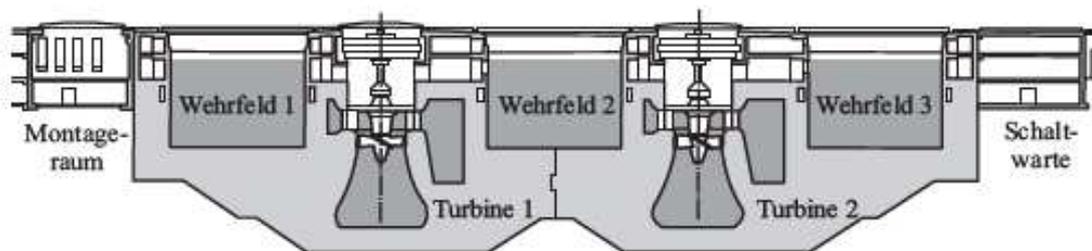


Abb. 2.3 Pfeilerkraftwerk (Querschnitt) [4]

2.1.4 Überströmbare Kraftwerke

Das ist ein multifunktionaler Typ von Kraftwerken, weil bei dieser Bauweise der Gesamtbaukörper die folgenden drei Aufgaben hat: Stauhaltung, Aufnahme der Maschinensätze und die Hochwasserentlastung.

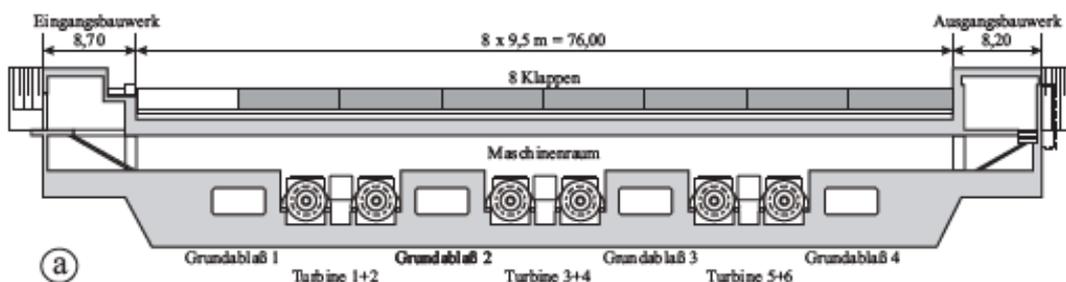


Abb. 2.4 Überströmbarer Kraftwerk, Ansicht vom Unterwasser [4]

2.1.5 Ausleitungskraftwerke

Bei dieser Sonderform von Flusskraftwerke wird bei der Wehranlage (Absperrbauwerk) mittels eines seitlichen Wasserentnahmebauwerks (Einlaufbauwerk) die Ausbauwassermenge entnommen. Dieses Wasser wird mittels einer künstlich errichteten Triebwasserleitung zum Kraftwerk geleitet. Das abgearbeitete Wasser fließt schließlich in den Fluss zurück.

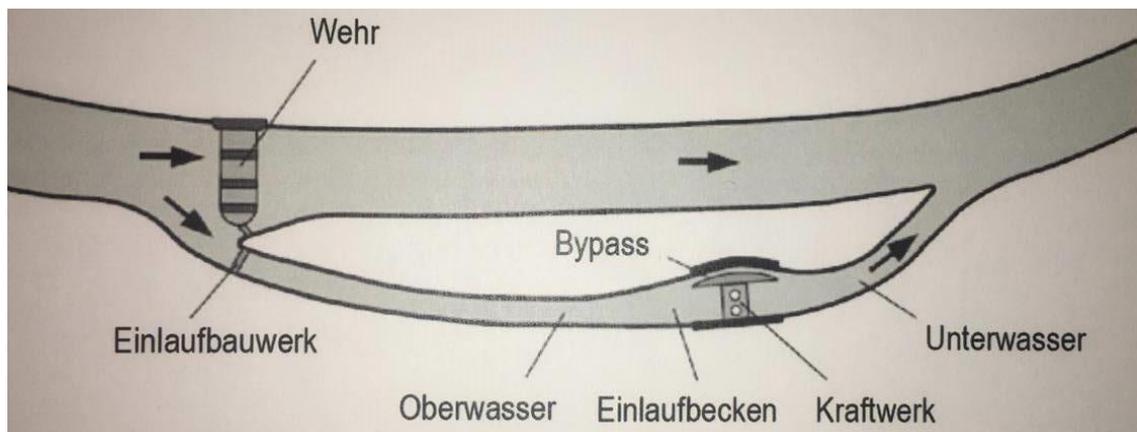


Abb. 2.5 Schema eines Ausleitungskraftwerkes [5]

2.2 Flusskraftwerke mit eingesetzten Hydromatrix-Modulen (Straflo-Matrix Konzept)

Ein Hydromatrix-Modul besteht aus rasterförmig angeordneten Turbinen-Generator-Einheiten (unregulierten Propellerturbinen), die in einer Stahlkonstruktion montiert sind. Die Hydromatrix-Module kommen bereits fertig zusammengesetzt an die Baustelle, wo sie mittels eines Kranes in die Wehranlagen, Schiffschleusen, Bewässerungsanlagen, Einlaufbauwerke etc. eingesetzt werden können. Dank der Konstruktion des Moduls kann die Demontage und die Reparatur der einzelnen TG-Einheiten leicht und kostengünstig erfolgen.

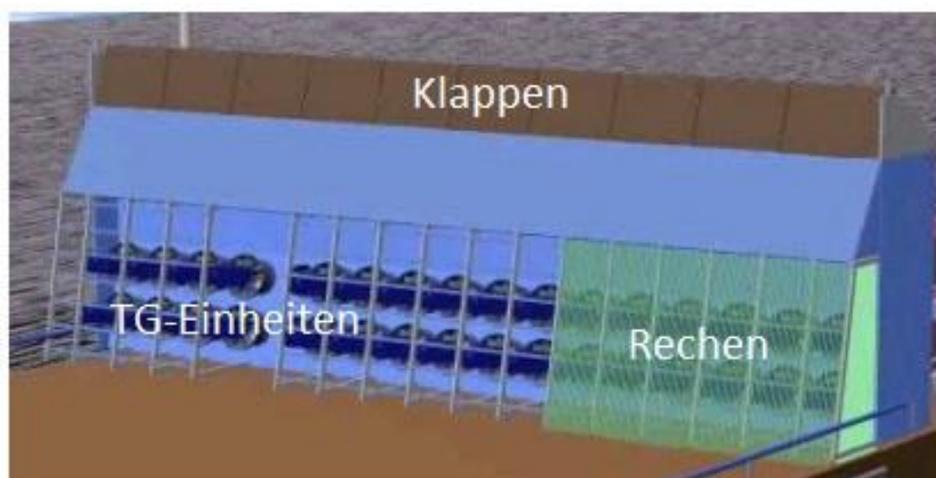


Abb. 2.6 Konstruktion eines Hydromatrix-Moduls [5]

Im Unterschied zu den konventionellen Bauweisen, wo Großturbinen im Einsatz sind, gelten bei dem Hydromatrix-Konzept spezifische Anwendungskriterien. Der notwendige verfügbare Durchfluss sollte ab $100 \text{ m}^3/\text{s}$ ($5\text{-}12 \text{ m}^3/\text{s}$ pro TG-Einheit) sein und die Fallhöhe zwischen 2 m und 20 m liegen. Im normalen Betrieb der Anlage hat die Überdeckung am Austritt- mindestens 30 cm über die obere Kante des Saugrohres zu betragen. Diese Überdeckung kann größer in Abhängigkeit von der Fallhöhe sein. Die Anforderung für eine minimale Unterwassertiefe ist 1,5 m.

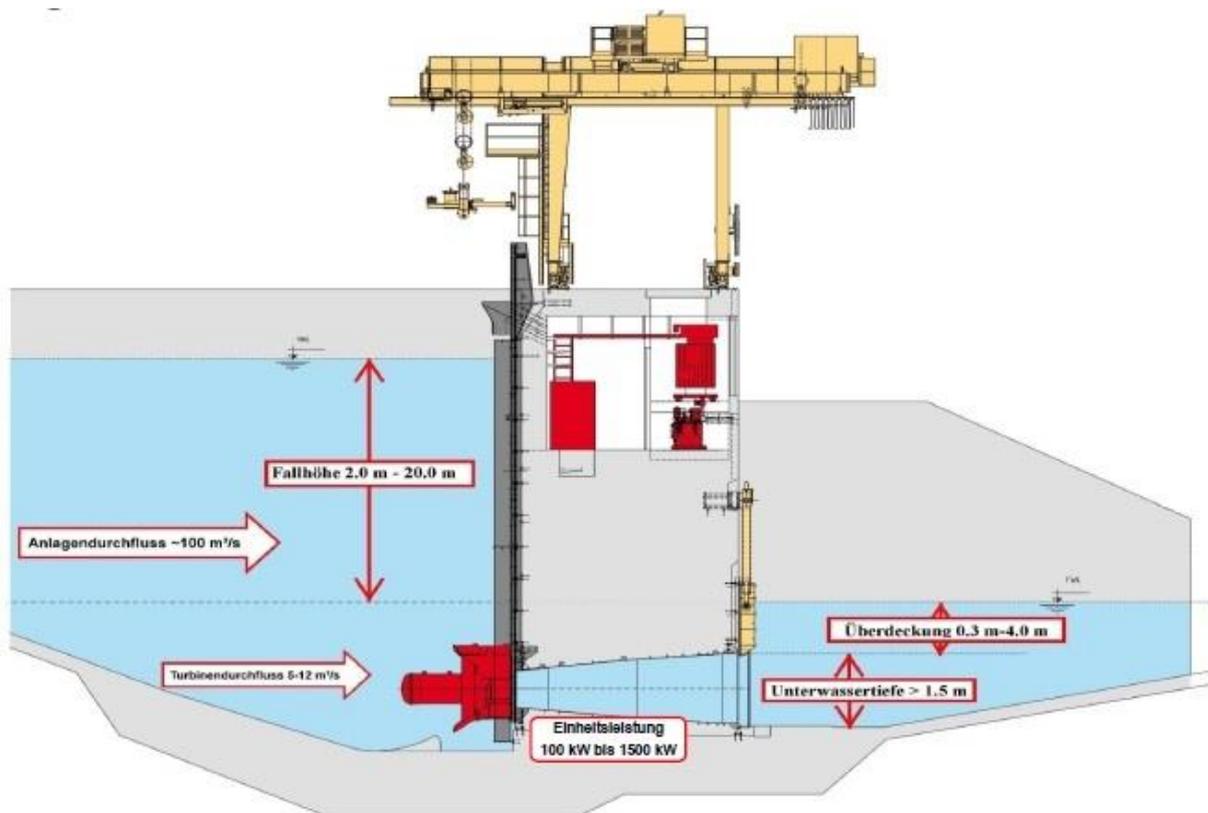


Abb. 2.7 Betriebsanforderungen bei den Hydromatrix-Kraftwerken [7]

Straflomatrix-Modul ist eine Sonderform der Matrix- Module, dessen Anwendung bei geringerem Raum und bei einer Notwendigkeit von geringerem Gewicht der Maschinensätze sehr praktisch ist. Bei diesem Konzept liegt der Generator in der Peripherie des Laufrads. Das führt zur Verkürzung der Einheitslänge bis zu 50% im Vergleich zur Hydromatrix-Einheit und zu einer Gewichtsverminderung bis zu 35% gegenüber der Hydromatrix-Einheit. Der Nachteil ist der kleinere Wirkungsgrad.

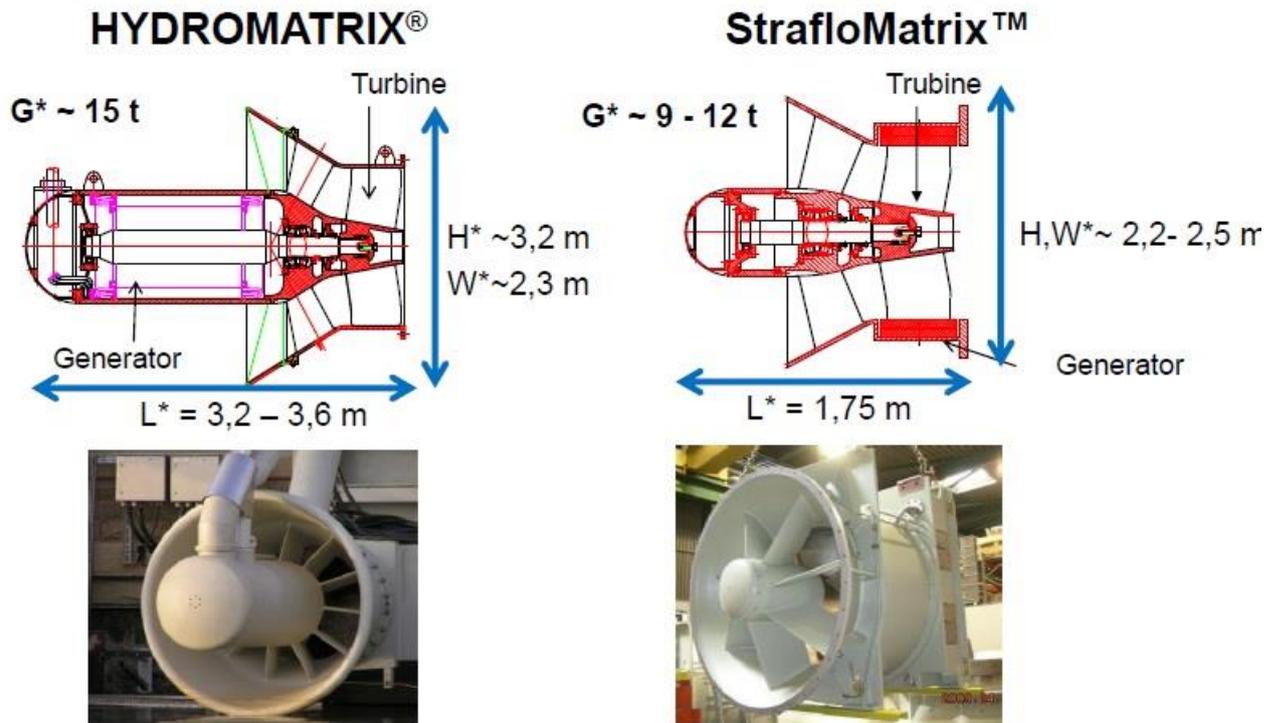


Abb. 2.8 Abmessungen von Hydromatrix- und StrafloMatrix-Einheiten [7]

Vorteile des Hydromatrix-Konzepts

- Leichte Montage und Demontage, niedrige Reparaturkosten => wesentliche Kosteneinsparungen
- Einsetzen in schon bestehenden Wasserbauten
- Geringerer Flächenbedarf => Kosteneinsparung, umweltfreundliche Auswirkung
- Höherer Wirkungsgrad
- Flexible Anordnung der TG-Einheiten

2.3 Bewegliche Wehrkraftwerke

Das ist eine verhältnismäßig neue und innovative Bauweise von Niederdruckkraftwerken. Zugrunde dieser Anlagen steht eine bewegliche doppelregulierbare Kaplan-Rohrturbine mit direkt gekoppeltem Permanentmagnet erregtem Generator (s.g. Bulb-Turbine oder Roth-Turbine). Kennzeichnend für diesen Turbinentyp ist die einfache Montage ohne große Bauarbeiten, die lange Betriebszeit und die umweltfreundliche Auswirkung. Für die beweglichen Wehrkraftwerke sind Fallhöhen in Rahmen von 5 m bis maximal 10 m sinnvoll, wobei der Turbinen-Modul völlig unter Wasser getaucht ist.

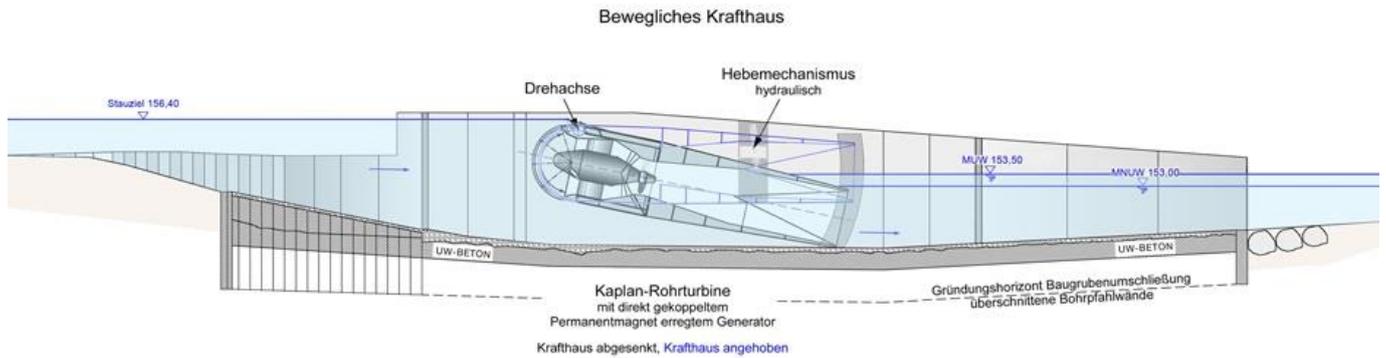


Abb. 2.9 Querschnitt der beweglichen Kaplan-Rohrturbine im Betriebszustand [5]

Entsprechend der vorhandenen Wassermenge im Fluss (Hoch- oder Niederwasser) kann der Turbinen-Modul verschiedene Betriebspositionen einnehmen (angehoben bzw. abgesenkt). Diese Positionen können durch eine Schwenkung um die Drehachse des Moduls eingestellt werden. Bei einer gleichen oder niedrigeren Wassermenge als die Ausbauwassermenge arbeitet die Turbine in der abgesenkten Position. In diesem Fall kann der Modul zur Geschwemmselabfuhr überströmt bzw. auch zur Fischwanderung von Oberwasser nach Unterwasser benutzt werden. Bei Wassermengen größer als die Ausbauwassermenge wird der Modul angehoben. In dieser Betriebsposition kann der Geschiebetransport unter dem Turbinen-Modul erfolgen.

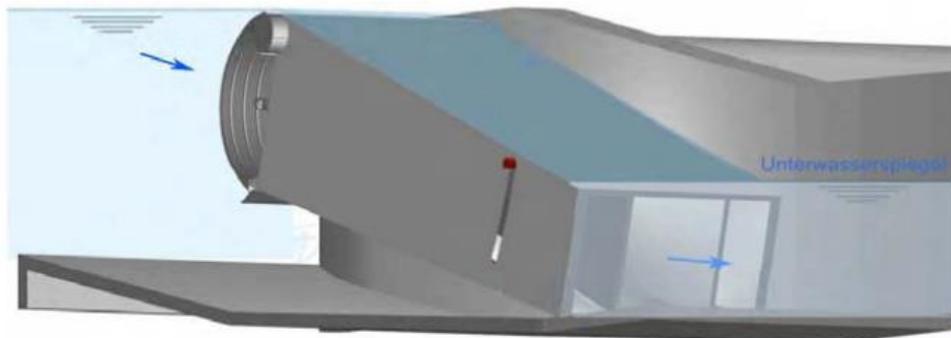


Abb. 2.10 Turbinen-Modul in gesenkter Betriebsposition [8]

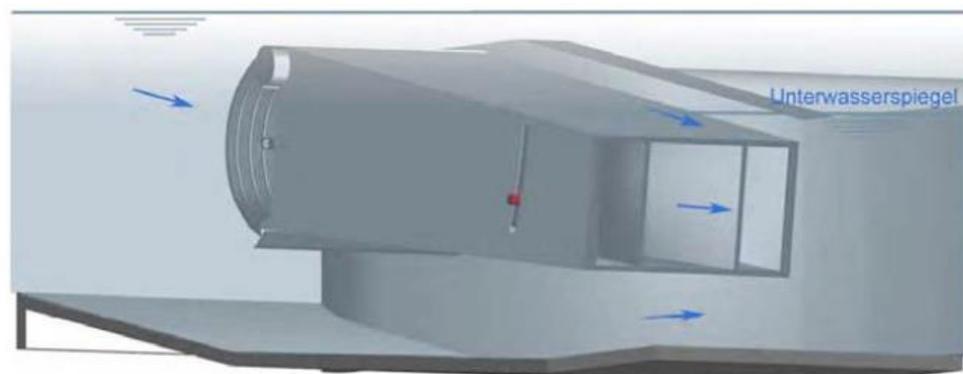


Abb. 2.11 Turbinen-Modul in angehobener Betriebsposition [8]

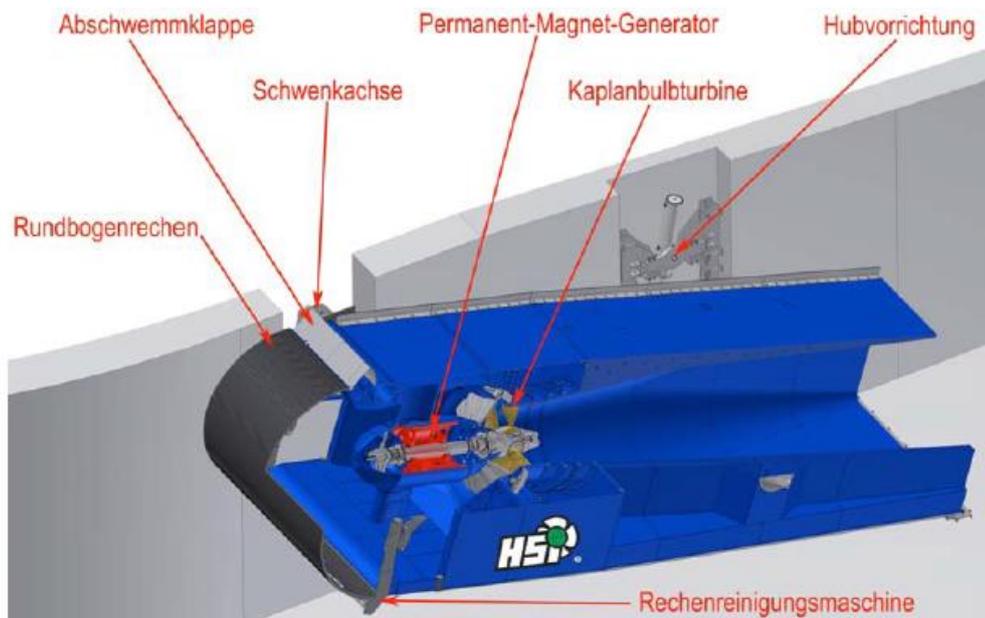


Abb. 2.12 Elemente des Turbinen-Moduls bei den beweglichen Wasserkraftanlagen [5]

Vorteile der beweglichen Wasserkraftwerke

- Geringerer Kostenaufwand wegen der kleineren Bauarbeiten
- Höherer Wirkungsgrad dank des Funktionsprinzips des Turbinen-Moduls (bis zu 35% Leistungssteigerung durch Ejektoreffekt gegenüber konventionellen Anlagen)
- Leichte und schnelle Montage und Demontage wegen der kompakten Form des Turbinen-Moduls
- Geringe Lärmemission
- Kein Hindernis für den Geschiebetransport

Die Information und die Daten in dem oberliegenden Kapitel wurden von [4], [5], [6], [7], [8] entnommen.

3 Grundlagen für die Entwurfserstellung

3.1 Kraftwerkstandort

Die Mur ist ein Grenzfluss, der auf einer Höhe von 2050 m ü. A. in der Ankogelgruppe (österreichische Alpen) entspringt. Mit einer Länge von 468,8 km (davon 325,5 km in Österreich) fließt die Mur zunächst in östlicher und nordöstlicher Richtung, ab Bruck an der Mur fließt sie nach Süden, durch Graz und an Spielfeld vorbei bis zur österreichisch-slowenischen Grenze. Sie fließt durch 4 europäische Staaten (Österreich, Slowenien, Kroatien und Ungarn) bis zur Mündung in die Drau an der Grenze zwischen Kroatien und Ungarn. Die Mur ist ein linker Nebenfluss der Drau und hat ein gesamtes Einzugsgebiet von 14 371 km² (10 341 km² in Österreich). Die größeren Ortschaften an der Mur sind: Murau, Judenburg, Leoben, Bruck, Graz, Mureck, Gornja Radgona, Radenci und Mursko Središće.

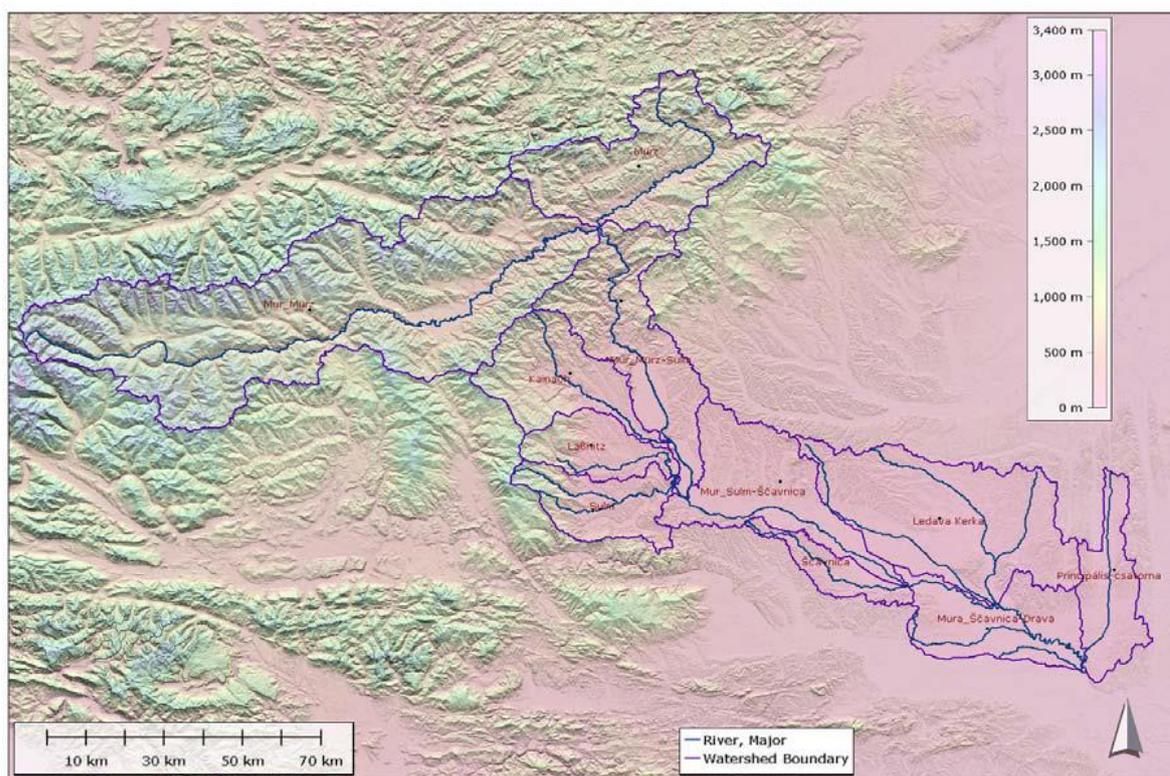


Abb. 3.1 Relief des Einzugsgebiets der Mur [9]

In der vorliegenden Diplomarbeit sieht man ein Entwurfsprojekt des Flusskraftwerkes „Ehrenhausen I“ vor. Der Standort der Kraftwerkanlage liegt am linken Ufer des Flusses in der Dorfflur von Vogau im österreichischen Bundesland Steiermark zwischen den Gemeinden Vogau und Ehrehausen an der Weinstraße und 35 km südlich von Graz.

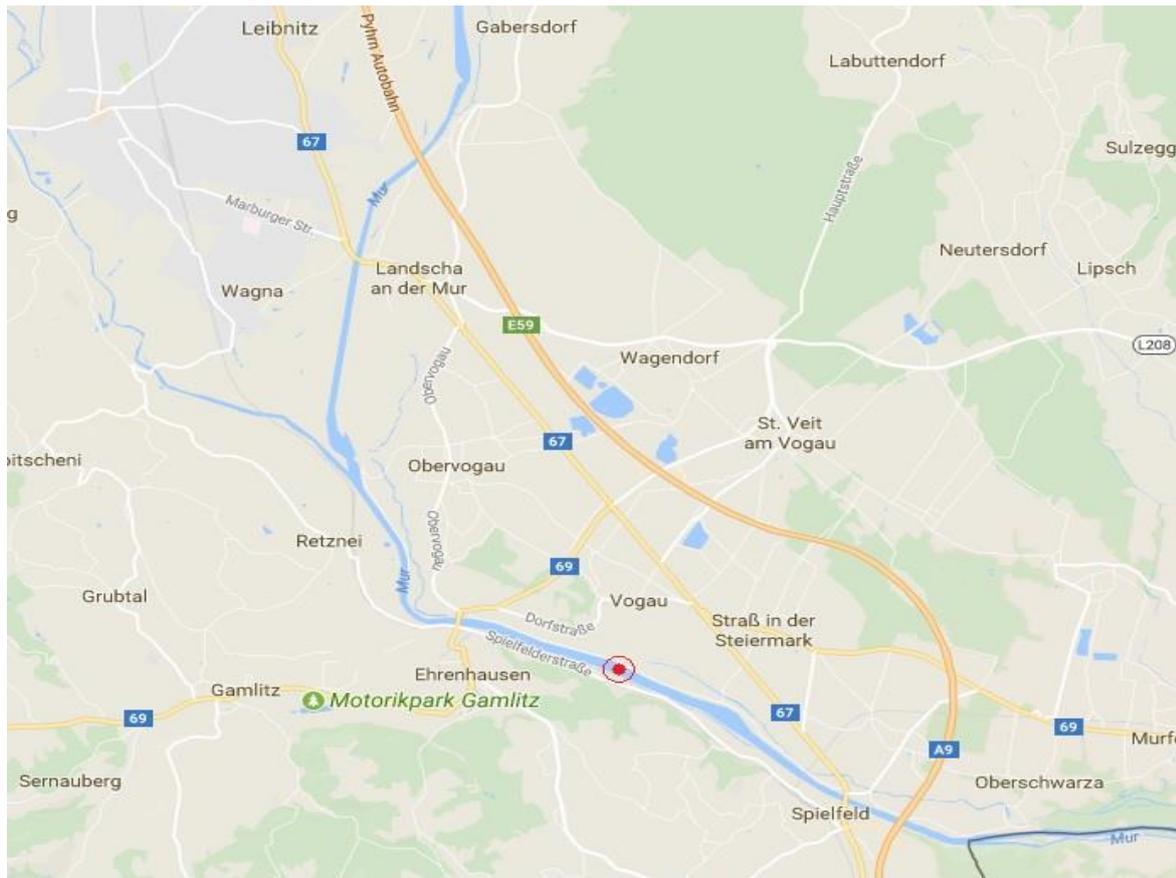


Abb. 3.2 Standort des Flusskraftwerkes „Ehrenhausen I“



Abb. 3.3 Achse der Kraftwerkanlage

Bei der Projektausarbeitung eines Laufkraftwerkes ist eine Reihe von Untersuchungen notwendig: Bemessung der Wehranlage mit den dazu gehörigen Wasserspiegellagen, Bemessung des Tosbeckens, Maßnahmen für Ufersicherung und Sohlstabilisierung, Dimensionierung des Krafthauses, Turbinenbemessung mit Planung der Fischeufstiegsanlage usw. Damit man diese Aufgaben lösen kann, braucht man Kenntnis über die hydrologischen Besonderheiten des Flusses, geologische Grundlagen, Klimabedingungen, sowie die Flora und die Fauna in der Umgebung des Kraftwerkes. Wegen der geringen zur Verfügung stehenden Informationen am Kraftwerkstandort mussten diese durch verschiedene Annahmen ersetzt werden.

3.2 Hydrologische Daten

Die hydrologischen Daten für den Fluss Mur werden vom Portal für hydrografische Daten Österreichs www.ehyd.gv.at, sowie aus der hydrologischen Studie der Mur von der Universität Ljubljana entnommen. Als Messstelle der jährlichen, monatlichen, täglichen Abflüsse wurde die Pegelstelle „Spielfeld“ ausgewählt. Diese befindet sich ca. 3 km flussabwärts des geplanten Flusskraftwerkes. Da in dieser Flusstrecke keine Nebenflüsse einmünden, wurden die Daten aus dieser Pegelstelle auch für den Kraftwerkstandort verwendet.

3.2.1 Abflussdauerlinien

Als Grundlage für die energiewirtschaftlichen Berechnungen wurden die Abflussdauerlinien mit der jeweiligen Überschreitungswahrscheinlichkeit verwendet. Die Dauerlinien am Pegel „Spielfeld“ wurden aus der hydrologischen Studie von der Universität Ljubljana verwendet. Diese zeigen die Verteilung der minimalen, mittleren und maximalen Abflüsse in der Mur mit den entsprechenden Überschreitungswahrscheinlichkeiten.

Der angegebene Wert Q95% wurde aus Tagesdaten berechnet, wobei auch ein Vergleich für unterschiedliche Zeiträume aus Tageswerten durchgeführt wurde. Es wurden Korrelationen zwischen allen Pegeln für die mittleren, minimalen und maximalen Durchflusswerte erstellt. [9]

Daten für den Zeitraum: 1968 - 2005

	Q_{min}	Q_{mittel}	Q_{max}	
Mittelwert	78.72	142.76	329.15	m ³ /s
Relativer Fehler	1.82	3.39	11.09	m ³ /s
Median	69.85	123.81	266.30	m ³ /s
Modus	78.80	#N/V	85.10	m ³ /s
Standardabweichung	38.87	72.33	236.55	m ³ /s
Stichprobenvarianz	1510.74	5231.48	55956.11	m ³ /s
Kurtosis	1.72	1.52	3.29	
Schiefe	1.24	1.25	1.76	
Bereich	225.31	379.76	1225.33	m ³ /s
Minimum	5.69	47.56	54.67	m ³ /s
Maximum	231.00	427.32	1280.00	m ³ /s
Summe	35817.68	65099.38	149762.20	m ³ /s
Zählen	455.00	456.00	455.00	
Konfidenzbereich (95,0 %)	3.58	6.66	21.79	
Monatliches Minimum Q95%	33.50			m ³ /s
Monatliches Mittel Q95%	62.29			m ³ /s
Monatliches Maximum Q95%	101.10			m ³ /s

Abb. 3.4 Statistische Monatsdurchflüsse am Pegel A 3870 Spielfeld (Mur) [9]

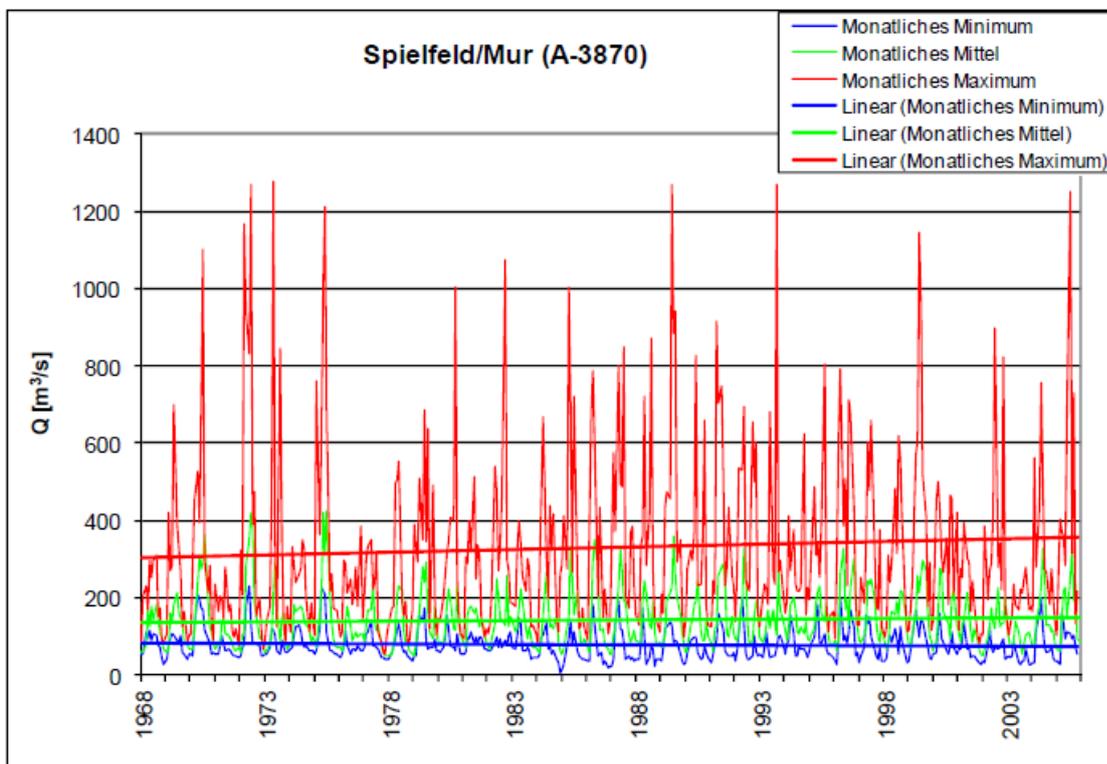


Abb. 3.5 Monatsdurchflüsse am Pegel A 3870 Spielfeld (Mur) [9]

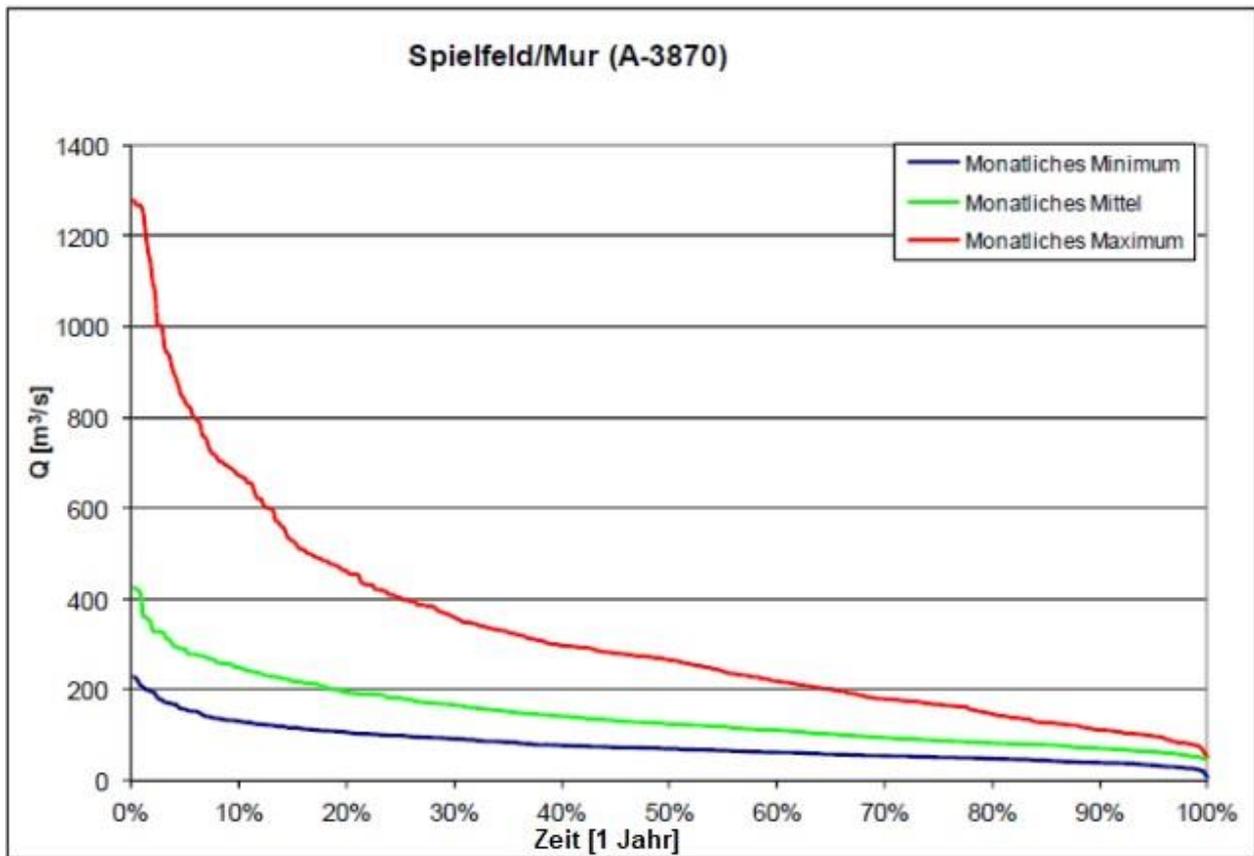


Abb. 3.6 Abflussdauerlinie am Pegel A 3870 Spielfeld (Mur) [9]

3.2.2 Ausbauwassermenge.

Der Ausbauwasserdurchfluss wird in Abhängigkeit von der Bemessungswahrscheinlichkeit beim Hochwasser und von der Bedeutsamkeit der Wasserbauanlage bestimmt. Es wurde für das Kraftwerk „Ehrenhausen I“ eine Ausbauwassermenge von $Q_{Ausb} = 200 [m^3 / s]$ festgelegt.

