



# Deterministischer Nachweis der Beherrschung von Hochwasser am Standort KKL

## Technischer Bericht BET/11/0179

Verteiler:



NICHT ÖFFENTLICH

### Anlage Zuordnung (AK, Klartext)

OZ

### Sachzuordnung, Stichworte

Eidgenössisches Nuklear-Sicherheitsinspektorat, Grundwasser, LPSA, Sicherheit, Verfügung

### Grundlagen

ENSI Verfügung 12/11/027

### Org. Geltungsbereich

B, D, M, S

### Zeitl. Geltungsbereich

Bis auf Widerruf

Copyright©Kernkraftwerk Leibstadt AG  
Alle Rechte vorbehalten.

Rev.	erstellt		geprüft		genehmigt	
	Stelle	Unterschrift	Stelle	Unterschrift	Stelle	Unterschrift
000	STP		ST		D	

## I n h a l t s v e r z e i c h n i s

<b>1.</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>5</b>
<b>2.</b>	<b>Projektorganisation</b>	<b>6</b>
<b>3.</b>	<b>Grundlagen</b>	<b>6</b>
3.1.	Hydrologische Standorteigenschaften	6
3.2.	Topographie	7
3.3.	Hydrologie und Bestimmung von $HQ_{10'000}$	9
3.3.1.	Problemstellung und Vorgehen	9
3.3.1.1.	Problemstellung	9
3.3.1.2.	Kenngrossen des Rhein-Einzugsgebiets	9
3.3.1.3.	Wesentliche Erkenntnisse bereits vorliegender Untersuchungen	10
3.3.2.	Grundlagen für die Abschätzung seltener Abflüsse des Rheins bei Leibstadt	12
3.3.2.1.	Einleitung	12
3.3.2.2.	Rhein bei Koblenz	12
3.3.2.3.	Aare bei Koblenz	15
3.3.2.4.	Rhein bei Basel	17
3.3.2.5.	Rhein bei Leibstadt	20
3.3.2.6.	Schlussfolgerungen	20
3.3.3.	Szenarien zur Herleitung des $HQ_{10'000}$ des Rheins bei Leibstadt	20
3.3.3.1.	Ergebnis	22
3.4.	Berechnungsprogramme	22
3.5.	Modellaufbau	23
3.5.1.	Eindimensionales Modell	24
3.5.1.1.	Modell des Rheins	25
3.5.1.2.	Modell der Aare	25
3.5.1.3.	Modell der Limmat-Aare	26
3.5.2.	Zweidimensionales Modell	26
3.5.2.1.	Geländemodell	27
3.5.2.2.	Anfangs- und Randbedingungen	31
3.5.2.3.	Kalibrierung und Validierung	32
<b>4.</b>	<b>Gefährdungsannahmen</b>	<b>35</b>
4.1.	Wehrbrüche (Szenario 1-3)	36
4.1.1.	Szenario 1 - Flutwelle Rhein	36
4.1.2.	Szenario 2 - Flutwelle Aare, Aarekraftwerke	37
4.1.3.	Szenario 3 - Flutwelle Aare, Kraftwerk Wettingen	37
4.2.	Szenario 4 - Hochwasser $HQ_{10'000}$	37

## Inhaltsverzeichnis

4.3.	Szenario 5 - Mauerbruch Schluchsee	37
4.4.	Lokale Starkniederschläge	37
<b>5.</b>	<b>Ergebnisse</b>	<b>37</b>
5.1.	Überflutungssimulationen	37
5.1.1.	Szenario 1 - Flutwelle Rhein	37
5.1.1.1.	Schlussfolgerung	39
5.1.2.	Szenario 2 - Flutwelle Aare, Aarekraftwerke	40
5.1.2.1.	Schlussfolgerung	41
5.1.3.	Szenario 3 - Flutwelle Aare, Kraftwerk Wettingen	42
5.1.3.1.	Schlussfolgerung	43
5.1.4.	Szenario 4 - Hochwasser HQ <sub>10'000</sub>	43
5.1.4.1.	Schlussfolgerung	45
5.2.	Szenario 5 - Mauerbruch Schluchsee	46
5.2.1.	Schlussfolgerung	46
5.3.	Grundwasserverhältnisse	47
5.3.1.	Schlussfolgerung	50
5.4.	Schwemmholaufkommen	51
5.4.1.	Grundlagen	51
5.4.2.	Auswertung	52
5.4.2.1.	Statistische Auswertung	52
5.4.2.2.	Anwendung gängiger Formeln	54
5.4.2.3.	Zusammenfassung	55
5.4.3.	Auswirkungen auf das Einlaufbauwerk des Nebenkühlwassersystems	56
5.4.4.	Schlussfolgerung	57
5.5.	Lokale Starkniederschläge	57
5.5.1.	Einzugsgebiet	57
5.5.2.	Niederschlagsdaten	58
5.5.3.	Hochwasserabschätzung	60
5.5.4.	Bestehende Abflussleistung der Regenwasserkanäle	61
5.5.5.	Schlussfolgerungen	62
<b>6.</b>	<b>Sicherheitsnachweis</b>	<b>62</b>
6.1.	Beurteilung der Anlagesicherheit infolge Hochwasserereignissen und starken Niederschlägen	62
6.2.	Verlust des Nebenkühlwassersystems	62
6.2.1.	Störungsablauf	62
6.2.2.	Betriebliche Konsequenzen	64
6.2.3.	Sofortmassnahmen	64
6.2.4.	Sicherheitstechnische Relevanz	64

## I n h a l t s v e r z e i c h n i s

6.3.	Auswirkungen eines extremen Regens auf dem Areal	64
6.4.	Ausfall der Spannungsversorgung	65
6.4.1.	Ausfall der 27 kV und 50 kV Spannungsversorgungen (TLOOP)	66
6.4.1.1.	Störungsablauf	66
6.4.1.2.	Betriebliche Konsequenzen	67
6.4.1.3.	Sofortmassnahmen	67
6.4.1.4.	Sicherheitstechnische Relevanz	67
<b>7.</b>	<b>Resultierende Dosis für die Störfallkombination TLOOP und Hochwasser</b>	<b>69</b>
<b>8.</b>	<b>Referenzen</b>	<b>70</b>
<b>9.</b>	<b>Anhänge</b>	<b>73</b>
9.1.	Anhang 1: Kurvenüberhöhung	73
9.2.	Anhang 2: Sohlenveränderung	74
9.3.	Anhang 3: Zusammenstellung der Szenarien	75
9.4.	Anhang 4: Ganglinien	77
9.5.	Anhang 5: Bestimmung der Höchstabflussmenge der Regenwasserkanäle	78
9.5.1.	Beschreibung des Entwässerungssystems	78
9.5.2.	Hydraulische Berechnung	78

## 1. Zusammenfassung

Das ENSI hat mit der Verfügung [9] vom 1. April 2011 vom Kernkraftwerk Leibstadt im Punkt 3.2 verlangt, dass ein deterministischer Nachweis für die Beherrschung der 10'000-jährigen Hochwassergefährdung zu erbringen ist.

Die vorliegende Studie zeigt, dass die Anlage, unter der Zugrundelegung sämtlicher vom ENSI vorgegebenen Gefährdungsannahmen, jederzeit unter Einhaltung hoher Sicherheitsreserven in einen nuklear sicheren Zustand überführt und über einen Zeitraum von mindestens 3 Tagen stabil gehalten werden kann.

Dieses Ergebnis ist durch die äusserst günstigen Standorteigenschaften begründet. Die Terrainhöhe des KKL liegt ca. 22 m über dem Normalwasserspiegel des Rheins, respektive 18 m über dem höchsten anzunehmenden Wasserspiegel.

Im vorliegenden Bericht wird beschrieben, wie die Gefährdung des Kernkraftwerkes Leibstadt (KKL) durch Hochwasser analysiert und bewertet wurde. Insbesondere wurden Hochwasser infolge von (1) „Extremen Niederschlägen“ (Extremhochwasser  $HQ_{10'000}$ ) sowie (2) „Wehrbrüchen“ untersucht.

In Kapitel 3 werden die Grundlagen für die Analysen bestimmt (hydrologische Standorteigenschaften, Topographie, Bestimmung des Abflusses eines Extremhochwassers  $HQ_{10'000}$  und verwendete Berechnungsprogramme mit Modellaufbau zur Simulation der Szenarien). Unter Extremhochwasser  $HQ_{10'000}$  versteht man die Pegelhöhe oder Abflussmenge eines Gewässers, die einmal alle 10'000 Jahre erreicht oder überschritten wird. Für die Bestimmung dieser Abflussmenge am Standort des KKL wurden verschiedene, sich ergänzende Untersuchungen mittels anerkannter Methoden durch die Firma Scherrer AG durchgeführt. Das  $HQ_{10'000}$  wurde am Rhein bei Leibstadt mit 8'000 - 9'000  $m^3/s$  ermittelt.

Im Kapitel 4 werden die Gefährdungsannahmen anhand der folgenden 5 Szenarien definiert:

- Szenario 1 – Flutwelle Wehrbrüche am Rhein (Schaffhausen - Reckingen)
- Szenario 2 – Flutwelle Wehrbrüche an der Aare (Aarau - Klingnau)
- Szenario 3 – Flutwelle Wehrbrüche an der Limmat und an der Aare (Wettingen – Klingnau)
- Szenario 4 - Extremhochwasser  $HQ_{10'000}$
- Szenario 5 - Mauerbruch Schluchsee

Zusätzlich wurden Effekte von lokalen Starkniederschlägen untersucht.

In Kapitel 5 werden die Ergebnisse der Überflutungsberechnungen, ausgeführt durch die Firma AF-Consult und TK-Consult, dargestellt. Die Simulationen erfolgten unter Kombination von eindimensionalen (1D) und zweidimensionalen (2D) Modellen.

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass die bei Wehrbrüchen und Extremhochwasser berechneten Wasserstände deutlich unterhalb des Terrains des KKL liegen. Der höchste berechnete Wasserstand beim KKL, welcher sich aufgrund des  $HQ_{10'000}$  ergibt, liegt mit 313.75 m ü. M. ca. 18 m unterhalb der Terrainhöhe des KKL am Rheinufer (332.00 m ü. M.).

Auch für den Fall eines grossen Schwemmholaufkommens wird gezeigt, dass keine bedeutende Gefahr für das Einlaufbauwerk besteht. Jedoch kann nicht ausgeschlossen werden, dass einzelne in Schwebe transportierte Stämme in den Einlaufbereich angesaugt werden. Ein Ausfall des Nebenkühlwassers ist für die nukleare Sicherheit aber von untergeordneter Bedeutung.

Die Grundwasserbrunnen der Notstromdiesel und des Notstandssystems stellen diversitäre Wärmesenken zum Rhein dar. Bei einem  $HQ_{10'000}$  ist bei den Grundwasserbrunnen des KKL ein Wasserstand von maximal 310.00 m ü. M. zu erwarten. Da die Bodenplatte des Brunnenhauses noch 5 m höher liegt, können sich keine Probleme für die Notwasserversorgung ergeben.

Das vorhandene Kanalsystem auf dem KKL Areal reicht aus, die Wassermassen bei lokalen Starkniederschlägen im zu erwartenden Bereich von 5-9  $m^3/s$  problemlos abzuführen.

Alle Resultate der durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass auch unter extremen Bedingungen keine Überflutungsgefahr für das KKL-Areal besteht.

In Kapitel 6 wird der Sicherheitsnachweis erbracht, dass unter der vom ENSI geforderten verschärfenden Annahme eines gleichzeitigen TLOOP (Ausfall der externen Stromversorgung) zusammen mit den Konsequenzen der oben beschriebenen Gefährdungsannahmen „Hochwasser“ die Anlage mit hohen Sicherheitsreserven in einen sicheren kalt abgestellten Zustand überführt werden kann.

In Kapitel 7 wird gemäss ENSI-G14 der Nachweis erbracht, dass die aus dem kombinierten Störfall resultierende Dosis den zulässigen Grenzwert von 100 mSv um mehrere Zehnerpotenzen unterschreitet.

## 2. Projektorganisation

Für die Erstellung dieser Studie wurde die Projektorganisation gemäss  geschaffen. Dabei wurde ständig sichergestellt, dass die Qualität der Arbeiten den Vorgaben des Auftraggebers entspricht. Zur Unterstützung der Analysen und Kontrolle der einzelnen Arbeitsschritte wurden externe Experten von der Resun AG beauftragt. Damit wurden eine effiziente Zusammenarbeit und ein kontinuierlicher Reviewprozess zwischen allen beauftragten Ingenieurbüros, externen Experten und dem Auftraggeber sichergestellt.