3.2.3 Pegelschlüsselkurve

Bei den hydraulischen Berechnungen im betroffenen Flussabschnitt wird ein vereinfachtes Flussprofil angenommen. Mit den Parametern dieses Flussprofils, dem zugehörigen Rauigkeitsbeiwert nach Strickler (k_{st}) und dem mittleren Flussgefälle wird eine Pegelschlüsselkurve für den betrachteten Flussquerschnitt festgestellt.

Nach den angegebenen Daten wurde ein mittleres Gefälle der Mur von $J = 0.021\%$ angenommen.

In Abhängigkeit von der Oberflächenbeschaffenheit, Bewuchs und Querschnittsform wurden die Berechnungen mit k_{st} -Werten von $k_{st} = 28, [m^{1/3} / s]$; $k_{st} = 31, [m^{1/3} / s]$; $k_{st} = 34, [m^{1/3} / s]$ durchgeführt.

Die mittlere Fließgeschwindigkeit ergibt sich nach der Strickler-Fließformel mit

$$v = k_{st} * J^{1/2} * R^{2/3}, [m/s],$$

wobei $R = \frac{A}{U}$, [m] den hydraulischen Radius darstellt.

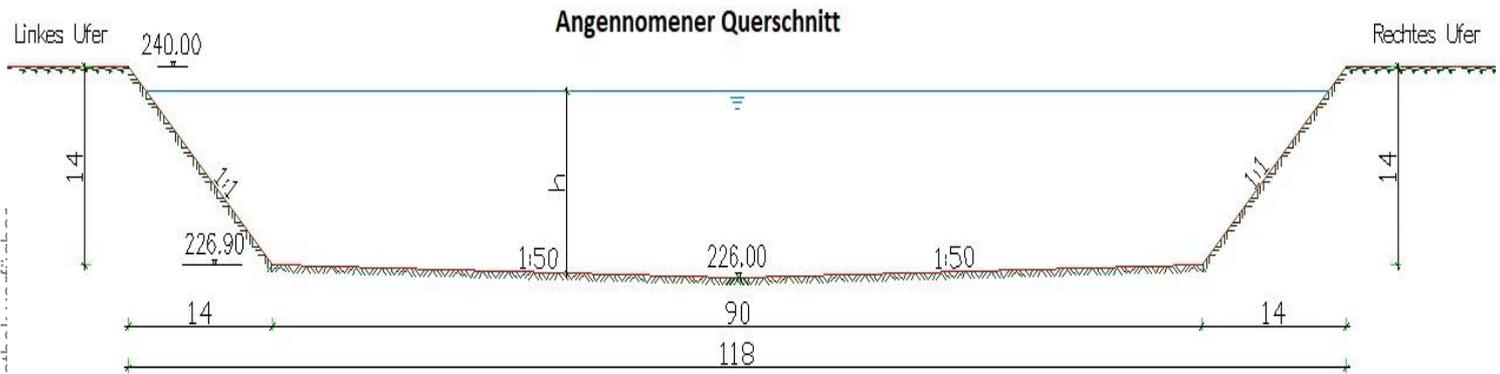


Abb. 3.7 Angenommener Querschnitt des Flusses

Im Bereich von Höhenkote $\nabla = 226,00$ bis $\nabla = 226,90$ hat das Flussprofil einen dreiecksförmigen Querschnitt mit folgenden Querschnittsparametern

$$A = m_1 * h^2, [m^2]$$

$$U = 2 * \sqrt{1 + m_1^2} * h, [m]$$

$$m_1 = 50 - \text{Konst.}$$

$$0 < B < 90 \text{ m}$$

Im Bereich der Höhenkoten von $\nabla > 226,90 \text{ m}$ ist der Fluss trapezförmig mit folgenden Querschnittswerten:

$$A = (m_1 * 0,9^2) + (90 + m_2 * (h - 0,9)) * (h - 0,9), [m^2]$$

$$U = 2 * \sqrt{1 + m_1^2} * 0,9 + 2 * \sqrt{1 + m_2^2} * (h - 0,9), [m]$$

$$m_2 = 1 - \text{Konst.}$$

Der dazugehörige Durchfluss ermittelt sich nach der Kontinuitätsgleichung mit

$$Q = A * v, [m^3 / s]$$

Tabelle.3.1 Ermittlung der Pegelschlüsselkurve [$k_{st}=28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$]

Kote Sohle=226,00 m J= 0,00021- $k_{st}= 28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ $m_1= 50$ - $m_2= 2$ - Böschungswinkel - 1:m						
h	A	U	R	v	Q	WS
m	m^2	m	m	m/s	m^3/s	m
0.0	0	0	-	0.00	0	226.00
0.9	41	90	0.45	0.24	10	226.90
2.0	141	93	1.51	0.53	75	228.00
3.0	234	96	2.44	0.73	172	229.00
4.0	329	99	3.33	0.91	298	230.00
5.0	426	102	4.20	1.06	450	231.00
6.0	526	104	5.03	1.19	626	232.00
7.0	627	107	5.84	1.32	825	233.00
8.0	730	110	6.63	1.43	1045	234.00
9.0	835	113	7.40	1.54	1286	235.00
10.0	942	116	8.14	1.64	1547	236.00
11.0	1052	119	8.87	1.74	1828	237.00
12.0	1163	121	9.58	1.83	2128	238.00
13.0	1276	124	10.27	1.92	2446	239.00
14.0	1391	127	10.95	2.00	2783	240.00
15.0	1508	130	11.61	2.08	3138	241.00
16.0	1628	133	12.26	2.16	3512	242.00

Tabelle.3.2 Ermittlung der Pegelschlüsselkurve [$k_{st}=31 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$]

Kote Sohle=226,00 m J= 0,00021- $k_{st}= 31 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ $m_1= 50$ - $m_2= 2$ - Böschungswinkel - 1:m						
h	A	U	R	v	Q	WS
m	m^2	m	m	m/s	m^3/s	m
0.0	0	0	-	0.00	0	226.00
0.9	41	90	0.45	0.26	11	226.90
2.0	141	93	1.51	0.59	83	228.00
3.0	234	96	2.44	0.81	190	229.00
4.0	329	99	3.33	1.00	330	230.00
5.0	426	102	4.20	1.17	498	231.00
6.0	526	104	5.03	1.32	693	232.00
7.0	627	107	5.84	1.46	913	233.00
8.0	730	110	6.63	1.59	1157	234.00
9.0	835	113	7.40	1.71	1424	235.00
10.0	942	116	8.14	1.82	1713	236.00
11.0	1052	119	8.87	1.92	2024	237.00
12.0	1163	121	9.58	2.03	2355	238.00
13.0	1276	124	10.27	2.12	2708	239.00
14.0	1391	127	10.95	2.21	3081	240.00
15.0	1508	130	11.61	2.30	3474	241.00
16.0	1628	133	12.26	2.39	3888	242.00

Tabelle.3.3 Ermittlung der Pegelschlüsselkurve [$k_{st}=34 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$]

Kote Sohle=226,00 m J= 0,00021- $k_{st}= 31 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ $m_1= 50-$ $m_2= 2-$ Böschungswinkel - 1:m						
h	A	U	R	v	Q	WS
m	m ²	m	m	m/s	m ³ /s	m
0.0	0	0	-	0.00	0	226.00
0.9	41	90	0.45	0.29	12	226.90
2.0	141	93	1.51	0.65	91	228.00
3.0	234	96	2.44	0.89	209	229.00
4.0	329	99	3.33	1.10	362	230.00
5.0	426	102	4.20	1.28	546	231.00
6.0	526	104	5.03	1.45	760	232.00
7.0	627	107	5.84	1.60	1002	233.00
8.0	730	110	6.63	1.74	1269	234.00
9.0	835	113	7.40	1.87	1562	235.00
10.0	942	116	8.14	1.99	1879	236.00
11.0	1052	119	8.87	2.11	2220	237.00
12.0	1163	121	9.58	2.22	2583	238.00
13.0	1276	124	10.27	2.33	2970	239.00
14.0	1391	127	10.95	2.43	3379	240.00
15.0	1508	130	11.61	2.53	3811	241.00
16.0	1628	133	12.26	2.62	4264	242.00

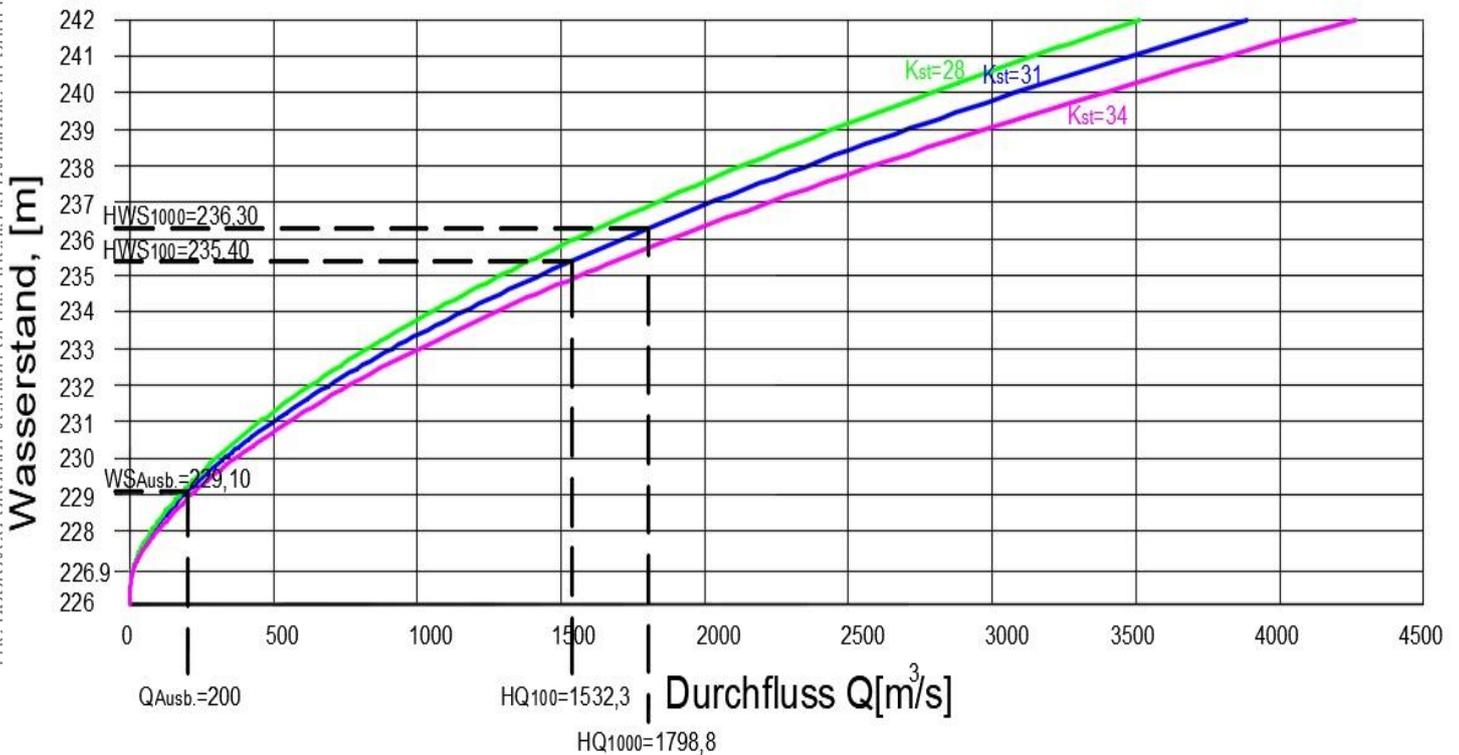


Abb. 3.8 Pegelschlüsselkurve

Als maßgebend wurde die Schlüsselkurve mit $k_{st} = 31, [m^{1/3} / s]$ angenommen.

3.2.4 Charakteristische Abflüsse.

Die Durchflussuntersuchungen wurden in der hydrologischen Studie der Mur an der Universität Ljubljana [9] durchgeführt. Die Analysen der Hochwasser- und Niederwasserstatistik basieren auf die folgenden drei Verteilungsverfahren: Log Pearson Typ III, Log Normal und Pearson Typ III. Zur Bestimmung der Adäquanz der durchgeführten Verteilungen wurde der Kolmogorow-Smirnow-Test (KS-Test) verwendet. So wurde die adäquateste Verteilung für die jeweilige Pegelstelle ausgewählt. Aufgrund der geschätzten Hochwässer wurde nach dem KS-Test die Pearson-III-Verteilung als adäquateste Verteilung für den Pegel „Spielfeld“ (A-3870) gewählt.

Tabelle.3.4 Charakteristische Durchflüsse beim Hochwasser [9]

Code	ÖSTEREICH									
Hydrologische Station	2055	2170	2400	2700	3100	3397	3870	3902		
	Gestüthof/Mur	St. Georgen/Mur	Zeltweg/Mur	Leoben/Mur	Bruck/Mur	Graz/Mur	Spielfeld/Mur	Mureck/Mur		
	LogPearson III	LogPearson III	LogPearson III	LogPearson III	LogPearson III	LogPearson III	Pearson III	LogPearson III		
HQ ₁₀₀₀	811.0	872.9	809.6	1106.8	1190.5	1716.9	1798.8	1797.3		
HQ ₅₀₀	736.3	806.7	752.1	1023.0	1130.2	1560.4	1724.0	1712.5		
HQ ₃₀₀	683.3	758.2	710.6	962.5	1083.8	1449.5	1666.5	1645.8		
HQ ₁₀₀	573.9	654.5	622.6	834.0	979.8	1220.2	1532.3	1494.0		
HQ ₅₀	508.1	588.9	567.9	754.2	909.3	1082.5	1439.0	1388.5		
HQ ₃₀	460.9	540.3	527.9	695.6	854.3	983.4	1364.7	1304.8		
HQ ₂₀	423.8	501.3	495.8	648.7	808.7	905.7	1300.8	1234.5		
HQ ₁₀	361.3	433.3	440.3	567.7	724.7	774.6	1179.9	1103.5		
HQ ₅	298.3	361.9	382.2	483.1	630.3	642.4	1035.7	953.5		
HQ ₃	250.1	304.9	335.8	415.9	549.3	540.9	903.7	823.1		
HQ ₂	208.0	253.7	293.7	355.3	472.1	452.3	766.7	697.9		

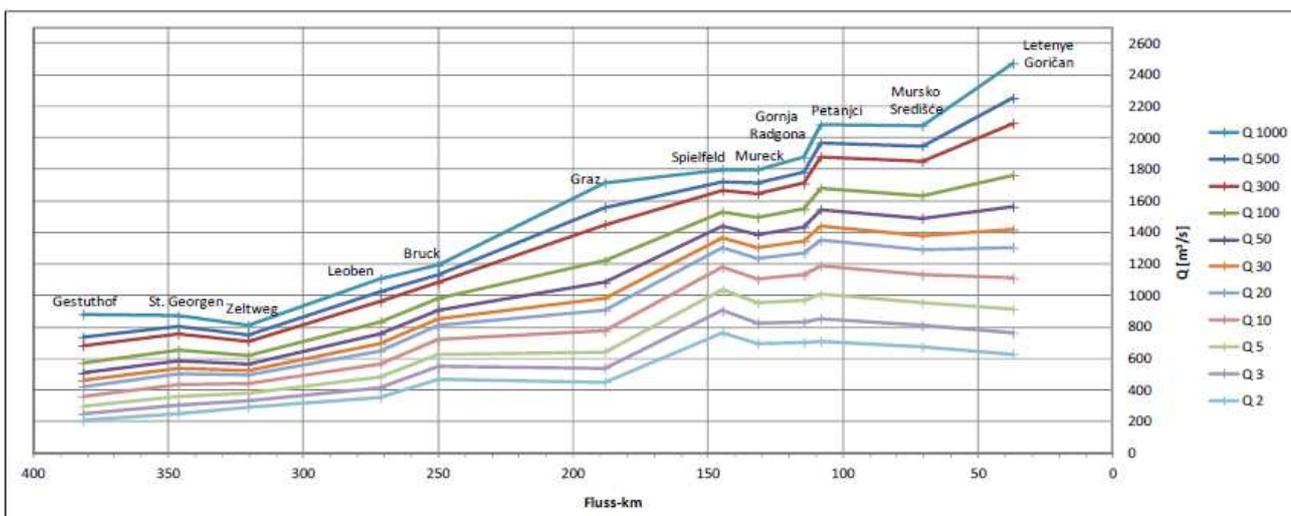


Abb. 3.9 Maßgebende HQ-Werte als Längenschnitt der Mur dargestellt [9]

Mit den so festgelegten HQ-Abflüssen wird der entsprechende Wasserstand nach der Pegelschlüsselkurve ermittelt.

Tabelle.3.5 Charakteristische Durchflüsse und der dazugehörige Wasserstand:

Überschreitungswahrscheinlichkeit	Durchfluss	Wasserstand
Hochwasser		
0,1 % (HQ ₁₀₀₀)	1798,8 m ³ /s	236,30 m
0,2 % (HQ ₅₀₀)	1724,0 m ³ /s	236,00 m
1 % (HQ ₁₀₀)	1532,3 m ³ /s	235,40 m
5 % (HQ ₂₀)	1300,8 m ³ /s	234,55 m
10 % (HQ ₁₀)	1179,9 m ³ /s	234,10 m
Q _{Ausbau}	200 m ³ /s	229,10 m

Die Angaben in diesem Punkt wurden von [9] und [10] entnommen.

3.3 Geologische Grundlagen

Das Gebiet des Steierischen Beckens wird mit vielfältigen geologischen Besonderheiten charakterisiert. Das Gebiet ist aus jungtertiären, pleistozänen und alluvialen Ablagerungen mit verschiedenen Steifigkeitsparametern zusammengesetzt. Die geologischen Untersuchungen des Murtals im Bereich der Kraftanlage zeigen ein Hauptverbreitungsgebiet aus brakischen Sanden und Tonmergel, sowie limnisch-fluviatilen Ablagerungen. Für diese Ablagerungen ist eine Mischung von Sanden, Schotter, Tonnen und Tonmergelschichten kennzeichnend.

Das Gebiet des Leibnizerfeldes, wo das Wasserkraftwerk „Ehrenhausen I“ sich befindet, speichert ein großes Grundwasserfeld. Die Alluviumablagerungen und die glazialen Schotterterrassen weisen eine veränderliche Mächtigkeit auf. In Rahmen der durchgeführten Untersuchungen wird eine Mächtigkeit der Flußschotterablagerungen von 5 m bis 10 m angenommen.

Eine weitere Bemerkung bei der geologischen Charakteristik des Standortes sind die von den alluvialen Schotterablagerungen des Flusses aufgebauten Flußbauengebiete. Kennzeichnend für diese Gebiete ist das Vorhandensein der feinkörnigen Bodenarten (lehmige und stark lehmige Feinsande, feinsandige Lehmböden) an der Oberfläche der

Schotterablagerung, die von einer wesentlichen Bedeutung für die Versickerungseigenschaften des Bodens sind.

Da keine Daten über die Durchlässigkeit der Bodenschichten vorhanden sind, aber aufgrund der vorliegenden Informationen werden die Durchlässigkeitsbeiwerte in einem Bereich von 0,02 m/d bis 6 m/d angenommen. Bei Vorliegen von detaillierteren geologischen Querschnitten könnte die entsprechende Untergrundabdichtung genauer geplant werden.

Die Information im Punkt ist von [11] entnommen.

3.4 Klimabedingungen

Der Kraftwerkstandort befindet sich in dem sogenannten südoststeierischen Riedelland. Dieses Gebiet ist ein Teil des Alpenvorlandes und umfasst die Zone der Murebene bis 600 m Seehöhe mit vorwiegend kontinentalen Zügen. Wegen der spezifischen Lage und der Gesamtheit von Reliefbesonderheiten in diesem Sinn auch die Täler der durchfließenden Alpenflüsse wird das Gebiet durch sehr komplexe Klimabedingungen und Klimafaktoren charakterisiert:

➤ Temperatur

Mittlere Wintertemperatur	-3,4°C
Mittlere Sommertemperatur	+19°C
Mittlere Jahrestemperatur	+8,7°C
Zahl der Frosttage	130/140 Tage
Zahl der Sommertage	230 Tage

➤ Niederschläge

Mittlere Niederschlagshöhe im Winter	26,2 mm
Mittlere Niederschlagshöhe im Sommer	117,5 mm
Mittlere jährliche Niederschlagshöhe	820,7 mm
Max. Durchschnittliche tägliche (24 Stunden) Niederschlagshöhe	100-130 mm
Zahl der Tage mit Schneedecke	60-70 Tage
Zahl der Niederschlagstage	95-105 Tage

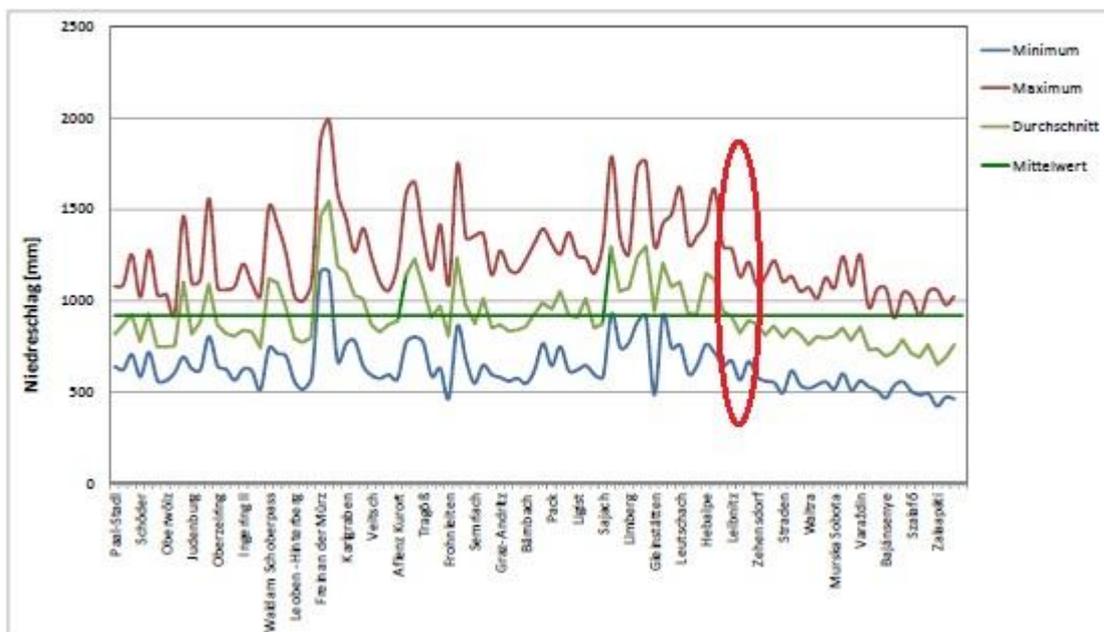


Abb. 3.10 Mittlere, minimale und maximale Jahresniederschlagssummen (mit rot ist die Zone des Kraftwerkstandortes eingekreist) [9]

➤ Wind

In dem Gebiet kommen Föhnwinde vor – der Nordföhn bei Rückseitenwetterlagen kommt in 50 Tage jährlich vor. Der Südföhn, auch als Jauk bekannt hat vor allem im Frühjahr eine Periode von 30-40 Tage. Besonders auffällig beim Jauk ist die plötzliche Temperaturzunahme.

Maximale Windgeschwindigkeit	2,5 m/s
Minimale Windgeschwindigkeit	1,7 m/s
Mittlere jährliche Windgeschwindigkeit	2,0 m/s

Ein wesentliches Klimamerkmal ist die Schwüle (mit Wasserdampf gesättigten Luft, wegen der hohen Lufttemperaturen). Diese Erscheinung kann bis 50 Tage pro Jahr im unteren Murtal betrachtet werden.

Die Information und die Daten in diesem Punkt sind von [9] und [12] und entnommen.

3.5 Flora und Fauna

In dem untersuchten Gebiet kommen zahlreiche Pflanzen und Tieren vor, die einen beständigen Teil des Ökosystems bilden.

Als bedeutsamste Pflanzenrefugien für das Steirische Gebiet sind die „Harte“ und die „Weiche“ Au. Die häufigsten Vertreter sind die Ulme, Esche, Traubenkirsche, große

Verbreitung haben auch die Linde, Spitzahorn und Vogelkirsche. Für die Uferbereiche sind Silberweide und Bruchweide kennzeichnend. Der Unterwuchs wird von Pfaffenhütchen, Schwarzer Holunder und Kletterpflanzen vorgestellt, die ideale Unterkunft für die Tiere anbieten.

Die tierische Welt hat eine große Vielfalt. Über 50 Vogelarten leben an der Mur, von denen die Wasseramsel und der Baumfalke eine geringe Population haben. Zu den von der EU geschützten Tierarten zählen die Würfelnatter und Schlingnatter. Zu den geschützten Tierarten kommen auch die Fledermäuse, deren Habitat in den Uferzonen besonders gefährdet ist.

Die Ichthyofauna des Gebietes enthält über 20 Fischarten - Bachforellen, Äschen, Nasen und Barben, sowie der gefährdete Strömer. Alle Aufmerksamkeit verdient aber der Huchen. Er ist ein sehr gefährdeter und seltener Vertreter der Lachsarten mit einer Größe bis 1,5 m.

Eine Fischwanderungshilfe wurde in der vorliegenden Arbeit nicht entworfen, aber bei einer ausführlichen Projektplanung muss eine solche nach den entsprechenden Leitfäden und Richtlinien vorgesehen werden.

Die Information und die Daten in diesem Punkt sind [13] entnommen.

4 Hydraulische Bemessung der Wehranlage

Der Gegenstand der vorliegenden Arbeit ist die Entwicklung und die Analyse der technischen Verfahren beim Entwerfen von drei verschiedenen Varianten des Flusskraftwerkes „Ehrenhausen I“. Die geplanten Kraftwerktypen sind: Blockkraftwerk mit zwei Rohrturbinen, Hydromatrix – Kraftwerk mit Turbinen – Generator Einheiten und bewegliches Wehrkraftwerk mit Kaplan – Rohrturbinen (Roth-Turbinen).

Beim Blockkraftwerk geht es um eine Kraftwerkanlage, bei der die Wehranlage und das Krafthaus getrennt sind. Bei dem beweglichen Wehrkraftwerk handelt es sich um eine gegenwärtige Entwicklung, bei der die Turbinen – Module direkt in der Wehranlage eingesetzt werden. (siehe Kapitel 2)

Bei allen drei Varianten ist eine hydraulische Bemessung der Wehranlagen notwendig. Diese erfolgt für den Bemessungshochwasserabfluss ($HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$) nach der (n-1) Bedingung und für das Sicherheitshochwasser ($HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$) welches durch n Wehrfelder abgeführt werden muss.

4.1 Bestimmung der charakteristischen Wassertiefen

Zur Bestimmung der Abflussverhältnisse bei einem Bemessungshochwasser $HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ist die Ermittlung der Wasserspiegellagen im OW und UW der Wehranlage notwendig.

4.1.1 Berechnung der Grenztiefe im Fluss.

Die Ermittlung der Grenztiefe bei dem angenommenen Flussquerschnitt ist die Grundvoraussetzung für die Bestimmung der Fließbedingungen. Bei der Grenztiefe wird der Abfluss ein Maximum und die Energiehöhe ein Minimum. Der Abfluss bei der Grenztiefe stellt einen Grenzzustand dar, bei dem die Froude-Zahl gleich 1 ist.

$$Fr = \frac{\alpha * Q^2}{g * F^3} * B = 1$$

$Fr, [-]$ - Froude-Zahl

$\alpha, [-]$ - Coriolis-Beiwert, vereinfachend $\alpha = 1.0$

$Q, [\text{m}^3 / \text{s}]$ - jeweiligen Durchfluss

$g, [\text{m} / \text{s}^2]$ - Erdbeschleunigung

$A, [\text{m}^2]$ - Querschnittfläche

$B, [\text{m}]$ - Breite des Wasserspiegels

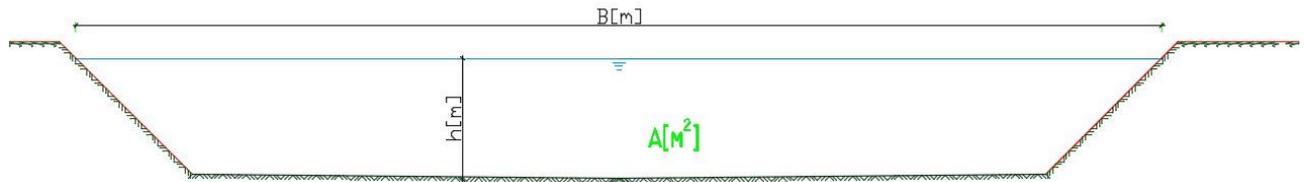


Abb. 4.1 Skizze des angenommenen Querschnittes

Aus der Bedingung, dass die Froude-Zahl bei der Grenztiefe gleich 1 ist, wird die folgende Abhängigkeit abgeleitet:

$$Fr = \frac{Q^2}{g \cdot A^3} \cdot B = 1 \Rightarrow \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}$$

Der rechte Teil der Gleichung ist eine Funktion nur der Abflusstiefe h , [m]. Die Bestimmung der Querschnittsparameter wird durch das Iterationsverfahren erfolgt.

Tabelle. 4.1 Bestimmung der Querschnittsparameter

h	A	B	WS	A^3/B
m	m ²	m	m	m ⁵ ·10 ⁶
0,0	0	0	226.00	0.000
0,9	41	90.0	226.90	0.001
2,0	141	92.2	228.00	0.030
3,0	234	94.2	229.00	0.136
4,0	329	96.2	230.00	0.371
5,0	426	98.2	231.00	0.789
6,0	526	100.2	232.00	1.448
7,0	627	102.2	233.00	2.409
8,0	730	104.2	234.00	3.732
9,0	835	106.2	235.00	5.484
10,0	942	108.2	236.00	7.733
11,0	1052	110.2	237.00	10.550
12,0	1163	112.2	238.00	14.009
13,0	1276	114.2	239.00	18.188
14,0	1391	116.2	240.00	23.167

Die berechneten Daten werden grafisch dargestellt. Nach der oben ermittelten

Abhängigkeit $Fr = \frac{Q^2}{g \cdot A^3} \cdot B = 1 \Rightarrow \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}$ wird die Grenztiefe für die folgenden drei

angenommenen Durchflüsse aus der Grafik abgelesen.

$$Q = 1532.3 \text{ m}^3 / \text{s} \rightarrow \frac{Q^2}{g} = \frac{1532.3^2}{9.81} = 239342 = 0.239 \cdot 10^6 \text{ m}^5;$$

$$Q = 1000 \text{ m}^3 / \text{s} \rightarrow \frac{Q^2}{g} = \frac{1000^2}{9.81} = 101937 = 0.102 \cdot 10^6 \text{ m}^5$$

$$Q = 500 \text{ m}^3 / \text{s} \rightarrow \frac{Q^2}{g} = \frac{500^2}{9.81} = 25484 = 0.025 \cdot 10^6 \text{ m}^5$$

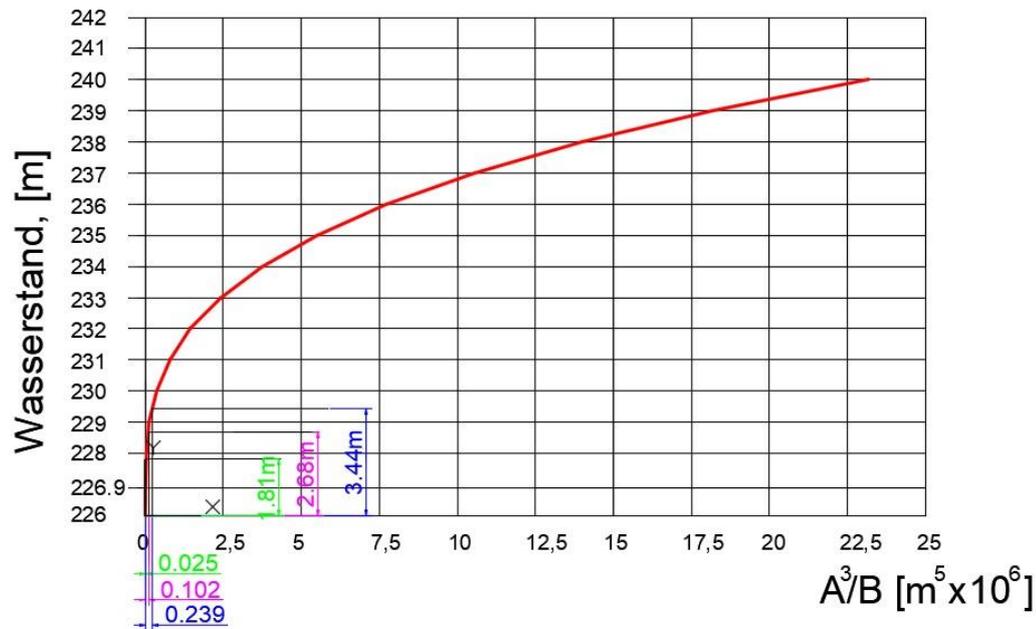


Abb. 4.2 Ermittlung der Grenztiefen bei $Q=1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q=1000 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q=500 \text{ m}^3/\text{s}$;

Mit so ermittelten Wasserständen und den entsprechenden drei Durchflüssen wird eine Gegenüberstellung zwischen der Grenztiefe und der Normaltiefe im Fluss dargestellt.

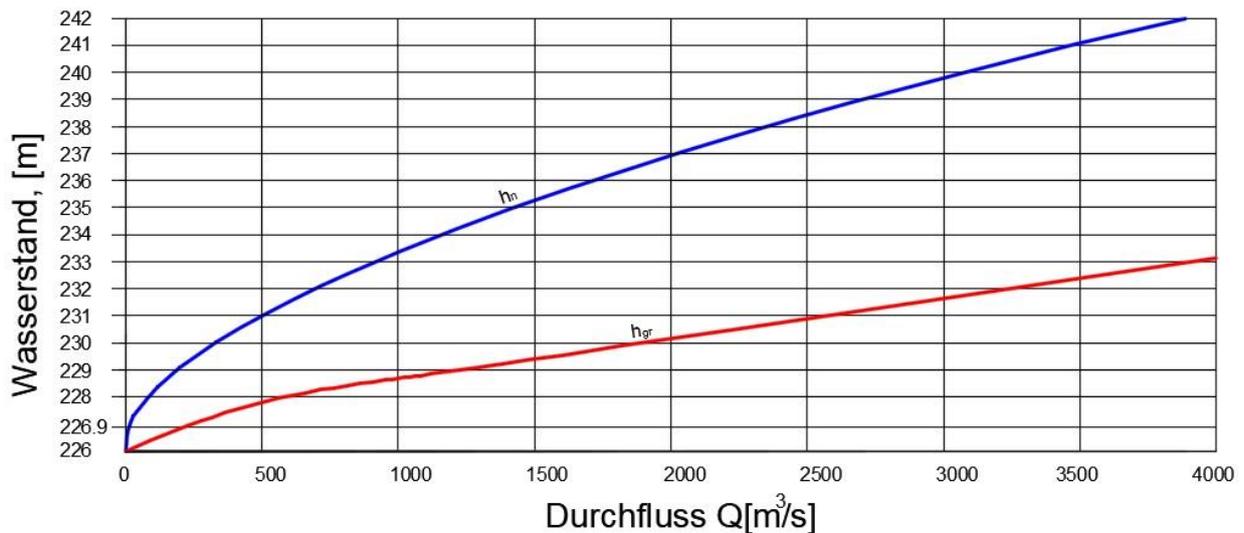


Abb. 4.3 Gegenüberstellung zwischen der Normalabflusstiefe (Pegelschlüsselkurve) und Grenztiefe

Die Vorgehensweise für die Ermittlung der Grenztiefe erfolgte nach [14].

4.2 Hochwasserabfuhr bei der Wehranlage mit 4 Wehrfelder und 2 Kaplan-Rohrturbinen

Bei der Bemessungshochwasserabfuhr strömt das Wasser über alle Wehrfelder bei vollkommen geöffneten Wehrverschlüssen durch die Wehranlage. Die Aufgabe der hydraulischen Berechnungen ist festzustellen, dass die Wehranlage eine problemlose Hochwasserabfuhr bei einem maximal zulässigen Oberwasseraufstau gewährleisten kann. Die Berechnungen werden bei einem Bemessungshochwasser $HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ und einem Sicherheitshochwasser $HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$ durchgeführt. Man muss berücksichtigen, dass der Bemessungshochwasserzufluss ($HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$) auch bei Ausfall eines Wehrfeldes schadlos und ohne Überschreitung des für diesen Fall festgesetzten Wasserspiegels abgeführt werden kann - die sogenannte (n-1)- Bedingung. Die Flusssohle bei der Wehranlage wird mit einem gut ausgerundeten Wehrhöcker geplant, auf dem die Verschlusssegmente aufsitzen. Die Berechnung des Wehrstaus wird als einen unvollkommenen Überfall betrachtet und nach der Überfallformel nach Poleni ermittelt:

$$Q = \frac{2}{3} * \mu * c * \varepsilon * n * b_{\text{licht}} * \sqrt{2 * g} * h_{\ddot{u}}^{3/2}, [m^3 / s]$$

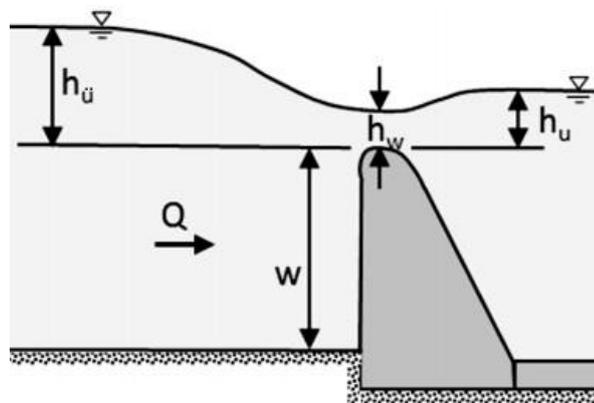


Abb. 4.4 Unvollkommener Überfall [15]

Q , [m^3 / s] - Durchfluss beim Bemessungshochwasser, bzw. Sicherheitshochwasser

$h_{\ddot{u}}$ - Überfallhöhe

$n = 4$ - Anzahl der Wehrfelder

$\mu = 0.55$ - Überfallformbeiwert- (angenommen)

$c = \sqrt{1 - \left(\frac{h_u}{h_{\ddot{u}}}\right)^5}$ - Abminderungsfaktor;

$\varepsilon = 0.90$ - Einschnürungsbeiwert- (angenommen)

$b_{\text{licht}} = 15.50\text{m}$ - lichte Breite eines Wehrfeldes

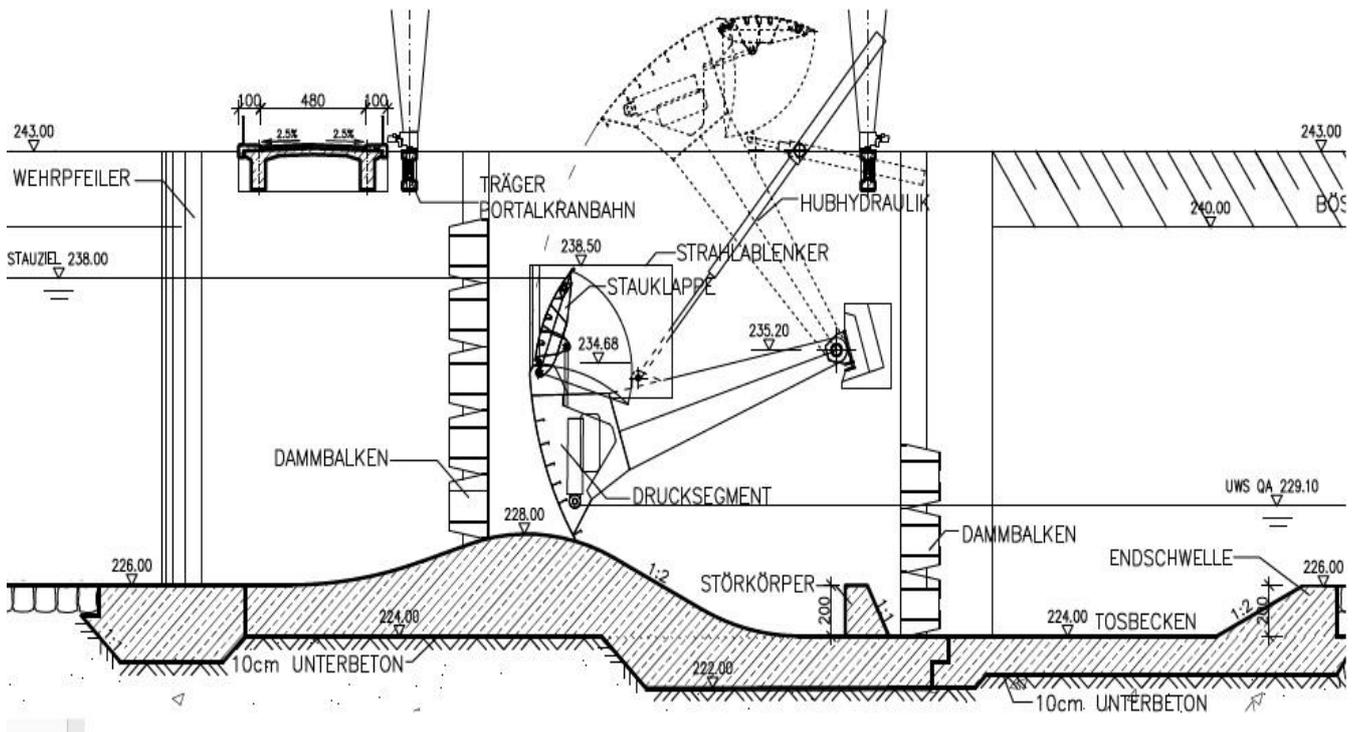


Abb. 4.5 Skizze Wehranlage

4.2.1 Hochwasserabfuhr beim Bemessungshochwasser $HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ bei Ausfall eines Wehrfeldes ($n-1$)- Bedingung; (3 Wehrfelder)

$HQ_{100} = 1532.3 \text{ m}^3/\text{s}$ – Bemessungshochwasser

Kote UW bei $HQ_{100} = 235.40 \text{ m}$ – aus der Pegelschlüsselkurve

$$h_u = \nabla UW - \nabla \text{Scheitel}_{\text{Wehrhöcker}} = 235.40 - 228.00 = 7.40 \text{ m}$$

$h_{\bar{u}}$ – Überfallhöhe

$n = 4$ - Anzahl der Wehrfelder

$\mu = 0.55$ - Überfallformbeiwert- (angenommen)

$$c = \sqrt{1 - \left(\frac{h_u}{h_{\bar{u}}}\right)^5} \text{ - Abminderungsfaktor;}$$

$\varepsilon = 0.90$ - Einschnürungsbeiwert- (angenommen)

$b_{\text{licht}} = 15.50\text{m}$ - lichte Breite eines Wehrfeldes

$$Q = \frac{2}{3} * \mu * c * \varepsilon * (n-1) * b_{\text{licht}} * \sqrt{2 * g * h_{\bar{u}}^{3/2}}, [m^3 / s]$$

4.2.2 Hochwasserabfuhr beim Sicherheitshochwasser $HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$

$HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$ – Sicherheitshochwasser

Kote UW bei $HQ_{1000} = 236,30 \text{ m}$ – aus der Pegelschlüsselkurve

$$h_u = \nabla UW - \nabla \text{Scheitel}_{\text{Wehrh\"ocker}} = 236,30 - 228,00 = 8,30 \text{ m}$$

$h_{\bar{u}}$ – Überfallhöhe

$n = 4$ - Anzahl der Wehrfelder

$\mu = 0,55$ - Überfallformbeiwert- (angenommen)

$$c = \sqrt{1 - \left(\frac{h_u}{h_{\bar{u}}}\right)^5} = 0,82 \text{ - Abminderungsfaktor;}$$

$\varepsilon = 0,90$ - Einschnürungsbeiwert- (angenommen)

$b_{\text{licht}} = 15,50 \text{ m}$ - lichte Breite eines Wehrfeldes

$$Q = \frac{2}{3} * \mu * c * \varepsilon * n * b_{\text{licht}} * \sqrt{2 * g} * h_{\bar{u}}^{3/2}, [m^3 / s]$$

$$1798,8 = \frac{2}{3} * 0,55 * 0,82 * 0,9 * 4 * 15,50 * \sqrt{2 * 9,81} * h_{\bar{u}}^{3/2}, [m^3 / s]$$

$$h_{\bar{u}}^{3/2} = \frac{1798,8}{74,313} = 24,21$$

$h_{\bar{u}} = 8,50 \text{ m}$ – endgültig

$$\nabla OW \text{ bei } HQ_{1000} = \nabla \text{Scheitel}_{\text{Wehrh\"ocker}} + h_{\bar{u}} = 228,00 + 8,50 = 236,50 \text{ m}$$

Das Sicherheitshochwasser $HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$ kann schadlos abgeführt werden.

Zufolge des Einbauens von Störkörpern wird das OW zusätzlich angehoben. Ein hydraulischer Modellversuch ist für die genauere Bestimmung des OW-Spiegels erforderlich.

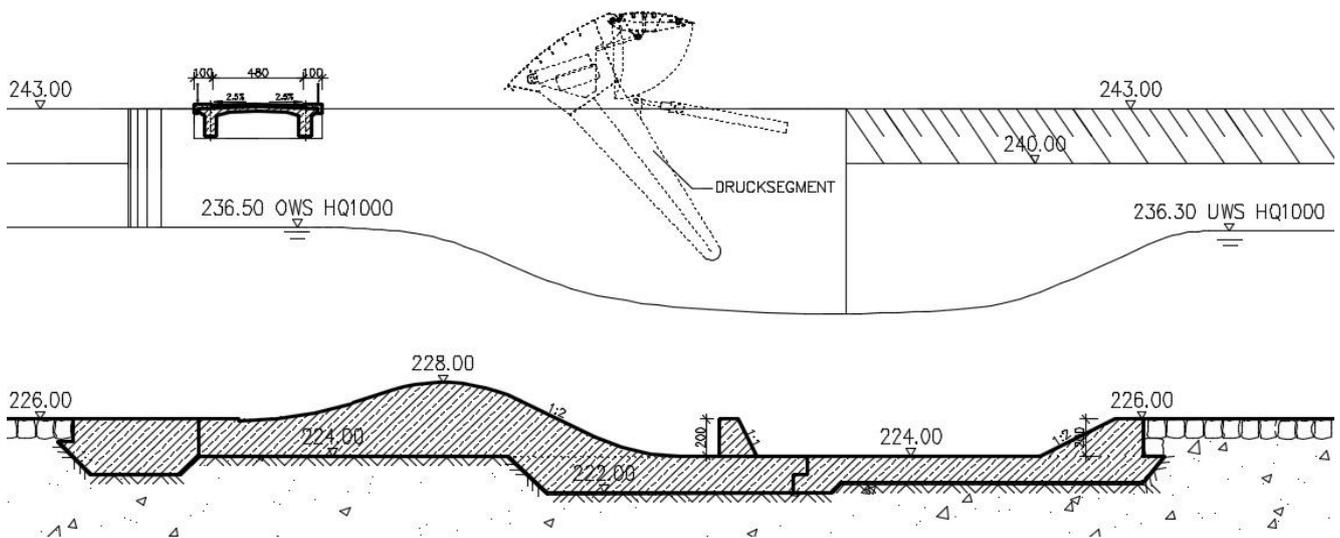


Abb. 4.7 Skizze- Hochwasserabfuhr beim Sicherheitshochwasser $HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$

4.2.3 Regelung des Stauzieles mit der Stauklappe am Segment

Als Verschlussorgane der Wehranlage werden 4 Drucksegmente mit aufgesetzten Stauklappen für eine Feinregelung des Stauzieles angenommen. Die Stauklappe ist auf der oberen Kante des Drucksegmentes (Scheitelpunkt) an der Kote 235,00 m aufgesetzt. Die aufgesetzten Klappen geben die Möglichkeit, dass ein gewisser Hochwasserdurchfluss durch sie problemlos abgeführt werden kann, wobei das Stauziel relativ präzise eingehalten wird. Der Abfluss wird nach Poleni-Formel für vollkommenen Überfall bestimmt.

$$Q_{\max} = n \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \varepsilon \cdot b_{\text{licht}} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_{\max}^{3/2}, [m^3 / s]$$

Q_{\max} , [m^3 / s] - Maximaler Durchfluss bei Einhaltung des Stauzieles

$b_{\text{licht}} = 15.50$ - Wehröffnungsbreite

$n = 4$ - Anzahl der Wehrfelder

$\mu = 0.70$ - Überfallbeiwert (durch eine umgelegte Stauklappe)

$\varepsilon = 0.90$ - Einschnürungsbeiwert

$H_{\max} = \nabla \text{Stauziel} - \nabla \text{Scheitelpunkt} = 238.00 - 234.68 = 3.32 \text{ m}$ - Überfallhöhe im ungestörten Bereich

$$Q_{\max} = 4 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0.70 \cdot 0.90 \cdot 15.50 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81} \cdot 3.32^{3/2} = 697.75 \text{ m}^3 / s$$

Pro Stauklappe können Abflüsse von $Q_{\max} \approx 175.00 \text{ m}^3 / s$ abgeführt werden.

Die vorhandene Wassermenge ergibt sich als Summe der Ausbauwassermenge und des Durchflusses über der Stauklappe

$$Q = Q_{\text{Stauklappe}} + Q_{\text{Ausb}} = 697.75 + 200 = 897.75 \text{ m}^3 / s$$

Aus der Pegelschlüsselkurve wird der jeweilige Wasserstand im Unterwasser abgelesen

$$\nabla UW = 232.95 \text{ m}$$

Hochwasserabflüsse größer als $Q = 897.75 \text{ m}^3 / s$ müssen durch Anheben der Segmente über die Wehranlage abgeführt werden.

Die verwendeten Formeln und Vorgehensweise im Kapitel entsprechen [15] und [18]

4.2.4 Bemessung des Tosbeckens

Die kinetische Energie des Wassers, das durch die Wehranlage abgeführt wird, muss umgewandelt werden. Das erfolgt man mit Hilfe eines Tosbeckens. Es sind verschiedene Bauweisen von Tosbecken möglich:

- Mit einer Tosbeckeneintiefung
- Mit dem Einbau von Störkörpern
- Kombinierte Bauweisen

Im normalen HW-Fall wird das Tosbecken vermutlich durchströmt und es kommt zu keinem ausgeprägten Fließwechsel. Daher erfolgt die Bemessung des Tosbeckens für den maßgebenden Belastungsfall eines teilweise geöffneten Segmentes, bei dem das Wasser unter Druck ins Unterwasser schießt. Für diese ungünstigsten Betriebsbedingungen werden die erforderliche Eintiefung $-t, [m]$ und die Länge des Tosbeckens ermittelt.

Im Tosbecken muss der aus den UW-Bedingungen bekannte Wasserspiegel höher liegen als der Wasserspiegel unmittelbar am Ende des Wechselsprungs. Man untersucht einen Wechselsprung, dessen zweite konjugierte Tiefe größer oder gleich der Normaltiefe plus die Eintiefung des Tosbeckens sein muss.

$$h_c = h'$$

$h_c, [m]$ – kleinste (kontrahierte) Tiefe beim Fuß der Wehranlage

$h', [m]$ – erste konjugierte Tiefe des Wechselsprungs

$h'', [m]$ – zweite konjugierte Tiefe des Wechselsprungs

$h_o, [m]$ – Normaltiefe im Fluss

Die Fließgeschwindigkeit im Fuß der Wehranlage wird nach folgender Formel berechnet:

$$v_c = \varphi * \sqrt{2 * g * (E_o - h_c)}, [m / s]$$

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \Sigma \Delta h}} = 0.95 - \text{angenommener Beiwert in Abhängigkeit vom Überlauf}$$

$E_o, [m]$ - Energiehöhe bezüglich Sohle des Tosbeckens

Aus der Kontinuitätsgleichung wird abgeleitet:

$$Q = v_c * n * h_c * b_{WF}, [m^3 / s]$$

n – Anzahl der geöffneten Wehrfelder

b_{WF} – Wehrfeldbreite

Als erste Annäherung wird eine Eintiefung von 2,00m angenommen ($t=2.00m$)

Die Skizze des geplanten Tosbeckens mit allen beschriebenen Parametern ist in Abb. 4.8 dargestellt:

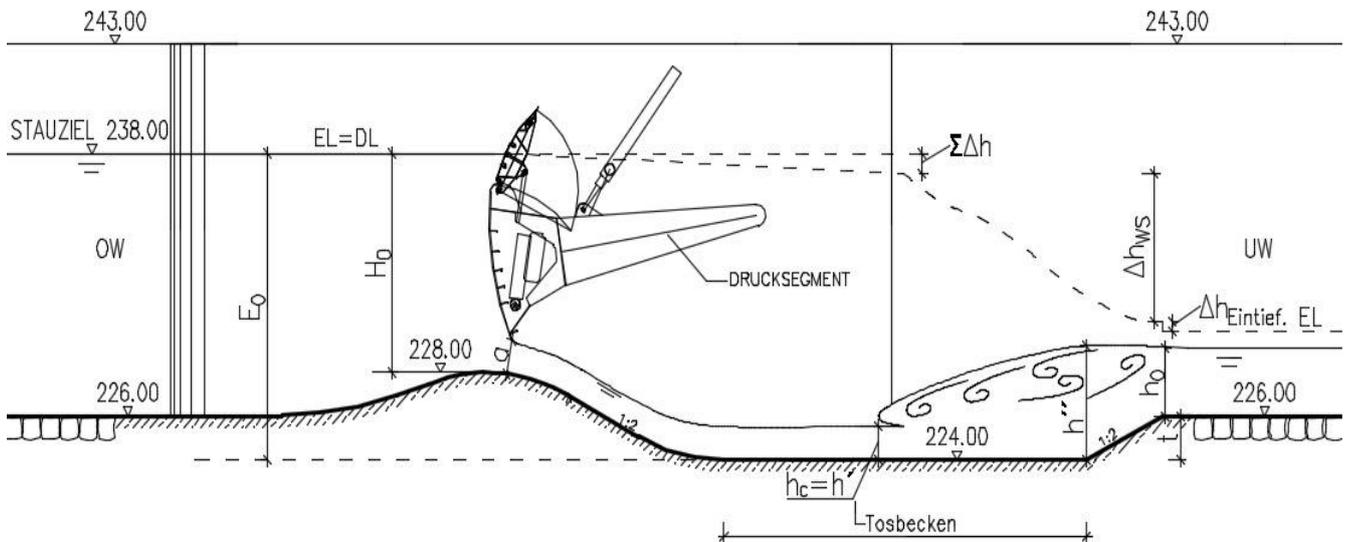


Abb. 4.8 Skizze-Tosbeckenform

Für die Berechnung der konjugierten Tiefen und der Länge des Wechselsprungs wurde angenommen, dass das Tosbecken eine rechteckige Form mit Breite gleich der lichten Breite der Wehranlage hat.

$$q = \frac{Q}{b}, [m^3 / s * m]$$

$$h'' = 0.5 * h' * \left[\sqrt[3]{1 + 8 * Fr_1^2} - 1 \right], [m]$$

Die Froude-Zahl am Fuß der Wehranlage ergibt sich mit der Formel für Rechteckgerinne:

$$Fr_1^2 = \frac{\alpha' * q^2}{g * h'^3}, [-]$$

Die Länge des Wechselsprungs wird nach der Formel von Chertousov berechnet:

$$L_{WS} = 10.3 * h' * (Fr_1 - 1)^{0.81}, [m]$$

In der Fachliteratur sind auch Formeln für die Berechnung der Länge des Tosbeckens vorhanden, aber beim Tosbecken mit einer Eintiefung kann die Formel:

$$L_{TB} = (0.7 \div 0.8) * L_{WS}, [m] \text{ angewendet werden.}$$

Die erforderliche Eintiefung des Tosbeckens wird mit der folgenden Formel berechnet:

$$t = h'' - h_o - \frac{q^2}{2 * g * \varphi^2 * h_o^2} + \frac{\alpha * q^2}{2 * g * h''^2}, [m]$$

$$h_o < h_{kr, Fluss} \Rightarrow \varphi \approx 0.95$$

Angenommen: $\alpha = 1.00$

Bei der Ermittlung der Eintiefung wird die Öffnung von einem Wehrfeld betrachtet. Der Durchfluss mit der entsprechenden Normaltiefe im Fluss ist am kleinsten.

Es wird eine kontrahierte Tiefe angenommen, mit der Abfluggeschwindigkeit berechnet wird und mit der Fließgeschwindigkeit im Fuß der Wehranlage wird der spezifische Durchfluss für ein Wehrfeld ermittelt:

$$q = v_c \cdot h_c, [m^3 / s \cdot m]$$

Nach den oben beschriebenen Formeln werden die Froude-Zahl, die zweite konjugierte Tiefe, die Wechselsprunglänge und die erforderliche Länge des Tosbeckens berechnet. Der Durchfluss wird nach der folgenden Formel ermittelt, wo b_{WF} die Wehrfeldbreite ist.

$$Q = q \cdot b_{WF}, [m^3 / s]$$

Mit dem ermittelten Durchfluss „Q“ wird aus der Pegelschlüsselkurve die Normaltiefe „ h_o “ abgelesen und nach der oberen Formel wird die Eintiefung berechnet. Die durchgeführten Berechnungen sind nachfolgend tabellarisch dargestellt:

Tabelle. 4.2 Ermittlung der Eintiefung und die Länge des Tosbeckens

Anzahl WF= 4		E ₀ = 14,00 m							
b= 15,50 m - Wehrfeldbreite									
Stauziel= 238,00 m									
Flusssohle= 226,00 m		Tosbeckensohle= 224,00 m							
φ= 0,95									
Angenommene t= 2,00 m									
h _c	v _c	q	Fr ₁	h''	L _{WS}	~L _{TB}	Q	h _o	t
m	m/s	m ³ /s*m	-	m	m	m	m ³ /s	m	m
0.20	15.6	3.1	11.2	0.90	13.5	10.1	48.5	1.59	-0.29
0.50	15.5	7.7	7.0	1.58	21.9	16.4	119.8	2.37	-0.17
1.00	15.2	15.2	4.8	2.37	30.7	23.0	235.2	3.35	-0.05
1.50	14.9	22.3	3.9	2.96	36.4	27.3	345.9	4.10	0.08
2.00	14.6	29.2	3.3	3.44	40.3	30.2	451.9	4.74	0.22

Bemerkung: Die Berechnungen gelten nur für Öffnung eines Wehrfeldverschlusses

Festlegung:

Es wurde konstruktiv eine Eintiefung von t=2.0m gewählt. Um die notwendige Tosbeckenslänge zu verkürzen, wurde eine kostengünstige Lösung mit dem Einbau von 2 Meter hohen Störkörpern vorgesehen. Es werden 5 Störkörper pro Wehrfeld im Abstand von 1,50 Meter errichtet. Damit wird eine erforderliche Tosbeckenslänge von 15 m angenommen. Genauere Untersuchungen sollten mit Hilfe eines hydraulischen Modellversuches durchgeführt werden.

Die verwendeten Formeln und Vorgehensweise im Kapitel entsprechen [14] und [18]

4.3 Hochwasserabfuhr bei der Wehranlage mit 4 Wehrfelder mit Hydromatrix-Modulen

Bei dieser Ausführungsvariante ist die Flusssohle bei der Wehranlage nicht mit einem Wehrhöcker geplant, deshalb ist die Poleni-Formel nicht verwendbar. In diesem Fall betrachtet man eine plötzliche Einschnürung des Flusses. Bei der hydraulischen Bemessung geht es um eine Einengung durch begrenzt breite Einbauten (Wehrpfeiler). Der OW-Spiegel ist um die Höhe „z“ angestaut. Für die durchgeführten Berechnungen wird die Formel von Rehbock angewandt:

$$z = [\delta * (1 - \alpha) + \alpha] * (0.4 * \alpha + \alpha^2 + 9 * \alpha^4) * (1 + Fr_{UW}^2) * \frac{v_{UW}^2}{2 * g}, [m]$$

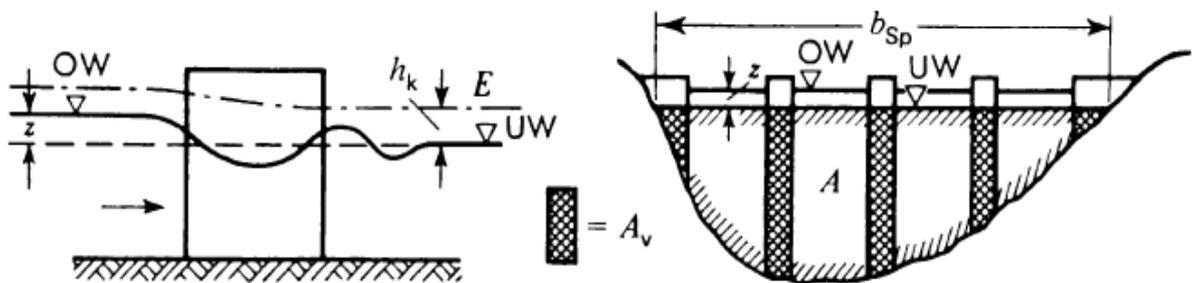


Abb. 4.9 Pfeilerstau [15]

z , [m] - Pfeilerstau

α , [-] - Verbauungsverhältnis

δ , [-] - Pfeilerformbeiwert

Fr_{UW} , [-] - Froude-Zahl im Unterwasser

v_{UW} , [m/s] - Fließgeschwindigkeit im Unterwasser

$$\alpha = \frac{A_{\text{verbaut}}}{A_{UW}} = \frac{A_{UW} - A_{\text{licht}}}{A_{UW}}, [-]$$

A_{verbaut} , [m²] - Verbaute Fläche durch die Wehranlage

A_{UW} , [m²] - Fläche des Fließquerschnittes im Unterwasser

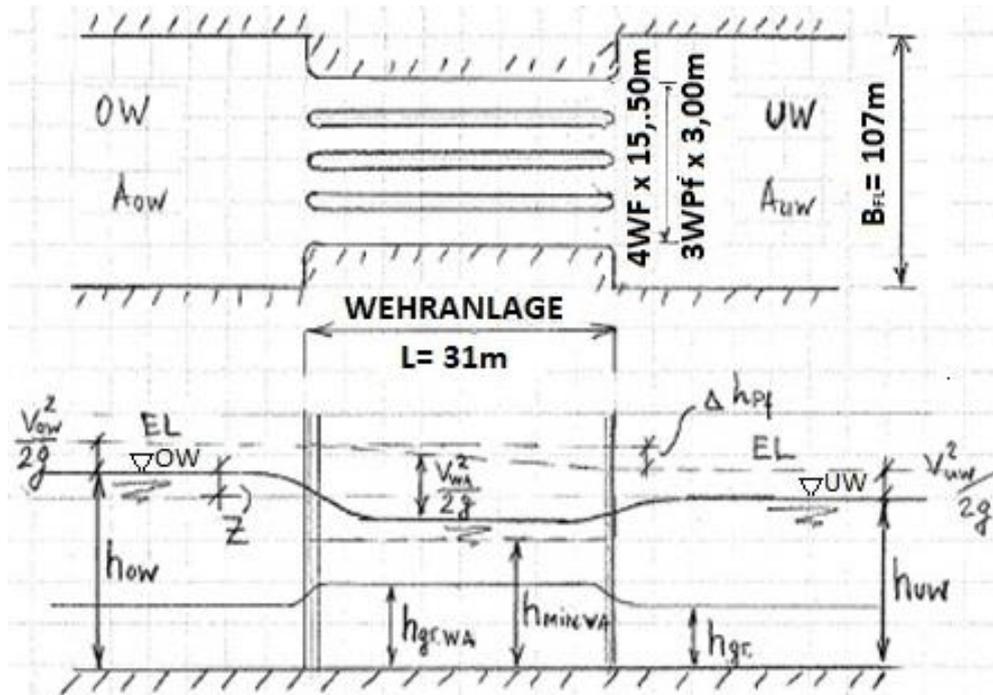


Abb. 4.10 Skizze Pfeilerstau der Wehranlage mit Hydromatrix-Modulen [18]

4.3.1 Hochwasserabfuhr beim Bemessungshochwasser $HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ bei Ausfall eines Wehrfeldes (n-1)- Bedingung

Die Formel nach Rehbock kann verwendet werden, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

Die minimale Tiefe in der Wehranlage muss kleiner als die vorhandene Tiefe im Unterwasser sein.

$$h_{\min,WA} \leq h_{UW}$$

Die minimale Tiefe in der Wehranlage bezüglich der Sohle (Kote 226,00) ergibt sich nach der Formel für ein Rechteckgerinne:

$$h_{\min,WA} = \frac{3}{2} * \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b_{I,WA}^2}}, [m]$$

$$h_{UW} = 9.40 [m] - \text{abgelesen aus der Pegelschlüsselkurve}$$

Daraus ergibt sich folgende Abhängigkeit

$$\frac{3}{2} * \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b_{I,WA}^2}} \leq h_{UW}$$

$$\frac{3}{2} * \sqrt[3]{\frac{1532,3^2}{9.81 * 62^2}} \leq 9.40 \rightarrow 5.95 < 9.40$$

Die Formel von Rehbock ist anwendbar.

Die Froude-Zahl im Unterwasser bei $HQ=1532.3 \text{ m}^3/\text{s}$ wird folgendermaßen bestimmt:

$$Fr_{UW}^2 = \frac{v_{UW}^2}{c_{UW}}, [-]$$

c_{UW} , [m/s] - Geschwindigkeit der Wellenausbreitung

$$c_{UW} = \sqrt{g \cdot \frac{A_{UW}}{B_{UW}}}, [m/s]$$

B_{UW} , [m] - Breite des Wasserspiegels im Unterwasser bei $Q=1532.3 \text{ m}^3/\text{s}$

$$c_{UW} = \sqrt{g \cdot \frac{A_{UW}}{B_{UW}}} = \sqrt{9.81 \cdot \frac{878}{107}} = 8.97 \text{ m/s}$$

$$v_{UW} = 1.75 \text{ m/s}$$

Daraus ergibt sich die Froude-Zahl im Unterwasser

$$Fr_{UW}^2 = \frac{1.75^2}{8.97} = 0.341$$

$$\alpha = \frac{A_{\text{verbaut}}}{A_{UW}} = \frac{A_{UW} - A_{\text{licht}}}{A_{UW}} = \frac{878 - 62 \cdot 9.4}{878} = 0.336$$

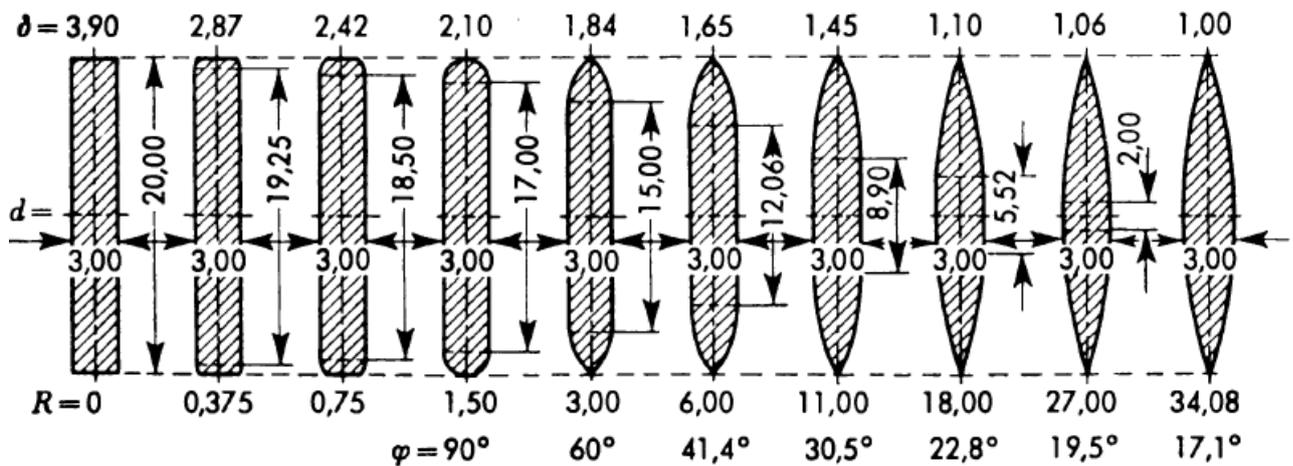


Abb. 4.11 Pfeilerformbeiwert [15]

1). Angenommen: Pfeiler mit rundem Pfeilerkopf $\rightarrow \delta = 2.10$

$$z = [\delta \cdot (1 - \alpha) + \alpha] \cdot (0.4 \cdot \alpha + \alpha^2 + 9 \cdot \alpha^4) \cdot (1 + Fr_{UW}^2) \cdot \frac{v_{UW}^2}{2 \cdot g}, [m]$$

$$z = [2.10 \cdot (1 - 0.336) + 0.336] \cdot (0.4 \cdot 0.336 + 0.336^2 + 9 \cdot 0.336^4) \cdot (1 + 0.341) \cdot \frac{1.75^2}{2 \cdot 9.81}$$

$$z = 1.7304 \cdot 0.3620 \cdot 0.2093 = 0.131$$

$$z \approx 0.13 \text{ m}$$

2). Angenommen: Pfeiler mit spitzem Pfeilerkopf $\rightarrow \delta = 1.45$

$$z = [1.45 * (1 - 0.336) + 0.336] * (0.4 * 0.336 + 0.336^2 + 9 * 0.336^4) * (1 + 0.341) * \frac{1.75^2}{2 * 9.81}$$

$$z = 1.2988 * 0.3620 * 0.2093 = 0.098$$

$$z \approx 0.10 \text{ m}$$

Es wird ein Pfeiler mit rundem Kopf gewählt.

Mit den so festgelegten Parametern wird bei der Ermittlung des Pfeilerstaus eine Überprüfung der Bemessungshochwasserabfuhr $HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ mit einem Wehrfeld außer Betrieb (n-1 Regel) berücksichtigt.

Tabelle. 4.3 Pfeilerstau bei $HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ mit 4 und 3 Wehrfelder im Betrieb

Anzahl WF= 4		b _{lichte} = 62 m								
a=	15,50 m									
δ=	2,10 -									
p	Q	h _{UW}	A _{UW}	v _{UW}	E _{min,WA}	E _{UW}	α	c _{UW}	Fr _{UW} ²	z
%	m ³ /s	m	m ²	m/s	m	m	-	m/s	-	m
1	1532.3	9.40	878.0	1.75	5.95	9.56	0.336	8.97	0.341	0.131
1 (n-1)*	1532.3	9.40	878.0	1.75	5.95	9.56	0.502	8.97	0.341	0.392≈0.40

(n-1)*- Ausfall eines Wehrfeldes

$$\nabla UW \text{ bei } HQ_{100} = 235.40 \text{ m}$$

$$\nabla OW \text{ bei } HQ_{100} = \nabla UW + z = 235.40 + 0.40 = 235.80 \text{ m}$$

Das Bemessungshochwasser $HQ_{100} = 1532.3 \text{ m}^3/\text{s}$ kann schadlos abgeführt werden.

Für die genauere Bestimmung der Wasserspiegellage sollte ein hydraulischer Modellversuch durchgeführt werden (z.B. Einfluss der Störkörper auf Rückstau).