## 3. Grundlagen

### 3.1. Hydrologische Standorteigenschaften

Der Kraftwerkstandort liegt am Südufer des Hochrheins, ca. 5 Flusskilometer unterhalb der Aaremündung in den Rhein bei Koblenz und ca. 1 km oberhalb der Staustufe des Wasserkraftwerkes Albrück-Dogern. Der Rhein durchfließt hier die auf durchschnittlich 310 m ü. M. gelegene Talsohle in nordöstlich-südwestlicher Richtung.

Auf der Seite des Rheins wurde das Kraftwerksareal durch eine steile Uferböschung mit einer Höhe von ca. 337 m ü. M. begrenzt. Diese Böschung wirkt als natürlicher Schutzwall für die Kraftwerksanlagen gegen natürliche Hochwasser und allfällige Flutwellen.

Nachstehend sind in Tabelle 3-1 einige der wichtigsten Koten in Bezug auf die hydrologische Auslegung zusammengestellt:

Ort	Kote [m ü. M.]
Rhein bei Normalstau	311.14
Hochwasserdamm	312.80

Ort	Kote [m ü. M.]
Kühlwassereinlaufkanal Oberkante	309.50
Nebenkühlwasser-Pumpenhaus-Umgelände	320.00
Maschinenraumboden in Nebenkühlwasser-Pumpenhaus	316.00
Kühltumbecken	324.00
Terrain (Kraftwerk Kote 0.0 m)	332.00

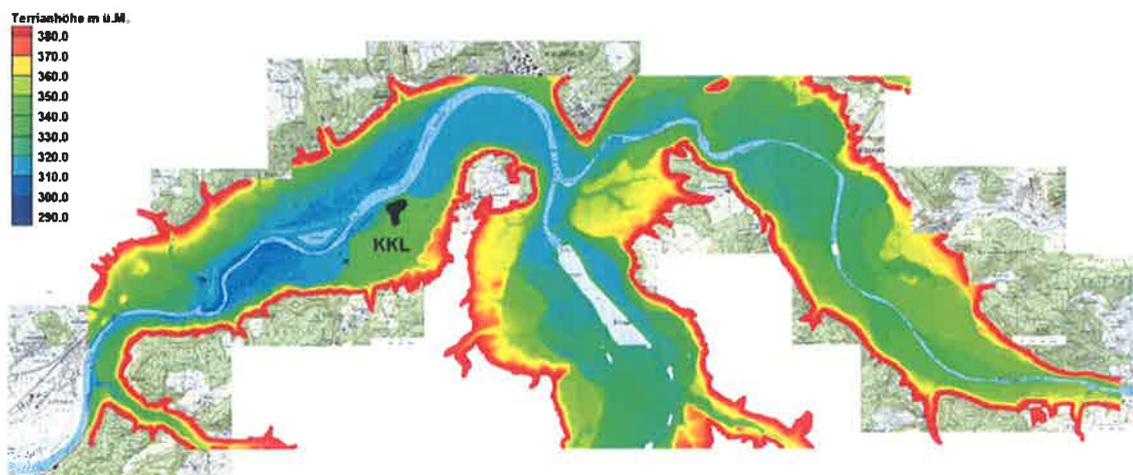
**Tabelle 3-1: Terrainkoten KKL**

### 3.2. Topographie

Die Topographie des Untersuchungsgebiets besteht aus verschiedenen Datensätzen. Die Querprofile der Aare und Rhein wurden in unterschiedlichen Zeitabschnitten wie folgt aufgenommen:

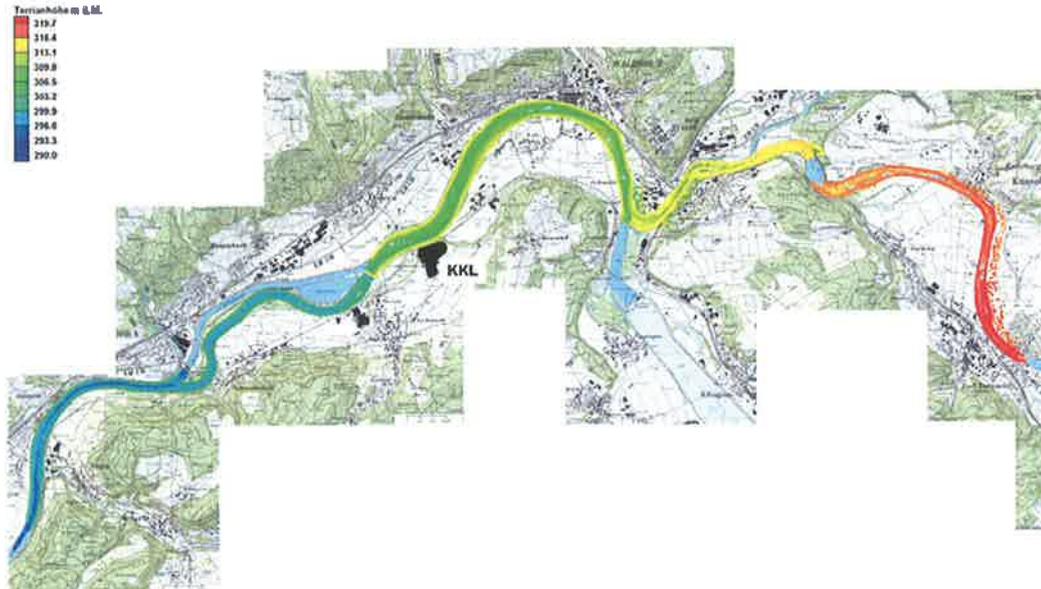
- Querprofile Aare Kraftwerk Gösgen – Kraftwerk Rüchlig: 1999
- Querprofile Kraftwerk Rüchlig – Brugg: 2006 – 2007
- Querprofile Brugg – Zufluss Reuss: 2001
- Querprofile Zufluss Reuss – Klingnau: 2006 – 2007
- Querprofile Kraftwerk Rheinau – Kraftwerk Eglisau: 1990
- Querprofile Kraftwerk Rheinau – Flurlingen: 2001
- Querprofile Kraftwerk Reckingen – Kraftwerk Eglisau: 1996

Neben den zum Zeitpunkt der Untersuchungen erhältlichen Querprofilaten stand das digitale Geländemodell der Swisstopo DTM-AV [47] Rohdaten mit den entsprechenden Ausschnitten im Bereich 65000/26800 – 67000/275'000 zur Verfügung. Das DTM [47] liefert die aufgenommenen Rohdaten mit einem Mindestabschnitt von 0.5 m (Abbildung 3-1). Wegen der grossen Datenmenge wurden die DTM-Daten [47] auf einen minimalen Abstand von 3 m ausgedünnt.



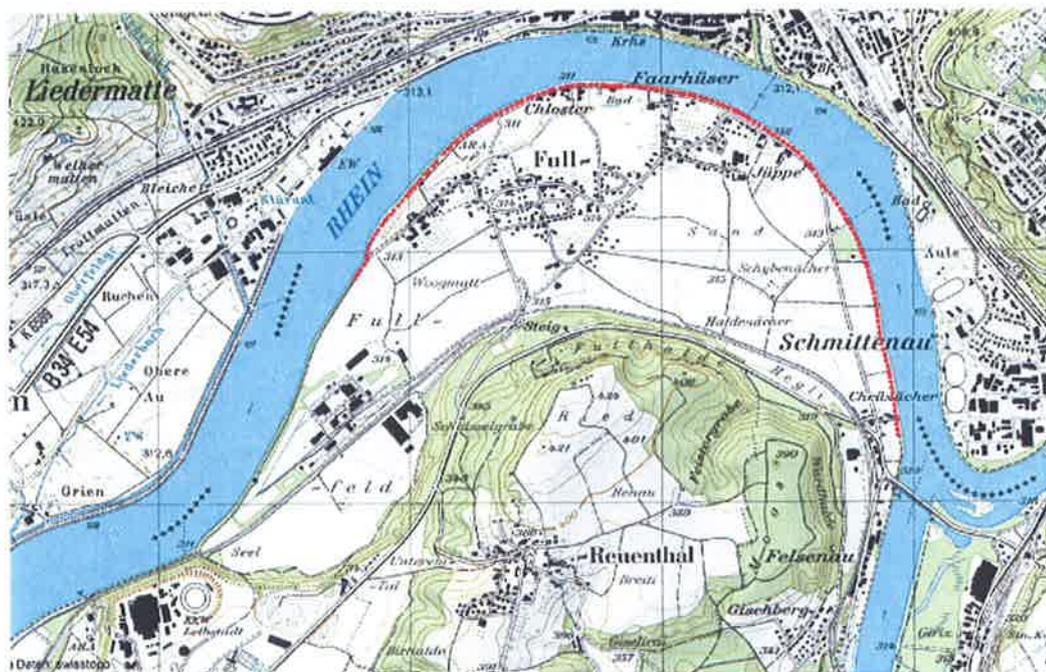
**Abbildung 3-1: DTM von Swisstopo im Bereich des Untersuchungsgebiets [47]**

Zusätzlich wurden die Sohlenlagen des Rheins zwischen Bad Zurzach bis Etzgen zur Verfügung gestellt. Diese wurden mittels Echolot aufgenommen. Die aufgenommenen Punkte sind in Abbildung 3-2 dargestellt.



**Abbildung 3-2: Sohlenlage des Rheins im Bereich des Untersuchungsgebiets**

Die Dammhöhe am Ufer des Rheins bei der Gemeinde Full wurde im Rahmen des Gefahrenkartenprojekts [22] zusätzlich aufgenommen (Abbildung 3-3). Die Daten aus [22] wurden von der Firma Basler & Hofmann zur Verfügung gestellt.



**Abbildung 3-3: Aufgenommene Dammhöhe bei der Gemeinde Full**

### 3.3. Hydrologie und Bestimmung von $HQ_{10^000}$

#### 3.3.1. Problemstellung und Vorgehen

##### 3.3.1.1. Problemstellung

Der Rhein hat in Leibstadt eine Einzugsgebietsfläche von 33'715 km<sup>2</sup>. Der grössere Teil des Einzugsgebiets (EZG) wird von der Aare entwässert (17'779 km<sup>2</sup>), der etwas kleinere Teil vom Rhein oberhalb von Koblenz (15'907 km<sup>2</sup>). In Leibstadt am Rhein gibt es keine langjährigen Abflussmessungen. Rheinabwärts sind langjährige Abflussdaten der Messstationen Rhein-Rheinfelden und Basel Rhein-Rheinhalle verfügbar. An Schweizer Flüssen betragen die längsten Messungen etwa 100 Jahre. Im Fall des Rheins bei Basel wird sogar seit 200 Jahren täglich der Wasserstand erfasst; dies ist eine der längsten Messreihen der Schweiz. Trotz langer Messreihe können auf Statistik basierend so seltene Hochwasserabflüsse wie ein  $HQ_{10^000}$  nicht mit der erforderlichen Verlässlichkeit abgeschätzt werden. Es müssen zusätzliche Untersuchungen durchgeführt werden.

Folgende Schritte wurden im Rahmen dieser Studie zur Abschätzung des  $HQ_{10^000}$  am Standort des KKL durchgeführt:

- Statistik beim Zusammenfluss von Rhein und Aare.
- Statistik Rhein bei Basel (Reihe 1808-2010).
- Ergänzung der Statistik 1808-2010 am Rhein bei Basel mit historischen Hochwassern [50].
- Erweiterung der  $HQ_{10^000}$ -Szenarien von der Aare in Beznau [40] auf den Rhein bei Leibstadt.
- Plausibilisierung obiger Resultate mit anderen Untersuchungen (Übertragung der Statistiken von Rhein-Rheinfelden (1935-2009) auf Leibstadt, Vergleich mit Untersuchung am Rhein in Hauenstein [20]).

##### 3.3.1.2. Kenngrössen des Rhein-Einzugsgebiets

Abbildung 3-4 zeigt die wichtigsten Seitenflüsse und Pegel des Rheins zwischen Bodensee und Basel. Die wesentlichen Kenngrössen, wie Einzugsgebietsfläche und Messdauer, des Rhein-Einzugsgebiets sind in Tabelle 3-2 dargestellt.