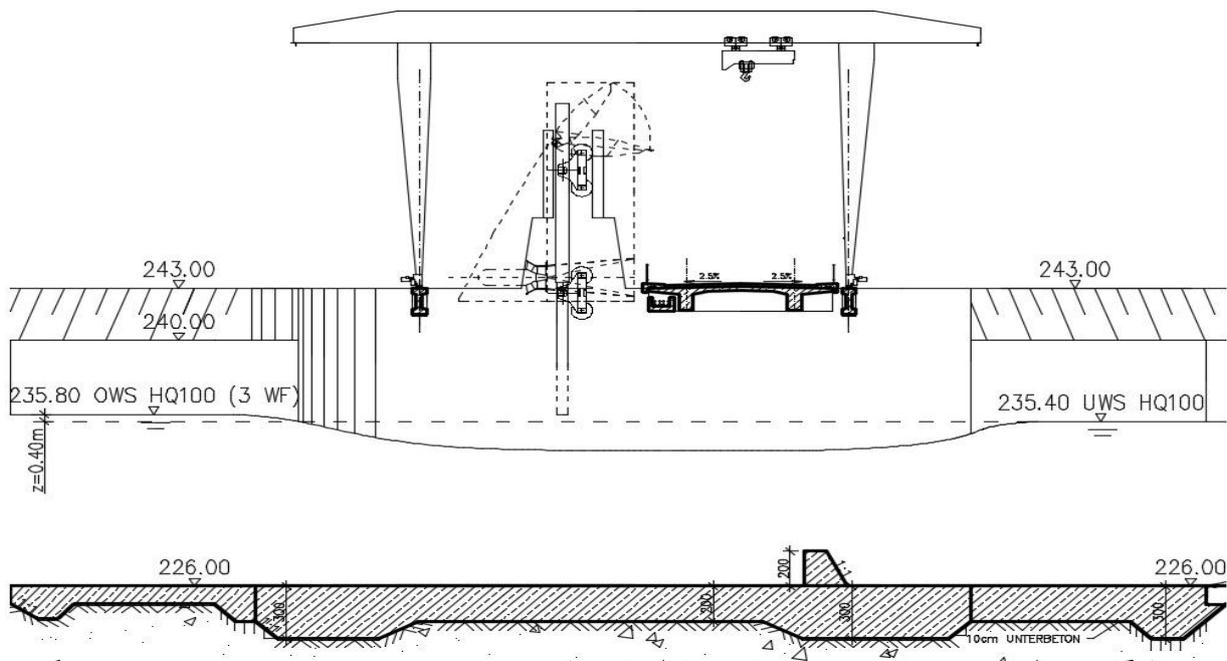


Abb. 4.12 Skizze- Hochwasserabfuhr beim Bemessungshochwasser $HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ bei Ausfall eines Wehrfeldes (n-1)- Bedingung; (3 Wehrfelder)

4.3.2 Hochwasserabfuhr beim Sicherheitshochwasser $HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$

Die Formel nach Rehbock kann verwendet werden, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

Die minimale Tiefe in der Wehranlage soll kleiner als die vorhandene Tiefe im Unterwasser sein.

$$h_{\min,WA} \leq h_{UW}$$

Die minimale Tiefe in der Wehranlage bezüglich der Sohle (Kote 226,00) ergibt sich nach der Formel für ein Rechteckgerinne:

$$h_{\min,WA} = \frac{3}{2} * \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b_{l,WA}^2}}, [m]$$

$$h_{UW} = 10.30 [m] - \text{abgelesen aus der Pegelschlüsselkurve}$$

Daraus ergibt sich folgende Abhängigkeit

$$\frac{3}{2} * \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b_{l,WA}^2}} \leq h_{UW}$$

$$\frac{3}{2} * \sqrt[3]{\frac{1798,8^2}{9.81 * 62^2}} \leq 10.30 \rightarrow 6.62 < 10.30$$

Die Formel von Rehbock ist anwendbar.

Die Froude-Zahl im Unterwasser bei $HQ=1798.8 \text{ m}^3/\text{s}$ wird folgendermaßen bestimmt:

$$Fr_{UW}^2 = \frac{v_{UW}^2}{c_{UW}}, [-]$$

$c_{UW}, [m/s]$ - Geschwindigkeit der Wellenausbreitung

$$c_{UW} = \sqrt{g * \frac{A_{UW}}{B_{UW}}}, [m/s]$$

$B_{UW}, [m]$ - Breite des Wasserspiegels im Unterwasser bei $Q=1798.8 \text{ m}^3/\text{s}$

$$c_{UW} = \sqrt{g * \frac{A_{UW}}{B_{UW}}} = \sqrt{9.81 * \frac{974.9}{108.8}} = 9.38 \text{ m/s}$$

$$v_{UW} = 1.85 \text{ m/s}$$

Daraus ergibt sich die Froude-Zahl im Unterwasser

$$Fr_{UW}^2 = \frac{1.85^2}{9.38} = 0.365$$

$$\alpha = \frac{A_{verbaut}}{A_{UW}} = \frac{A_{UW} - A_{licht}}{A_{UW}} = \frac{974.9 - 62 \cdot 10.3}{974.9} = 0.345$$

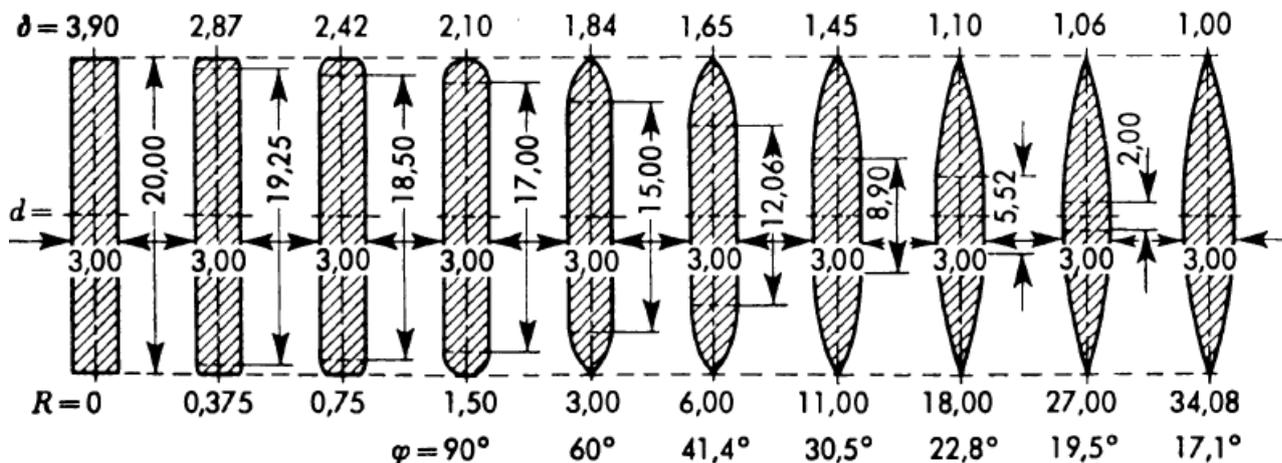


Abb. 4.13 Pfeilerformbeiwert [15]

1). Angenommen: Pfeiler mit rundem Kopf → δ = 2.10

$$z = [\delta \cdot (1 - \alpha) + \alpha] \cdot (0.4 \cdot \alpha + \alpha^2 + 9 \cdot \alpha^4) \cdot (1 + Fr_{UW}^2) \cdot \frac{v_{UW}^2}{2 \cdot g}, [m]$$

$$z = [2.10 \cdot (1 - 0.345) + 0.345] \cdot (0.4 \cdot 0.345 + 0.345^2 + 9 \cdot 0.345^4) \cdot (1 + 0.365) \cdot \frac{1.85^2}{2 \cdot 9.81}$$

$$z = 1.7205 \cdot 0.3845 \cdot 0.2381 = 0.158$$

$$z \approx 0.16 \text{ m}$$

2). Angenommen: Pfeiler mit spitzem Kopf → δ = 1.45

$$z = [1.45 \cdot (1 - 0.345) + 0.345] \cdot (0.4 \cdot 0.345 + 0.345^2 + 9 \cdot 0.345^4) \cdot (1 + 0.365) \cdot \frac{1.85^2}{2 \cdot 9.81}$$

$$z = 1.2948 \cdot 0.3845 \cdot 0.2381 = 0.119$$

$$z \approx 0.12 \text{ m}$$

Es wird ein Pfeiler mit rundem Kopf gewählt.

Mit den so festgelegten Parametern wird bei der Ermittlung des Pfeilerstaus eine Überprüfung der Sicherheitshochwasserabfuhr $HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabelle. 4.4 Pfeilerstau bei $HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$ mit 4 Wehrfelder im Betrieb

Anzahl WF= 4		b _{lichte} = 62 m								
a= 15,50 m										
δ= 2,10 -										
p	Q	h _{UW}	A _{UW}	v _{UW}	E _{min,WA}	E _{UW}	α	c _{UW}	Fr _{UW} ²	z
%	m ³ /s	m	m ²	m/s	m	m	-	m/s	-	m
1	1798.8	10.30	974.9	1.85	6.62	10.47	0.345	9.38	0.365	0.157~0.20

$$\nabla UW \text{ bei } HQ_{1000} = 236.30 \text{ m}$$

$$\nabla OW \text{ bei } HQ_{1000} = \nabla UW + z = 236.30 + 0.20 = 236.50 \text{ m}$$

Das Sicherheitshochwasser $HQ_{1000} = 1798.8 \text{ m}^3/\text{s}$ kann schadlos abgeführt werden.

Für die genauere Bestimmung der Wasserspiegellage sollte ein hydraulischer Modellversuch durchgeführt werden (z.B. Einfluss der Störkörper auf Rückstau).

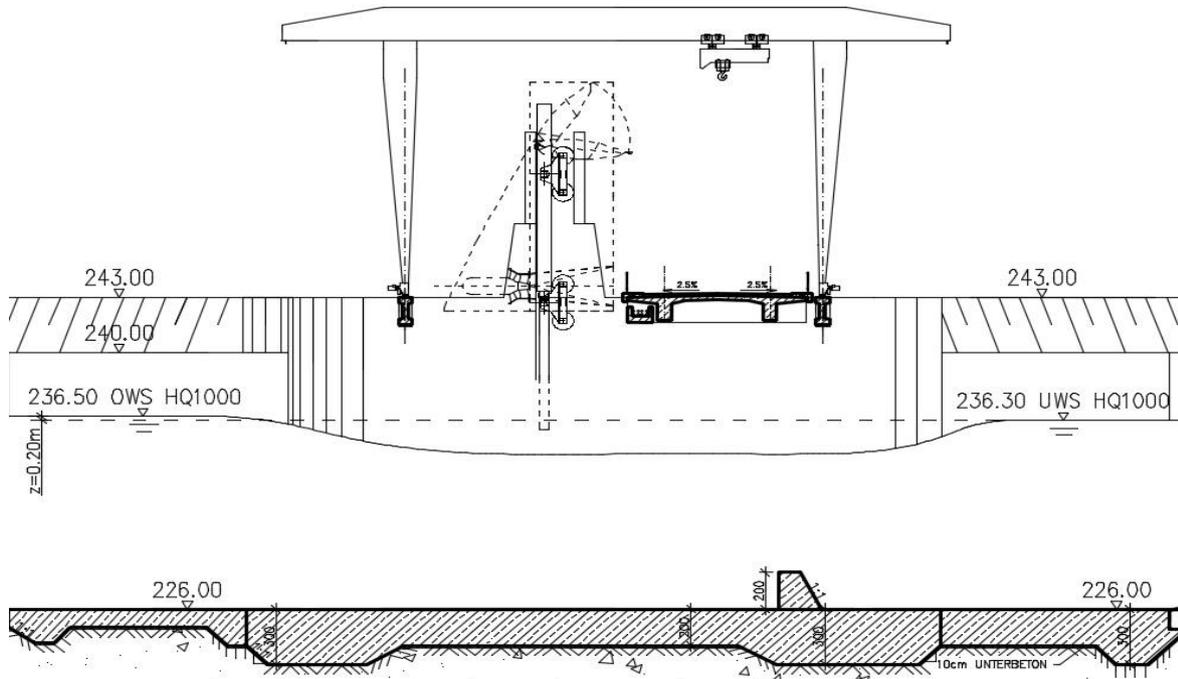


Abb. 4.14 Skizze- Hochwasserabfuhr beim Sicherheitshochwasser $HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$

Die verwendeten Formeln und Vorgehensweise im Kapitel entsprechen [15] und [18]

4.3.3 Leistungsfähigkeit der Stauklappe am Hydromatrix-Modul

Die aufgesetzten Klappen geben die Möglichkeit, dass ein gewisser Hochwasserdurchfluss durch sie problemlos abgeführt werden kann, wobei das Stauziel relativ präzise eingehalten wird. Der Abfluss wird nach Poleni-Formel für vollkommenen Überfall bestimmt.

$$Q_{\max} = n \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \varepsilon \cdot b_{\text{licht}} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_{\max}^{3/2}, [m^3 / s]$$

Q_{\max} , [m^3 / s] - Maximaler Durchfluss bei Einhaltung des Stauziels

$b_{\text{licht}} = 15.50$ - Wehröffnungsbreite

$n = 4$ - Anzahl der Wehrfelder

$\mu = 0.70$ - Überfallbeiwert (durch eine umgelegte Stauklappe)

$\varepsilon = 0.90$ - Einschnürungsbeiwert

$H_{\max} = \nabla \text{Stauziel} - \nabla \text{Scheitelpunkt}_{\text{Klappe}} = 238.00 - 235.20 = 2.80 \text{ m}$ - Überfallhöhe

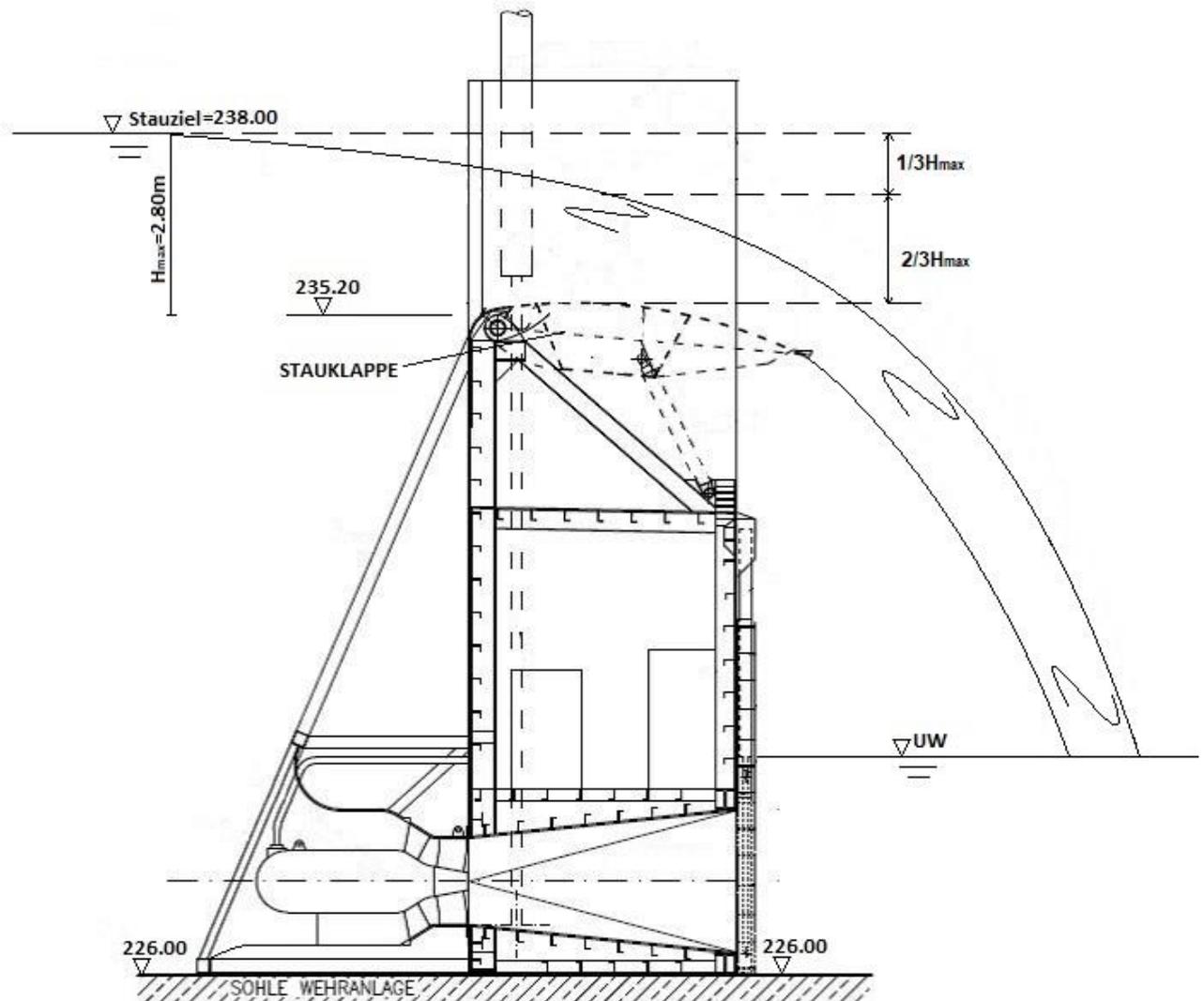


Abb. 4.15 Skizze – Überfall über die Stauklappe am Hydromatrix-Modul

$$Q_{\max} = 4 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0.70 \cdot 0.90 \cdot 15.50 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81} \cdot 2.80^{3/2} = 540.42 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Die vorhandene Wassermenge ergibt sich als Summe der Ausbauwassermenge und des Durchflusses über der Stauklappe

$$Q = Q_{\text{Stauklappe}} + Q_{\text{Ausb}} = 540.42 + 200 = 740.42 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Pro Hydromatrix- Modul können Abflüsse von $Q_{\max} \approx 135.00 \text{ m}^3 / \text{s}$ über die Klappe abgeführt werden.

Aus der Pegelschlüsselkurve wird der jeweilige Wasserstand im Unterwasser abgelesen

$$\nabla UW = 232.25 \text{ m}$$

Die verwendeten Formeln und Vorgehensweise im Kapitel erfolgte nach [15]

4.4 Hochwasserabfuhr bei der Wehranlage mit 6 Wehrfelder mit Roth-Turbinen-Modulen

Die Aufgabe der hydraulischen Berechnungen ist festzustellen, dass die Wehranlage eine problemlose Hochwasserabfuhr bei einem maximal zulässigen Oberwasseraufstau gewährleisten kann. Die Berechnungen werden für ein Bemessungshochwasser $HQ_{100} = 1532.3 \text{ m}^3/\text{s}$ und einem Sicherheitshochwasser $HQ_{1000} = 1798.8 \text{ m}^3/\text{s}$ durchgeführt. Man muss berücksichtigen, dass der Bemessungshochwasserzufluss ($HQ_{100} = 1532.3 \text{ m}^3/\text{s}$) auch bei Ausfall eines Wehrfeldes schadlos und ohne Überschreitung des für diesen Fall festgesetzten Wasserspiegels abgeführt werden kann - die sogenannte (n-1)- Bedingung. Die Wehranlage bei dieser Variante verfügt über 6 Wehrfelder je mit einer lichten Breite von 11,00m, die von Wehrpfeiler mit gerundeten Kanten getrennt sind. In vier von den Wehrfeldern der Wehranlage werden die Roth-Turbinen-Module eingebaut und die zwei konventionellen Wehrfelder sind mit gerundeten Wehrhöcker geplant, auf dem die Verschlusssegmente aufsitzen. Bei der Berechnung des Wehrstaus werden *den Ausflussgesetz von Torricelli für Ausfluss aus einer Öffnung unter Wasser bei den Wehrfeldern mit Turbinen-Modulen und die Überfallformel von Poleni für unvollkommenen Überfall* bei den Wehrfeldern mit Verschlusssegmenten verwendet.

$$Q = \frac{2}{3} * \mu * c * \varepsilon * n * b_{\text{licht}} * \sqrt{2 * g * h_u^{3/2}}, [m^3 / s]$$

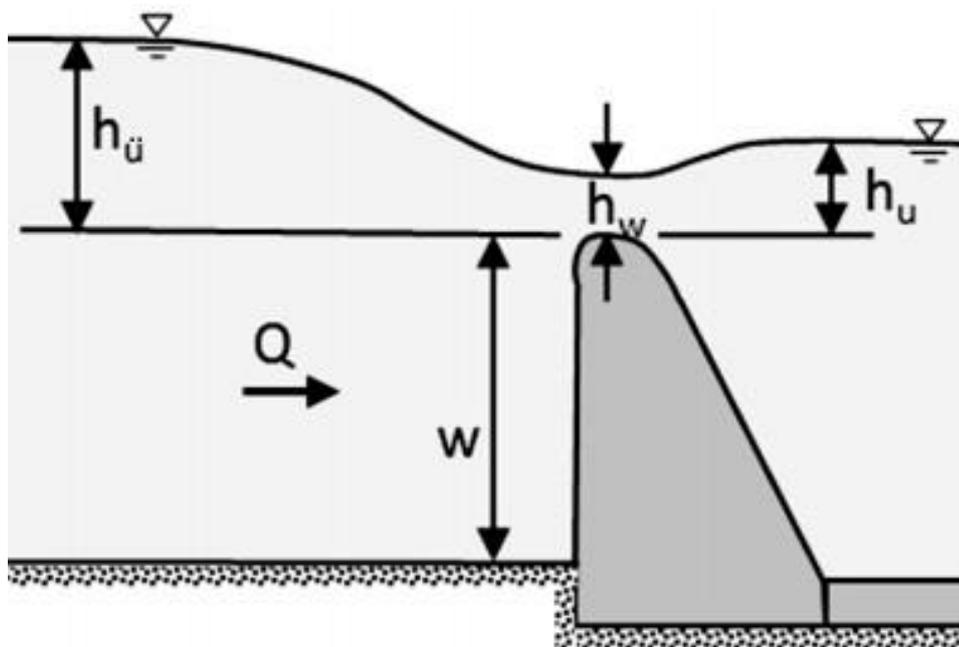


Abb. 4.16 Unvollkommener Überfall [15]

Q , [m^3 / s] - Durchfluss beim Bemessungshochwasser, bzw. Sicherheitshochwasser

$h_{\bar{v}}$ - Überfallhöhe

n - Anzahl der Wehrfelder im Betrieb

$\mu = 0.55$ - Überfallformbeiwert- (angenommen)

$c = 0.82$ - gleich bei der Variante mit Rohrturbinen

$\varepsilon = 0.90$ - Einschnürungsbeiwert - (angenommen)

$b_{\text{licht}} = 11.00m$ - lichte Breite eines Wehrfeldes

$$Q = \alpha * \varepsilon * a * b_{\text{licht}} * n * \sqrt{2g * \Delta h}, [m^3 / s]$$

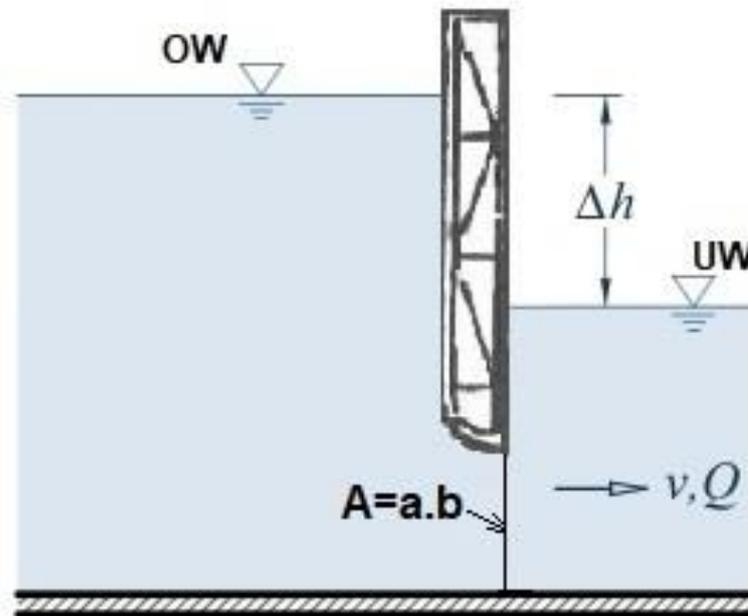


Abb. 4.17 Ausfluss aus Öffnung unter Wasser [14]

Q , [m^3 / s] - Durchfluss beim Bemessungshochwasser, bzw. Sicherheitshochwasser

n - Anzahl der Wehrfelder im Betrieb

$\alpha = 0.85$ - Ausflusszahl

$\varepsilon = 0.90$ - Einschnürungsbeiwert - (angenommen)

$a = 8.95m$ - Öffnungshöhe

$b_{\text{licht}} = 11.00m$ - lichte Breite eines Wehrfeldes

Δh - Wasserspiegeldifferenz

4.4.1 Hochwasserabfuhr beim Bemessungshochwasser $HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ bei Ausfall eines Wehrfeldes (n-1)- Bedingung; (5 WF)

In diesem Fall muss das Bemessungshochwasser $HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ durch die vier Wehrfelder mit Turbinenmodulen in angehobener Position und durch ein Wehrfeld mit vollkommen geöffnetem Wehrverschluss über die Wehranlage abgeführt werden.

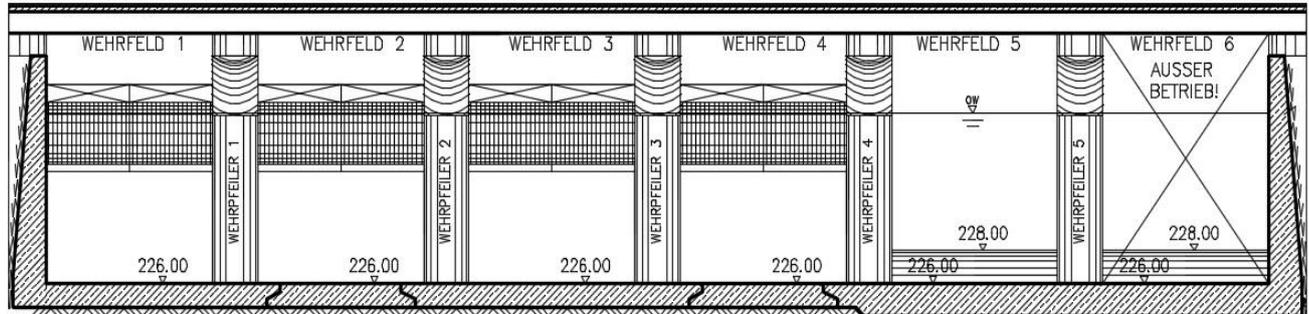


Abb. 4.18 Hochwasserabfuhr beim $HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ - (n-1) Bedingung

Bei der Berechnung des Wehrstaus werden *den Ausflussgesetz von Torricelli für Ausfluss aus einer Öffnung* unter Wasser bei den Wehrfeldern mit Turbinen-Modulen und die Überfallformel von *Poleni für unvollkommenen Überfall* bei den Wehrfeldern mit Verschlusssegmenten verwendet. Die Ausflussvorgänge mit den entsprechenden Parametern sind in Abb. 19 und Abb. 20 dargestellt:

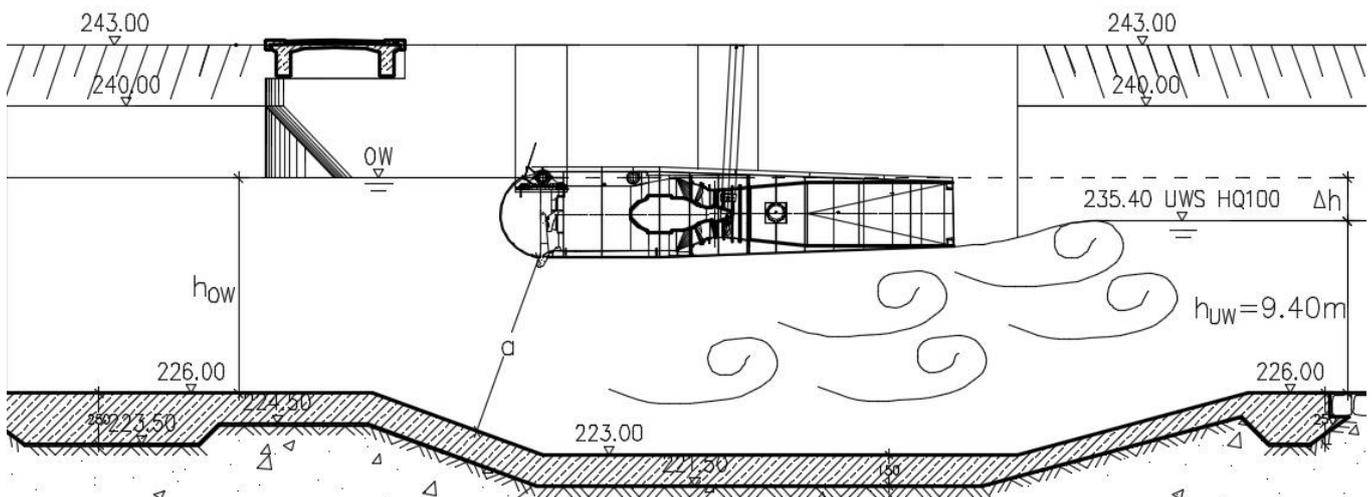


Abb. 4.19 Ausfluss unter dem Turbinenmodul (Wehrfelder 1-4)

Der Turbinenmodul wird üblicherweise bei der Hochwasserabfuhr in einer angehobenen Position waagrecht gestellt.

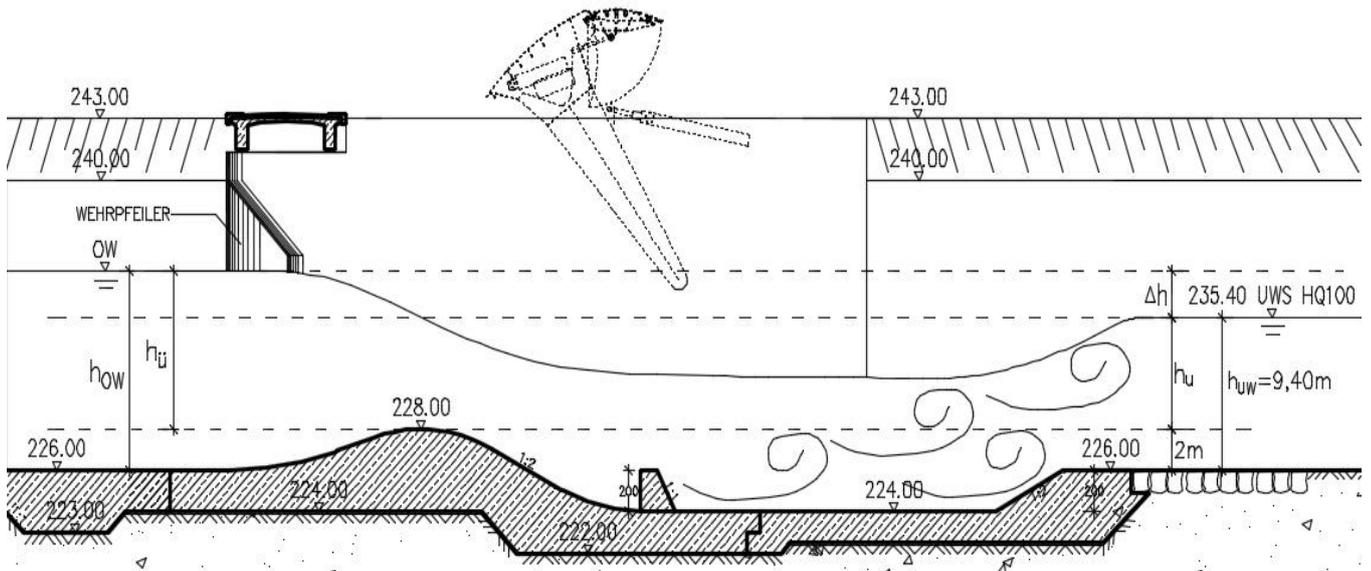


Abb. 4.20 Skizze der Wehranlage beim unvollkommenen Überfall (Wehrfeld 5)

$$Q_1 = \alpha * \varepsilon * a * b_{\text{licht}} * n * \sqrt{2g * \Delta h}, [m^3 / s]$$

$Q_1, [m^3 / s]$ - Durchfluss beim Bemessungshochwasser (WF 1- 4)

$n = 4$ - Anzahl der Wehrfelder im Betrieb

$\alpha = 0.85$ - Ausflusszahl

$\varepsilon = 0.90$ - Einschnürungsbeiwert - (angenommen)

$a = 8.95m$ - lotrechte Öffnungshöhe

$b_{\text{licht}} = 11.00m$ - lichte Breite eines Wehrfeldes

Δh - Wasserspiegeldifferenz

$$Q_2 = \frac{2}{3} * \mu * c * \varepsilon * n * b_{\text{licht}} * \sqrt{2 * g * h_u^{3/2}}, [m^3 / s]$$

$Q_2, [m^3 / s]$ - Durchfluss beim Bemessungshochwasser (WF 5)

$h_u = h_{UW} - h_{\text{Wehrhöcker}} + \Delta h = 9.40 - 2 + \Delta h = 7.40 + \Delta h$ - Überfallhöhe [m]

$n = 1$ - Anzahl der Wehrfelder im Betrieb

$\mu = 0.55$ - Überfallformbeiwert- (angenommen)

$c = 0.82$ - gleich bei der Variante mit Rohrturbinen

$\varepsilon = 0.90$ - Einschnürungsbeiwert - (angenommen)

$b_{\text{licht}} = 11.00m$ - lichte Breite eines Wehrfeldes

$$Q = \alpha * \varepsilon * a * b_{\text{licht}} * n * \sqrt{2g * \Delta h} + \frac{2}{3} * \mu * c * \varepsilon * n * b_{\text{licht}} * \sqrt{2 * g * h_u^{3/2}},$$

$$Q = \alpha * \varepsilon * a * b_{\text{licht}} * n * \sqrt{2g * \Delta h} + \frac{2}{3} * \mu * c * \varepsilon * n * b_{\text{licht}} * \sqrt{2 * g * \sqrt{(7.40 + \Delta h)^3}}$$

$$1532.3 = 0.85 * 0.9 * 8.95 * 4 * 11 * \sqrt{19.62 * \Delta h} + \frac{2}{3} * 0.55 * 0.82 * 0.9 * 1 * 11 * \sqrt{19.62 * \sqrt{(7.40 + \Delta h)^3}}$$

$$1532.3 = 1334.40 * \sqrt{\Delta h} + 13.18 * \sqrt{(7.40 + \Delta h)^3}$$

$$\Delta h \approx 0.85 \text{ m}$$

∇UW bei $HQ_{100} = 235.40 \text{ m}$ – aus der Pegelschlüsselkurve abgelesen

$$\nabla OW \text{ bei } HQ_{100} = \nabla UW + \Delta h = 235.40 + 0.85 = 236.25 \text{ m}$$

Das Bemessungshochwasser $HQ_{100} = 1532.3 \text{ m}^3/\text{s}$ kann schadlos abgeführt werden.

Eine genauere Bestimmung der Wasserspiegellage kann nur mittels eines hydraulischen Modellversuches erfolgen.

4.4.2 Hochwasserabfuhr beim Sicherheitshochwasser $HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$

In diesem Fall muss das Sicherheitshochwasser durch alle 6 Wehrfelder über die Wehranlage abgeführt werden. Es sind insgesamt vier Wehrfelder mit Turbinenmodulen in angehobener Position und zwei Wehrfelder mit vollkommen geöffnetem Wehrverschlüssen im Betrieb.

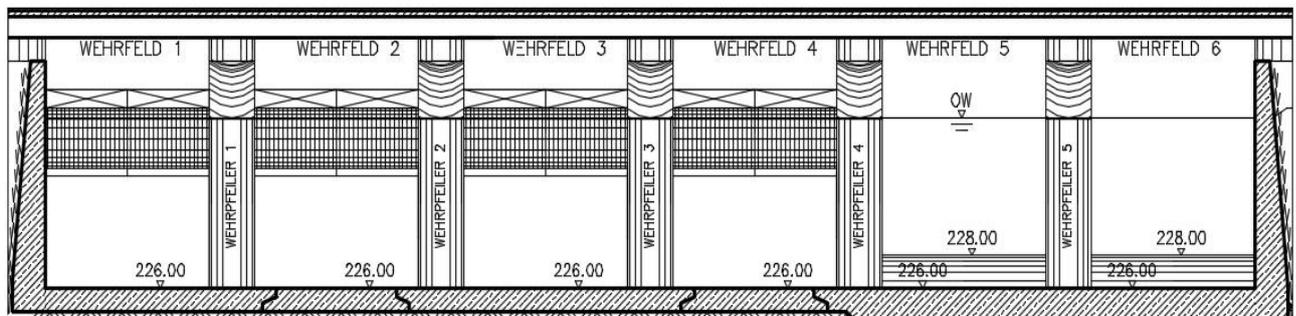


Abb. 4.21 Hochwasserabfuhr beim $HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$

Bei der Berechnung des Wehrstaus werden *den Ausflussgesetz von Torricelli für Ausfluss aus einer Öffnung* unter Wasser bei den Wehrfeldern mit Turbinen-Modulen und die Überfallformel von *Poleni für unvollkommenen Überfall* bei den Wehrfeldern mit Verschlusssegmenten verwendet. Die Ausflussvorgänge mit den entsprechenden Parametern sind in Abb. 22 und Abb. 23 dargestellt:

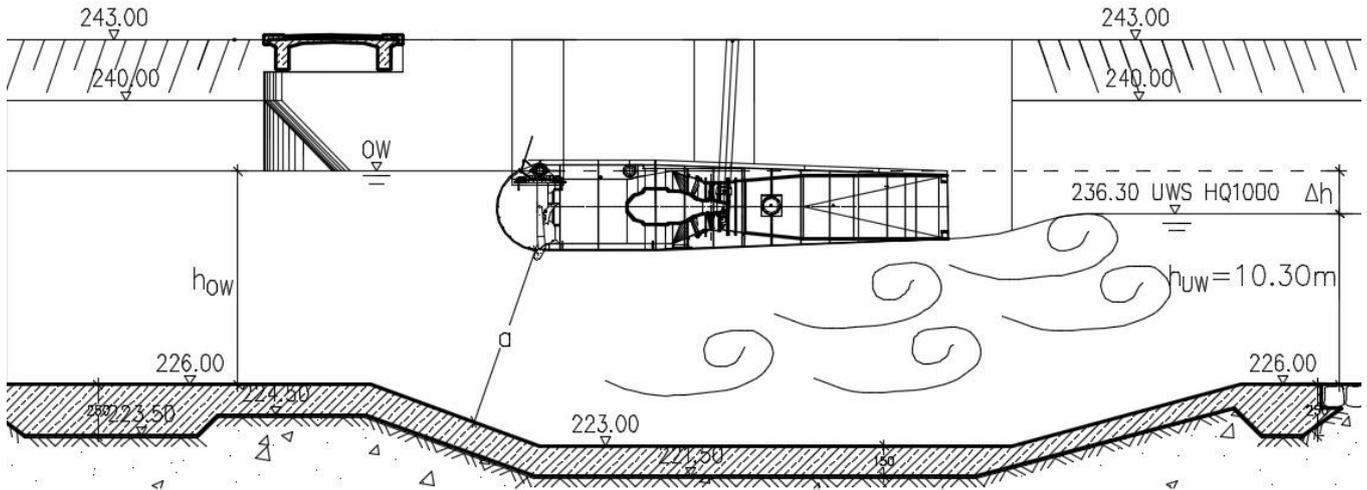


Abb. 4.22 Ausfluss unter dem Turbinenmodul (Wehrfelder 1-4)

Der Turbinenmodul wird üblicherweise bei der Hochwasserabfuhr in einer angehobenen Position waagrecht gestellt.

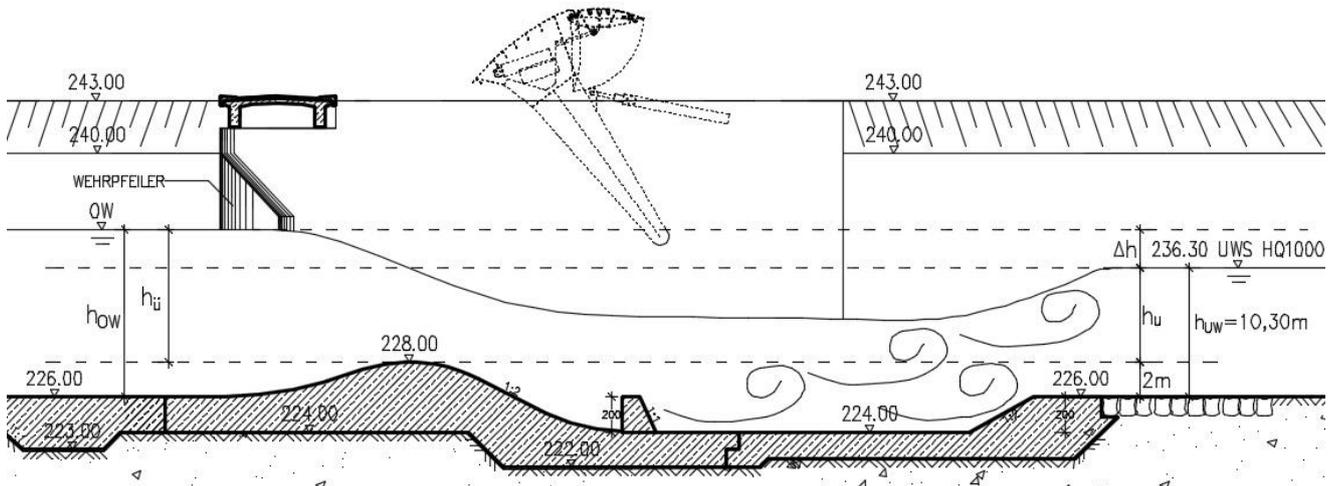


Abb. 4.23 Skizze der Wehranlage beim unvollkommenen Überfall (Wehrfelder 5 und 6)

$$Q_1 = \alpha \cdot \varepsilon \cdot a \cdot b_{\text{licht}} \cdot n \cdot \sqrt{2g \cdot \Delta h}, [m^3 / s]$$

Q_1 , [m^3 / s] - Durchfluss beim Sicherheitshochwasser (WF 1- 4)

$n = 4$ - Anzahl der Wehrfelder im Betrieb

$\alpha = 0.85$ - Ausflusszahl

$\varepsilon = 0.90$ - Einschnürungsbeiwert - (angenommen)

$a = 8.95m$ - lotrechte Öffnungshöhe

$b_{\text{licht}} = 11.00m$ - lichte Breite eines Wehrfeldes

Δh - Wasserspiegeldifferenz

$$Q_2 = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot c \cdot \varepsilon \cdot n \cdot b_{\text{licht}} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_u^3}, [m^3 / s]$$

$Q_2, [m^3 / s]$ - Durchfluss beim Sicherheitshochwasser (WF 5 und 6)

$$h_{\bar{u}} = h_{UW} - h_{Wehrhöcker} + \Delta h = 10.30 - 2 + \Delta h = 8.30 + \Delta h - \text{Überfallhöhe} [m]$$

$n = 2$ - Anzahl der Wehrfelder im Betrieb

$\mu = 0.55$ - Überfallformbeiwert- (angenommen)

$c = 0.82$ - gleich bei der Variante mit Rohrturbinen

$\varepsilon = 0.90$ - Einschnürungsbeiwert - (angenommen)

$b_{licht} = 11.00m$ - lichte Breite eines Wehrfeldes

$$Q = \alpha * \varepsilon * a * b_{licht} * n * \sqrt{2g * \Delta h} + \frac{2}{3} * \mu * c * \varepsilon * n * b_{licht} * \sqrt{2 * g} * h_{\bar{u}}^{3/2},$$

$$Q = \alpha * \varepsilon * a * b_{licht} * n * \sqrt{2g * \Delta h} + \frac{2}{3} * \mu * c * \varepsilon * n * b_{licht} * \sqrt{2 * g} * \sqrt{(8.30 + \Delta h)^3}$$

$$1798.8 = 0.85 * 0.9 * 8.95 * 4 * 11 * \sqrt{19.62 * \Delta h} + \frac{2}{3} * 0.55 * 0.82 * 0.9 * 2 * 11 * \sqrt{19.62} * \sqrt{(8.30 + \Delta h)^3}$$

$$1798.8 = 1334.40 * \sqrt{\Delta h} + 26.36 * \sqrt{(8.30 + \Delta h)^3}$$

$$\Delta h \approx 0.70m$$

∇UW bei $HQ_{1000} = 236.30m$ – aus der Pegelschlüsselkurve abgelesen

$$\nabla OW \text{ bei } HQ_{1000} = \nabla UW + \Delta h = 236.30 + 0.70 = 237.00 m$$

Das Sicherheitshochwasser $HQ_{1000} = 1798.8 m^3/s$ kann schadlos abgeführt werden.

Für die genauere Ermittlung der Wasserspiegellage im OW ist ein hydraulischer Modellversuch erforderlich.

Die verwendeten Formeln und Vorgehensweise im Kapitel entsprechen [14], [15] und [18]

4.4.3 Leistungsfähigkeit der Abschwemmklappe am Roth-Turbinen-Modul

Die Abschwemmklappen geben die Möglichkeit, dass das Stauziel relativ präzise eingehalten wird. Bei den beweglichen Wehrkraftwerken gibt die Abschwemmklappe die Möglichkeit den Turbinenmodul überströmt zu werden. Der Abfluss wird nach Poleni-Formel für vollkommenden Überfall bestimmt.

$$Q_{max} = n * \frac{2}{3} * \mu * \varepsilon * b_{licht} * \sqrt{2 * g} * H_{max}^{3/2}, [m^3 / s]$$

$Q_{max}, [m^3 / s]$ - Maximaler Durchfluss bei Einhaltung des Stauziels

$b_{licht} = 11.00$ - Wehröffnungsbreite

$n = 4$ - Anzahl der Wehrfelder

$\mu = 0.70$ - Überfallbeiwert (durch eine umgelegte Stauklappe)

$\varepsilon = 0.90$ - Einschnürungsbeiwert

$$H_{\max} = \nabla \text{Stauziel} - \nabla \text{Scheitelpunkt}_{\text{Klappe}} = 238.00 - 237.05 = 0.95 \text{ m} - \text{Überfallhöhe}$$

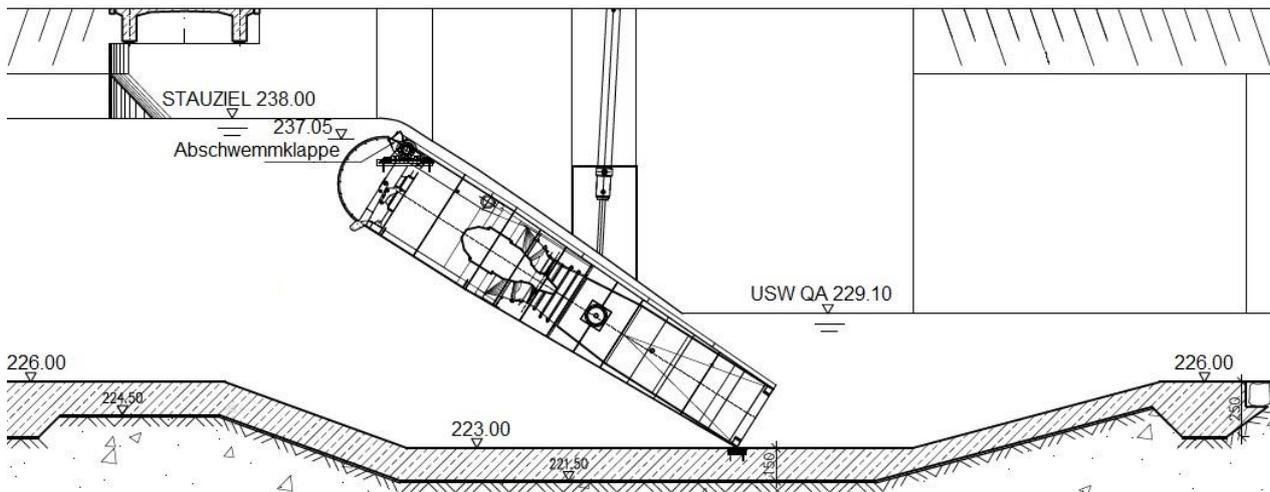


Abb. 4.24 Skizze – Überfall über die Abschwemmklappe am Roth-Turbinen-Modul

$$Q_{\max} = 4 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0.70 \cdot 0.90 \cdot 11.00 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81} \cdot 0.95^{3/2} = 75.80 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Pro Turbinenmodul können Abflüsse von $Q_{\max} \approx 19 \text{ m}^3 / \text{s}$ über die Klappe abgeführt werden.

Die vorhandene Wassermenge ergibt sich als Summe der Ausbauwassermenge und des Durchflusses über der Stauklappe:

$$Q = Q_{\text{Klappe}} + Q_{\text{Ausb}} = 75.80 + 200 = 275.80 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Aus der Pegelschlüsselkurve wird der jeweilige Wasserstand im Unterwasser abgelesen

$$\nabla UW = 229.65 \text{ m}$$

Die verwendeten Formeln und Vorgehensweise im Kapitel entsprechen [15]

4.4.4 Bemessung des Tosbeckens

Die kinetische Energie des Wassers, das durch die Wehranlage abgeführt wird, muss umgewandelt werden. Das erfolgt man mit Hilfe eines Tosbeckens. Es sind verschiedene Bauweisen von Tosbecken möglich:

- Mit einer Tosbeckeneintiefung
- Mit dem Einbau von Störkörpern
- Kombinierte Bauweisen

Im normalen HW-Fall wird das Tosbecken vermutlich durchströmt und es kommt zu keinem ausgeprägten Fließwechsel. Daher erfolgt die Bemessung des Tosbeckens für den maßgebenden Belastungsfall eines teilweise geöffneten Segmentes, bei dem das Wasser unter Druck ins Unterwasser schießt. Für diese ungünstigsten

Betriebsbedingungen werden die erforderliche Eintiefung - t , [m] und die Länge des Tosbeckens ermittelt.

Im Tosbecken muss der aus den UW-Bedingungen bekannte Wasserspiegel höher liegen als der Wasserspiegel unmittelbar am Ende des Wechselsprungs. Man untersucht einen Wechselsprung, dessen zweite konjugierte Tiefe größer oder gleich der Normaltiefe plus die Eintiefung des Tosbeckens sein muss.

$$h_c = h'$$

h_c , [m] – kleinste (kontrahierte) Tiefe beim Fuß der Wehranlage

h' , [m] – erste konjugierte Tiefe des Wechselsprungs

h'' , [m] – zweite konjugierte Tiefe des Wechselsprungs

h_o , [m] – Normaltiefe im Fluss

Die Fließgeschwindigkeit im Fuß der Wehranlage wird nach folgender Formel berechnet:

$$v_c = \varphi \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (E_o - h_c)}, [m/s]$$

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \Sigma \Delta h}} = 0.95 \text{ - angenommener Beiwert in Abhängigkeit vom Überlauf}$$

E_o , [m] - Energiehöhe bezüglich Sohle des Tosbeckens

Aus der Kontinuitätsgleichung wird abgeleitet:

$$Q = v_c \cdot n \cdot h_c \cdot b_{WF}, [m^3/s]$$

n – Anzahl der geöffneten Wehrfelder

b_{WF} – Wehrfeldbreite

Als erste Annäherung wird eine Eintiefung von 2,00m angenommen ($t=2.00m$)

Die Skizze des geplanten Tosbeckens mit allen beschriebenen Parametern ist in Abb. 4.25 dargestellt:

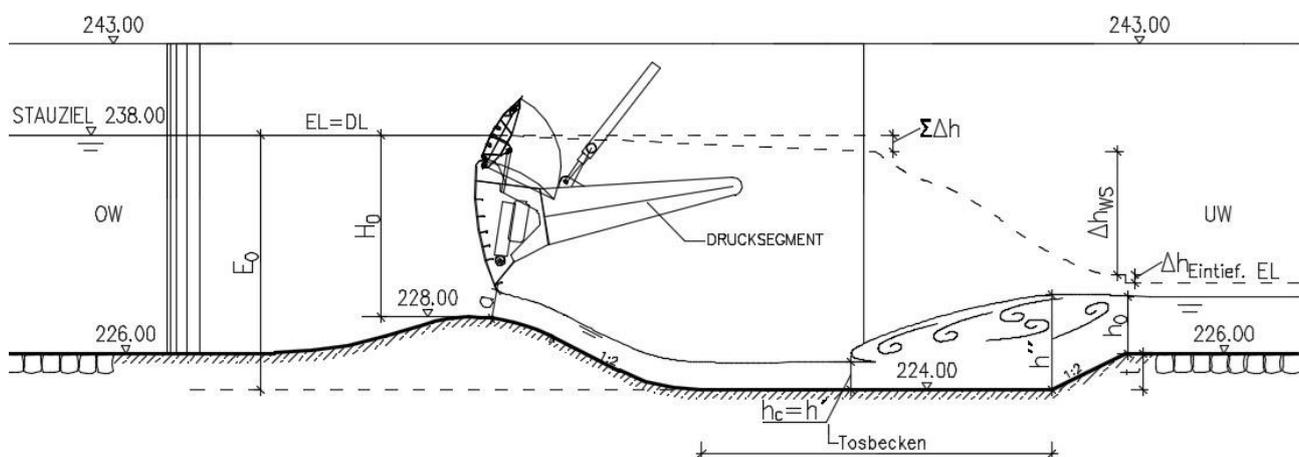


Abb. 4.25 Skizze-Tosbeckenform

Für die Berechnung der konjugierten Tiefen und der Länge des Wechselsprungs wurde angenommen, dass das Tosbecken eine rechteckige Form mit Breite gleich der lichten Breite der Wehranlage hat.

$$q = \frac{Q}{b}, [m^3 / s * m]$$

$$h'' = 0.5 * h' * \left[\sqrt[3]{1 + 8 * Fr_1^2} - 1 \right], [m]$$

Die Froude-Zahl am Fuß der Wehranlage ergibt sich mit der Formel für Rechteckgerinne:

$$Fr_1^2 = \frac{\alpha * q^2}{g * h'^3}, [-]$$

Die Länge des Wechselsprungs wird nach der Formel von Chertousov berechnet:

$$L_{WS} = 10.3 * h' * (Fr_1 - 1)^{0.81}, [m]$$

In der Fachliteratur sind auch Formeln für die Berechnung der Länge des Tosbeckens vorhanden, aber beim Tosbecken mit einer Eintiefung kann die Formel:

$$L_{TB} = (0.7 \div 0.8) * L_{WS}, [m] \text{ angewendet werden.}$$

Die erforderliche Eintiefung des Tosbeckens wird mit der folgenden Formel berechnet:

$$t = h'' - h_o - \frac{q^2}{2 * g * \varphi^2 * h_o^2} + \frac{\alpha * q^2}{2 * g * h''^2}, [m]$$

$$h_o < h_{kr, Fluss} \Rightarrow \varphi \approx 0.95$$

$$\text{Angenommen: } \alpha = 1.00$$

Bei der Ermittlung der Eintiefung wird die Öffnung von einem Wehrfeld betrachtet. Der Durchfluss mit der entsprechenden Normaltiefe im Fluss ist am kleinsten.

Es wird eine kontrahierte Tiefe angenommen, mit der Abfluggeschwindigkeit berechnet wird und mit der Fließgeschwindigkeit im Fuß der Wehranlage wird der spezifische Durchfluss für ein Wehrfeld ermittelt:

$$q = v_c * h_c, [m^3 / s * m]$$

Nach den oben beschriebenen Formeln werden die Froude-Zahl, die zweite konjugierte Tiefe, die Wechselsprunglänge und die erforderliche Länge des Tosbeckens berechnet.

Der Durchfluss wird nach der folgenden Formel ermittelt, wo b_{WF} die Wehrfeldbreite ist.

$$Q = q * b_{WF}, [m^3 / s]$$

Mit dem ermittelten Durchfluss „Q“ wird aus der Pegelschlüsselkurve die Normaltiefe „ h_o “ abgelesen und nach der oberen Formel wird die Eintiefung berechnet. Die durchgeführten Berechnungen sind nachfolgend tabellarisch dargestellt:

Tabelle. 4.5 Ermittlung der Eintiefung und die Länge des Tosbeckens

Anzahl WF= 2									
b= 11.00 m - Wehrfeldbreite						E ₀ = 14,00 m			
Stauziel= 238,00 m					Tosbeckensohle= 224,00 m				
Flusssohle= 226,00 m									
φ= 0,95									
Angenommene t= 2,00 m									
h _c	v _c	q	Fr ₁	h''	L _{WS}	~L _{TB}	Q	h _o	t
m	m/s	m ³ /s*m	-	m	m	m	m ³ /s	m	m
0.20	15.6	3.1	11.2	0.90	13.5	10.1	34.4	1.39	-0.16
0.50	15.5	7.7	7.0	1.58	21.9	16.4	85.0	2.02	-0.05
1.00	15.2	15.2	4.8	2.37	30.7	23.0	166.9	2.81	0.00
1.50	14.9	22.3	3.9	2.96	36.4	27.3	245.5	3.42	0.03
2.00	14.6	29.2	3.3	3.44	40.3	30.2	320.7	3.94	0.07

Bemerkung: Die Berechnungen gelten nur für Öffnung eines Wehrfeldverschlusses

Festlegung der Hauptabmessungen des Tosbeckens:

Es wurde konstruktiv eine Eintiefung von t=2.0m gewählt. Um die notwendige Tosbeckenslänge zu verkürzen, ist eine hydraulisch wirtschaftliche Lösung mit dem Einbau von 2 Meter hohen Störkörpern vorgesehen. Es werden 4 Störkörper pro Wehrfeld im Abstand von 1,00 Meter errichtet. Damit wird eine erforderliche Tosbeckenslänge von 18 m gewählt. Genauere Untersuchungen dafür, sollten mit Hilfe eines hydraulischen Modellversuches durchgeführt werden. Um die hydraulischen Randbedingungen (Fallhöhe) im Bezug zur maschinellen Ausrüstung zu optimieren, wird eine Eintiefung der Flusssohle von 3 Meter bei den Wehrfeldern mit Turbinenmodulen (Kote 223,00) angenommen.

Die verwendeten Formeln und Vorgehensweise im Kapitel entsprechen [14] und [18]

5 Ermittlung der Maschinenausrüstung

In diesem Kapitel wird eine Hauptdimensionierung und konstruktive Gestaltung der Maschinenausrüstung und des Krafthauses durchgeführt.

5.1 Bemessung der Variante mit der Kaplan-Rohrturbine

Daher wird eine Entwurfsvariante mit 2 Rohr-Turbinen betrachtet. Die Turbinenkomponenten werden in Abhängigkeit vom Laufdurchmesser dimensioniert.

Ausgangsdaten für die Berechnungen:

$$Q_{Ausb} = 200 \text{ m}^3 / \text{s} - \text{Ausbauwassermenge}$$

$$h_f = 8.9 \text{ m} \text{ Fallhöhe}$$

$$z_M = 2 - \text{Anzahl der Maschinensätze - Rohrturbinen}$$

Ermittlung der Schaufelzahl und Nabenverhältnis:

$$5.0 \text{ m} < h_f = 8.9 \text{ m} < 25.0 \text{ m}$$

Fallhöhe h_f [m]	bis 5	bis 25	bis 40	bis 50	bis 60
spezifische Drehzahl n_q [min^{-1}]	210-300	170-250	120-200	80-160	60-130
Schaufelzahl z_L	4	5	6	7	8
Nabenverhältnis D_n/D_3	0,4	0,5	0,55	0,6	0,65

$$z_L = 5 - \text{Anzahl der Laufradschaufel}$$

$$\frac{D_n}{D_3} = 0.5 - \text{Nabenverhältnis}$$

Ermittlung des Durchflusses pro Maschinensatz:

$$Q_M = \frac{Q_{Ausb}}{z_M} = \frac{200}{2} = 100 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Ermittlung der höchsten zulässigen spezifischen Drehzahl (für Fallhöhen ab 4m):

$$n_{q,max} = \frac{850}{\sqrt{h_f}} = \frac{850}{\sqrt{8.9}} = 285 \text{ min}^{-1}$$

Berechnung der Drehzahl:

$$n = n_q * \frac{h_f^{0.75}}{\sqrt{Q_M}} = 285 * \frac{8.9^{0.75}}{\sqrt{100}} = 146.9 \text{ min}^{-1}$$

Die ermittelte Drehzahl wird auf eine Synchrondrehzahl abgerundet.

Polzahl $2p$	6	8	10	24	48	60
Polpaarzahl p	3	4	5	12	24	30
n_{syn} [min^{-1}] für $f = 50$ Hz	1000	750	600	250	125	100
n_{syn} [min^{-1}] für $f = 60$ Hz	1200	900	720	300	150	120

$n = n_{syn} = 125 \text{ min}^{-1}$ für $f = 50 \text{ Hz}$ und eine Polzahl $2p=48$

Berechnung des Laufraddurchmessers:

$$D_3 = \frac{0.079 \cdot \sqrt{h_f} + 0.404}{\sqrt[4]{h_f}} \cdot \sqrt{Q_M}, [m]$$

$$D_3 = \frac{0.079 \cdot \sqrt{8.9} + 0.404}{\sqrt[4]{8.9}} \cdot \sqrt{100} = 0.3704 \cdot 10 = 3.704 \text{ m}$$

Angenommen: $D_3 = 3700 \text{ mm}$

Ermittlung der zulässigen Saughöhe:

$$h_{s,zul} = h_{amb} - h_d - \sigma_{Th} \cdot h_f, [m]$$

$h_{amb} = 10 \text{ m}$ - Atmosphärendruckhöhe, $h_{amb} = 1 \text{ bar} = 10 \text{ m WS}$

Wassertemperatur [$^{\circ}\text{C}$]	0	10	20	30	40
Dampfdruckhöhe h_d [m]	0,062	0,125	0,238	0,433	0,752

$h_d = 0.238 \text{ m}$ - Dampfdruckhöhe bei Wassertemperatur 20°C

$\sigma_{Th} = 1.5$ - Thomabeiwert - Abgelesen für $n_q = 285 \text{ min}^{-1}$

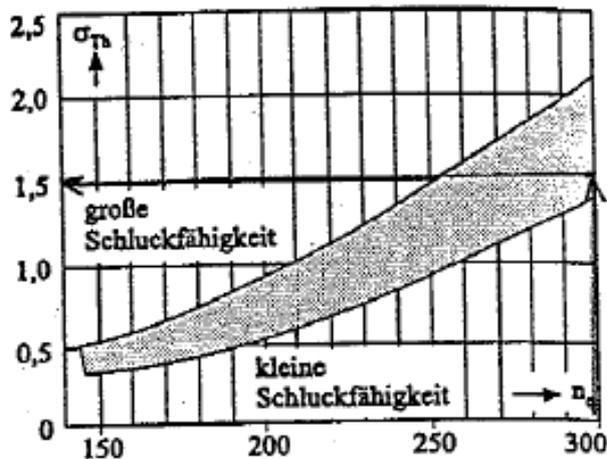


Abb. 5.1 Thoma-Beiwert σ_{Th} für Rohr- und Kaplan-Turbinen in Abhängigkeit von n_q

$$h_{s,zul} = 10 - 0.238 - 1.5 \cdot 8.9 = -3.59 \text{ m}$$

Angenommen: $\nabla \text{Achse} = 223.30 \text{ m}$

$$\text{Kontrolle: } |h_{s,zul}| \leq |h_s|$$

$$h_{s,zul} = -3.6 \text{ m}$$

$$h_s = \nabla \text{Achse} - \nabla Q_{\text{Ausbau}} + 0.5 * D_3 = 223.30 - 229.10 + 0.5 * 3.70 = -3.95 \text{ m}$$

Der Thoma-Beiwert ist von vielen Faktoren abhängig (spezifische Drehzahl; Oberflächenausbildung und Profilform des Laufrades; Wirkungsgrad η_T der Turbine; Gasgehalt und Temperatur des Wassers; Laufzahl σ_L), deshalb sind diese Faktoren von dem Turbinenhersteller zu berücksichtigen.

Überschlägige Ermittlung des Gewichtes der Turbine

$$G_T \approx 2 * \frac{\sqrt[4]{P_T^3}}{\sqrt[8]{h_f^9}}, [t]$$

P_T – Turbinenleistung

h_f – Fallhöhe

$$P_T = \gamma_w * \eta_T * Q * h_f = 9.81 * 0.93 * 100 * 8.9 = 8120 \text{ kW}$$

$$G_T \approx 2 * \frac{\sqrt[4]{8120^3}}{\sqrt[8]{8.9^9}} = 2 * \frac{855}{11.70} = 146 \text{ t}$$

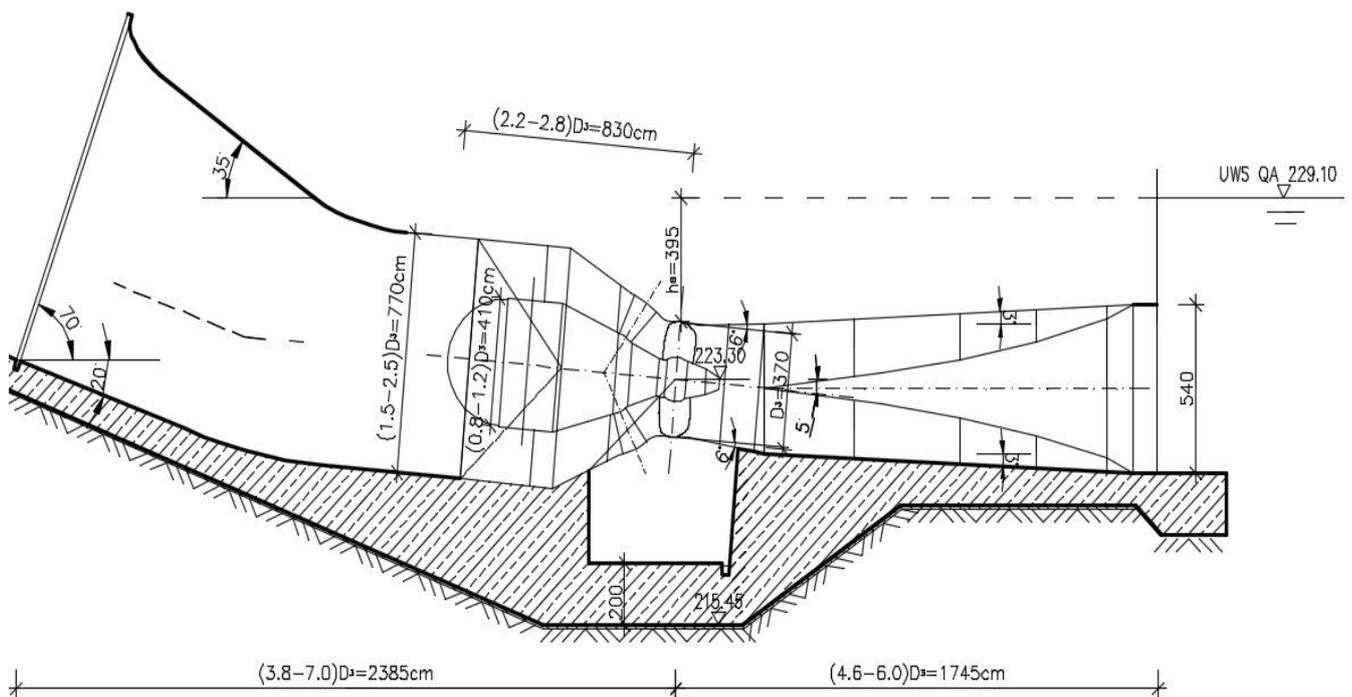


Abb. 5.2 Skizze- Krafthausabmessungen

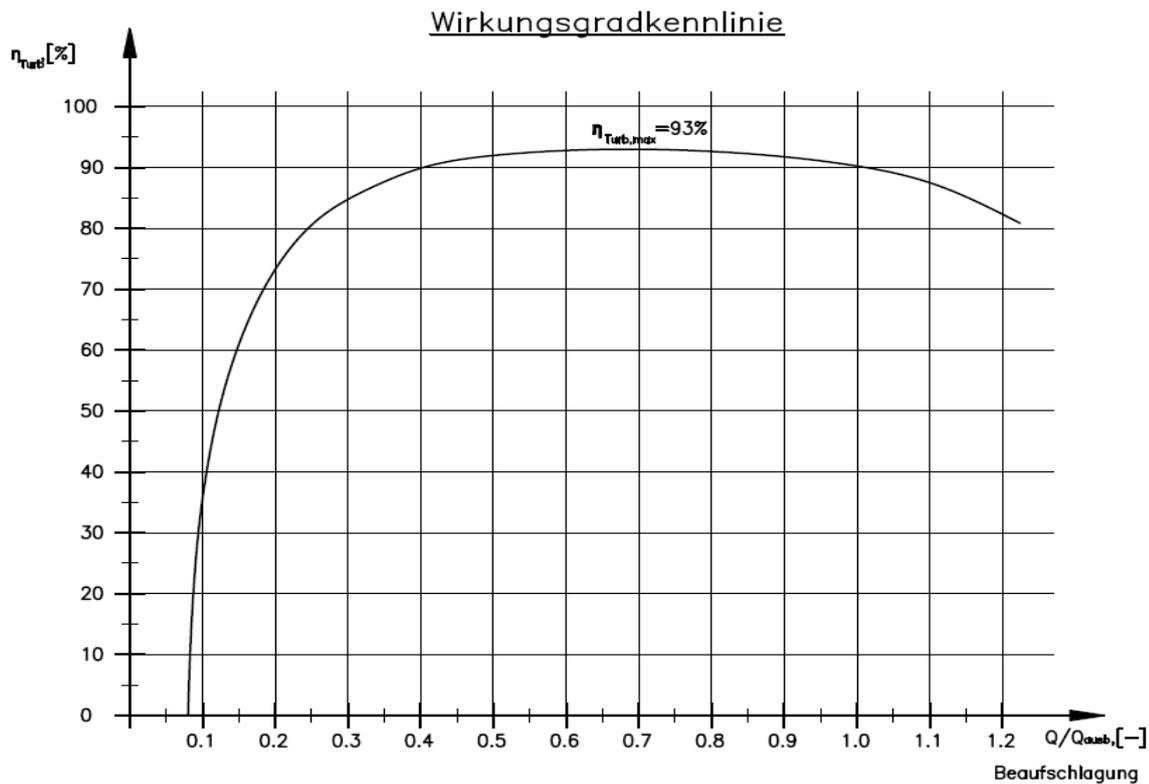


Abb. 5.3 Wirkungsgradkennlinien der Kaplan- Turbine [4]

Die verwendeten Formeln und Vorgehensweise im Kapitel ist aus [4] entnommen.

5.2 Bemessung der Hydromatrix-Turbine

Die zweite Variante für Turbinenausrüstung ist das Einbauen von Hydromatrixmodulen. Dieses System aus zusammengebundenen unregulierten Propellerturbinen (Turbinen-Generator-Einheiten) erlaubt einen hohen Wirkungsgrad bei minimalen Kosten der Bauarbeiten. Für die technische Durchführbarkeit des Hydromatrix-Konzepts sind einige wichtige Anwendungskriterien zu erfüllen: Vorhandener Durchfluss ab $100 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q_{TG-E} = 5 \div 12 \text{ m}^3 / \text{s}$); Fallhöhe zwischen 2 - 20 m; Unterwassertiefe von min. 1,5m.

Für das Flusskraftwerk „Ehrenhausen I“ wird eine Anzahl von 20 TG-Einheiten vorgesehen.