Abbildung 3-4: Wichtigste Pegel und Zuflüsse des Rheins zwischen Bodensee und Basel [20]

Einzugsgebiet	Einzugs- gebiet- Fläche [km <sup>2</sup> ]	Werte in Prozent	Messdauer (ausgewertete Periode)
<b>Rhein bis Leibstadt</b>	<b>33'715</b>	<b>100</b>	
Rhein bis Aaremündung	15'907	47	
Aare bis Mündung in den Rhein	17'779	53	
Restliches Einzugsgebiet bis Leibstadt	29	0	
<b>Aare, Untersiggenthal</b>	<b>17'601</b>	<b>100</b>	1904 (1935) - heute
Reuss, Mellingen*	3'382	19	1910 (1910) - heute
Limmat, Baden*	2'415	14	1904 (1951) - heute
Aare, Brugg	11'726	67	1916 (1916) - heute
Aare, Brügg (Ausfluss Bielersee)*	8'317	47	1905 (1905) - heute
Emme, Willer	940	5	1922 (1922) - heute
Wigger, Zofingen	368	2	1980 (1980) - heute
Übriges Gebiet	2'357	3	
<b>Rhein bis Aare-Mündung</b>	<b>15'907</b>	<b>100</b>	
Rhein, Neuhausen (unterhalb Bodensee)*	11'887	74	1904 (1959) - heute
Thur, Andelfingen*	1'696	11	1904 (1904) - heute
Töss, Neftenbach*	442	2	1921 (1921) - heute
Glatt, Rheinsfelden*	416	3	1976 (1976) - heute
Rhein-Rekingen	14'718	93	1904 (1904) - heute
Wutach [20] (Oberlauchringen)	1'137 (629)	7	(1912-2004)
Übriges Gebiet	429	3	
<b>Rhein Unterhalb Leibstadt</b>			
Rhein-Hauenstein [20]	34'023		1922 - heute
Rhein-Rheinfeldern	34'550		1933 (1935) - heute
Rhein-Basel, Rheinhalde	35'921		1869 (1891) - heute

**Tabelle 3-2: Einzugsgebietsgrößen und Messdauer (ausgewertete Periode für HW-Statistik)**

\*Werte aus [3]

### 3.3.1.3. Wesentliche Erkenntnisse bereits vorliegender Untersuchungen

**Ghezzi C. (1926) [14]:** Ghezzi stellt eine von 1808 bis 1925 reichende Abflussmessreihe zusammen. Ergänzt wird die umfangreiche Publikation durch allgemeine Bemerkungen zu den Pegelmessungen in Basel inkl. Abflussmessungen und Sohlenveränderungen.

**Horat & Scherrer AG (2000) [17]:** Die Untersuchung macht Angaben zur Thur und zum Rhein unmittelbar unterhalb der Thurmündung. Mit zunehmendem Ausbau der Thur werden Hochwasser, die in der Vergangenheit durch Überflutungen oberhalb von Gütighausen wesentlich gedämpft worden wären, ungedämpft abfließen. Überflutungen finden erst wieder bei sehr seltenen Hochwassern statt, deren Abflussspitze über der Ausbauwassermenge liegt. Das Hochwasserregime unterhalb der Überflutungsflächen wird daher verändert, grosse Hochwasser werden grösser und häufiger. Die Wirkung dieser Dämpfung für die grössten vergangenen Hochwasser wurde abgeschätzt und Hochwasserabflüsse für den zukünftigen (ungedämpften) Zustand ermittelt. Das HQ<sub>100</sub> für die Thur im zukünftigen Zustand im Bereich des Projektperimeters liegt bei 1'450 m<sup>3</sup>/s. Eine Hochwasserspitze von 1'150 m<sup>3</sup>/s, wie dasjenige vom 13.5.1999, ist in Zukunft alle 30 bis 50 Jahre zu erwarten.

Am Rhein wurden Hochwasserabflüsse oberhalb und unterhalb der Thurmündung bestimmt. Das unterschiedliche Abflussverhalten von Thur und Rhein führt dazu, dass sich die Abflussspitzen der

beiden Flüsse nicht überlagern. Die Aufhebung der Überflutungsflächen an der Thur führen auch im Rhein unterhalb der Thurmundung zu einer Veränderung des Hochwasserregimes. Das  $HQ_{100}$  im zukünftigen Zustand beträgt  $2'250 \text{ m}^3/\text{s}$ . Das Hochwasser vom 22.5.1999 war nach dem Hochwasser vom Juni 1910 das zweitgrösste, in Zukunft ist es alle 30 bis 50 Jahre zu erwarten.

**Scherrer AG (2004) [39]:** Abflüsse zwischen  $5'000$  und  $6'000 \text{ m}^3/\text{s}$  sind in Basel durch eine ungünstige Kombination von beobachteten Abflüssen bzw. Niederschlagsereignissen möglich. Um die  $6'000 \text{ m}^3/\text{s}$  zu überschreiten, wären sehr ungünstige Kombinationen nötig: Ergiebiger Abfluss durch Vorregen und / oder Schneeschmelze, starke Niederschläge im gesamten Einzugsgebiet, ungünstige Überlagerungen der Ganglinien der Seitenflüsse etc.

Eine Wahrscheinlichkeitszuordnung für Abflussspitzen des Rheins bei Basel im Bereich von  $6'000 \text{ m}^3/\text{s}$  ist spekulativ. Einem Abfluss von  $5'000 \text{ m}^3/\text{s}$  in Basel kann eine Wiederkehrperiode zwischen 100 und 300 Jahren zugeordnet werden. Für grössere Abflüsse sind entsprechend kleinere Wahrscheinlichkeiten anzunehmen.

**Scherrer AG (2008) [40]:** Um Angaben über extreme Hochwasser kleiner Wahrscheinlichkeit ( $HQ_{1'000}$ ,  $HQ_{10'000}$ ) an der Aare in Beznau zu gewinnen, wurden ausgehend von der Erkundung historischer Hochwasser und der Hochwasserstatistiken Szenarien für die Wasserführung der Hauptzuflüsse bei extremen Hochwassern aufgestellt. Die Abflussspitzen von Aare, Limmat und Reuss traten in der Vergangenheit gleichzeitig oder zeitlich leicht versetzt auf, daher kann bei extremen Hochwassern von einer Überlagerung der Maxima ausgegangen werden. Da es unwahrscheinlich ist, dass bei einem extremen Hochwasser das Gesamteinzugsgebiet der Aare bei Untersiggenthal gleichermaßen überregnet wird, wurde von „Ost“- und „West“- zentrierten Ereignissen ausgegangen.

Aufgrund der mit historischen Hochwassern und Szenarien ergänzten Abflusst Statistik wurde das  $HQ_{100}$  an der Aare in Untersiggenthal auf  $2'800 \text{ m}^3/\text{s}$ , das  $HQ_{1'000}$  auf  $3'200 - 3'500 \text{ m}^3/\text{s}$  und das  $HQ_{10'000}$  auf  $3'500 - 4'200 \text{ m}^3/\text{s}$  abgeschätzt. Es wurde davon ausgegangen, dass bei extremen Hochwassern die dämpfende Wirkung der Juragewässerkorrektur (JGK) abnimmt, stattdessen die Retention der Grenchen Witi unterhalb des Bielersees aktiviert wird und damit ebenfalls eine Dämpfung gegeben ist. Um den Unsicherheitsbereich der Abschätzung des  $HQ_{1'000}$  und  $HQ_{10'000}$  wesentlich einzugrenzen, müsste jedoch die Retentionswirkung mit einem Modell nachgebildet werden, das die Vorländer und mögliche Dammbrech-Szenarien berücksichtigt.

**Wetter O., Pfister C., Weingartner R., Reist T., Troesch J., Lutterbacher J. (accepted 2011) [50]:** Die heute am Rhein in Basel vorliegende Abflussmessreihe von 1808 bis 2010 wurde um 43 historische Hochwasser ergänzt, was ein Zeitfenster von 743 Jahre ergab. Aufgrund akribischer Untersuchung und Auswertung historischer Quellen konnten Hinweise zu den Wasserständen historischer Hochwasser zusammengetragen werden. Dank der Tatsache, dass die im Jahr 1225 erstellte und 1903-1905 erneuerte Mittlere Rheinbrücke nie zerstört wurde, konnten mit Hilfe weiterer Referenzpunkte etliche grosse Hochwasserstände rekonstruiert werden. Mit Hilfe eines numerischen 1D-Modells wurden anhand eines Querprofils aus dem Jahr 1819 Abflüsse abgeschätzt. Dabei wurde angenommen, dass die Rheinsohle im Berechnungsabschnitt über die 800 Jahre stabil war. Mit dieser Untersuchung liegt ein weit zurückreichendes Datenset vor. Mit Hilfe des Hydraulikmodells wurde der Einfluss der Kanderkorrektur (1714) und der Juragewässerkorrektur (1877) auf den Abfluss der Hochwasser 1999 und 2007 an der Aare in Untersiggenthal abgeschätzt. Das Hochwasser 2007 an der Aare in Untersiggenthal wurde demnach um ca.  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  gedämpft. Es wurde auch aufgezeigt, wie die Länge der Datenreihe die Abschätzung seltener Hochwasser beeinflusst.

**Institut für Wasser und Gewässerkunde (IWG), Abteilung Hydrologie (2010) [20]:** Zwischen Bodensee und Basel wurden für die Gefahrenkartierung die massgebenden Abflüsse unterschiedlicher Jährlichkeit durch statistische Analysen hergeleitet. Berücksichtigt wurden nur Messungen des 20. und 21. Jahrhunderts.

**ARGE GK (2010) [1]:** Die von [1] am Rhein verwendeten Werte stammen aus [20] und sind in Tabelle 3-3 aufgeführt.

Jährlichkeit	Oberhalb Aaremündung [m <sup>3</sup> /s]	Full [m <sup>3</sup> /s]	Hauenstein (Etzgen) [m <sup>3</sup> /s]	Rheinfelden [m <sup>3</sup> /s]
HQ <sub>30</sub>	1'940	4'150	1'940	4'240
HQ <sub>100</sub>	2'260	4'540	4'570	4'630
HQ <sub>300</sub>	2'570	4'870	4'910	4'970
EHQ	2'930	5'230	5'260	5'320

**Tabelle 3-3: Verwendete Werte für die Gefahrenkarte am Rhein [20]**

Hinweis: Gemäss [www.ag.ch](http://www.ag.ch) ist ein EHQ ein sehr seltenes Hochwasserereignis bei dem der höchste bekannte Abflusswert überschritten wird.

### 3.3.2. Grundlagen für die Abschätzung seltener Abflüsse des Rheins bei Leibstadt

#### 3.3.2.1. Einleitung

Als Grundlagen für die Abschätzung extremer Hochwasser am Rhein bei Leibstadt dienen die im Kapitel 3.3.1.3 aufgeführten und im Kapitel 3.3.2.2 zusammengefassten Untersuchungen und Veröffentlichungen. Im Hinblick auf die Szenarienbildung wird der Rhein bei Koblenz (Kap. 3.3.2.2), die Aare in Untersiggenthal (Kap. 3.3.2.3) und der Rhein bei Basel (Kap. 3.3.2.4.) betrachtet. Die wesentlichen hydrologischen Kennwerte der aufgeführten Untersuchungen sind in Tabelle 3-6 zusammengestellt.

#### 3.3.2.2. Rhein bei Koblenz

Für den Rhein bei Koblenz kann die Abflussstation Rhein-Rekingen (Einzugsgebiet: 14'718 km<sup>2</sup>) 12 km oberhalb des Zusammenflusses mit der Aare in Koblenz betrachtet werden. Zwischen Bodensee und Rekingen mündet die Biber (162 km<sup>2</sup>), die Thur (1'696 km<sup>2</sup>), die Töss (442 km<sup>2</sup>) und die Glatt (416 km<sup>2</sup>) in den Rhein. Zwischen Rekingen und Koblenz mündet die Wutach (1'137 km<sup>2</sup>) in den Rhein.

Aufgrund des (unregulierten) Bodensees sind die Abflüsse des Alpenrheins stark gedämpft. Bei hohem Seespiegel wie im Mai 1999 können über Wochen hohe Abflüsse unterhalb des Bodensees ohne eine ausgeprägte Abflussspitze auftreten, ganz im Gegensatz zu den Seitengewässern Thur, Töss, Glatt und Wutach, die ausgeprägte Spitzen zeigen.