Der Durchfluss pro Maschinensatz ergibt sich wie folgt:

$$Q_{Ausb} = 200 \text{ m}^3 / \text{s} - \text{Ausbauwassermenge}$$

$$h_f = 8.9 \text{ m} \text{ Fallhöhe}$$

$$Q_{TG-E} = \frac{Q_{Ausb}}{n} = \frac{200}{20} = 10.0 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Es wird ein Laufraddurchmesser von 1320 mm angenommen.

$$D_{3,TG-E} = 1320 \text{ mm}$$

Berechnung des Wirkungsgrades bei den Hydromatrix-Turbinen und Straflomatrix-Turbinen

$$P_{el} = 9.81 * \eta_{tot} * Q_M * h_f, [kW] [1]$$

$P_{el}, [kW]$ - abgegebene elektrische Leistung pro TG-Einheit

$\eta_{tot}, [-]$ - totaler Wirkungsgrad

$Q_M, [m^3 / s]$ - Durchfluss pro Maschine (Q_{TG-E})

$h_f, [m]$ - Fallhöhe

$$\eta_{tot} = \frac{P_{el}}{9.81 * Q_M * h_f}, [-]$$

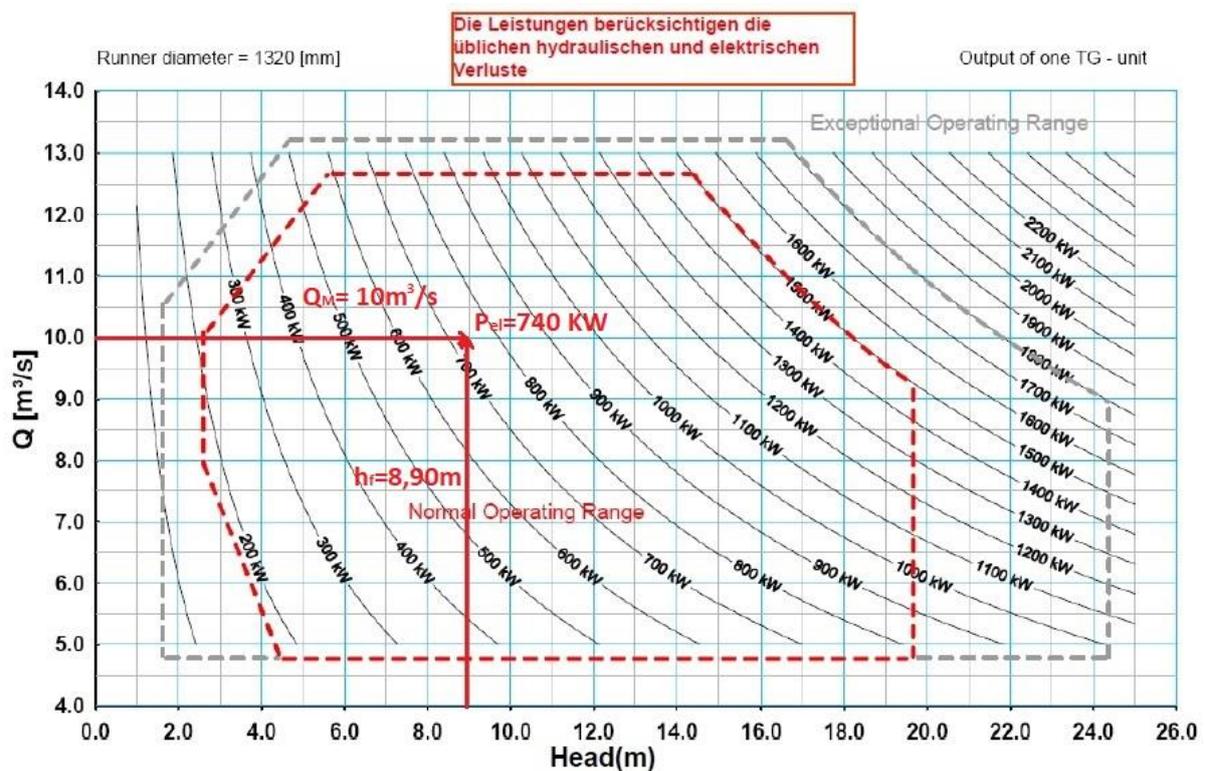


Abb. 5.4 Arbeitsdiagramm von Hydromatrix- Turbinen [7]

Ermittelt:

$$\text{für } Q_M = 10.0 \text{ m}^3 / \text{s} \text{ und } h_f = 8,90 \text{ m} \rightarrow P_{el} = 740 \text{ kW} \quad \eta_{tot} = \frac{740}{9.81 * 10.0 * 8.9} = 0.85 [-]$$

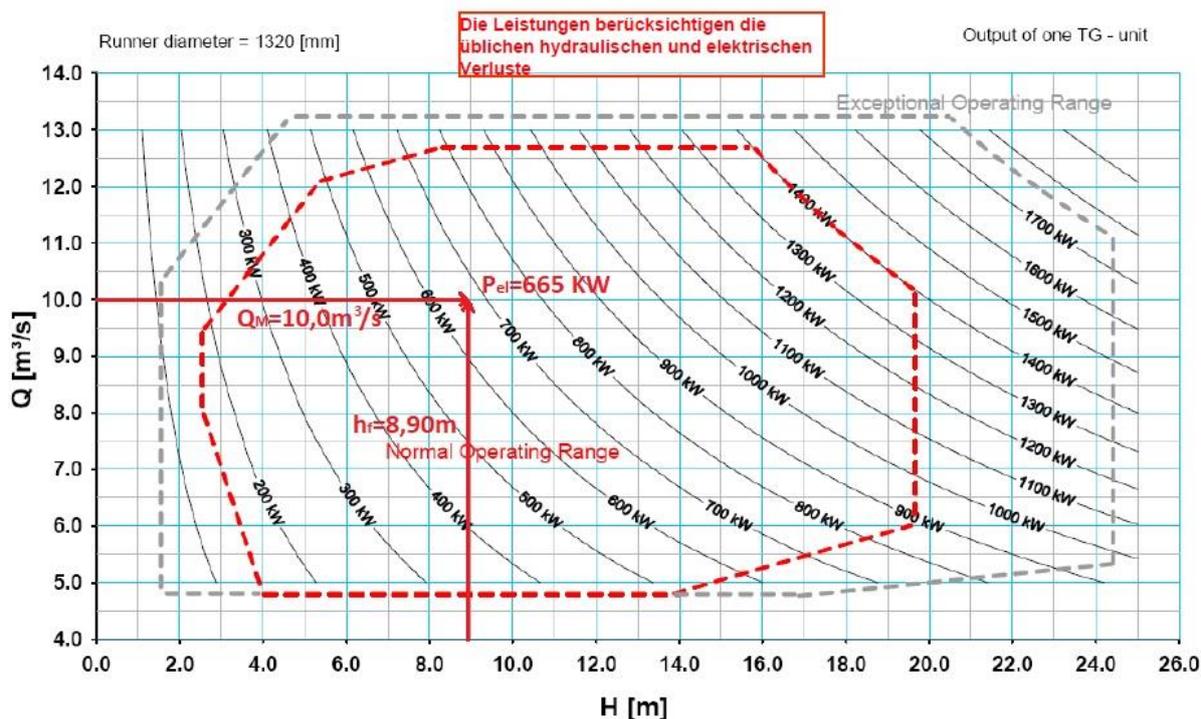


Abb. 5.5 Arbeitsdiagramm von Straflomatrix-Turbinen [7]

Ermittelt:

$$\text{für } Q_M = 10,0 \text{ m}^3/\text{s} \text{ und } h_f = 8,90 \text{ m} \rightarrow P_{el} = 665 \text{ kW} \quad \eta_{tot} = \frac{665}{9,81 \cdot 10,0 \cdot 8,9} = 0,76 [-]$$

Schlussfolgerung:

Beim *HYDROMATRIX®* $\eta_{tot} = 0,85 [-] > \eta_{tot} = 0,76 [-]$ beim *STRAFLOMATRIX®*

In dem vorliegenden Entwurfsprojekt gibt es keine Raum- und Gewichtsbeschränkungen für die Maschinenausrüstung, deshalb wird eine Variante mit dem Einsatz von Hydromatrix- Modulen betrachtet. Es werden 20 TG– Einheiten mit dem Lauddurchmesser von $D_{TG-E} = 1320 \text{ mm}$ angenommen.

Angaben nach [7]

5.3 Bemessung der Bulb-Rohrturbine (Roth-Turbine)

Die Arbeitsparameter der Roth-Turbine werden im jeden einzelnen Fall für den jeweiligen Durchfluss und die Fallhöhe bestimmt. Es wird vom Hersteller der Turbine ein hydraulisches Simulationsmodell der Turbine entwickelt, bei dem der optimale Laufraddurchmesser, die Drehzahl, der Wirkungsgrad der Turbine und des Generators, sowie die Länge des Turbinen-Moduls und die optimale Betriebsposition festgelegt werden.

Für die vorliegende Diplomarbeit wurden die Daten von einem schon entworfenen Flusskraftwerk mit ähnlichen Parametern angenommen:

$$Q_{1T} = 25 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$h_f = 8.9 \text{ m}$$

$$D_{LR} = 2,24 \text{ m}$$

$$n = 176,5 \text{ min}^{-1}$$

Die Höhe und die Breite des Turbinen-Moduls sind im Bezug zu den festgelegten Parameter sehr ähnlich. Die Länge hängt von den Betriebsempfehlungen ab. In dem konkreten Fall werden die folgenden Abmessungen des Turbinen-Moduls angenommen:

$$L = 22,0 \text{ m}$$

$$H = 4,3 \text{ m}$$

$$B = 5,3 \text{ m}$$

$$M = 130\,000 \text{ kg}$$

Q [%]	Q [m ³ /s]	2Q [m ³ /s]	η- Tur- bine [%]	PT [KW]	η- Gener- ator [%]	PG [KW]	η- allge- mein [%]
100.00	25.22	50.44	91,44	1.584	97,90	1.55	89.52
90.00	22.70	45.40	92,24	1.438	98,00	1.409	90.40
80.00	20.18	40.36	92,74	1.285	98,00	1.259	90.89
70.00	17.65	35.30	92,74	1.124	97,90	1.101	90.79
60.00	15.13	30.26	92,04	956	97,70	934	89.92
50.00	12.61	25.22	91,00	788	97,40	768	88.63
40.00	10.09	20.18	89,34	703	97,00	682	86.66
30.00	7.57	15.14	86,24	448	96,60	433	83.31
20.00	5.04	10.08	79,34	275	94,80	261	75.21

Tabelle. 5.1 Turbinenparameter der **Bulbrohrturbine HSI BD5 – 224** [16]

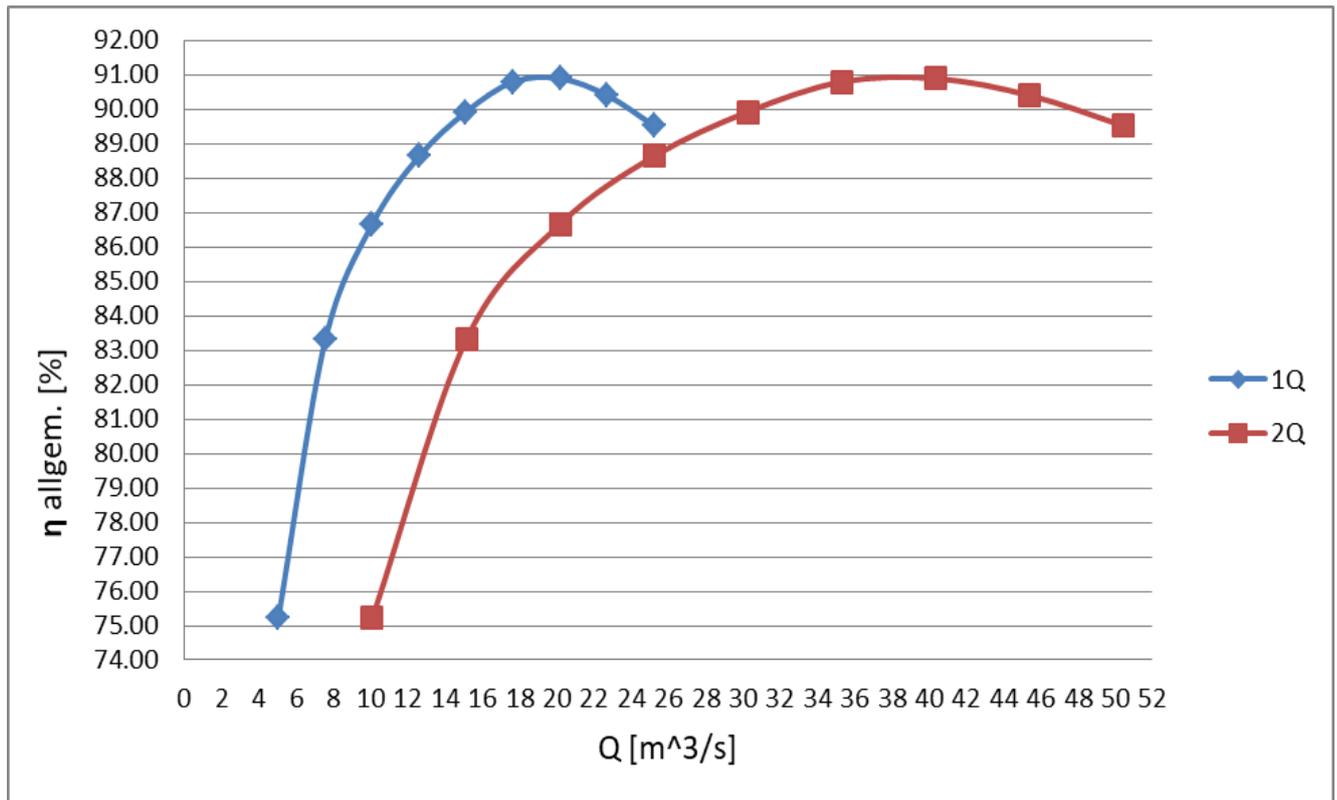


Abb. 5.6 Arbeitsdiagramm des Kraftwerkes mit 2 Bulb-Rohrturbine

Die angegebenen Daten wurden aus [8], [16] und [17] entnommen

6 Beschreibung der ausgearbeiteten Varianten von WKW „Ehrenhausen I“

Im folgenden Kapitel werden die geplanten drei Varianten vom Flusskraftwerk „Ehrenhausen I“ beschrieben. Das Hauptziel der Beschreibung ist die Grundunterschiede bei der konstruktiven Gestaltung, der Maschinenausrüstung und den Betriebsbedingungen zu veranschaulichen und eine Gegenüberstellung zwischen der konventionellen Bauweise (2 Kaplan-Rohrturbine), dem Hydromatrix Konzept und dem beweglichen Wehrkraftwerk (Roth-Turbine) zu geben.

6.1 Blockkraftwerk mit 2 Kaplan-Rohrturbinen

Wie schon im Kapitel 3.1 festgestellt wurde, liegt der Standort Kraftwerkanlage in der Dorfflur von Vogau im österreichischen Bundesland Steiermark zwischen den Gemeinden Vogau und Ehrenhausen an der Weinstraße 35 km südlich von Graz. Wegen der rechten Krümmung, die der Fluss bei Ehrenhausen macht, führt das zu Sedimentablagerungen im Bereich des rechten Ufers. Aus diesen hydrogeologischen Gründen wird das Krafthaus im Bereich der linken Ufer gelegt, wo auch das Betriebsgebäude und die Verteilungsstation positioniert werden.

Der Zutritt vom linken Ufer zum Krafthaus erfolgt über die Wehrbrücke.

Zum zusätzlichen Schutz gegen Geschwemmsel und Eis ist ein Vorsprung (Vorkragung) beim Trennpfeiler zwischen dem Krafthaus und der Wehranlage vorgesehen.

6.1.1 Konstruktive Besonderheiten der Wehranlage

Die Wehranlage erstreckt sich vom linken Ufer des Flusses bis zum Krafthaus. Sie wird durch einen Trennpfeiler vom Krafthaus getrennt. Die Wehranlage verfügt über 4 Wehrfelder mit einer lichten Breite von je 15,50m. Die Wehrpfeiler sind abgerundet, haben eine Breite von 3,00m und eine Länge von 38,00m. Wegen der Vorteile beim Betrieb des Drucksegments ist eine Grundschwelle von 2,00 m Höhe bei der Wehranlage vorgesehen (Kote des Scheitels 228,00). Nach den Informationen über den Geschiebebetrieb der Mur ist eine Einlaufschwelle vor dem Einlaufbereich beim Krafthaus mit einer Höhe von 3,5m vorgesehen (Kote der Einlaufschwelle 229,50). Zur Befestigung der Flusssohle ist ein Tosbecken mit einer Länge von 15,0m und einer Dicke des Betons von 1,50m geplant. Um eine effektive Energieumwandlung des Wassers zu sichern, werden 2 Meter hohen Störkörper im vorderen Bereich des Tosbeckens eingebaut (5 Störkörper je Wehrfeld). Das Tosbecken ist 2,0m (224,00) in der Flusssohle vertieft und endet mit einer 2,0m hohen Endschwelle.

Der Zutritt zur Anlage erfolgt vom rechten Ufer mit einer 4,80m breiten Fahrbahn mit beidseitigen Gehsteigen.

Als Verschlussorgane der Wehranlage werden 4 Drucksegmente mit aufgesetzten Stauklappen für die Feinregelung des Stauzieles gewählt.

Die aufgesetzten Klappen geben die Möglichkeit einen gewissen Hochwasserdurchfluss abzuführen.

Die Wehranlage ist mit OW- und UW-Dammbalken ausgerüstet, die mit Hilfe des Portalkrans werden können. Die Betriebsparameter des Portalkrans werden in Bezug zur Maschinenausrüstung angenommen.

6.1.2 Krafthaus und Turbinenausrüstung

In der vorliegenden Variante sind 2 Kaplan-Rohrturbine vorgesehen. Zur Aufnahme der Großmaschinen (Turbinen und Generatoren), sowie der Betriebsräume wurde ein Krafthaus mit einer Breite von 39,50m, einer Länge von 49,35m und einer maximalen Höhe von 25,60m entworfen.

Wie schon im Kapitel 5 erwähnt, werden 2 um 5° geneigte Kaplan-Rohrturbinen eingebaut. Nach den im Kapitel 5 durchgeführten Berechnungen werden die Parameter der Maschinenausrüstung wie folgt festgelegt:

Die Turbinen haben einen Durchfluss von 100 m³/s. Der ermittelte Laufraddurchmesser ist 3700mm. Jedes Turbinenlaufrad hat fünf Laufradschaufeln.

Die Ausbauleistung eines Maschinensatzes beträgt:

$$P_{MS} = 9.81 * \eta_{Turb} * Q_{Turb} * h_f = 9.81 * 0.93 * 100 * 8.9 = 8120 \text{ kW}$$

Der Generator liegt in einem wasserdichten Gehäuse am verlängerten Ende der Turbinenwelle und die Turbinenlaufräder sind direkt mit den Generatoren gekoppelt. Im Bezug zu den oben Berechnungen sind die folgenden Parameter angenommen:

Nennleistung: 8960 kW

Frequenz: 50 Hz

Synchronendrehzahl: 125 min⁻¹

$\cos \varphi = 0.8$

Im Krafthaus ist ein Montagekran mit einer Traglast von 40t vorgesehen. Die Dammbalken werden mit Hilfe des Portalkrans versetzt.

Zum Schutz der Turbine vor Geschwemmsel, Eis und anderen Körpern, die den normalen Betrieb der Turbine stören können, ist ein um 20° geneigter Einlaufsrechen mit den folgenden Abmessungen eingebaut:

Breite: 9,30m

Höhe: 11,85m

Fläche: $9,30 \cdot 11,85 = 110,2 \text{ m}^2$

6.1.3 Zusätzliche Maßnahmen

Oberwasserseitig ist eine 10m Sohlbefestigung mittels Wasserbausteine vorgesehen und unterwasserseitig ist nach der Wheranlage auch ein Nachkolkenschutz mit der Länge von 10m geplant, ebenso im Austrittsbereich des Krafthauses. Der Einlaufsbereich vor dem Krafthaus ist mittels einer 40m langen Ufersicherung gesichert. Eine Ufersicherung mit einer Neigung 1:2 ist bei den beiden Ufern ober- und unterwasserseitig vorgesehen. Das natürliche Urgelände bei dem linken Ufer liegt auf einer Kote von 247,00, aber bei dem rechten Ufer, wo die Urgelände eine Kote von 240,00 hat, ist eine zusätzliche Erhöhung bis zu Kote 243,00 mittels Dämme notwendig. Eine Spundwand als Dichtebene zwischen OW und UW ist auch vorgesehen.

6.2 Hydromatrix-Wehrkraftwerk

Als zweite Variante des Wehrkraftwerkes wird eine Lösung mit Hydromatrix-Turbinen vorgeschlagen. Die Position der Anlage im Lageplan ist wie bei der schon beschriebenen Variante für das Kraftwerk mit konventionellen Maschinen.

Ein Hydromatrix-Modul ist ein System aus zusammengebundenen, unregulierten Propellerturbinen – Einheiten (s.g. Turbinen-Generator Einheiten), die in einer Konstruktion auf verschiedene Weise komplettiert werden können. Die Hydromatrix-Modulen kommen an die Baustelle im ganz fertigen Zustand und sind ganz leicht mittels eines Kranes in Schifffahrtsanlagen, Bewässerungsanlagen, Einlaufbauwerke einzusetzen. Dank der Konstruktion des Moduls kann die Demontage und die Reparatur der einzelnen TG-Einheiten leicht und kostengünstig erfolgen.

Im Unterschied zu den konventionellen Bauweisen, wo Großturbinen zur Anwendung kommen, gelten bei dem Hydromatrix-Konzept spezifische Anwendungskriterien. Es sind dies ein verfügbarer Durchfluss ab $100 \text{ m}^3/\text{s}$ ($5\text{-}12 \text{ m}^3/\text{s}$ pro TG-Einheit) und eine Fallhöhe zwischen 2m und 20 m. Besondere Bedeutung für den normalen Betrieb der Anlage hat die Überdeckung am Austritt- mindestens 30 cm über die obere Kante des Saugrohres. Diese Überdeckung kann größer in Abhängigkeit von der Fallhöhe sein. Die Anforderung für eine minimale Unterwassertiefe ist 1,5 m.

Die vorgestellten Daten stammen aus [6] und [7]

6.2.1 Konstruktive Besonderheiten der Wehranlage

Die wesentliche Besonderheit bei der Konstruktion der Wasserkraftwerke mit Hydromatrix-Modulen ist das Fehlen des Krafthauses. Die Turbinen und die Generatoren bilden eine Einheit (TG-Einheiten) und zusammen mit der Stauhaltungskonstruktion in einen gemeinsamen Modul integriert. Aus hydraulischen Gründen, die im Punkt 6.1 erwähnt wurden, ist die Kraftwerkanlage näher dem linken Ufer situiert.

Die Wehranlage verfügt über 4 Wehrfelder je mit einer lichten Breite von 15,50m. Die Wehrpfeiler sind abgerundet und haben eine Breite von 3,00m und eine Länge von 31,00m. Zur Energieumwandlung ist eine Reihe von Störkörper im Tosbecken (5 Störkörper pro Wehrfeld) vorgesehen, die im Abstand von 1,50m voneinander angeordnet sind. Es ist keine zusätzliche Vertiefung der Flusssohle(226,00) vorgesehen.

Der Zutritt zur Anlage erfolgt vom rechten Ufer des Flusses und die Bau- und die Reparaturarbeiten können von einer 7,0 m breiten Wehrbrücke (243,00) verrichtet werden. Am linken Ufer ist ein Platz für die Rechenreinigungsmaschine vorgesehen, die im Betriebszustand auf Schienen der Wehrbrücke entlang fährt. Ein Betriebsgebäude ist am linken Ufer vorgesehen. Der Portalkran hat eine Lichthöhe von 14,00m, die Traglast ist im Bezug zum Gewicht der Stahlkonstruktion und der Maschinenausrüstung dimensioniert.

6.2.2 Konstruktive Gestaltung der Turbinen-Stahlkonstruktion

Die Konstruktion wird in die Dambalkennuten der Wehranlage in Form eines Rollschützes eingesetzt. Der Turbinenteil der Konstruktion besteht aus Einlaufrechen, TG-Einheiten und Saugrohr. Der Rechen hat Verschmutzungen und Geschwemmsel abzuwehren und einen problemlosen Betrieb der TG-Einheiten zu sichern. Die Rechen sind um 70° gegenüber der Sohle der Wehranlage geneigt. Um den Rechen leichter durch die Rechenreinigungsmaschine reinigen zu können, ist eine geneigte Blechplatte in Verlängerung des Rechens vorgesehen. Die Aufgabe der Hauptstahlkonstruktion dient der Stauhaltung zu auszuführen, aber zugleich muss sie genug tief sein, um die notwendige Länge des Saugrohres und genügenden Platz für die Nebeneinrichtungen zu sichern. Am obersten Teil der Konstruktion ist eine aufgesetzte Klappe zur Feinregelung des Stauzieles eingebaut.

Das ganze Stahlpaket wird zweiseitig von einer Hubhydraulik heruntergelassen und hochgezogen. Die Auflagerkräfte werden durch zwei Paare Stützräder abgeleitet, wobei die Konstruktion der Räder gelenkig mit der Hauptstahlkonstruktion verbunden ist. Die

Angriffspunkte der Hubhydraulik und die Räder befinden sich in Nischen in den Wehrfeilern mit Abmessungen 0,80m X 1,80m.

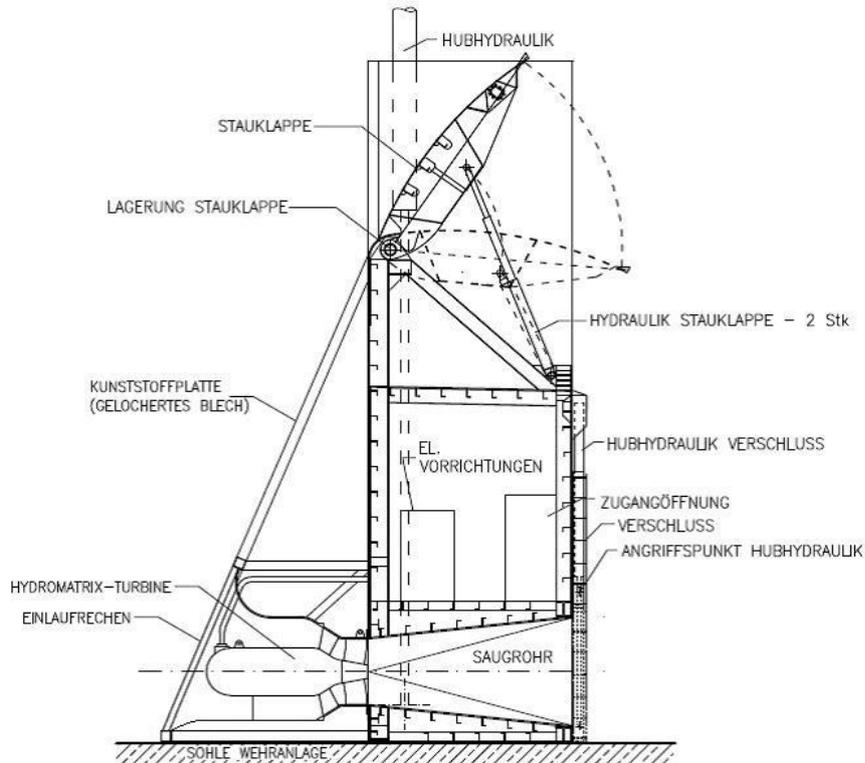


Abb. 6.1 Skizze der Stahlkonstruktion mit Hydromatrix-Modulen [18]

6.2.3 Parameter der Turbinenausrüstung

Wie schon im Kapitel 5.2 erwähnt wurde, ist es einen wesentlichen Unterschied im Wirkungsgrad bei den Hydromatrix- und Staflomatrix-Turbinen vorhanden. Deshalb wurde die Variante mit dem Einsatz von Hydromatrix- Modulen betrachtet.

Es werden 20 TG- Einheiten mit dem Lauddurchmesser von $D_{TG-E} = 1320 \text{ mm}$ eingesetzt, die in einer waagerechten Reihe (5 TG-Einheiten pro Wehrfeld) montiert werden.

Die Saugrohre haben einen Diffusorwinkel von 6,0 Grad.

Die Einlaufrechen haben folgende Abmessungen:

Breite: 3,05m

Höhe: 3,55m

Fläche: $3,05 \cdot 3,55 \approx 10,85 \text{ m}^2$

6.2.4 Zusätzliche Maßnahmen

Die Gesamtlänge der Sohle der Wehranlage ist 43,80m. Oberwasserseitig ist eine 10m lange Sohlbefestigung mittels Wasserbausteine vorgesehen. Zwischen der

Sohlbefestigung und der Sohle der Wehranlage ist eine 11,30m lange Stahlbetonrampe situiert. Unterwasserseitig ist ein Nachkolkenschutz mit der Länge von 10m geplant. Eine Ufersicherung mit einer Neigung 1:2 ist bei den beiden Ufern ober- und unterwasserseitig vorgesehen. Eine Spundwand als Dichtebene zwischen OW und UW ist auch vorgesehen.

6.3 Wehrkraftwerk mit Bulb-Rohrturbinen (Roth-Turbinen)

Als dritte Variante für ein Flusskraftwerk wird ein bewegliches Wehrkraftwerk betrachtet. Als Maschinenausrüstung sind Bulb-Rohrturbinen (Roth-Turbinen) ausgewählt. Die Position der Anlage im Lageplan ist wie bei den schon oben beschriebenen zwei Varianten für die Flusskraftwerke.

Zugrunde dieser Anlage steht eine bewegliche doppelregulierbare Kaplan-Rohrturbine mit direkt gekoppeltem Permanentmagnet erregtem Generator (s.g. Bulb-Turbine oder Roth-Turbine). Für die beweglichen Wehrkraftwerke sind typisch Fallhöhen in Rahmen von 5 m bis maximal 10 m gebräuchlich, wobei der Turbinen-Modul völlig unter Wasser getaucht ist. Gemäß der vorhandenen Wassermenge im Fluss (Hoch- oder Niederwasser) hat der Turbinen-Modul zwei Betriebspositionen – angehobene und abgesenkte Position. Diese Positionen werden durch eine Schwenkung um die Drehachse des Moduls reguliert. Bei einer gleichen oder niedrigeren Wassermenge als die Ausbauwassermenge arbeitet die Turbine in der gesenkten Position. In diesem Fall kann ein Überströmen und die Rechenreinigung sowie die Fischwanderung oberhalb des Turbinen-Moduls erfolgen. Bei Wassermengen größer als die Ausbauwassermenge arbeitet die Turbine in einer angehobenen Position. In dieser Betriebsposition erfolgen die Fischwanderung und der Geschiebetransport von OW nach UW über und unter dem Turbinen-Modul.

Die Daten wurden von [4], [5], [6], [7], [8] entnommen.

6.3.1 Konstruktive Besonderheiten der Wehranlage

Wie bei der Variante mit den Hydromatrixmodulen gibt es bei der Wehranlage kein eigenes, separates Krafthaus. Die Wehranlage verfügt über 6 Wehrfelder je mit einer lichten Breite von 11,00m, die von Wehrpfeiler getrennt sind. Die Wehrpfeiler sind wegen wirtschaftlichen und konstruktiven Aspekten mit einer oberwasserseitigen Auskrantung ausgeführt und haben eine Breite von 3,00m und eine Länge von 33,00m. In vier von den Wehrfeldern der Wehranlage werden je 2 Maschinensätze pro Wehrfeld (insgesamt 8 Maschinensätze) eingebaut. Um die hydraulischen Bedingungen und die

Strömungsbedingungen im Bezug zur maschinellen Ausrüstung zu erfüllen, ist es eine Vertiefung der Flusssohle von 3 Meter in Bereich der Turbinen (Kote 223,00) vorgesehen. Die Betondicke im Bereich der Vertiefung ist 1,50 m. Für die Sickerwasserabspernung ist eine Spundwand zu errichten, die bis zu Kote 209,50m tief eingerammt wird. Die zwei letzten Wehrfelder sind wie bei der konventionellen Bauweise mit Verschlussorganen ausgestattet. Wegen der Vorteile beim Betrieb des Drucksegments ist eine Grundschwelle von 2,00 m bei der Wehranlage vorgesehen (Kote des Scheitels 228,00). Zur Befestigung der Flusssohle ist ein Tosbecken mit einer Länge von 18,30m geplant. Um eine effektive Energieumwandlung des Wassers zu sichern, werden auch hier 2 Meter hohen Störkörper in einem Abstand von 1,00m voneinander eingebaut (4 Störkörper je Wehrfeld). Das Tosbecken ist 2,0m (224,00) in der Flusssohle vertieft und endet mit einer 2,0m hohen Endschwelle.

Der Zutritt zur Anlage erfolgt vom rechten Ufer mit einer 4,80m breiten Fahrbahn mit beidseitigen Gehsteigen. Die Wehrbrücke befindet sich im vorderen Teil der Wehranlage und verläuft über das gesamte Kraftwerk. Am linken Ufer ist das Betriebsgebäude und die Verteilungsstation positioniert.

Als Verschlussorgane der Wehranlage werden 2 Drucksegmente mit aufgesetzten Stauklappen für die Feinregelung des Stauzieles gewählt.

Die aufgesetzten Klappen geben die Möglichkeit einen gewissen Hochwasserdurchfluss abzuführen.

Die Wehranlage ist mit OW- und UW-Dammbalken ausgerüstet, die mit Hilfe des Portalkrans eingesetzt werden können. Die Betriebsparameter des Portalkrans werden im Bezug zur Maschinenausrüstung gewählt.

6.3.2 Turbinenausrüstung

Wie man schon oben beschrieben war, sind in der vorliegenden Variante 8 Roth-Turbinen-Modulen vorgesehen (je 2 Maschinensätze in 4 Wehrfelder). Jeder Modul besteht aus einem Stahlrumpf mit gekoppeltem Rundbogenrechen und dazu eine Rechenreinigungsmaschine. Jedes Paar von Turbinenmodulen dreht sich um eine Drehachse mit Hilfe einer Hubvorrichtung, damit kann die Betriebsposition der Turbine reguliert werden. Zur Feinregelung des Überströmens ist eine Abschwemmklappe vorgesehen.

Die Arbeitsparameter der Roth-Turbine werden im jeden einzelnen Fall gegenüber dem vorhandenen Durchfluss und der Fallhöhe bestimmt.

Nach den vorgestellten Daten im Kapitel 5 Berechnungen werden die folgenden Parameter der Maschinenausrüstung festgelegt:

Die Turbinen haben einen Durchfluss von je 25 m³/s. Der Laufraddurchmesser ist 2240mm. Die Ausbauleistung eines Maschinensatzes beträgt:

$$P_{MS} = 9.81 * \eta_{Turb} * Q_{Turb} * h_f = 9.81 * 0.90 * 25 * 8.9 = 1965 \text{ kW}$$

Die angegebenen Daten wurden [8], [16] und [17] entnommen

6.3.3 Zusätzliche Maßnahmen

Oberwasserseitig ist eine 10m Sohlbefestigung mittels Wasserbausteine vorgesehen und unterwasserseitig ist bei der Wheranlage auch ein Nachkolkschutz mit der Länge von 10m geplant. Flügelmauern sowie eine Ufersicherung ist bei den beiden Ufern ober- und unterwasserseitig vorgesehen. Das natürliche Urgelände bei dem linken Ufer liegt auf einer Kote von 247,00, aber bei dem rechten Ufer, wo die Urgelände eine Kote von 240,00 hat, ist eine zusätzliche Erhöhung zwecks eines Hochwasserschutzes bis zu Kote 243,00 mittels Dämme geplant. Eine Spundwand als Dichtebene zwischen OW und UW ist auch vorgesehen.

7 Energiewirtschaft – Ermittlung des Jahresarbeitsvermögens

Aufgrund der geplanten Varianten folgt eine wirtschaftliche Beurteilung des Wasserkraftwerkes. Der erste Schritt in dieser Beurteilung ist die Bestimmung des Energieerzeugungspotenzials der geplanten Wasserkraftanlagen.

Um eine ausführliche und korrekte Berechnung des Arbeitsvermögens der Anlagen zu erstellen, braucht man Betriebsmuschelkurven der maschinellen Ausrüstung, die normalerweise vom Hersteller zur Verfügung gestellt werden. In Rahmen der vorliegenden Diplomarbeit gibt es diese Betriebsmuschelkurven nicht. Deshalb wurden die unbekannt Parameter (z.B. Wirkungsgrad, zulässige Differenz in der Fallhöhe) sinnvoll angenähert.

Annahmen und Bezeichnungen:

Q_{Fluss} , [m^3 / s] - Durchfluss des Flusses

$Q_{WKW} = Q_{Ausb}$, [m^3 / s] - Die Wassermenge, die von den Turbinen abgearbeitet wird

Die Durchflüsse Q_{Fluss} werden aus den Abflussdauerlinien am Pegel A3870 Spielfeld (Mur) für die jeweilige Dekade abgelesen. Im Falle, dass $Q_{Fluss} > Q_{Ausb}$ bzw. Q_{WKW} , wird die Ausbauwassermenge von den Turbinen abgearbeitet und der Rest wird als Hochwasser abgeführt. Im Falle, dass $Q_{Fluss} < Q_{Ausb}$ bzw. Q_{WKW} , wird der ganze Durchfluss (Q_{Fluss}) vom Kraftwerk abgearbeitet.

Um eine wirtschaftlich günstige Arbeit der Turbinen zu sichern, ist es eine zulässige Fallhöhengrenze angenommen:

$$h_{\min} \leq h_f \leq h_{\max}, [m]$$

$$h_{\min} = 5.00 \text{ m} - \text{minimale zulässige Fallhöhe}$$

$$h_{\max} = 10.00 \text{ m} - \text{maximale zulässige Fallhöhe}$$

Im Fall einer Absenkung unter $h_{\min} = 5.00 \text{ m}$ oder einer Anhebung über $h_{\max} = 10.00 \text{ m}$ sinkt der Wirkungsgrad des Wasserkraftwerkes und das Kraftwerk wird ausgeschaltet.