Abbildung 3-5 zeigt die Frequenzdiagramme der Abflussmessstation Rhein oberhalb und unterhalb der Thurmündung und der Messstation Rhein bei Rekingen. Letztere Station weist ein HQ<sub>100</sub> von ca. 2'100 m<sup>3</sup>/s auf (Abbildung 3-5c), welches tiefer als dasjenige bei der Station unterhalb der Thurmündung (Abbildung 3-5b) ist. Für die Herleitung extremer Hochwasser am Hochrhein stellt sich die Frage, wie gross die Abflüsse des Rheins im Zusammenspiel mit den Seitengewässern Thur, Töss, Glatt und Wutach werden können. Abbildung 3-6a zeigt das Frequenzdiagramm der Thur in Andelfingen (Horat & Scherrer AG, 2000) mit den rekonstruierten historischen Hochwassern von 1876 und der Abschätzung der Dämpfung durch Überflutung. (Die Thur wurde in den 1990er-Jahren im Unterlauf auf eine Kapazität von ca. 1'400 m<sup>3</sup>/s ausgebaut. Dies hat zur Folge, dass Abflüsse < 1'400 m<sup>3</sup>/s nicht mehr gedämpft werden). Daraus ergibt sich ein HQ<sub>100</sub> von ca. 1'450 m<sup>3</sup>/s. Dieses Frequenzdiagramm hat nach wie vor Gültigkeit, weil in den letzten 10 Jahren keine grossen Hochwasser an der Thur auftraten. Abbildung 3-6b zeigt das Frequenzdiagramm für die Töss in Neftenbach ergänzt mit den historischen Hochwassern von 1852, 1876 und 1878 (Scherrer AG, 2010) mit einem HQ<sub>100</sub> von etwa 365 - 400 m<sup>3</sup>/s und Abbildung 3-6c die Glatt bei Rheinfelden (Scherrer AG / IHW ETH Zürich, 2002) mit einem HQ<sub>100</sub> von 170 m<sup>3</sup>/s. Für die Wutach bei der Mündung in den Rhein gibt das LUBW (2007) ein HQ<sub>100</sub> von 474 m<sup>3</sup>/s an.

Wenn die Thur ein HQ<sub>100</sub> (1'450 m<sup>3</sup>/s) führt, reicht am Rhein oberhalb der Thurmündung ein 10-jährlicher Abfluss (900 m<sup>3</sup>/s) ohne den Beitrag von Töss und Glatt, um das statistisch ermittelte HQ<sub>100</sub> in Rekingen zu übertreffen. (Abbildung 3-5b und c). Im Jahr 1876 beispielsweise führte die Thur ein extremes Hochwasser (> 1'200 m<sup>3</sup>/s). Auch der Rhein war hoch (Schaffhausen war überschwemmt) und die Töss führte das grösste Hochwasser der letzten 200 Jahre.

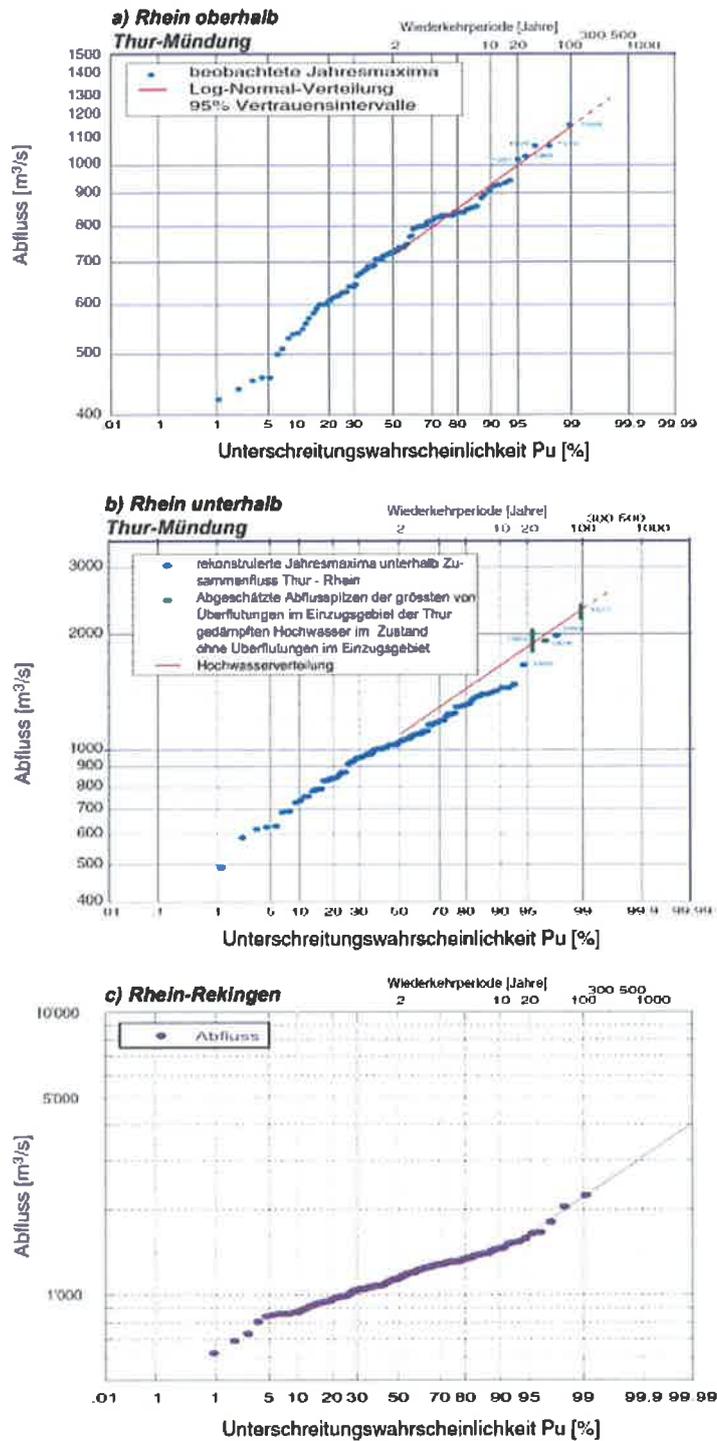


Abbildung 3-5: Frequenzdiagramm des Rheins ober- (a) und unterhalb der Thurmündung (b) [17], Frequenzdiagramm des Rheins bei Rekingen (1904-2010, c) [17]

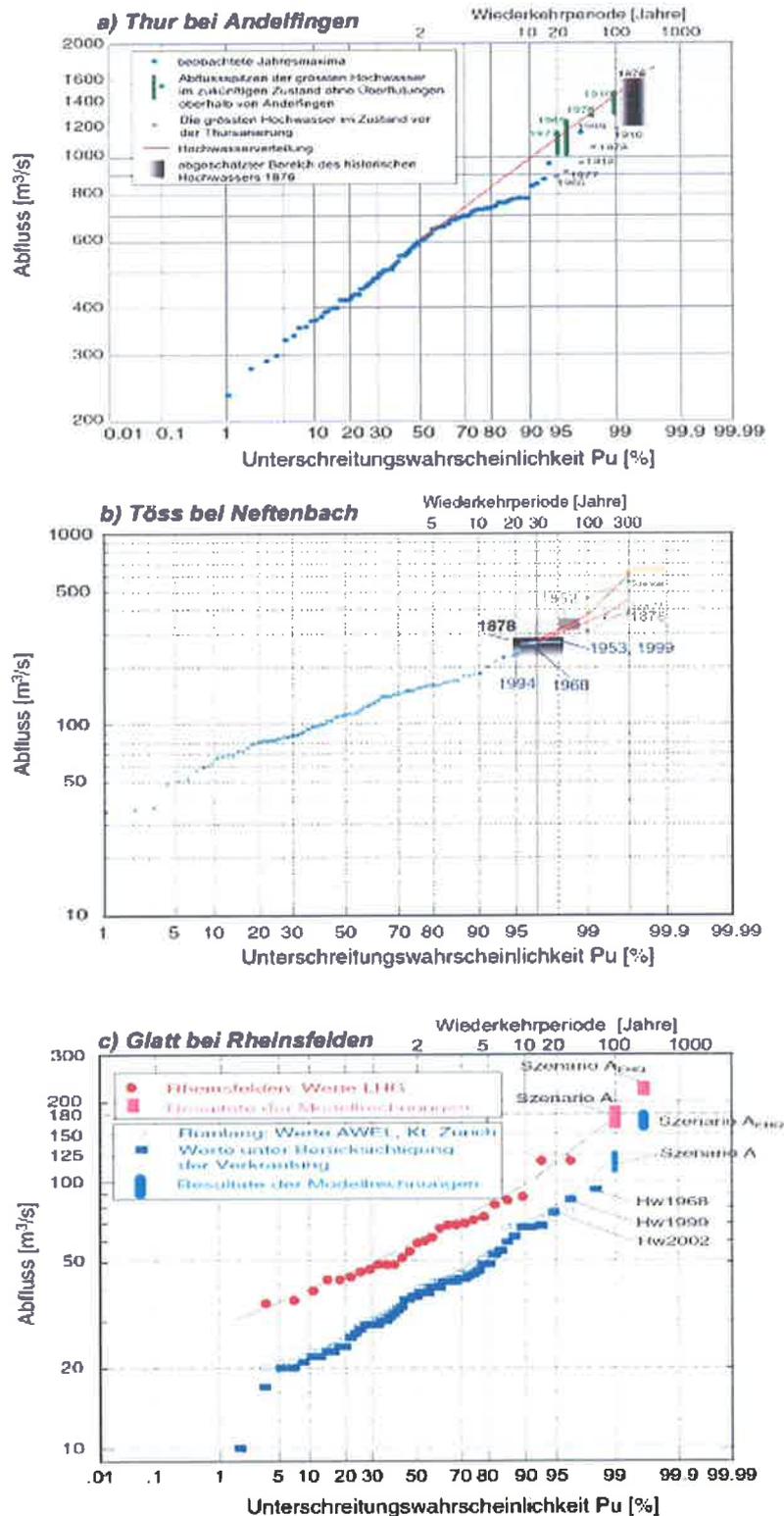


Abbildung 3-6: a) Frequenzdiagramme der Thur bei Andelfingen [17], der Töss bei Neftenbach [41] b) ergänzt mit historischen Hochwassern [41], und c) der Glatt bei Rümlang und Rheinsfelden [42]

### 3.3.2.3. Aare bei Koblenz

Die Aare in Untersiggenthal wurde im Zusammenhang mit dem Rahmenbewilligungsgesuch für den Ersatz des KKW Beznau untersucht [40]. Die historischen Hochwasser an der Aare in Brugg, an der Reuss in Mellingen und an der Limmat wurden erkundet. Die statistischen Auswertungen der Jahreshochwasser wurden mit historischen Hochwassern ergänzt, was sehr ergiebig war und die Bestimmung seltener Hochwasser verbesserte (Tabelle 3-4, Abbildung 3-7a).

Wiederkehrperiode [Jahre]	Aare-Brugg Abfluss [m <sup>3</sup> /s]	Reuss-Mellingen Abfluss [m <sup>3</sup> /s]	Limmat-Baden Abfluss [m <sup>3</sup> /s]
100	1'450	810	735
1'000	1'800	1'000	950
10'000	2'100	1'200	1'200

**Tabelle 3-4: Hochwasserabflüsse unterschiedlicher Jährlichkeit an der Aare-Brugg, Reuss-Mellingen und Limmat-Baden**

Mit Szenarien wurden dann die 1'000- und 10'000-jährlichen Hochwasserabflüsse in Untersiggenthal resp. Beznau bestimmt (Tabelle 3-5, Abbildung 3-7b).

Szenario	Aare-Brugg Abfluss [m <sup>3</sup> /s]	Reuss-Mellingen Abfluss [m <sup>3</sup> /s]	Limmat-Baden Abfluss [m <sup>3</sup> /s]	Aare-Untersiggenthal Abfluss [m <sup>3</sup> /s]
HQ <sub>1'000</sub> West	1'800	1'000	735	3'535
HQ <sub>1'000</sub> Ost	1'450	1'000	950	3'400
HQ <sub>10'000</sub> West	2'100	1'200	950	4'250
HQ <sub>10'000</sub> Ost	1'800	1'200	1'200	4'200

**Tabelle 3-5: Extremhochwasserszenarien für die Aare-Untersiggenthal**

Für das HQ<sub>1'000</sub> wurde ein Abfluss von 3'200 - 3'500 m<sup>3</sup>/s und für das HQ<sub>10'000</sub> 3'500 - 4'200 m<sup>3</sup>/s bestimmt.

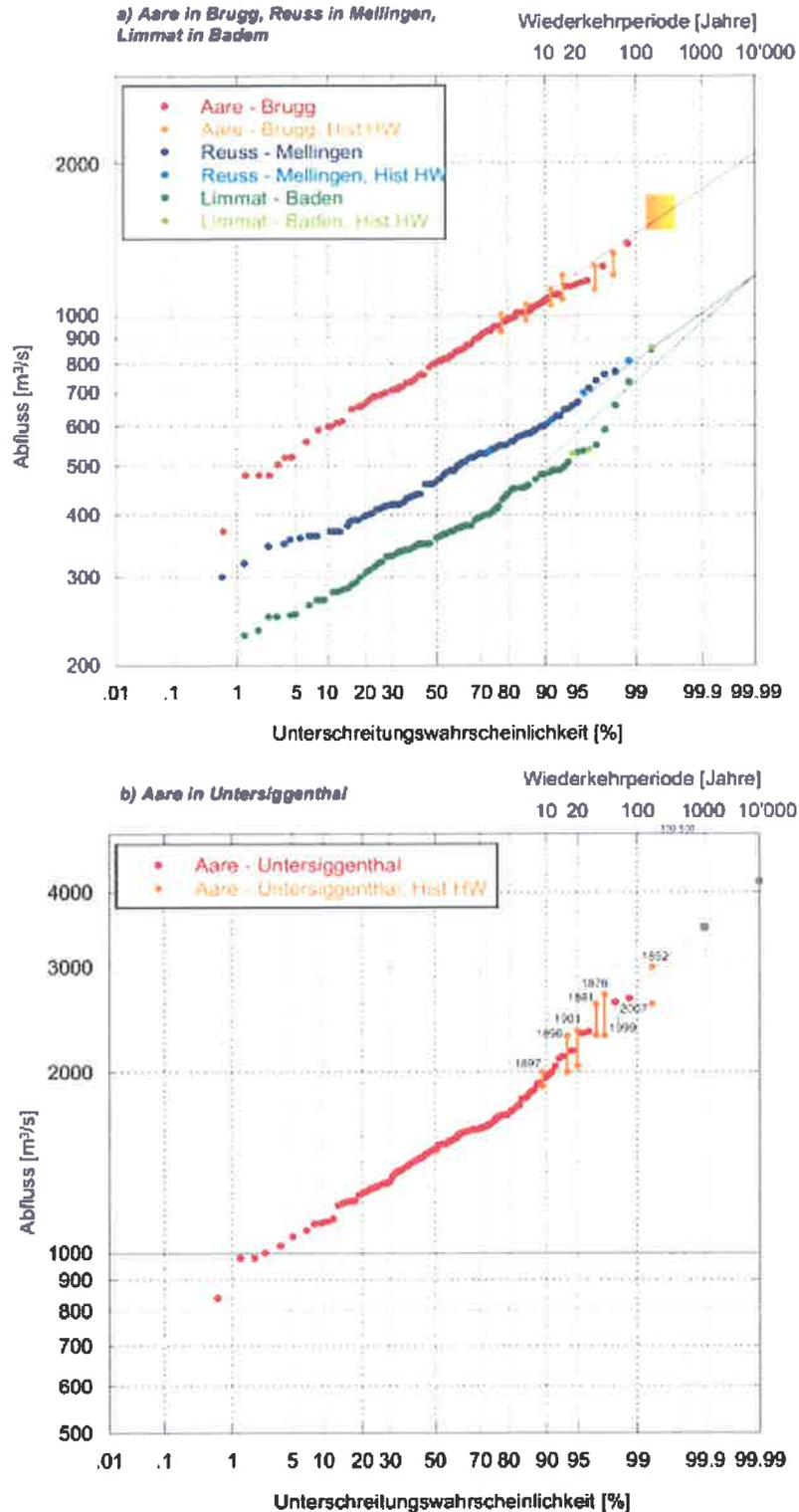


Abbildung 3-7: a) Frequenzdiagramme der Aare in Brugg, der Reuss in Mellingen, der Limmat in Baden und b) der Aare in Untersiggenthal ergänzt mit historischen Hochwassern [40]

Das Einzugsgebiet der Aare in Untersiggenthal beträgt 17'601 km<sup>2</sup>. Bis zur Mündung in den Rhein bei Koblenz (17'755 km<sup>2</sup>) kommen noch rund 155 km<sup>2</sup> dazu, vorwiegend aus der Surb (68 km<sup>2</sup>).

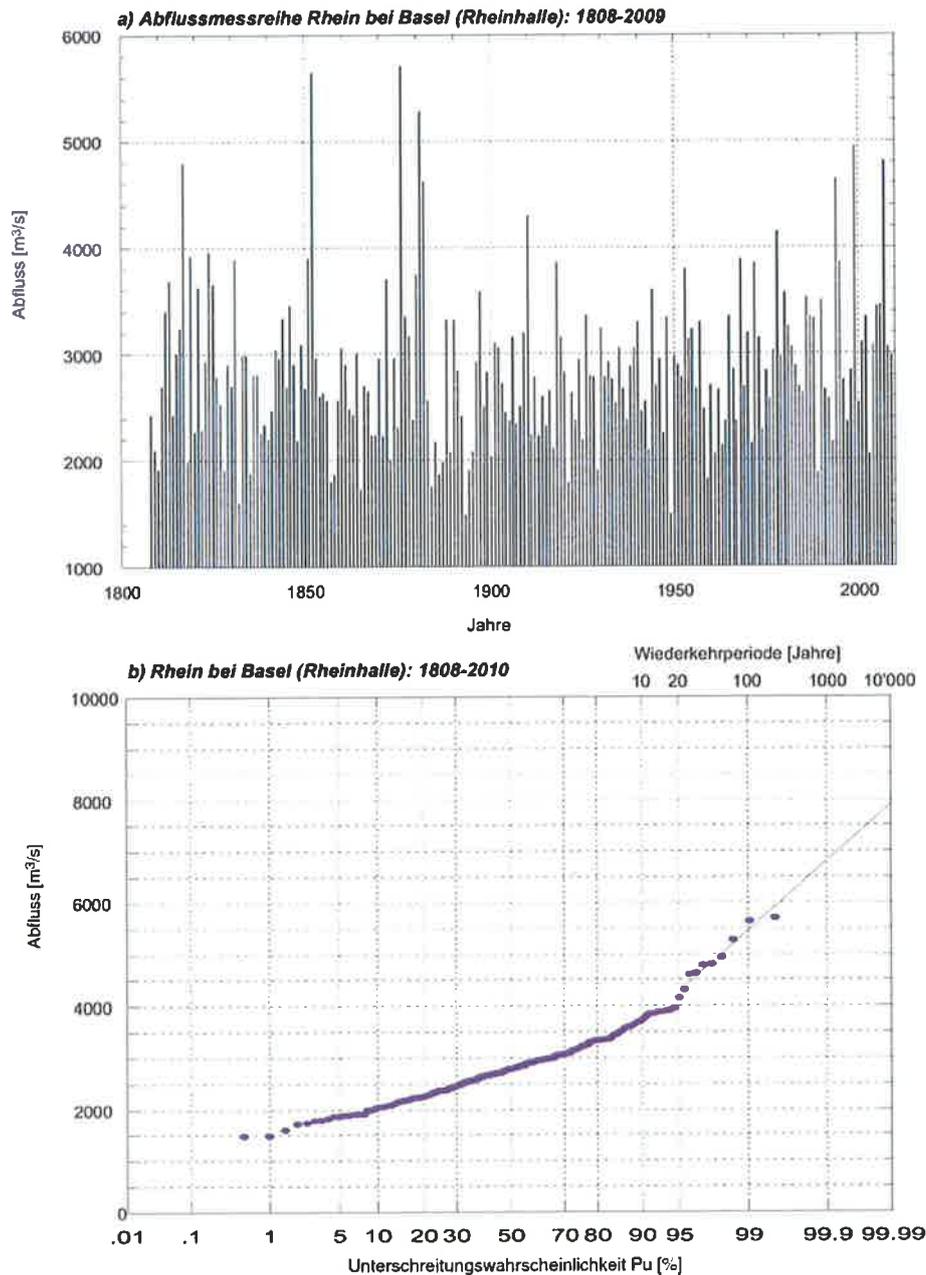
	HQ <sub>100</sub> [m <sup>3</sup> /s]	HQ <sub>300</sub> [m <sup>3</sup> /s]	EHQ [m <sup>3</sup> /s]	HQ <sub>1'000</sub> [m <sup>3</sup> /s]	HQ <sub>10'000</sub> [m <sup>3</sup> /s]	Quelle
<b>Aare - Brugg</b>	1'450			1'800	2'100	[40]
<b>Aare - Untersiggenthal</b>	2'800	3'000 – 3'150		3'200 – 3'500	3'500 – 4'200	[40]
<b>Limmat-Baden</b>	735			950	1'200	[40]
<b>Reuss - Mellingen</b>	810			1'000	1'200	[40]
<b>Thur-Andelfingen</b>	1'450		2'000	1'800	2'600	[17]
<b>Töss - Neftenbach</b>	365 – 400	480 – 640		600 – 900	900 – 1'300	[41]
<b>Glatt - Rheinsfelden</b>	170		215 – 240	270	350	[42]
<b>Wutach Mündung</b>	474			711	1'066	[21]
<b>Rhein oberhalb Thurmündung</b>	1'150		1'500	1'400	1'500	[17]
<b>Rhein unterhalb Thurmündung</b>	2'250		3'000	2'900	3'500	[17]
<b>Rhein - Rekingen</b>	2'164			2'803		[20]
<b>Rhein-Hauenstein</b>	4'575			5'262		[20]
<b>Rhein-Rheinfelden</b>	4'630	4'970	5'320			[1]
	4'634	4'966	5'223			[20]
<b>Rhein - Rheinhalle</b>	5'450					[50]
	4'781			5'475		[20]
	5'000					[39]

**Tabelle 3-6: Wesentliche hydrologische Werte zum EZG des Rheins aus verschiedenen früheren Untersuchungen**

Hinweis: die kursiv dargestellten Werte sind Extrapolationen, die ausserhalb der Untersuchungen erfolgten

### 3.3.2.4. Rhein bei Basel

Das Einzugsgebiet des Rheins bei Basel ist am Ort der Messstation Rhein-Rheinhalle 35'921 km<sup>2</sup> und somit rund 2'200 km<sup>2</sup> grösser als das Einzugsgebiet in Leibstadt. Wesentliche Zuflüsse sind die Hauensteiner Alb (241 km<sup>2</sup>), die Hauensteiner Murg (63 km<sup>2</sup>), die Wehra (115 km<sup>2</sup>), die Sissle (123 km<sup>2</sup>), die Ergolz (279 km<sup>2</sup>) und die Birs (911 km<sup>2</sup>). Am Rhein in Basel liegt eine der längsten Abflussmessreihen der Schweiz (1808-2010), ja sogar europaweit vor [14]; [2]. Abbildung 3-8a zeigt die Abflussmessreihe und Abbildung 3-8b das entsprechende Frequenzdiagramm. Der grösste Abfluss in der über 200-jährigen Reihe trat 1876 auf (5'700 m<sup>3</sup>/s). Gross waren auch die Hochwasser 1999 (4'940 m<sup>3</sup>/s) und 2007 (4'810 m<sup>3</sup>/s). Aufgrund der Kanderkorrektion und der Juragewässerkorrektion (JGK) ist die Reihe nicht homogen. Bei sehr grossen Hochwassern dürfte sich die Wirkung der JGK wieder aufheben, weil aufgrund von Dammbüchen der alte Fliessweg der Aare bei Hagneck wieder aktiviert wird, d.h. die Reihe ist für solche Betrachtungen "quasihomogen".



**Abbildung 3-8: a) Jahresmaxima des Abflusses des Rheins bei Basel-Rheinhalle [14]; [2]) und das dazugehörige Frequenzdiagramm (b). Die Reihe ist aufgrund der Juragewässerkorrektion inhomogen**

In Basel konnte aufgrund umfangreicher, detaillierter historisch-hydrologischer Untersuchungen die Messreihe auf insgesamt 743 Jahre bis ins 12. Jh. verlängert werden [50]. Anhand von Hochwassermarken und schriftlichen Hinweisen wurden die Wasserspiegel bei Hochwassern ermittelt und daraus anhand eines hydraulischen Modells die Abflüsse abgeschätzt. Sechs katastrophale Hochwasser (1342, 1374, 1424, 1480, 1570, 1651) mit einer geschätzten Abflussspitze von 6'400 m<sup>3</sup>/s traten auf. Das Hochwasser 1480 dürfte dabei das grösste gewesen sein.