Der Unterwasserstand für jeden Durchfluss Q_{Fluss} wird aus der Pegelschlüsselkurve abgelesen und die Fallhöhe ermittelt sich:

$$h_f = \nabla \text{Stauziel} - \nabla \text{Unterwasser}, [m]$$

Die abgegebene elektrische Leistung wird nach der folgenden Formel berechnet:

$$P_{el} = \frac{9.81 * \eta_{tot} * Q_{WKW} * h_f}{1000}, [MW]$$

$$\eta_{tot} = \eta_{WKW} * \eta_{Getriebe} * \eta_{Generator} * \eta_{Trafo}, [-]$$

η_{tot} , [-] - Totalwirkungsgrad der Wasserkraftanlage

η_{WKW} , [-] - Wirkungsgrad der Turbinen in Betrieb – wird aus der Betriebskennlinien für den vorhandenen Durchfluss abgelesen

$\eta_{Getriebe} = 1.00$ [-] - Wirkungsgrad der Getriebe – angenommen

$\eta_{Generator}$, [-] - Wirkungsgrad der Generator

$\eta_{Trafo} = 0.99$ [-] - Wirkungsgrad des Trafos – angenommen

Die erzeugte elektrische Energie ergibt sich nach der folgenden Formel:

$$E_{el} = P_{el} * t_{Dekade}, [MWh]$$

$$t_{Dekade} = 10 \text{ Tage} * 24 \frac{h}{\text{Tag}} = 240 [h] - \text{Arbeitszeit des Kraftwerks in einer Dekade}$$

Das Jahresarbeitsvermögen ergibt sich als Summe der erzeugten elektrischen Energie für alle Dekaden

$$E_{el,a} = \sum_{i=1}^{j=36} E_{el,i}, [MWh]$$

7.1 Blockkraftwerk mit 2 Kaplan-Rohrturbinen

Tabelle. 7.1 Jahresarbeitsvermögen des Wasserkraftwerks mit 2 Kaplan- Rohrturbinen

Stauziel =		238.00	m	$Q_M =$		100.00	m ³ /s	$\eta_{\text{Generator}} =$		0.96	-		
		$Q_{\text{ausb}} =$	200.00	m ³ /s	$\eta_{\text{Trafo}} =$		0.99	-	min. $h_f =$		5.00	m	
Anzahl Maschinen		2		$\eta_{\text{Getriebe}} =$		1.00		-	max. $h_f =$		10.00		m
Monate	Dekaden	Q_{Fluss}	Q_{WKW}	MS in	Kote UW	h_f	η_{WKW}	η_{tot}	P_{el}	$E_{el,i}$			
-	-	[m ³ /s]	[m ³ /s]	Betrieb	[m]	[m]	[-]	[-]	[MW]	[MWh]			
I	1	750	200	2	232.27	5.73	0.90	0.855	9.62	2,308			
	2	683	200	2	231.95	6.05	0.90	0.855	10.15	2,437			
	3	593	200	2	231.50	6.50	0.90	0.855	10.91	2,618			
II	4	512	200	2	231.08	6.92	0.90	0.855	11.61	2,787			
	5	457	200	2	230.77	7.23	0.90	0.855	12.13	2,912			
	6	400	200	2	230.44	7.56	0.90	0.855	12.69	3,045			
III	7	351	200	2	230.14	7.86	0.90	0.855	13.19	3,166			
	8	315	200	2	229.90	8.10	0.91	0.865	13.74	3,299			
	9	290	200	2	229.74	8.26	0.92	0.874	14.17	3,401			
IV	10	268	200	2	229.58	8.42	0.93	0.884	14.60	3,504			
	11	250	200	2	229.46	8.54	0.93	0.884	14.81	3,554			
	12	232	200	2	229.32	8.68	0.93	0.884	15.05	3,613			
V	13	215	200	2	229.20	8.80	0.93	0.884	15.26	3,663			
	14	198	198	2	229.06	8.94	0.93	0.884	15.35	3,684			
	15	184	184	2	228.95	9.05	0.93	0.884	14.44	3,465			
VI	16	170	170	2	228.84	9.16	0.93	0.884	13.50	3,241			
	17	158	158	2	228.73	9.27	0.93	0.884	12.70	3,048			
	18	147	147	2	228.64	9.36	0.93	0.884	11.93	2,863			
VII	19	137	137	2	228.54	9.46	0.93	0.884	11.24	2,697			
	20	128	128	2	228.46	9.54	0.92	0.874	10.47	2,514			
	21	119	119	2	228.37	9.63	0.92	0.874	9.83	2,359			
VIII	22	111	111	2	228.30	9.70	0.92	0.874	9.24	2,217			
	23	104	104	2	228.22	9.78	0.92	0.874	8.72	2,094			
	24	97	97	1	228.15	9.85	0.92	0.874	8.20	1,967			
IX	25	90	90	1	228.08	9.92	0.92	0.874	7.66	1,838			
	26	83	83	1	228.00	10.00	0.92	0.874	7.12	1,709			
	27	77	77	1	227.93	10.07	0.93	0.884	0.00	0			
X	28	71	71	1	227.86	10.14	0.93	0.884	0.00	0			
	29	66	66	1	227.80	10.20	0.93	0.884	0.00	0			
	30	62	62	1	227.75	10.25	0.93	0.884	0.00	0			
XI	31	57	57	1	227.69	10.31	0.93	0.884	0.00	0			
	32	54	54	1	227.64	10.36	0.93	0.884	0.00	0			
	33	51	51	1	227.60	10.40	0.93	0.884	0.00	0			
XII	34	50	50	1	227.59	10.41	0.93	0.884	0.00	0			
	35	47	47	1	227.55	10.45	0.93	0.884	0.00	0			
	36	45	45	1	227.52	10.48	0.93	0.884	0.00	0			
										Summe	74,000		

Jahresarbeitsvermögen des Wasserkraftwerks: 74.00 GWh

7.2 Hydromatrix-Wehrkraftwerk

Tabelle. 7.2 Jahresarbeitsvermögen des Wasserkraftwerks mit Hydromatrix-Modulen

Stauziel = 238.00 m		$Q_M = 10.00 \text{ m}^3/\text{s}$		$\eta_{\text{Generator}} = 1.00$ -						
$Q_{\text{ausb}} = 200.00 \text{ m}^3/\text{s}$		$\eta_{\text{Trafo}} = 0.99$ -		min. $h_f = 5.00$ m						
Anzahl Maschinen 20		$\eta_{\text{Getriebe}} = 1.00$ -		max. $h_f = 10.00$ m						
Monate	Dekaden	Q_{Fluss} [m ³ /s]	Q_{WKW} [m ³ /s]	TG-Einh. in Betrieb	Kote UW [m]	h_f [m]	η_{WKW} [-]	η_{tot} [-]	P_{el} [MW]	$E_{\text{el},i}$ [MWh]
I	1	750	200	20	232.27	5.73	0.85	0.84	9.46	2,270
	2	683	200	20	231.95	6.05	0.85	0.84	9.99	2,397
	3	593	200	20	231.50	6.50	0.85	0.84	10.73	2,576
II	4	512	200	20	231.08	6.92	0.85	0.84	11.43	2,742
	5	457	200	20	230.77	7.23	0.85	0.84	11.94	2,865
	6	400	200	20	230.44	7.56	0.85	0.84	12.48	2,996
III	7	351	200	20	230.14	7.86	0.85	0.84	12.98	3,114
	8	315	200	20	229.90	8.10	0.85	0.84	13.37	3,210
	9	290	200	20	229.74	8.26	0.85	0.84	13.64	3,273
IV	10	268	200	20	229.58	8.42	0.85	0.84	13.90	3,336
	11	250	200	20	229.46	8.54	0.85	0.84	14.10	3,384
	12	232	200	20	229.32	8.68	0.85	0.84	14.33	3,439
V	13	215	200	20	229.20	8.80	0.85	0.84	14.53	3,487
	14	198	190	19	229.06	8.94	0.85	0.84	14.02	3,365
	15	184	180	18	228.95	9.05	0.85	0.84	13.45	3,227
VI	16	170	170	17	228.84	9.16	0.85	0.84	12.85	3,085
	17	158	150	15	228.73	9.27	0.85	0.84	11.48	2,755
	18	147	140	14	228.64	9.36	0.85	0.84	10.82	2,596
VII	19	137	130	13	228.54	9.46	0.85	0.84	10.15	2,437
	20	128	120	12	228.46	9.54	0.85	0.84	9.45	2,268
	21	119	110	11	228.37	9.63	0.85	0.84	8.74	2,099
VIII	22	111	110	11	228.30	9.70	0.85	0.84	8.81	2,114
	23	104	100	10	228.22	9.78	0.85	0.84	8.07	1,938
	24	97	90	9	228.15	9.85	0.85	0.84	7.32	1,756
IX	25	90	90	9	228.08	9.92	0.85	0.84	7.37	1,769
	26	83	80	8	228.00	10.00	0.85	0.84	6.60	1,585
	27	77	70	7	227.93	10.07	0.85	0.84	0.00	0
X	28	71	70	7	227.86	10.14	0.85	0.84	0.00	0
	29	66	60	6	227.80	10.20	0.85	0.84	0.00	0
	30	62	60	6	227.75	10.25	0.85	0.84	0.00	0
XI	31	57	50	5	227.69	10.31	0.85	0.84	0.00	0
	32	54	50	5	227.64	10.36	0.85	0.84	0.00	0
	33	51	50	5	227.60	10.40	0.85	0.84	0.00	0
XII	34	50	50	5	227.59	10.41	0.85	0.84	0.00	0
	35	47	40	4	227.55	10.45	0.85	0.84	0.00	0
	36	45	40	4	227.52	10.48	0.85	0.84	0.00	0
Summe									70084	

Jahresarbeitsvermögen des Wasserkraftwerks: 70.1 GWh

7.3 Wehrkraftwerk mit Bulb-Rohrturbinen (Roth-Turbinen)

Tabelle. 7.3 Jahresarbeitsvermögen des Kraftwerks mit Bulb-Rohrturbinen

Stauziel =		238.00	m	$Q_M =$	25.00	m ³ /s	$\eta_{\text{Generator}} =$	1.00	-	
		$Q_{\text{ausb}} =$	200.00	m ³ /s	$\eta_{\text{Trafo}} =$	0.99	-	min. $h_f =$	5.00	m
Anzahl Maschinen		8		$\eta_{\text{Getriebe}} =$	1.00	-		max. $h_f =$	10.00	m
Monate	Dekaden	Q_{Fluss}	Q_{WKW}	MS in Betrieb	Kote UW	h_f	η_{WKW}	η_{tot}	P_{el}	$E_{el,i}$
-	-	[m ³ /s]	[m ³ /s]		[m]	[m]	[-]	[-]	[MW]	[MWh]
I	1	750	200	8	232.27	5.73	0.91	0.901	10.13	2,431
	2	683	200	8	231.95	6.05	0.91	0.901	10.69	2,567
	3	593	200	8	231.50	6.50	0.91	0.901	11.49	2,757
II	4	512	200	8	231.08	6.92	0.91	0.901	12.23	2,936
	5	457	200	8	230.77	7.23	0.91	0.901	12.78	3,067
	6	400	200	8	230.44	7.56	0.91	0.901	13.36	3,207
III	7	351	200	8	230.14	7.86	0.91	0.901	13.89	3,334
	8	315	200	8	229.90	8.10	0.91	0.901	14.32	3,436
	9	290	200	8	229.74	8.26	0.91	0.901	14.60	3,504
IV	10	268	200	8	229.58	8.42	0.91	0.901	14.88	3,572
	11	250	200	8	229.46	8.54	0.91	0.901	15.10	3,623
	12	232	200	8	229.32	8.68	0.91	0.901	15.34	3,682
V	13	215	200	8	229.20	8.80	0.91	0.901	15.55	3,733
	14	198	198	8	229.06	8.94	0.92	0.911	15.82	3,796
	15	184	184	8	228.95	9.05	0.92	0.911	14.88	3,571
VI	16	170	170	7	228.84	9.16	0.92	0.911	13.91	3,339
	17	158	158	7	228.73	9.27	0.93	0.921	13.23	3,175
	18	147	147	6	228.64	9.36	0.93	0.921	12.43	2,983
VII	19	137	137	6	228.54	9.46	0.93	0.921	11.71	2,809
	20	128	128	6	228.46	9.54	0.93	0.921	11.03	2,647
	21	119	119	5	228.37	9.63	0.93	0.921	10.35	2,484
VIII	22	111	111	5	228.30	9.70	0.92	0.911	9.62	2,309
	23	104	104	5	228.22	9.78	0.92	0.911	9.09	2,181
	24	97	97	4	228.15	9.85	0.91	0.901	8.44	2,027
IX	25	90	90	4	228.08	9.92	0.91	0.901	7.89	1,894
	26	83	83	4	228.00	10.00	0.91	0.901	7.34	1,760
	27	77	77	4	227.93	10.07	0.90	0.891	0.00	0
X	28	71	71	3	227.86	10.14	0.90	0.891	0.00	0
	29	66	66	3	227.80	10.20	0.90	0.891	0.00	0
	30	62	62	3	227.75	10.25	0.90	0.891	0.00	0
XI	31	57	57	3	227.69	10.31	0.90	0.891	0.00	0
	32	54	54	3	227.64	10.36	0.90	0.891	0.00	0
	33	51	51	3	227.60	10.40	0.90	0.891	0.00	0
XII	34	50	50	2	227.59	10.41	0.90	0.891	0.00	0
	35	47	47	2	227.55	10.45	0.90	0.891	0.00	0
	36	45	45	2	227.52	10.48	0.90	0.891	0.00	0
									Summe	76,824

Jahresarbeitsvermögen des Wasserkraftwerks: 76.82 GWh

7.4 Gegeüberstellung des Energieerzeugungspotenzial der drei Varianten

Tabelle. 7.4 Vergleich der Leistung und des Arbeitsvermögens von den verschiedenen Kraftwerkstypen

Monate	Dekaden	KW mit 8 Bulb-Rohrturbinen		KW mit 2 Kaplan Rohrturbinen		Hydromatrix-KW	
		P_{el} [MW]	$E_{el,i}$ [MWh]	P_{el} [MW]	$E_{el,i}$ [MWh]	P_{el} [MW]	$E_{el,i}$ [MWh]
I	1	10.13	2,431	9.62	2,308	9.46	2,270
	2	10.69	4,997	10.15	4,745	9.99	4,668
	3	11.49	7,755	10.91	7,363	10.73	7,243
II	4	12.23	10,690	11.61	10,150	11.43	9,985
	5	12.78	13,757	12.13	13,062	11.94	12,850
	6	13.36	16,964	12.69	16,107	12.48	15,846
III	7	13.89	20,299	13.19	19,273	12.98	18,960
	8	14.32	23,735	13.74	22,571	13.37	22,170
	9	14.60	27,239	14.17	25,972	13.64	25,443
IV	10	14.88	30,811	14.60	29,477	13.90	28,779
	11	15.10	34,434	14.81	33,031	14.10	32,163
	12	15.34	38,116	15.05	36,643	14.33	35,603
V	13	15.55	41,849	15.26	40,306	14.53	39,090
	14	15.82	45,645	15.35	43,990	14.02	42,455
	15	14.88	49,216	14.44	47,455	13.45	45,682
VI	16	13.91	52,555	13.50	50,695	12.85	48,768
	17	13.23	55,730	12.70	53,743	11.48	51,522
	18	12.43	58,712	11.93	56,607	10.82	54,119
VII	19	11.71	61,522	11.24	59,304	10.15	56,555
	20	11.03	64,169	10.47	61,817	9.45	58,823
	21	10.35	66,653	9.83	64,177	8.74	60,922
VIII	22	9.62	68,962	9.24	66,393	8.81	63,036
	23	9.09	71,143	8.72	68,487	8.07	64,974
	24	8.44	73,169	8.20	70,454	7.32	66,730
IX	25	7.89	75,063	7.66	72,292	7.37	68,499
	26	7.34	76,824	7.12	74,000	6.60	70,084
	27	0.00	76,824	0.00	74,000	0.00	70,084
X	28	0.00	76,824	0.00	74,000	0.00	70,084
	29	0.00	76,824	0.00	74,000	0.00	70,084
	30	0.00	76,824	0.00	74,000	0.00	70,084
XI	31	0.00	76,824	0.00	74,000	0.00	70,084
	32	0.00	76,824	0.00	74,000	0.00	70,084
	33	0.00	76,824	0.00	74,000	0.00	70,084
XII	34	0.00	76,824	0.00	74,000	0.00	70,084
	35	0.00	76,824	0.00	74,000	0.00	70,084
	36	0.00	76,824	0.00	74,000	0.00	70,084

Die Tabelle zeigt die gesamte produzierte elektrische Energie im Laufe des Jahres von jeder der drei untersuchten Varianten. Die Ergebnisse sind auch im Abb. 7.1 grafisch dargestellt.

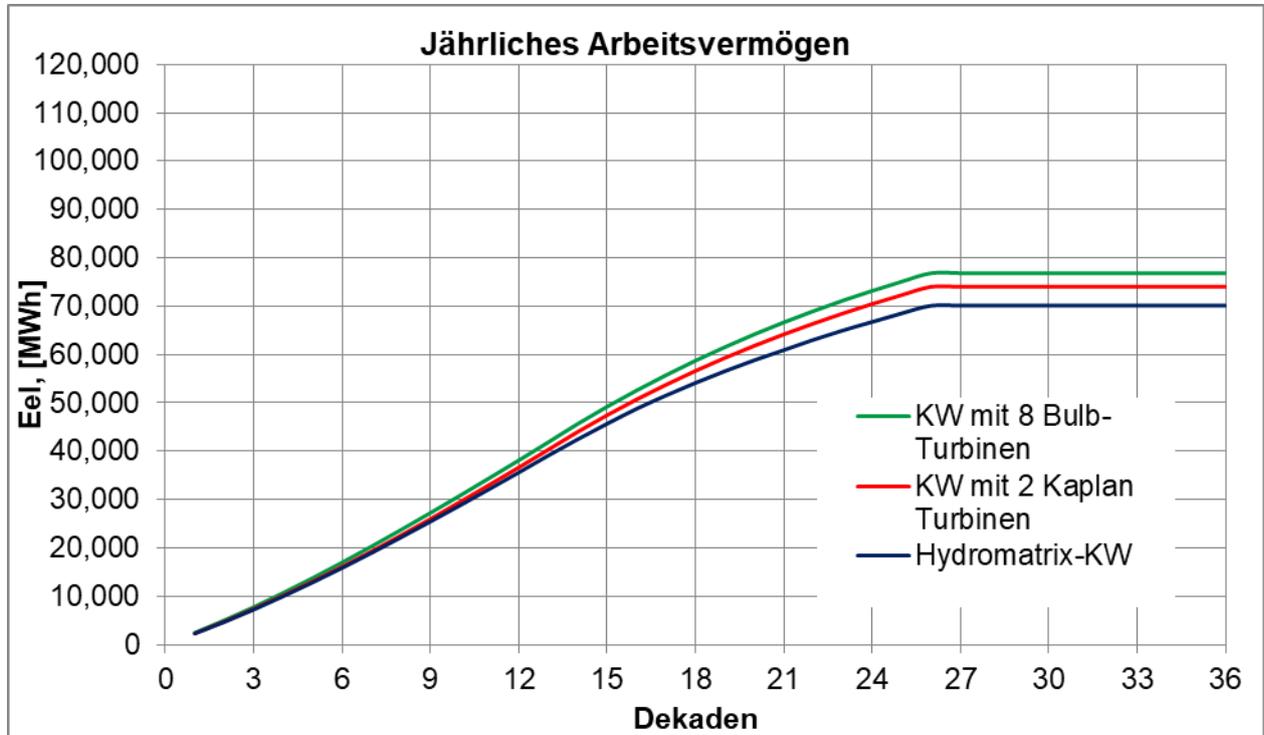


Abb. 7.1 Jährliche Energieerzeugung von den verschiedenen Kraftwerken

Die verwendete Vorgehensweise und die angewandten Formeln in diesem Kapitel entsprechen [4] und [18]

8 Kostenschätzung und wirtschaftliche Beurteilung

Im folgenden Kapitel wird eine Kostenschätzung der geplanten drei Varianten gemacht. Um eine korrekte und vollständige wirtschaftliche Beurteilung der entworfenen Anlagen durchführen zu können, muss man eine präzise Gegenüberstellung zwischen dem Energieerzeugungspotential der Wasserkraftanlagen und den Baukosten durchführen. Für die Erreichung des Zieles der vorliegenden Diplomarbeit wird eine grobe Kostenschätzung mit den entsprechenden Annäherungen durchgeführt. Die Angaben für die elektro-maschinelle Ausrüstung wurden vom Turbinenhersteller zur Verfügung gestellt. Die Bauvolumen wurden aus den Plänen berechnet, die Preisliste für die Bauarbeiten und Baumaterialien wurde aus [18] entnommen.

Tabelle. 8.1 Preise der Bauarbeiten und Baumaterialien [18]

Beton schwach bewehrt	200	€/m ³
Beton stark bewehrt	250	€/m ³
Aushub	8	€/m ³
Aufschüttung	12	€/m ³
Spundwand	180	€/m ²
Ufersicherung / Sohlstabilisierung mittels Wasserbausteinen	30	€/m ³

8.1 Blockkraftwerk mit 2 Kaplan-Rohrturbinen

Tabelle. 8.2 Massenermittlung und Kostenschätzung der Wasserkraftanlage mit 2 Kaplan- Rohrturbinen

Pos.	Beschreibung	Menge	Einh.	Einzelpreis		GP
1	Wehranlage					
1.1	Grundbau					
1.1.1	Aushub unter Wehrkörper	10,800	m ³	8	€/m ³	86,400 €
1.1.2	Aushub unter Trennpfeiler Krafthaus-Wehranlage bis Trennfuge	660	m ³	8	€/m ³	5,280 €
1.1.3	Aushub unter Tosbecken	5,750	m ³	8	€/m ³	46,000 €
1.1.4	Aushub für Landpfeiler	750	m ³	8	€/m ³	6,000 €
1.1.5	Aushub für UW rechte Flügelmauer	1,200	m ³	8	€/m ³	9,600 €
1.1.6	Aushub für OW rechte Flügelmauer	880	m ³	8	€/m ³	7,040 €
1.1.7	Rückfüllung hinter Landpfeiler und Aufschüttung bis Kote +243,00	3,000	m ³	12	€/m ³	36,000 €
1.1.8	Rückfüllung hinter UW rechter Flügelmauer und Aufschüttung bis Kote +243,00	3,230	m ³	12	€/m ³	38,760 €
1.1.9	Rückfüllung hinter OW rechter Flügelmauer und Aufschüttung bis Kote +243,00	2,950	m ³	12	€/m ³	35,400 €
1.1.10	Spundwand als Dichtebene	960	m ²	180	€/m ²	172,800 €
1.2	Betonarbeiten					
1.2.1	Beton Wehrkörper stark bewehrt	6,000	m ³	250	€/m ³	1,500,000 €
1.2.2	Beton Wehrpfeiler stark bewehrt - 3 Stück	5,800	m ³	250	€/m ³	1,450,000 €
1.2.3	Beton Landpfeiler stark bewehrt	1,200	m ³	250	€/m ³	300,000 €
1.2.4	Beton Trennpfeiler KH-WA bis Trennfuge stark bewehrt	1,500	m ³	250	€/m ³	375,000 €
1.2.5	Beton Tosbecken stark bewehrt	3,200	m ³	250	€/m ³	800,000 €
1.2.6	Beton UW rechte Flügelmauer schwach bewehrt	1,600	m ³	200	€/m ³	320,000 €
1.2.7	Beton OW rechte Flügelmauer schwach bewehrt	1,200	m ³	200	€/m ³	240,000 €
1.2.8	Beton Unterbau Wehrbrücke stark bewehrt	235	m ³	250	€/m ³	58,750 €
1.2.9	Beton Oberbau Wehrbrücke schwach bewehrt - Gehsteige	70	m ³	200	€/m ³	14,000 €
1.2.10	Beton Balken Kranbahn stark bewehrt	150	m ³	250	€/m ³	37,500 €

Pos.	Beschreibung	Menge	Einh.	Einzelpreis		GP
1.3	Stahlwasserbau					
1.3.1	Drucksegmente - 15,50x6,70 m, 4 Sätze x 45,0 to	180	to	4000	€/to	720,000 €
1.3.2	Armierung Drucksegmente	27	to	18000	€/to	486,000 €
1.3.3	Aufgesetzte Stauklappen 15,50x3,90 m, 4 Sätze x 18,5 to	75	to	4000	€/to	300,000 €
1.3.5	UW und OW Dammbalken 15,50x2,00 m, 16 Stk. x 33,0 to (2 Sätze)	528	to	5000	€/to	2,640,000 €
1.4	Elektro-Maschinelle Ausrüstung					
1.4.1	Portalkran Q=150 to	1	Stk	800000	€/Stk	800,000 €
2	Krafthaus					
2.1	Grundbau					
2.1.1	Aushub Krafthaus	13,200	m ³	8	€/m ³	105,600 €
2.1.2	Aushub unter Auslaufplatte	3,700	m ³	8	€/m ³	29,600 €
2.1.3	Aushub Krafthauszulauf	970	m ³	8	€/m ³	7,760 €
2.1.4	Aushub für UW linke Flügelmauer Abschnitt neben der Auslaufplatte	510	m ³	8	€/m ³	4,080 €
2.1.5	Aushub für OW linke Flügelmauer - Abschnitt neben der Zulaufplatte	250	m ³	8	€/m ³	2,000 €
2.1.6	Rückfüllung und Aufschüttung Krafthaus bis Kote +243,00	11,000	m ³	12	€/m ³	132,000 €
2.1.7	Rückfüllung hinter OW linker Flügelmauer Abschnitt neben der Zulaufplatte	4,400	m ³	12	€/m ³	52,800 €
2.1.8	Rückfüllung hinter UW linker Flügelmauer Abschnitt neben dem Auslaufplatte	7,500	m ³	12	€/m ³	90,000 €
2.1.9	Spundwand als Dichtebene	450	m ²	180	€/m ²	81,000 €
2.2	Betonarbeiten					
2.2.1	Beton Krafthaus stark bewehrt	15,000	m ³	250	€/m ³	3,750,000 €
2.2.2	Beton Zulaufplatte stark bewehrt	320	m ³	250	€/m ³	80,000 €
2.2.3	Beton Einlaufschwelle stark bewehrt	170	m ³	250	€/m ³	42,500 €
2.2.4	Beton Auslaufplatte stark bewehrt	760	m ³	250	€/m ³	190,000 €
2.2.5	Beton UW linke Flügelmauer neben der Auslaufplatte schwach bewehrt	1,300	m ³	200	€/m ³	260,000 €
2.2.6	Beton Flügelmauer OW linke Flügelmauer neben der Einlaufplatte schwach bewehrt	350	m ³	200	€/m ³	70,000 €
2.3	Stahlwasserbau					
2.3.1	Einlaufrechen 11,85x9,3 m 2 Sätze	220	m ²	2400	€/m ²	528,000 €
2.3.2	Oberwassernotverschlüsse (Dammbalken) 9,60x3,95 m, 6 Stk x 25,0 to - 2 Sätze	150	to	5000	€/to	750,000 €

Pos.	Beschreibung	Menge	Einh.	Einzelpreis		GP
2.3.3	Unterwassernotverschlüsse 7,70x3,50 m, 4 Stk x 20 to 2 Sätze	80	to	12000	€/to	960,000 €
2.3.4	Armierung Unterwassernotverschlüsse	12	to	18000	€/to	216,000 €
2.3.5	Rechenreinigungsmaschine	1	Stk	800000	€/Stk	800,000 €
2.4	Elektro-Maschinelle Ausrüstung					
2.4.1	Maschinensatz - Turbine + Generator	2	Stk	8000000	€/Stk	16,000,000 €
2.4.4	Transformatoren	2	Stk	2400000	€/Stk	4,800,000 €
2.4.5	Hallenkran Q=40 to	1	Stk	150000	€/Stk	150,000 €
3	Ufersicherungen					
3.1	Grundbau					
3.1.1	Aushub für Flusskorrektur im OW-Bereich - trapezförmiger Querschnitt, L=~100m	1,300	m ³	8	€/m ³	10,400 €
3.1.2	Aushub für Flusskorrektur im UW-Bereich - trapezförmiger Querschnitt, L=~100m	2,600	m ³	8	€/m ³	20,800 €
3.1.3	Aushub für OW linke Flügelmauer	400	m ³	8	€/m ³	3,200 €
3.1.4	Aushub für UW linke Flügelmauer	710	m ³	8	€/m ³	5,680 €
3.1.5	Aushub für UW rechte Flügelmauer	2,850	m ³	8	€/m ³	22,800 €
3.1.6	Aushub für OW rechte Flügelmauer	810	m ³	8	€/m ³	6,480 €
3.1.7	Rückfüllung und Aufschüttung hinter OW linker Flügelmauer	680	m ³	12	€/m ³	8,160 €
3.1.8	Rückfüllung und Aufschüttung hinter OW rechter Flügelmauer	1,830	m ³	12	€/m ³	21,960 €
3.1.9	Rückfüllung und Aufschüttung hinter UW linker Flügelmauer	980	m ³	12	€/m ³	11,760 €
3.1.10	Rückfüllung und Aufschüttung hinter UW rechter Flügelmauer	1,900	m ³	12	€/m ³	22,800 €
3.1.11	Aufschüttung für Dämme im OW-Bereich - trapezförmiger Querschnitt, L=~100m	3,500	m ³	12	€/m ³	42,000 €
3.1.12	Aufschüttung für Dämme im UW-Bereich - trapezförmiger Querschnitt, L=~100m	1,350	m ³	12	€/m ³	16,200 €
3.1.13	Sohlbefestigung OW Seite mittels Steinwurf Stärke 100 cm	1,150	m ³	30	€/m ³	34,500 €
3.1.14	Sohlbefestigung (Nachkollschutz) UW Seite mittels Steinwurf Stärke 100 cm	1200	m ³	30	€/m ³	36,000 €
3.1.15	OW linke Ufersicherung mittels Wasserbausteine Stärke 50 cm	200	m ³	30	€/m ³	6,000 €
3.1.16	UW linke Ufersicherung mittels Wasserbausteine Stärke 50 cm	350	m ³	30	€/m ³	10,500 €
3.2	Betonarbeiten					
3.2.1	Beton OW linke Flügelmauer schwach bewehrt	625	m ³	200	€/m ³	125,000 €
3.2.3	Beton UW rechte Flügelmauer schwach bewehrt	1,500	m ³	200	€/m ³	300,000 €

Pos.	Beschreibung	Menge	Einh.	Einzelpreis	GP
3.2.5	Beton UW linke Flügelmauer schwach bewehrt	780	m ³	200 €/m ³	156,000 €
3.2.6	Beton OW linke Flügelmauer schwach bewehrt	1,470	m ³	200 €/m ³	294,000 €

Tabelle. 8.3 Zusammenfassung der Kosten bei der Wasserkraftanlage mit 2 Kaplan-Rohrturbinen

Pos.	Beschreibung	Menge	Einh.	Einzelpreis	GP
1	Wehranlage				
1.1	Grundbau				
	Aushub	20,040	m ³	8 €/m ³	160,320 €
	Aufschüttung incl. Rückfüllung	10,140	m ³	12 €/m ³	282,960 €
	Spundwand als Dichtebene	960	m ²	180 €/m ²	172,800 €
1.2	Betonarbeiten				
	Beton	20,955	m ³	- -	5,095,250 €
1.3	Stahlwasserbau	-	-	- -	4,146,000 €
1.4	Elektro-Maschinelle Ausrüstung	-	-	- -	800,000 €
2	Krafthaus				
2.1	Grundbau				
	Aushub	18,630	m ³	8 €/m ³	149,040 €
	Aufschüttung incl. Rückfüllung	23,350	m ³	12 €/m ³	280,200 €
	Spundwand als Dichtebene	450	m ²	180 €/m ²	81,000 €
2.2	Betonarbeiten				
	Beton	17,900	m ³	- -	4,392,500 €
2.3	Stahlwasserbau	-	-	- -	3,254,000 €
2.4	Elektro-Maschinelle Ausrüstung	-	-	- -	20,950,000 €
3	Ufersicherungen				
3.1	Grundbau				
	Aushub	7,860	m ³	8 €/m ³	69,360 €
	Aufschüttung incl. Rückfüllung	10,240	m ³	12 €/m ³	122,880 €
	Sohlbefestigung / Ufersicherung	2,900	m ²	30 €/m ³	87,000 €
3.2	Betonarbeiten				
	Beton	2,905	m ³	- -	875,000 €
	Wasserkraftanlage				
	Grundbau				
	Aushub	46,530	m ³		378,720 €
	Aufschüttung incl. Rückfüllung	43,730	m ³		686,040 €
	Sohlbefestigung / Ufersicherung	2,900	m ²		87,000 €
	Spundwand als Dichtebene	1,410	m ²		253,800 €
	Betonarbeiten				
	Beton	41,760	m ³		10,362,750 €
	Stahlwasserbau	-	-		7,400,000 €
	Elektro-Maschinelle Ausrüstung	-	-		21,750,000 €

Total: 40,918,310 €

20% andere Kosten 8,183,662 €

Gesamtpreis Wasserkraftanlage 49,101,972 €

8.2 Hydromatrix Wehrkraftwerk

Tabelle. 8.4 Massenermittlung und Kostenschätzung der Wasserkraftanlage mit Hydromatrix- Modulen

Pos.	Beschreibung	Menge	Einh.	Einzelpreis	GP
1	Wehranlage				
1.1	Grundbau				
1.1.1	Aushub unter Wehrkörper und Tosbecken	11,110	m ³	8 €/m ³	88,880 €
1.1.2	Aushub für linken Landpfeiler	325	m ³	8 €/m ³	2,600 €
1.1.3	Aushub für rechten Landpfeiler	325	m ³	8 €/m ³	2,600 €
1.1.4	Aushub für OW linke Flügelmauer	100	m ³	8 €/m ⁴	800 €
1.1.5	Aushub für OW rechte Flügelmauer	100	m ⁵	8 €/m ⁵	800 €
1.1.6	Aushub für UW linke Flügelmauer	85	m ³	8 €/m ³	680 €
1.1.7	Aushub für UW rechte Flügelmauer	85	m ³	8 €/m ³	680 €
1.1.8	Rückfüllung und Aufschüttung hinter linkem Landpfeiler bis Kote +243,00	11,600	m ³	12 €/m ³	139,200 €
1.1.9	Rückfüllung und Aufschüttung hinter rechtem Landpfeiler +243,00	16,900	m ³	12 €/m ³	202,800 €
1.1.10	Rückfüllung und Aufschüttung hinter OW rechter Flügelmauer +240,00	4,200	m ³	12 €/m ³	50,400 €
1.1.11	Rückfüllung und Aufschüttung hinter OW linker Flügelmauer +240,00	2,000	m ³	12 €/m ³	24,000 €
1.1.12	Rückfüllung und Aufschüttung hinter UW rechter Flügelmauer +240,00	3,100	m ³	12 €/m ³	37,200 €
1.1.13	Rückfüllung und Aufschüttung hinter UW linker Flügelmauer +240,00	1,900	m ³	12 €/m ³	22,800 €
1.1.14	Spundwand als Dichtebene	1,030	m ²	180 €/m ²	185,400 €
1.2	Betonarbeiten				
1.2.1	Beton Wehrkörper und Tosbecken stark bewehrt	9,075	m ³	250 €/m ³	2,268,750 €
1.2.2	Beton Wehrpfeiler stark bewehrt - 3 Stück	4,750	m ³	250 €/m ³	1,187,500 €
1.2.3	Beton linker Landpfeiler stark bewehrt	805	m ³	250 €/m ³	201,250 €
1.2.4	Beton rechter Landpfeiler stark bewehrt	805	m ³	250 €/m ³	201,250 €
1.2.5	Beton OW linke Flügelmauer schwach bewehrt	300	m ³	200 €/m ³	60,000 €
1.2.6	Beton UW linke Flügelmauer schwach bewehrt	250	m ³	200 €/m ³	50,000 €
1.2.7	Beton OW rechte Flügelmauer schwach bewehrt	300	m ³	200 €/m ³	60,000 €
1.2.8	Beton UW rechte Flügelmauer schwach bewehrt	250	m ³	200 €/m ³	50,000 €

Pos.	Beschreibung	Menge	Einh.	Einzelpreis	GP
1.2.9	Beton Unterbau Wehrbrücke stark bewehrt	250	m ³	250 €/m ³	62,500 €
1.2.10	Beton Oberbau Wehrbrücke schwach bewehrt - Gehsteige	60	m ³	200 €/m ³	12,000 €
1.2.11	Beton Balken Kranbahn stark bewehrt	150	m ³	250 €/m ³	37,500 €
1.3	Stahlwasserbau				
1.3.1	Stahlkonstruktion Modul 4 Sätze x 250 to incl. Stauklappen	1,000	to	7000 €/to	7,000,000 €
1.3.2	UW und OW Dammbalken 15,50x2,00 m, 16 Stk. x 33,0 to (2 Sätze)	528	to	5000 €/to	2,640,000 €
1.4	Elektro-Maschinelle Ausrüstung				
1.4.1	Portalkran Q=150 to	1	Stk	800000 €/Stk	800,000 €
1.4.2	Hydromatrix- Turbine incl. el. Ausrüstung	20	Stk	900000 €/Stk	18,000,000 €
2	Ufersicherungen				
2.1	Grundbau				
2.1.1	Aushub für Flusskorrektur im OW-Bereich - trapezförmiger Querschnitt, L=~100m	1,300	m ³	8 €/m ³	10,400 €
2.1.2	Aushub für Flusskorrektur im UW-Bereich - trapezförmiger Querschnitt, L=~100m	2,000	m ³	8 €/m ³	16,000 €
2.1.3	Aushub für OW linke Flügelmauer	280	m ³	8 €/m ³	2,240 €
2.1.4	Aushub für UW linke Flügelmauer	1,950	m ³	8 €/m ³	15,600 €
2.1.5	Aushub für OW rechte Flügelmauer	530	m ³	8 €/m ³	4,240 €
2.1.6	Aushub für UW rechte Flügelmauer	500	m ³	8 €/m ³	4,000 €
2.1.7	Rückfüllung und Aufschüttung hinter OW rechter Flügelmauer +240,00	7,700	m ³	12 €/m ³	92,400 €
2.1.8	Rückfüllung und Aufschüttung hinter OW linker Flügelmauer +240,00	2,600	m ³	12 €/m ³	31,200 €
2.1.9	Rückfüllung und Aufschüttung hinter UW rechter Flügelmauer +240,00	7,700	m ³	12 €/m ³	92,400 €
2.1.10	Rückfüllung und Aufschüttung hinter UW linker Flügelmauer +240,00	3100	m ³	12 €/m ³	37,200 €
2.1.11	Aufschüttung für Dämme. im UW-Bereich - trapezförmiger Querschnitt, L=~100m	7500	m ³	12 €/m ³	90,000 €
2.1.12	Aufschüttung für Dämme. im OW-Bereich - trapezförmiger Querschnitt, L=~100m	5950	m ³	12 €/m ³	71,400 €
2.1.13	Sohlbefestigung OW Seite mittels Wasserbausteine Stärke 100 cm	1,200	m ³	30 €/m ³	36,000 €
2.1.14	Sohlbefestigung (Nachkolkchutz) UW Seite mittels Wasserbausteine Stärke 100	1,000	m ³	30 €/m ³	30,000 €
2.1.15	OW linke Ufersicherung mittels Wasserbausteine Stärke 50 cm	270	m ³	30 €/m ³	8,100 €
2.1.16	UW linke Ufersicherung mittels Wasserbausteine Stärke 50 cm	180	m ³	30 €/m ³	5,400 €
2.2	Betonarbeiten				
2.2.1	Beton OW linke Flügelmauer	790	m ³	200 €/m ³	158,000 €

Pos.	Beschreibung	Menge	Einh.	Einzelpreis	GP
2.2.2	Beton UW linke Flügelmauer	900	m ³	200 €/m ³	180,000 €
2.2.3	Beton OW rechte Flügelmauer	1,530	m ³	200 €/m ³	306,000 €
2.2.4	Beton UW rechte Flügelmauer	1,430	m ³	200 €/m ⁴	286,000 €

Tabelle. 8.5 Zusammenfassung der Kosten bei der Wasserkraftanlage mit Hydromatrix-Modulen

Pos	Beschreibung	Menge	Einh.	Einzelpreis		GP
1	Wehranlage					
1.1	Grundbau					
	Aushub	12,130	m ³	8	€/m ³	97,040 €
	Aufschüttung incl. Rückfüllung	39,700	m ³	12	€/m ³	476,400 €
	Spundwand als Dichtebene	1,030	m ²	180	€/m ²	185,400 €
1.2	Betonarbeiten					
	Beton	16,995	m ³	-	-	4,190,750 €
1.3	Stahlwasserbau	-	-	-	-	9,640,000 €
1.4	Elektro-Maschinelle Ausrüstung	-	-	-	-	18,800,000 €
2	Ufersicherungen					
2.1	Grundbau					
	Aushub	6,560	m ³	8	€/m ³	52,480 €
	Aufschüttung incl. Rückfüllung	26,850	m ³	12	€/m ³	414,600 €
	Sohlbefestigung / Ufersicherung	2,650	m ³	30	€/m ³	79,500 €
2.2	Betonarbeiten					
	Beton	4,650	m ³	-	-	930,000 €
	Wasserkraftanlage					
	Grundbau					
	Aushub	18,690	m ³			149,520 €
	Aufschüttung incl. Rückfüllung	66,550	m ³			891,000 €
	Spundwand	1,030	m ²			185,400 €
	Sohlbefestigung / Ufersicherung	2,650	m ³			79,500 €
	Betonarbeiten					
	Beton	21,645	m ³			5,120,750 €
	Stahlwasserbau	-	-			9,640,000 €
	Elektro-Maschinelle Ausrüstung	-	-			18,800,000 €