Interessant ist, dass sich in den letzten 200 Jahren keine katastrophalen Hochwasser mehr ereigneten. Die Gründe für die Abnahme katastrophaler Hochwasser sehen [50] u. a. in den beiden

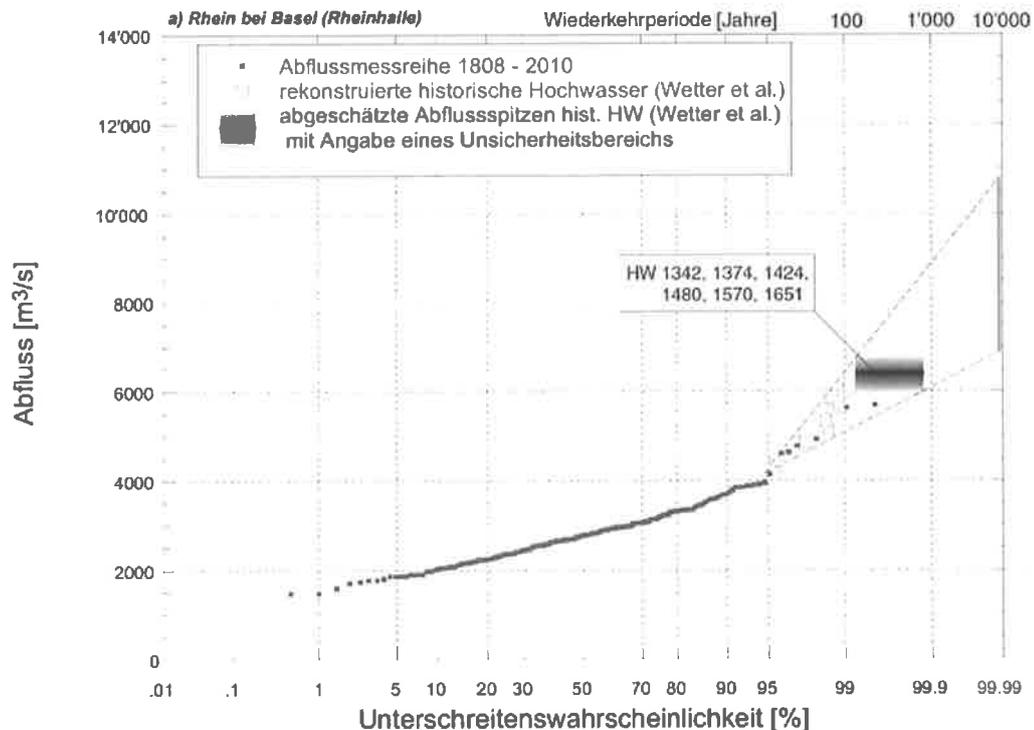
grossen Korrekturen im Aaregebiet (Kander: 1714; 1. JGK: 1868-1891), dem Bau verschiedener Talsperren im gesamten Rheingebiet und vor allem im Ausbleiben klimatischer Situationen, welche extreme Hochwasser im Rheingebiet begünstigen.

Trotz akribischen Untersuchungen müssen die in Basel ermittelten Abflussspitzen mit Zurückhaltung interpretiert werden. Folgende Schwierigkeiten ergaben sich bei den hydraulischen Rekonstruktionen:

- Die Querprofile stammten aus dem Jahr 1819. Bei der Rekonstruktion ging man davon aus, dass die Rheinsohle in Basel über die 750 Jahre einigermaßen stabil war. In [14] werden mittlere Sohleerhöhungen von mehr als 0.3 m zwischen 1896 und 1907 dokumentiert (Anhang 2). Von alten Stichen ist zudem bekannt, dass es im Rhein immer wieder kleine Inseln gab (Auflandungen). Auch Kolkerscheinungen im Bereich der Brückenpfeiler sind ein bekanntes Phänomen.
- Annahmen (Rauigkeitsbeiwerte, Querprofile, Längsprofile, Lage der Hochwassermarken auf der Flussaussenseite) haben einen Einfluss auf die ermittelten Abflussspitzen.

Insgesamt wird unterstellt, dass die rekonstruierten Abflussspitzen von 6'400 m<sup>3</sup>/s als mittlerer Wert betrachtet werden müssen. Aufgrund von Unsicherheiten können die Werte durchaus ca. 500 m<sup>3</sup>/s grösser oder kleiner sein. Um die Abflussspitzen genauer einzugrenzen und die Hochwasser besser einordnen zu können, wären aufwändige Untersuchungen an geeigneten Stellen flussaufwärts notwendig.

Abbildung 3-9 zeigt das Frequenzdiagramm in Basel (1808-2010) ergänzt mit den historischen Hochwassern von [50]. Eingetragen ist auch der angenommene Unsicherheitsbereich der Rekonstruktionen. Daraus ergibt sich für ein HQ<sub>10'000</sub> ein Bereich von 6'800 - 10'800 m<sup>3</sup>/s.



**Abbildung 3-9: Frequenzdiagramm des Rheins bei Basel ergänzt mit historischen Hochwasser nach [50]**

Aufgrund der dennoch guten Datenlage in Basel drängt sich eine Übertragung der Hochwasserstatistik flussaufwärts nach Leibstadt auf.

### 3.3.2.5. Rhein bei Leibstadt

Abbildung 3-10 zeigt das Frequenzdiagramm des Rheins bei Leibstadt. Die Abflüsse wurden aus den Hochwassern der Aare in Untersiggenthal und jenen des Rheins bei Rekingen zusammengesetzt. Das  $HQ_{100}$  liegt bei ca.  $4'600 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $HQ_{1'000}$ : ca.  $5'500 \text{ m}^3/\text{s}$ ), bei Hauenstein wird durch [20] fürs  $HQ_{100}$   $4'575 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $HQ_{1'000}$ :  $5'262 \text{ m}^3/\text{s}$ ) angegeben.

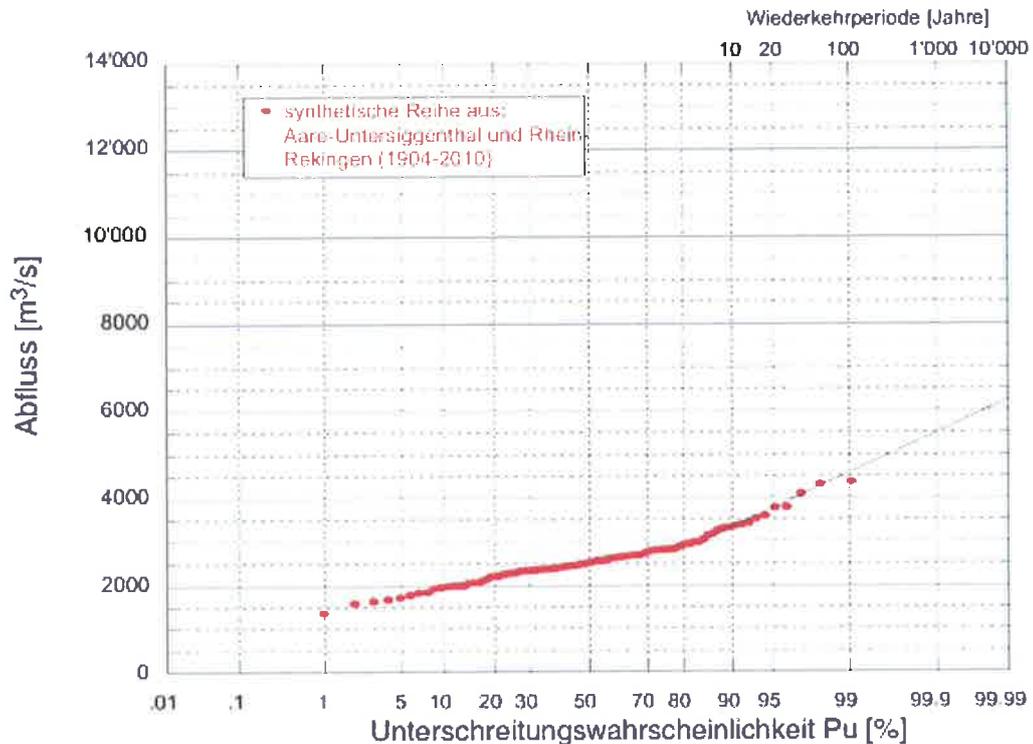


Abbildung 3-10: Frequenzdiagramm vom Rhein in Leibstadt synthetische Reihe aus den Messungen von Aare-Untersiggenthal und Rhein-Rekingen (1904-2010) [20]

### 3.3.2.6. Schlussfolgerungen

Aus den verfügbaren Untersuchungen unterschiedlicher Autoren ergibt sich eine gute Grundlage für die Abschätzung extremer Hochwasser am Rhein bei Leibstadt, auch wenn sich die Untersuchungen auf andere Stellen im Einzugsgebiet beziehen.

Besonders zu erwähnen ist die umfassende historisch-hydrologische Untersuchung von Wetter et al. am Rhein in Basel. Diese Angaben sind geeignet, um die Betrachtungen aus dem Hochrhein und der Aare zu ergänzen.

Es zeigt sich, dass einzig auf den Messungen des 20. und 21. Jh. basierende Statistiken dem Abflussverhalten des Rheins bei extremen Hochwassern nicht gerecht werden.

### 3.3.3. Szenarien zur Herleitung des $HQ_{10'000}$ des Rheins bei Leibstadt

Für die Herleitung des  $HQ_{10'000}$  werden folgende Grundlagen beigezogen:

- A) Hochwasserabflüsse des Rheins bei Hauenstein [20]
- B) Zusammengesetzte Abflussstatistik des Rheins bei Leibstadt (Aare-Untersiggenthal und Rhein-Rekingen jeweils 1904 - 2010).

C, D) Szenarien "Ost" mit Niederschlagsschwerpunkten im Gebiet Alpenrhein, Thur, Töss, Glatt, Wutach und "West" mit Schwerpunkt über dem Gebiet der Aare

E) Neu-Interpretation der historisch-hydrologischen Betrachtungen (Wetter et al., accepted; Ghezzi, 1926)

Tabelle 3-7 zeigt die Resultate der verschiedenen Untersuchungen. Details sind im Anhang 3 dargestellt.

HQ <sub>10'000</sub> Rhein bei Leibstadt	unterer Wert [m <sup>3</sup> /s]	oberer Wert [m <sup>3</sup> /s]
<b>A) HQ<sub>10'000</sub> Hauenstein (extrapoliert von [20])</b>	6300	
<b>B) HQ<sub>10'000</sub> synthetischen Reihe aus Aare-Untersiggenthal und Rhein-Rekingen</b>	6000	
<b>C) Szenario (Ost)</b>		
HQ <sub>10'000</sub> Rhein bei Koblenz	5070	6520
HQ <sub>1'000</sub> Aare bei Koblenz	3200	3500
<b>Rhein bei Leibstadt</b>	<b>8270</b>	<b>10020</b>
<b>D) Szenario (West)</b>		
HQ <sub>10'000</sub> Aare bei Koblenz	3500	4200
HQ <sub>1'000</sub> Rhein bei Koblenz	3900	4800
<b>Rhein bei Leibstadt</b>	<b>7400</b>	<b>9000</b>
<b>E) HQ<sub>10'000</sub> Rhein bei Basel (ergänzt mit hist. HW)</b>	6800	10800
HQ <sub>10'000</sub> Rhein bei Basel reduziert auf Leibstadt (94%)	6400	10200

**Tabelle 3-7: Resultate der verschiedenen Untersuchungen**

Diese Ergebnisse sind auch im Frequenzdiagramm in Abbildung 3-11 eingetragen. Die Extrapolationen aus der zusammengesetzten Reihe (B) (Aare-Untersiggenthal, und Rhein-Rekingen) und aus (A) [20] ergeben die kleinsten Werte. Diese wurden nach [50] in den letzten 700 Jahren mehrmals übertroffen. Nach der vollständigen Reihe am Rhein in Basel [14], [2] liegen die in den letzten 200 Jahren gemessenen Hochwasserabflüsse (1876: 5700 m<sup>3</sup>/s, 1852: 5'642 m<sup>3</sup>/s) bereits in der ähnlichen Grössenordnung. Daher sind die Werte (A und B) für ein HQ<sub>10'000</sub> zu klein.

Das Szenario "Ost" (C) mit Niederschlagschwergewicht über dem Rhein oberhalb Aaremündung (8'270 - 10'020 m<sup>3</sup>/s) übertrifft die Werte des Szenarios "West" mit dem Schwergewicht über dem Aaregebiet (7'400 - 9'000 m<sup>3</sup>/s) (D). Beim Szenario C wird davon ausgegangen, dass Thur, Töss, Glatt und Wutach extreme Hochwasser führen und sich die Abflussspitzen zeitlich vollständig überlagern. Sie treffen auf eine abgeminderte Abflussspitze eines HQ<sub>10'000</sub> des Rheins. Dass sich die Abflussspitzen von Thur, Töss, Glatt und Wutach ungünstig überlagern, und sich zeitgleich in den Rhein ergiessen, ist aufgrund ihrer EZG-Grösse (unterschiedlich lange Fliesszeiten) und ihrer Herkunftsregionen kaum wahrscheinlich. Deshalb erachten wir die obere Grenze des Szenarios C (Rhein bei Koblenz) als zu hoch. Im ungünstigsten Fall dürften etwa 5'500 m<sup>3</sup>/s als oberer Wert für das Szenario C angenommen werden.

Die Extrapolationen aus der historischen Betrachtung am Rhein in Basel (E) zeigt eine grosse Spannweite (Einordnung der 6 katastrophalen Hochwasser, Unsicherheitsbereich der hydraulischen Abschätzung). Mit dieser sehr weit zurückreichenden historischen Reihe in Basel liegen umfangreiche Kenntnisse über grosse und extreme Hochwasser am Rhein vor. Daher besitzt sie ein sehr grosses Gewicht bei der Festlegung des HQ<sub>10'000</sub> in Leibstadt.

### 3.3.3.1. Ergebnis

Unter Berücksichtigung all dieser Gesichtspunkte wird ein  $HQ_{10'000}$  in Leibstadt von 8'000 - 9'000  $m^3/s$  als realistisch betrachtet (rot gestrichelte Linien in Abbildung 3-11 (Bereich F)).

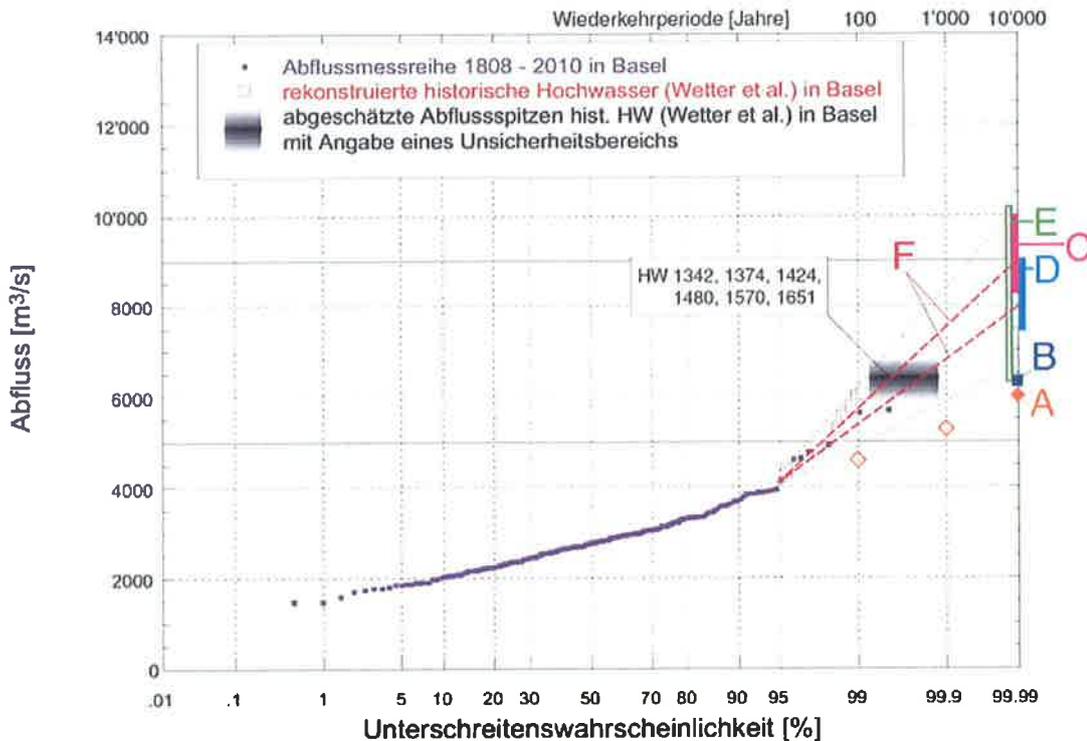


Abbildung 3-11: Frequenzdiagramm des Rheins bei Leibstadt ergänzt mit den Ergebnissen der berücksichtigten Untersuchungen

Abbildung 3-11 zeigt die Wertebereiche aller Untersuchungen. Die rot gestrichelten Linien (Eingrenzung der Wertebereiche E zu F) ergeben sich durch die Anpassung an die grössten gemessenen Hochwasser und die grössten historischen Ereignisse unter Berücksichtigung des Unsicherheitsbereichs. Die entsprechende Ganglinie des  $HQ_{10'000}$  befindet sich im Anhang 4. Die Szenarien A bis F in der Abbildung lassen sich wie folgt definieren:

- A: Rhein bei Hauenstein (Signatur umrandet), extrapoliert (Signatur gefüllt) [20]
- B: zusammengesetzte Reihe Aare-Untersiggenthal und Rhein-Rekingen (1904-2010)
- C: Szenario "Ost" (Niederschlagsschwergewicht auf Alpenrhein, Thur, Töss, Glatt, Wutach)
- D: Szenario "West" (Niederschlagsschwergewicht im Einzugsgebiet der Aare)
- E: Spannweite der historischen Betrachtungen in Basel, reduziert auf Leibstadt
- F: Vorschlag für das  $HQ_{10'000}$  in Leibstadt

### 3.4. Berechnungsprogramme

Die eindimensionalen (1D) hydraulischen Simulationen im Rahmen der Modellierung der sequentiellen Wehrbrüche in Aare und Rhein (siehe Kapitel 4) wurden mit dem Computercode Flux/Floris2000 (FLORIS2000) durchgeführt. Das Programm berechnet den instationären eindimensionalen Abfluss in Flussnetzwerken auf der Basis der vollständigen de-Saint-Venant-Gleichungen. Die Flussäste werden über Querprofile diskretisiert. Zuflussganglinien werden als Randbedingung berücksichtigt. Die Berechnungen werden rein hydraulisch, d.h. ohne

Geschiebetransport durchgeführt. Im Programmpaket steht ein Modul für die Regelung von Kraftwerken sowie ein Modul zur automatischen Kalibrierung zur Verfügung.

Für die zweidimensionalen (2D) hydraulischen Simulationen (siehe Kapitel 4) wurde das Programmsystem HYDRO\_AS-2D eingesetzt (HYDRO\_AS-2D). Das Tool HYDRO\_AS-2D ist im Programmsystem SMS (Surface Water Modelling System, Version 9.2) [46] integriert. SMS ist eine grafische Oberfläche, die zum Pre- und Postprocessing von Daten dient. HYDRO\_AS-2D ist ein geeignetes Tool für die Berechnung von Flutwellenausbreitung und wurde erfolgreich für eine Vielzahl von verschiedenen 2D Strömungssimulationen mit fester Gerinnegeometrie (ohne Geschiebetransport) verwendet und validiert.

Für die Durchführung von Simulationen ist eine Aufteilung des Modellgebiets in diskrete Elemente (Geländemodell) erforderlich. HYDRO\_AS-2D verwendet ein aus Viereck- und Dreieckelementen bestehendes Berechnungsnetz. Die Verwendung eines solchen Netzes gestattet eine genaue Anpassung an die topographischen und hydrodynamischen Gegebenheiten der jeweiligen Aufgabenstellung. Das in HYDRO\_AS-2D integrierte Verfahren basiert auf der numerischen Lösung der 2D-tiefengemittelten Flachwassergleichungen („Shallow Water Equations“) mit der räumlichen Diskretisierung nach der Finiten-Volumen-Methode (FVM).

Neben der Topographie ist die Eingabe von Rauigkeitsbeiwerten ins Modell von wesentlicher Bedeutung. Das Programm verwendet dabei die Reibungsbeiwerte nach [45].

### 3.5. Modellaufbau

Das Berechnungsmodell wurde in zwei Teilen aufgebaut:

- 1) Eindimensionales (1D) Modell
- 2) Zweidimensionales (2D) Modell

Das 1D Modell wurde für die Simulationen der Szenarien der Wehrbrüche an der Aare und am Rhein (siehe Kapitel 4) erstellt. Für die Rheinstrecke wurde der Perimeter zwischen Stauwurzel des Wehrs Schaffhausen bis zum Wehr Reckingen festgelegt (Abbildung 3-12). Der Perimeter für die Aare wurde von der Stauwurzel des Wehrs Aarau bis zur Mündung in den Rhein angenommen. Zusätzlich wird die Strecke vom Wehr Wettingen bis zur Mündung der Limmat in die Aare berücksichtigt (Abbildung 3-13).



**Abbildung 3-12: Perimeter des 1D Modells für die Rheinstrecke**



Abbildung 3-13: Perimeter des 1D Modell für die Strecke der Aare und der Limmat

Das 2D Modell wurde für die Berechnung der durch Wehrbüche entstehenden Überflutungen sowie für das Hochwasser  $HQ_{10'000}$  im Bereich des KKL erstellt. Der Perimeter für das 2D Modell erstreckt sich von Rekingen bis Etzgen über eine Strecke von ca. 20 km (Abbildung 3-14).



Abbildung 3-14: Perimeter des 2D Modells für die Überflutungsberechnungen

### 3.5.1. Eindimensionales Modell

Das 1D Modell wurde in FLUX/FLORES aus den verschiedenen Modellästen (branches) aufgebaut, die durch Knoten miteinander verbunden sind. Diese Knoten sind entweder Kraftwerke und Wehre, mit den besonderen Bedingungen des Betriebes, oder bei Zusammenflüssen die Vorgabe eines gleichen Wasserspiegels. Die Modelläste wurden durch die gemessenen Querprofile (QP) gebildet, die Querprofile sind im Allgemeinen durch die Flusskilometrierung in der Lage zueinander definiert.

### 3.5.1.1. Modell des Rheins

Das Modell des Rheins setzt sich aus den in Tabelle 3-8 aufgeführten Modelllästen zusammen:

Branch	Abschnitt	Länge [km]	Anzahl QP
1	Flurlingen – Kraftwerk Schaffhausen	8.31	47
2	Kraftwerk Schaffhausen – Rheinfall	3.24	19
3	Rheinfall – KW Rheinau	6.75	22
4	KW Rheinau – KW Eglisau	24.48	148
5	KW Eglisau – KW Reckingen	11.38	47
6	KW Reckingen – Zufluss Aare	12.33	28
7	Zufluss Aare – Wehr Albruck-Dogern	6.23	19

**Tabelle 3-8: Aufbau des eindimensionalen Rheinmodells**

Das Modell zur Berechnung der sequentiellen Wehrbrüche am Rhein beginnt mit dem Stauraum des Kraftwerkes Schaffhausen (KWS) und erstreckt sich bis zum Unterwasser des Kraftwerkes Albruck-Dogern (RADAG). Eingebaut sind im Modell der Rheinfall, das Kraftwerk Rheinau (ERAG), das Kraftwerk Eglisau (KWE), und das Kraftwerk Reckingen (RKR). Der Zufluss von Thur, Töss und Wutach werden als laterale Zuflüsse eingegeben, obschon die Wassermenge bei Mittelwasser oder Niederwasser gering ist. Die kleineren Bäche wurden nicht berücksichtigt, da sie keinen Einfluss auf das Modell haben.

Die Randbedingungen wurden für  $Q_m$  (mittlerer Abfluss) und  $Q_{347}$  (der über 347 Tage im Jahr überschrittene Abfluss) definiert. Als Anfangsbedingung wurde ein stationärer Zustand berechnet, unter der Annahme, dass die Kraftwerke turbinieren und nur die Restwassermenge über die Wehre abfließt. Im Oberwasser der Kraftwerke wurde der Wasserspiegel auf die Staukote reguliert.