Total: 34,866,170 €

20% andere Kosten 6,973,234 €

Gesamtpreis Wasserkraftanlage 41,839,404 €

8.3 Bewegliches Wehrkraftwerk mit Roth- Turbinen

Tabelle. 8.6 Massenermittlung und Kostenschätzung der Wasserkraftanlage mit 8 Roth-Turbinen-Modulen

Pos.	Beschreibung	Menge	Einh.	Einzelpreis	GP
1	Wehranlage				
1.1	Grundbau				
1.1.1	Aushub unter Wehrkörper und Tosbecken	6,000	m ³	8 €/m ³	48,000 €
1.1.2	Aushub für rechten Landpfeiler	450	m ³	8 €/m ³	3,600 €
1.1.3	Aushub für UW rechte Flügelmauer	190	m ³	8 €/m ³	1,520 €
1.1.4	Aushub für OW rechte Flügelmauer	160	m ³	8 €/m ³	1,280 €
1.1.5	Rückfüllung und Aufschüttung hinter rechten Landpfeiler bis Kote +243,00	12,770	m ³	12 €/m ³	153,240 €
1.1.6	Rückfüllung und Aufschüttung hinter UW rechter Flügelmauer bis Kote +243,00	3,650	m ³	12 €/m ³	43,800 €
1.1.7	Rückfüllung und Aufschüttung hinter OW rechter Flügelmauer bis Kote +243,00	3,050	m ³	12 €/m ³	36,600 €
1.1.8	Spundwand als Dichtebene (ganze Länge)	1,130	m ²	180 €/m ²	203,400 €
1.2	Betonarbeiten				
1.2.1	Beton Wehrkörper und Tosbecken stark bewehrt	5,700	m ³	250 €/m ³	1,425,000 €
1.2.2	Beton Wehrpfeiler stark bewehrt- 2 Stück stark bewehrt	3,760	m ³	250 €/m ³	940,000 €
1.2.3	Beton Landpfeiler stark bewehrt	1,730	m ³	250 €/m ³	432,500 €
1.2.4	Beton UW rechte Flügelmauer schwach bewehrt	340	m ³	200 €/m ³	68,000 €
1.2.5	Beton OW rechte Flügelmauer schwach bewehrt	280	m ³	200 €/m ³	56,000 €
1.2.6	Beton Balken Wehrbrücke stark bewehrt (ganze Länge)	285	m ³	250 €/m ³	71,250 €
1.2.7	Beton Oberbau Wehrbrücke schwach bewehrt (ganze Länge)	60	m ³	200 €/m ³	12,000 €
1.2.8	Beton Balken Kranbahn stark bewehrt (ganze Länge)	180	m ³	250 €/m ³	45,000 €
1.3	Stahlwasserbau				
1.3.1	Drucksegmente - 11,00x6,70 m, 2 Sätze x 35,0 to	70	to	4000 €/to	280,000 €
1.3.2	Armierung Drucksegmente	11	to	18000 €/to	189,000 €
1.3.3	Aufgesetzte Stauklappen 11,00x3,90 m, 2 Sätze x 13,5 to	27	to	4000 €/to	108,000 €
1.3.4	UW und OW Dammbalken 11,00x2,00 m, 8 Stk. x 22,0 to (2 Sätze)	176	to	5000 €/to	880,000 €
1.4	Elektro-Maschinelle Ausrüstung				
1.4.1	Portalkran Q=150 to	1	Stk	800000 €/Stk	800,000 €

Pos.	Beschreibung	Menge	Einh.	Einzelpreis	GP
2	Bewegliches Krafthaus				
2.1	Grundbau				
2.1.1	Aushub unter Wehrkörper mit Roth- Turbinen	12,500	m ³	8 €/m ³	100,000 €
2.1.2	Aushub für linken Landpfeiler	820	m ³	8 €/m ³	6,560 €
2.1.3	Aushub für UW linke Flügelmauer	65	m ³	8 €/m ³	520 €
2.1.4	Aushub für OW linke Flügelmauer	55	m ³	8 €/m ³	440 €
2.1.6	Rückfüllung und Aufschüttung hinter linken Landpfeiler bis Kote +243,00	8,450	m ³	12 €/m ³	101,400 €
2.1.7	Rückfüllung und Aufschüttung hinter UW linker Flügelmauer bis Kote +243,00	3,600	m ³	12 €/m ³	43,200 €
2.1.8	Rückfüllung und Aufschüttung hinter OW linker Flügelmauer bis Kote +243,00	3,000	m ³	12 €/m ³	36,000 €
2.2	Betonarbeiten				
2.2.1	Beton Wehrkörper mit Roth- Turbinen stark bewehrt	6,300	m ³	250 €/m ³	1,575,000 €
2.2.2	Beton Wehrpfeiler stark bewehrt- 3 Stück stark bewehrt	5,640	m ³	250 €/m ³	1,410,000 €
2.2.3	Beton Landpfeiler stark bewehrt	1,830	m ³	250 €/m ³	457,500 €
2.2.4	Beton UW linke Flügelmauer schwach bewehrt	340	m ³	200 €/m ³	68,000 €
2.2.5	Beton OW linke Flügelmauer schwach bewehrt	280	m ³	200 €/m ³	56,000 €
2.3	Elektro-Maschinelle Ausrüstung				
2.4.1	Roth- Turbinen- Modulen	8	Stk	4000000 €/Stk	32,000,000 €
3	Ufersicherungen				
3.1	Grundbau				
3.1.1	Aushub für Flusskorrektur im UW-Bereich - trapezförmiger Querschnitt, L=~100m	2,600	m ³	8 €/m ³	20,800 €
3.1.2	Aushub für Flusskorrektur im OW-Bereich - trapezförmiger Querschnitt, L=~100m	1,300	m ³	8 €/m ³	10,400 €
3.1.3	Aushub für OW linke Flügelmauer	830	m ³	8 €/m ³	6,640 €
3.1.4	Aushub für UW linke Flügelmauer	3,700	m ³	8 €/m ³	29,600 €
3.1.5	Aushub für UW rechte Flügelmauer	3,000	m ³	8 €/m ³	24,000 €
3.1.6	Aushub für OW rechte Flügelmauer	3,900	m ³	8 €/m ³	31,200 €
3.1.7	Rückfüllung und Aufschüttung hinter OW linker Flügelmauer	5,600	m ³	12 €/m ³	67,200 €
3.1.8	Rückfüllung und Aufschüttung hinter OW rechter Flügelmauer	20,600	m ³	12 €/m ³	247,200 €
3.1.9	Rückfüllung und Aufschüttung hinter UW linker Flügelmauer	8,500	m ³	12 €/m ³	102,000 €
3.1.10	Rückfüllung und Aufschüttung hinter UW rechter Flügelmauer	14,000	m ³	12 €/m ³	168,000 €

Pos.	Beschreibung	Menge	Einh.	Einzelpreis	GP
3.1.11	Aufschüttung für Dämme im OW-Bereich - trapezförmiger Querschnitt, L=~100m	4,000	m ³	12 €/m ³	48,000 €
3.1.12	Aufschüttung für Dämme im UW-Bereich - trapezförmiger Querschnitt, L=~100m	5,200	m ³	12 €/m ³	62,400 €
3.1.13	Sohlbefestigung OW Seite mittels Wasserbausteine Stärke 100 cm	1,400	m ³	30 €/m ²	42,000 €
3.1.14	Sohlbefestigung (Nachkolkschutz) UW Seite mittels Wasserbausteine Stärke 100	1,300	m ³	30 €/m ²	39,000 €
3.1.15	OW linke Ufersicherung mittels Wasserbausteine Stärke 50 cm	160	m ³	30 €/m ²	4,800 €
3.1.17	UW linke Ufersicherung mittels Wasserbausteine Stärke 50 cm	140	m ³	30 €/m ²	4,200 €
3.2	Betonarbeiten				
3.2.1	Beton OW linke Flügelmauer	520	m ³	200 €/m ³	104,000 €
3.2.2	Beton UW linke Flügelmauer	790	m ³	200 €/m ³	158,000 €
3.2.3	Beton OW rechte Flügelmauer	1,840	m ³	200 €/m ³	368,000 €
3.2.4	Beton UW rechte Flügelmauer	1,200	m ³	200 €/m ³	240,000 €

Tabelle. 8.7 Zusammenfassung der Kosten bei der Wasserkraftanlage mit 8 Roth-Turbinen-Modulen

Pos.	Beschreibung	Menge	Einh.	Einzelpreis	GP
1	Wehranlage				
1.1	Grundbau				
	Aushub	6,800	m ³	8 €/m ³	54,400 €
	Aufschüttung incl. Rückfüllung	19,470	m ³	12 €/m ³	233,640 €
	Spundwand	1,130	m ²	180 €/m ²	203,400 €
1.2	Betonarbeiten				
	Beton	12,335	m ³	- -	3,049,750 €
1.3	Stahlwasserbau	-	-	- -	1,457,000 €
1.4	Elektro-Maschinelle Ausrüstung	-	-	- -	800,000 €
2	Bewegliches Krafthaus				
2.1	Grundbau				
	Aushub	13,440	m ³	8 €/m ³	107,520 €
	Aufschüttung incl. Rückfüllung	15,050	m ³	12 €/m ³	180,600 €
2.2	Betonarbeiten				
	Beton	14,390	m ³	- -	3,566,500 €
2.3	Elektro-Maschinelle Ausrüstung	-	-	- -	32,000,000 €
3	Ufersicherungen				
3.1	Grundbau				
	Aushub	15,330	m ³	8 €/m ³	122,640 €
	Aufschüttung incl. Rückfüllung	57,900	m ³	12 €/m ³	694,800 €
	Ufersicherung / Sohlbefestigung	3,000	m ³	30 €/m ²	90,000 €
3.2	Betonarbeiten				
	Beton	4,350	m ³	€/m ³	870,000 €
	Wasserkraftanlage				
	Grundbau				
	Aushub	35,570	m ³	8 €/m ³	284,560 €
	Aufschüttung incl. Rückfüllung	92,420	m ³	12 €/m ³	1,109,040 €
	Spundwand	1,130	m ²	180 €/m ²	203,400 €
	Ufersicherung / Sohlbefestigung	3,000	m ³	30 €/m ²	90,000 €
	Betonarbeiten				
	Beton	31,075	m ³	250 €/m ³	7,768,750 €
	Stahlwasserbau	-	-	- -	1,457,000 €
	Elektro-Maschinelle Ausrüstung	-	-	- -	32,800,000 €

Total: 43,712,750 €

20% andere Kosten 8,742,550 €

Gesamtpreis Wasserkraftanlage 52,455,300 €

8.4 Wirtschaftliche Beurteilung und Ermittlung der wirtschaftlich günstigsten Lösung von den drei Varianten

Die drei entworfenen Kraftwerkstypen werden nach der Kapitalwertmethode (KWM) wirtschaftlich beurteilt. Für die Berechnungen wurden folgende Annahmen getroffen:

Jährliche Betriebskosten – 2,0 % von den Baukosten

Verkaufspreis der Strom – 0,08 €/kWh

Abschreibungszeit – 30 Jahre

Preissteigerungsrate – 1,5 % pro Jahr

Kalkulationszinssatz – 6 %

Der Kapitalwert wird nach folgender Formel berechnet: $W_G = -I + \sum_{t=1}^{30} \frac{N_t - K_t}{q^t}$, [€]

W_G , [€] - Kapital- bzw. Gegenwartswert

I , [€] - Investition – schließt alle Vorbereitungs-, Planungs-, Bau-, Ausrüstung- und besondere Kosten ein.

N_t , [€] - Nutzen (Einkommen) im t-ten Jahr, auf Jahresende bezogen

K_t , [€] - Kosten (Ausgaben) im t-ten Jahr, auf Jahresende bezogen

t [a] - zeitliche Laufvariable: $t=1,2,\dots,30$

$q = 1 + i$ [-]

q , [-] - Zinsfaktor

i , [-] - Kalkulationszinssatz

Das Einkommen für das jeweilige Jahr ergibt sich als: $N_t = E_a * P * (1+r)^t$, [€]

E_a , [kWh] - Jahresarbeitsvermögen des Kraftwerks

S , [€] - Verkaufspreis der Strom

r [-] - prozentuale Preissteigerung

Die Jahresbetriebskosten für das Jahr werden nach folgender Formel berechnet:

$K_t = k_a * (1+r)^t$, [€]

k_a , [€] - jährliche Betriebskosten

Die Investition für den angenommenen Zeitraum gilt als vorteilhaft, wenn der Kapitalwert eine positive Zahl ist. Je größer der Kapitalwert ist, desto wirtschaftlich günstiger ist die Variante.

8.4.1 Blockkraftwerk mit 2 Kaplan-Rohrturbinen

Tabelle. 8.8 Ermittlung des Kapitalwertes bei der Wasserkraftanlage mit 2 Kaplan-Rohrturbinen

Ausgangsdaten:				
	$I=$	49,101,972	€	Baukosten
	$E_a=$	74,000,000	kWh	Jahresarbeitsvermögen
	$T=$	30	a	Abschreibungszeit
	$P=$	0.08	€/kWh	Verkaufspreis der Strom
	$i=$	0.06	-	Kalkulationszinssatz
	$r=$	0.015	-	Preissteigerungsrate
	$q=$	1.06	-	Zinsfaktor
	$K_s=$	982,039		

Jahr	N_t	K_t	q^t	$(N_t - K_t)/q^t$
	[€]	[€]	[-]	[€]
1	6,008,800	996,770	1.06	4,728,330
2	6,098,932	1,011,722	1.12	4,527,599
3	6,190,416	1,026,897	1.19	4,335,390
4	6,283,272	1,042,301	1.26	4,151,340
5	6,377,521	1,057,935	1.34	3,975,104
6	6,473,184	1,073,804	1.42	3,806,350
7	6,570,282	1,089,911	1.50	3,644,759
8	6,668,836	1,106,260	1.59	3,490,029
9	6,768,869	1,122,854	1.69	3,341,867
10	6,870,402	1,139,697	1.79	3,199,996
11	6,973,458	1,156,792	1.90	3,064,147
12	7,078,060	1,174,144	2.01	2,934,065
13	7,184,230	1,191,756	2.13	2,809,506
14	7,291,994	1,209,633	2.26	2,690,234
15	7,401,374	1,227,777	2.40	2,576,026
16	7,512,394	1,246,194	2.54	2,466,667
17	7,625,080	1,264,887	2.69	2,361,950
18	7,739,457	1,283,860	2.85	2,261,678
19	7,855,548	1,303,118	3.03	2,165,664
20	7,973,382	1,322,665	3.21	2,073,725
21	8,092,982	1,342,505	3.40	1,985,689
22	8,214,377	1,362,642	3.60	1,901,391
23	8,337,593	1,383,082	3.82	1,820,672
24	8,462,657	1,403,828	4.05	1,743,379
25	8,589,596	1,424,886	4.29	1,669,368
26	8,718,440	1,446,259	4.55	1,598,498
27	8,849,217	1,467,953	4.82	1,530,638
28	8,981,955	1,489,972	5.11	1,465,658
29	9,116,685	1,512,322	5.42	1,403,436
30	9,253,435	1,535,006	5.74	1,343,857

Summe: 81,067,012

Der Gegenwartswert des Kraftwerks beträgt:

$$W_G = -49\,101\,972 + 81\,067\,012 = 31\,965\,040 \text{ €}$$

8.4.2 Hydromatrix Wehrkraftwerk

Tabelle. 8.9 Ermittlung des Kapitalwertes bei der Wasserkraftanlage mit Hydromatrix-Modulen

Ausgangsdaten:			
I=	41,839,404	€	Baukosten
E _a =	70,084,000	kWh	Jahresarbeitsvermögen
T=	30	a	Abschreibungszeit
P=	0.08	€/kWh	Verkaufspreis der Strom
i=	0.06	-	Kalkulationszinssatz
r=	0.015	-	Preissteigerungsrate
q=	1.06	-	Zinsfaktor
K _s =	836,788		

Jahr	N _t	K _t	q ^t	(N _t ·K _t)/q ^t
	[€]	[€]	[-]	[€]
1	5,690,821	849,340	1.06	4,567,435
2	5,776,183	862,080	1.12	4,373,534
3	5,862,826	875,011	1.19	4,187,865
4	5,950,768	888,136	1.26	4,010,079
5	6,040,030	901,458	1.34	3,839,839
6	6,130,630	914,980	1.42	3,676,827
7	6,222,590	928,705	1.50	3,520,736
8	6,315,929	942,636	1.59	3,371,270
9	6,410,667	956,775	1.69	3,228,150
10	6,506,827	971,127	1.79	3,091,106
11	6,604,430	985,694	1.90	2,959,880
12	6,703,496	1,000,479	2.01	2,834,225
13	6,804,049	1,015,486	2.13	2,713,904
14	6,906,109	1,030,719	2.26	2,598,691
15	7,009,701	1,046,179	2.40	2,488,369
16	7,114,847	1,061,872	2.54	2,382,731
17	7,221,569	1,077,800	2.69	2,281,577
18	7,329,893	1,093,967	2.85	2,184,718
19	7,439,841	1,110,377	3.03	2,091,970
20	7,551,439	1,127,032	3.21	2,003,160
21	7,664,710	1,143,938	3.40	1,918,121
22	7,779,681	1,161,097	3.60	1,836,691
23	7,896,376	1,178,513	3.82	1,758,718
24	8,014,822	1,196,191	4.05	1,684,056
25	8,135,044	1,214,134	4.29	1,612,563
26	8,257,070	1,232,346	4.55	1,544,105
27	8,380,926	1,250,831	4.82	1,478,553
28	8,506,640	1,269,593	5.11	1,415,784
29	8,634,240	1,288,637	5.42	1,355,680
30	8,763,753	1,307,967	5.74	1,298,128

Summe: 78,308,468

Der Gegenwartswert des Kraftwerks beträgt:

$$W_G = -41\,839\,404 + 78\,308\,468 = 36\,469\,064 \text{ €}$$

8.4.3 Bewegliches Wehrkraftwerk mit Roth- Turbinen

Tabelle. 8.10 Ermittlung des Kapitalwertes bei der Wasserkraftanlage mit Roth- Turbinen-Modulen

Ausgangsdaten:			
I=	52,455,300	€	Baukosten
E _a =	76,824,000	kWh	Jahresarbeitsvermögen
T=	30	a	Abschreibungszeit
P=	0.08	€/kWh	Verkaufspreis der Strom
i=	0.06	-	Kalkulationszinssatz
r=	0.015	-	Preissteigerungsrate
q=	1.06	-	Zinsfaktor
K _s =	1,049,106		

Jahr	N _t	K _t	q ^t	(N _t ·K _t)/q ^t
	[€]	[€]	[-]	[€]
1	6,238,109	1,064,843	1.06	4,880,440
2	6,331,680	1,080,815	1.12	4,673,251
3	6,426,656	1,097,027	1.19	4,474,859
4	6,523,055	1,113,483	1.26	4,284,888
5	6,620,901	1,130,185	1.34	4,102,983
6	6,720,215	1,147,138	1.42	3,928,799
7	6,821,018	1,164,345	1.50	3,762,011
8	6,923,333	1,181,810	1.59	3,602,303
9	7,027,183	1,199,537	1.69	3,449,375
10	7,132,591	1,217,530	1.79	3,302,939
11	7,239,580	1,235,793	1.90	3,162,720
12	7,348,174	1,254,330	2.01	3,028,453
13	7,458,396	1,273,145	2.13	2,899,887
14	7,570,272	1,292,242	2.26	2,776,779
15	7,683,826	1,311,626	2.40	2,658,897
16	7,799,084	1,331,300	2.54	2,546,019
17	7,916,070	1,351,270	2.69	2,437,933
18	8,034,811	1,371,539	2.85	2,334,436
19	8,155,333	1,392,112	3.03	2,235,333
20	8,277,663	1,412,994	3.21	2,140,436
21	8,401,828	1,434,189	3.40	2,049,569
22	8,527,855	1,455,701	3.60	1,962,559
23	8,655,773	1,477,537	3.82	1,879,243
24	8,785,610	1,499,700	4.05	1,799,463
25	8,917,394	1,522,195	4.29	1,723,071
26	9,051,155	1,545,028	4.55	1,649,922
27	9,186,922	1,568,204	4.82	1,579,878
28	9,324,726	1,591,727	5.11	1,512,808
29	9,464,597	1,615,603	5.42	1,448,585
30	9,606,566	1,639,837	5.74	1,387,088

Summe: 83,674,925

Der Gegenwartswert des Kraftwerks beträgt:

$$W_G = -76\,824\,000 + 83\,674\,925 = 31\,219\,625 \text{ €}$$

8.4.4 Berechnung der spezifischen Energieerzeugungskosten und der spezifischen Investition

Die spezifischen Energieerzeugungskosten wird mit folgender Formel berechnet:

$$c = \frac{K_J}{E_a}, [\text{€} / \text{kWh}]$$

$c, [\text{€} / \text{kWh}]$ - spezifische Energieerzeugungskosten berechnet für 30 Jahre Abschreibungszeit

$K_J, [\text{€} / \text{a}]$ - Jahreskosten umgerechnet für 30 Jahre

Für die Periode von T Jahren ergeben sich die Jahreskosten mit der Formel

$$K_J = \frac{I + K_B}{T}, [\text{€} / \text{a}]$$

$K_B, [\text{€}]$ - Betriebskosten rückgerechnet für die Zeitpunkt der Inbetriebnahme des Kraftwerks

$$K_B = 0.02 * I * (1+r) * \frac{(1+i)^T - (1+r)^T}{(1+i)^n * (i-r)} [\text{€}]$$

Die spezifische Investition wird mit folgender Formel berechnet:

$$I_o = \frac{I}{P}, [\text{€} / \text{kW}]$$

Tabelle. 8.11 Ermittlung der spezifischen Energieerzeugungskosten

Variante	I, [€]	K_B , [€]	K_J , [€/a]	E_a , [kWh/a]	c, [€/kWh]
Hydromatrix-KW	41,839,404	13,737,637	1,852,568	70,084,000	0.026
WKW mit 2 Turbinen	49,101,972	16,122,244	2,174,141	74,000,000	0.029
WKW mit Roth- Turbinen	52,455,300	17,223,282	2,322,619	76,824,000	0.030

Tabelle. 8.12 Ermittlung der spezifischen Investition

Variante	I, [€]	P_{ausbr} , [kW]	I_o , [€/kW]
Hydromatrix-KW	41,839,404	14,530	2880
WKW mit 2 Turbinen	49,101,972	15,350	3199
WKW mit Roth- Turbinen	52,455,300	15,820	3316

Die beschriebene Vorgehensweise und die verwendeten Berechnungsmethoden für die wirtschaftliche Beurteilung in diesem Kapitel wurden nach [18] und [1] durchgeführt.

9 Schlussfolgerung

In Rahmen der vorliegenden Diplomarbeit wurden drei Varianten von einem Flusskraftwerk am Fluss Mur untersucht:

- Blockkraftwerk mit 2 Kaplan-Rohrturbinen
- Hydromatrix-Wehrkraftwerk (4 Module mit je 5 TG-Einheiten)
- Bewegliches Wehrkraftwerk (4 Roth-Turbinen-Modulen mit je 2 TG-Einheiten)

Das Ziel des Entwurfsprojekts war eine technisch- wirtschaftliche Gegenüberstellung zwischen den oben beschriebenen Wasserkraftanlagen zu erstellen.

Im Laufe des Entwurfs wurden die folgenden wesentlichen Schritte ausgeführt:

- ✓ Hydraulische Bemessung der Wehranlagen
- ✓ Dimensionierung der Maschinenausrüstung für die drei Varianten
- ✓ Ermittlung des Arbeitvermögens und Energieerzeugungspotenzials der Varianten
- ✓ Kostenschätzung und wirtschaftliche Beurteilung

Aufgrund der durchgeführten Untersuchungen kann festgestellt werden, dass das Hydromatrix-Wehrkraftwerk die wirtschaftlichste Lösung in diesem Fall ist. Die Varianten mit 2 Kaplan-Rohrturbinen und mit 8 Roth-Turbinen sind nach den wirtschaftlichen Kriterien: Kapitalwertmethode, spezifische Energieerzeugungskosten und spezifische Investition, wirtschaftlich fast gleichwertig.

Tabelle. 9.1 Zusammenfassung der wirtschaftlichen Beurteilung

Variante	P_{Ausbau}	Baukosten	E_a	Kapitalwert	c	I_o
	[MW]	[$\times 10^6$ €]	[GWh/a]	[$\times 10^6$ €]	[€/kWh]	[€/kW]
Hydromatrix-KW	14.53	41.839	70.084	36.469	0.026	2880
WKW mit 2 Turbinen	15.35	49.102	74.000	31.965	0.029	3199
WKW mit Roth- Turbinen	15.82	52.455	76.824	31.220	0.030	3316

Wegen der kleinen Unterschieden bei den Ergebnissen und die in der Diplomarbeit gemachten Annahmen (Preise der Maschinenausrüstung, Betriebsdauer der Anlagen, Energieerzeugungspreise usw.) ist eine präzise Beurteilung für das gegebene Projekt nicht möglich, aber die durchgeführte Untersuchung zeigt, dass die innovative Lösung mit Hydromatrix-Modulen jedenfalls eine interessante Option in der Zukunft darstellt.

10 Literaturverzeichnis

- [1] Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, „*Erneuerbare Energie in Zahlen 2016, Entwicklung in Österreich Datenbasis 2015*“, 2016
- [2] Artikel www.oesterreichsenergie.at „*Daten und Fakten zur Stromerzeugung*“, 2016
- [3] Lebendige Flüsse, „*Wasserkraftwerke, Anzahl, Leistung, Ausbaupläne*“, 2008
- [4] Giesecke, J., & Mosonyi, E.: *Wasserkraftanlagen; Planung, Bau und Betrieb*. Springer, 5 Auflage, 2009
- [5] Ao. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Reinhard Prenner: *Studienblätter zur Vorlesung Konstruktiver Wasserbau*. 2017/2018
- [6] ANDRITZhydro „*HYDROMATRIX® Innovative Wasserkraftlösungen*“, Hydromatrix brochure
- [7] ANDRITZhydro „*Water.Power.HYDROMATRIX®*“, Product presentation
- [8] Diplomarbeit „*Entwurfsprojekt für Flusskraftwerk „Dolna Beschovitza*““, Ekaterina Georgieva, 2014
- [9] Universität Ljubljana Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen „*Hydrologische Studie der Mur*“, Bericht, Februar 2012
- [10] Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, <http://ehyd.gv.at>, der hydrologische Datenverbund
- [11] Dr. N. Anderle „*Hydrogeologie des Murtales*“ Amt der Steiermärkischen Landesregierung – Landesbaudirektion Wasserwirtschaftliche Rahmenplanung, Graz 1969
- [12] Amt der Steiermärkischen Landesregierung, <http://www.umwelt.steiermark.at> „*Klimaregion Südoststeirisches Riedelland*“, 2017
- [13] Plattform zum Schutz der frei fließenden Mur und ihrer Naturräume, <http://www.rettetdiemur.at> - „*Folgen für die Natur*“
- [14] Marivov, E.: *Hydraulik*. 2 Auflage, 2003
- [15] Rössert, R.: *Hydraulik im Wasserbau*. Oldenbourg, 10 Auflage, 1999
- [16] Akad. Ing. Plamen Dilkov, PVB Power Bulgaria AD, 2013
- [17] „*Vorträge anlässlich des Symposiums in Offenburg*“, Einweihungsfeier Offenburg, 18.09.2010
- [18] Diplomarbeit „*Projektstudie Wasserkraftwerk „Polotsk” in Weißrussland*“, Dimitar Nachev, 2010

11 Tabellenverzeichnis

Tabelle.3.1 Ermittlung der Pegelschlüsselkurve [$k_{st}=28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$]	18
Tabelle.3.2 Ermittlung der Pegelschlüsselkurve [$k_{st}=31 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$]	18
Tabelle.3.3 Ermittlung der Pegelschlüsselkurve [$k_{st}=34 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$]	19
Tabelle.3.4 Charakteristische Durchflüsse beim Hochwasser [9]	20
Tabelle.3.5 Charakteristische Durchflüsse und der dazugehörige Wasserstand	21
Tabelle. 4.1 Bestimmung der Querschnittsparameter	26
Tabelle. 4.2 Ermittlung der Eintiefung des Tosbeckens	35
Tabelle. 4.3 Pfeilerstau bei $HQ_{100}=1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ mit 4 und 3 Wehrfelder im Betrieb	39
Tabelle. 4.4 Pfeilerstau bei $HQ_{1000}=1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$ mit 4 Wehrfelder im Betrieb	41
Tabelle. 4.5 Ermittlung der Eintiefung des Tosbeckens	54
Tabelle. 5.1 Turbinenparameter der Bulbrohrturbine HSI BD5 – 224 [16]	61
Tabelle. 7.1 Jahresarbeitsvermögen des Wasserkraftwerks mit 2 Kaplan- Rohrturbinen	73
Tabelle. 7.2 Jahresarbeitsvermögen des Wasserkraftwerks mit Hydromatrix-Modulen	74
Tabelle. 7.3 Jahresarbeitsvermögen des Kraftwerks mit Bulb-Rohrturbinen	75
Tabelle. 7.4 Vergleich der Leistung und des Arbeitsvermögens von den verschiedenen Kraftwerkstypen	76
Tabelle. 8.1 Preise der Bauarbeiten und Baumaterialien [18]	78
Tabelle. 8.2 Massenermittlung und Kostenschätzung der Wasserkraftanlage mit 2 Kaplan-Rohrturbinen	79
Tabelle. 8.3 Zusammenfassung der Kosten bei der Wasserkraftanlage mit 2 Kaplan-Rohrturbinen	83
Tabelle. 8.4 Massenermittlung und Kostenschätzung der Wasserkraftanlage mit Hydromatrix- Modulen	84
Tabelle. 8.5 Zusammenfassung der Kosten bei der Wasserkraftanlage mit Hydromatrix-Modulen	87
Tabelle. 8.6 Massenermittlung und Kostenschätzung der Wasserkraftanlage mit 8 Roth-Turbinen-Modulen	88
Tabelle. 8.7 Zusammenfassung der Kosten bei der Wasserkraftanlage mit 8 Roth-Turbinen-Modulen	91
Tabelle. 8.8 Ermittlung des Kapitalwertes bei der Wasserkraftanlage mit 2 Kaplan-Rohrturbinen	93
Tabelle. 8.9 Ermittlung des Kapitalwertes bei der Wasserkraftanlage mit Hydromatrix-Modulen	94

Tabelle. 8.10 Ermittlung des Kapitalwertes bei der Wasserkraftanlage mit Roth- Turbinen-Modulen.....	95
Tabelle. 8.11 Ermittlung der spezifischen Energieerzeugungskosten	96
Tabelle. 8.12 Ermittlung der spezifischen Investition.....	96
Tabelle. 9.1 Zusammenfassung der wirtschaftlichen Beurteilung.....	97

12 Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1 Bruttoenergieverbrauch erneuerbarer Energie in Österreich, 2016 [1].....	1
Abb. 1.2 Stromproduktion aus Lauf- und Speicherkraftwerken (Jahr 2008) [3]	2
Abb. 1.3 Stromerzeugungsmix Österreich 2015 [2]	2
Abb. 1.4 Typische Tagesganglinie des Leistungsbedarfes und deren Deckung durch Grund-, Mittel- und Spitzenlastkraftwerke [4]	4
Abb. 2.1 Varianten von Anordnung des Krafthauses beim Buchtenkraftwerk [4].....	5
Abb. 2.2 Ausführungsvarianten von Zwillingkraftwerke [4]	6
Abb. 2.3 Pfeilerkraftwerk (Querschnitt) [4].....	6
Abb. 2.4 Überströmbarer Kraftwerk, Ansicht vom Unterwasser [4].....	6
Abb. 2.5 Schema eines Ausleitungskraftwerkes [5].....	7
Abb. 2.6 Konstruktion eines Hydromatrix-Moduls [5].....	7
Abb. 2.7 Betriebsanforderungen bei den Hydromatrix-Kraftwerken [7].....	8
Abb. 2.8 Konstruktive Abmessungen der Hydromatrix- und Straflomatrix-Einheiten [7]	9
Abb. 2.9 Querschnitt der beweglichen Kaplan-Rohrturbine im Betriebszustand [5].....	10
Abb. 2.10 Turbinen-Modul in gesenkter Betriebsposition [8]	10
Abb. 2.11 Turbinen-Modul in angehobener Betriebsposition [8].....	10
Abb. 2.12. Elemente des Turbinen-Moduls bei den beweglichen Wasserkraftanlagen [5]	11
Abb. 3.1 Relief des Einzugsgebiets der Mur [9].....	12
Abb. 3.2 Standort des Flusskraftwerkes „Ehrenhausen I“	13
Abb. 3.3 Achse der Kraftwerkanlage	13
Abb. 3.4 Statistische Monatsdurchflüsse am Pegel A 3870 Spielfeld (Mur) [9]	15
Abb. 3.5 Monatsdurchflüsse am Pegel A 3870 Spielfeld (Mur) [9].....	15
Abb. 3.6 Abflussdauerlinie am Pegel A 3870 Spielfeld (Mur) [9]	16
Abb. 3.7 Angenommener Querschnitt des Flusses	17
Abb. 3.8 Pegelschüsselkurve	19
Abb. 3.9 Maßgebende HQ-Werte als Längenschnitt der Mur dargestellt [9]	20
Abb. 3.10 Mittlere, minimale und maximale Jahresniederschlagssummen	23
Abb. 4.1 Skizze des angenommenen Querschnittes	26
Abb. 4.2 Ermittlung der Grenztiefen bei $Q=1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q=1000 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q=500 \text{ m}^3/\text{s}$;	27
Abb. 4.3 Gegenüberstellung zwischen der Normaltiefe(Pegelschüsselkurve) und Grenztiefe	27
Abb. 4.4 Unvollkommener Überfall [15]	28
Abb. 4.5 Skizze Wehranlage	29

Abb. 4.6 Skizze- Hochwasserabfuhr beim Bemessungshochwasser $HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ bei Ausfall eines Wehrfeldes (n-1)- Bedingung; (3 Wehrfelder).....	30
Abb. 4.7 Skizze- Hochwasserabfuhr beim Sicherheitshochwasser $HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$.	31
Abb. 4.8 Skizze-Tosbeckenform.....	34
Abb. 4.9 Pfeilerstau [15]	36
Abb. 4.10 Skizze Pfeilerstau der Wehranlage mit Hydromatrix-Modulen [18].....	37
Abb. 4.11 Pfeilerformbeiwert [15]	38
Abb. 4.12 Skizze- Hochwasserabfuhr beim Bemessungshochwasser $HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ bei Ausfall eines Wehrfeldes (n-1)-Bedingung (3 Wehrfelder) [15].....	38
Abb. 4.13 Pfeilerformbeiwert [15]	41
Abb. 4.14 Skizze- Hochwasserabfuhr beim Sicherheitshochwasser $HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$	42
Abb. 4.15 Skizze – Überfall über die Stauklappe am Hydromatrix-Modul.....	43
Abb. 4.16 Unvollkommener Überfall [15]	44
Abb. 4.17 Ausfluss aus Öffnung unter Wasser [14].....	45
Abb. 4.18 Hochwasserabfuhr beim $HQ_{100} = 1532,3 \text{ m}^3/\text{s}$ - (n-1) Bedingung	46
Abb. 4.19 Ausfluss unter dem Turbinenmodul (Wehrfelder 1-4).....	46
Abb. 4.20 Skizze der Wehranlage beim unvollkommenen Überfall (Wehrfeld 5).....	47
Abb. 4.21 Hochwasserabfuhr beim $HQ_{1000} = 1798,8 \text{ m}^3/\text{s}$	48
Abb. 4.22 Ausfluss unter dem Turbinenmodul (Wehrfelder 1-4).....	49
Abb. 4.23 Skizze der Wehranlage beim unvollkommenen Überfall (Wehrfelder 5 und 6) .	49
Abb. 4.24 Skizze – Überfall über die Abschwemmklappe am Roth-Turbinen-Modul.....	51
Abb. 4.25 Skizze-Tosbeckenform.....	52
Abb. 5.1 Thoma-Beiwert σ_{Th} für Rohr- und Kaplan-Turbinen in Abhängigkeit von n_q	56
Abb. 5.2 Skizze- Krafthausabmessungen.....	57
Abb. 5.3 Wirkungsgradkennlinien der Kaplan- Turbine [4]	58
Abb. 5.4 Arbeitsdiagramm von Hydromatrix- Turbinen [7].....	59
Abb. 5.5 Arbeitsdiagramm von Straflomatrix- Turbinen [7].....	60
Abb. 5.6 Arbeitsdiagramm des Kraftwerkes mit 2 Bulb-Rohrturbine.....	62
Abb. 6.1 Skizze der Stahlkonstruktion mit Hydromatrix-Modulen [18]	67
Abb. 7.1 Jährliche Energieerzeugung von den verschiedenen Kraftwerken.....	77

PLÄNE