Messstation	$Q_{347}$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q_m$ [m <sup>3</sup> /s]
Rhein Flurlingen	181	367
Thur Andelfingen	10	47
Töss Neftenbach	2	8
Rhein Reckingen	195	441
Rhein Rheinfeldern	476	1037
Limmat Baden	48	101
Reuss Mellingen	44	140
Aare Brugg	143	315
Aare Untersiggenthal	244	560

**Tabelle 3-9: Abflüsse  $Q_{347}$  und  $Q_m$  ([2], [3])**

### 3.5.1.2. Modell der Aare

Das Modell der Aare setzt sich aus den in Tabelle 3-10 aufgeführten Modelllästen zusammen

Branch	Abschnitt	Länge [km]	Anzahl QP
1	KW Gösgen – Schönenwerd	8.31	45
2	Schönenwerd – KW Aarau Stadt	2.44	25
3	KW Aarau Stadt – KW Rüchlig	3.19	22
4	KW Rüchlig Oberwasser Wehr	0.40	4
5	KW Rüchlig Unterwasser Wehr	1.60	11
6	KW Rüchlig Oberwasser KW	0.30	3
7	KW Rüchlig Unterwasser KW	1.53	9
8	KW Rüchlig – KW Ruppertswil-Auenstein	3.70	13

Branch	Abschnitt	Länge [km]	Anzahl QP
9	KW Rapperswil-Auenstein – KW Wildegg-Brugg	7.39	35
10	KW Wildegg-Brugg Oberwasser Wehr	0.05	3
11	KW Wildegg-Brugg Unterwasser Wehr	4.26	22
12	KW Wildegg-Brugg Oberwasser KW	2.08	7
13	KW Wildegg-Brugg Unterwasser KW	2.03	9
14	Dachwehr Schinznach – Brugg	0.04	3
15	Brugg – Stilli	6.30	29
16	Stilli – Beznau Oberwasser	4.50	23
17	Beznau Oberwasser – Wehr Beznau	0.30	3
18	Wehr Beznau – Beznau Unterwasser	1.44	15
19	Beznau Oberwasser – Kraftwerk Beznau	1.25	12
20	Kraftwerk Beznau – Beznau Unterwasser	0.22	3
21	Beznau Unterwasser – Kraftwerk Klingnau	5.64	55
22	Kraftwerk Klingnau – Rhein	1.16	12

**Tabelle 3-10: Aufbau des eindimensionalen Aaremodells**

Das Modell zur Berechnung der sequentiellen Wehrbrüche der Aare beginnt unterhalb des Wasserkraftwerkes Gösgen und erstreckt sich bis zum Rhein. Im Modell berücksichtigt sind die Kraftwerke Aarau (KWA), Rüchlig, Rapperswil-Auenstein (KRA), Wildegg-Brugg (KW WB), Beznau (HKB) und Klingnau (AWAG). Die Reuss und die Limmat wurden als laterale Zuflüsse eingegeben, wobei die beiden Flüsse selbst nicht modelliert wurden.

Die Randbedingungen wurden für  $Q_m$  und  $Q_{347}$  definiert, sowohl für die Aare am oberen Modellrand, wie auch für Reuss und Limmat.

### 3.5.1.3. Modell der Limmat-Aare

Das Modell der Limmat-Aare setzt sich aus den in Tabelle 3-11 aufgeführten Modelllästen zusammen. Die Dammbrechswelle an der Limmat wurde für das Rahmenbewilligungsgesuch Ersatz-Kernkraftwerk am Standort Beznau [38] berechnet, mit einem mittleren Abfluss  $Q_m$  in der Limmat von  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ . Wie sich bei den sequentiellen Wehrbrüchen an der Aare zeigt, ist die resultierende Flutwelle für  $Q_{347}$  und  $Q_m$  praktisch identisch, der Fall  $Q_{347}$  wurde daher für die Limmat nicht zusätzlich berechnet.

Branch	Abschnitt	Länge [km]	Anzahl QP
1	Killwangen-Kraftwerk Wettingen	10.05	46
2	Kraftwerk Wettingen – Kraftwerk Kappelerhof	3.24	17
3	Kraftwerk Kappelerhof – KW Schiffmühle	6.75	19
4	KW Schiffmühle – KW Turgi	24.48	13
5	KW Turgi - Aare	11.38	24

**Tabelle 3-11: Aufbau des eindimensionalen Limmatmodells.**

### 3.5.2. Zweidimensionales Modell

Das 2D Modell wurde in folgenden Schritten aufgebaut:

- Erstellung Geländemodell
- Definition von Anfangs- und Randbedingungen
- Durchführung Kalibration und Validierung

### 3.5.2.1. Geländemodell

Das Geländemodell für das 2D Modell wurde auf der Grundlage der neusten verfügbaren Topografiedaten (siehe Kapitel 3.2) erstellt. Die Modellerstellung erfolgte dabei in den nachfolgend beschriebenen Arbeitsschritten.

#### Diskretisierung des Rhein- und Aaregerinnes

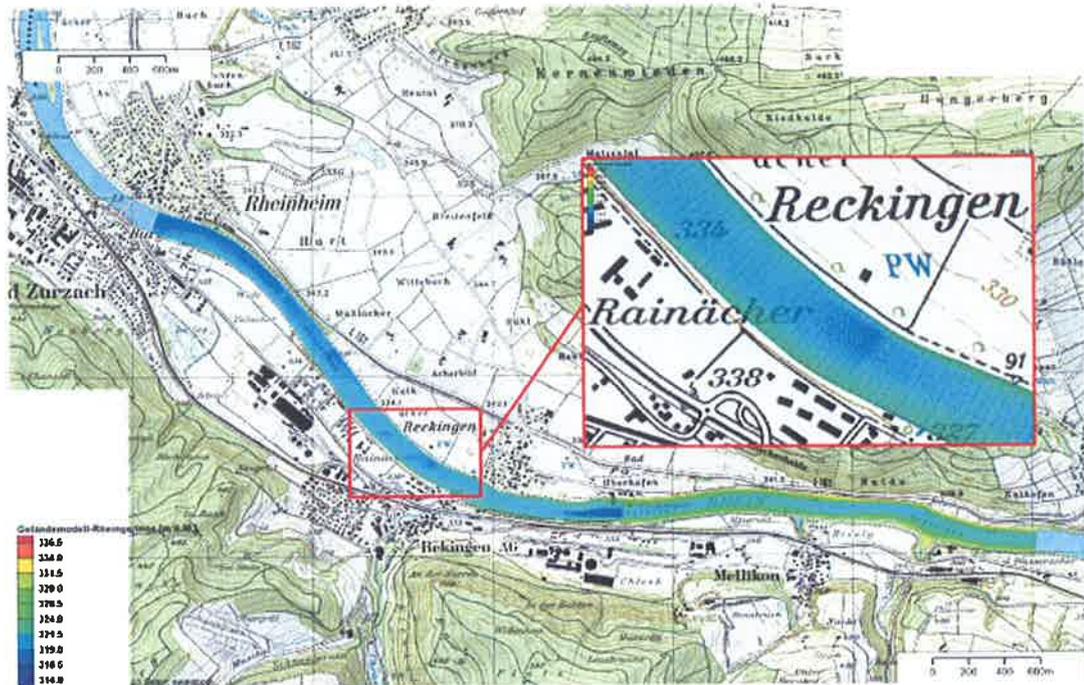
Das Rheingerinne wurde aufgrund der Datengrundlagen in zwei Teilen aufgebaut (Abbildung 3-15):

- Teil 1: der Bereich mit aufgenommenen Querprofilen (Rekingen – Bad Zurzach)
- Teil 2: der Bereich mit vorhandenen Echolot-Daten (Bad Zurzach – Etzgen)



**Abbildung 3-15: Gerinneteile des Rheins für die Diskretisierung des Gerinnes**

Im Teil 1 wurde das Gerinnemodell getrennt vom Vorland auf der Basis der Querprofile erstellt. Dabei wurden neue Punkte zwischen den Querprofilen, die zum Teil einen Abstand bis zu 450 m aufweisen, linear interpoliert. Damit konnten die Höheninformationen der Querprofile direkt auf die erstellten Punkten übertragen bzw. interpoliert werden. Die erstellten Punkte wurden anschliessend zu einem Netz verbunden, welches hauptsächlich aus Viereckenelementen aufgebaut wurde (ca. 5 x 15 m) (Abbildung 3-16).

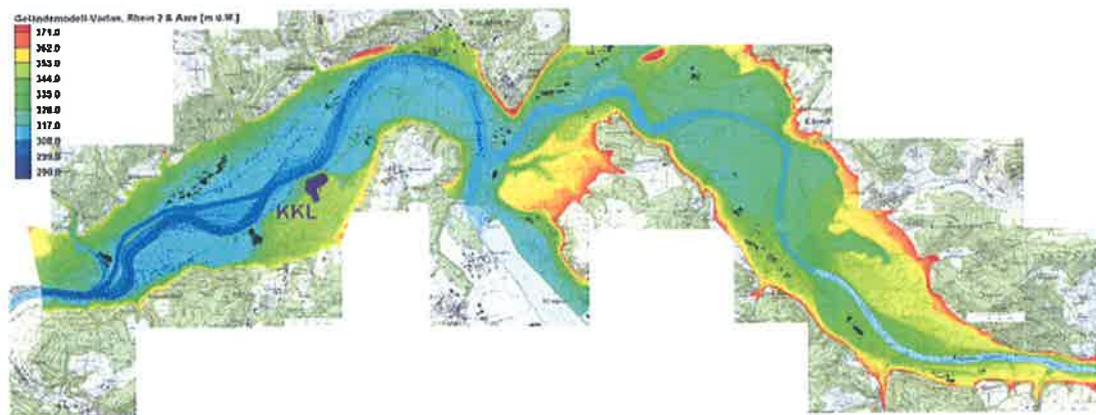


**Abbildung 3-16: Geländemodell Rheingraben, Teil 1**

Das Geländemodell des Rheingraben im Teil 2 und des Aaregraben von der Aarebahnbrücke bis zur Mündung in den Rhein wurden aufgrund der vorhandenen Daten (Punktwolke, Abbildung 3-2) zusammen mit den Vorländern diskretisiert. Die Details dazu werden im nächsten Abschnitt dargestellt.

#### **Diskretisierung des Vorlandes**

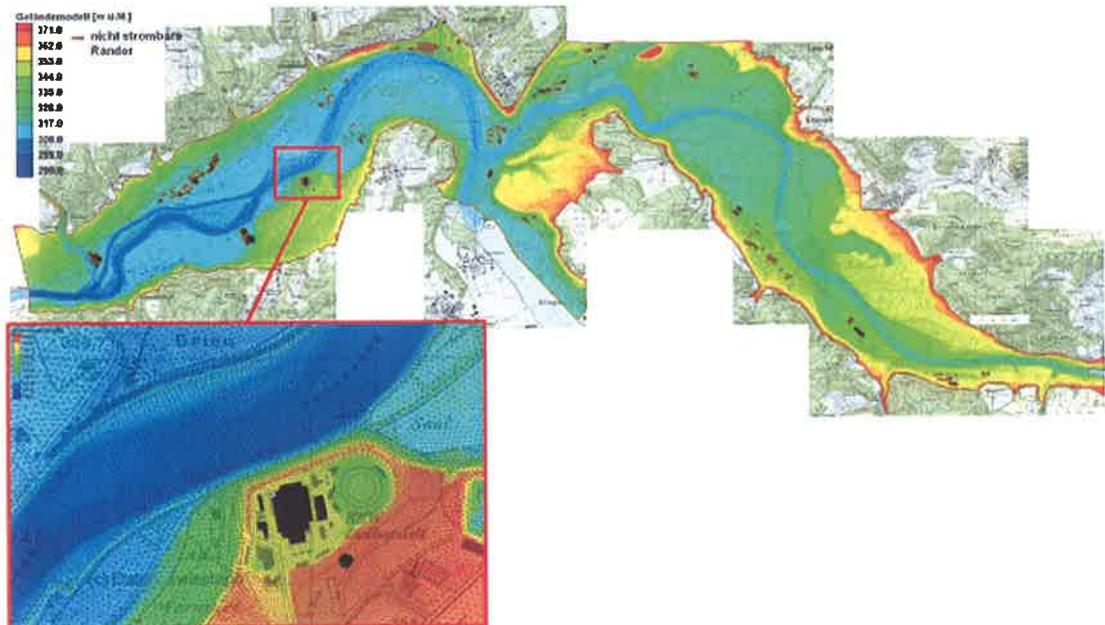
Unabhängig vom erstellten Netz für das Rheingraben Teil 1 wurde das Geländemodell für das Vorland zusammen mit dem Rhein- und Aaregraben erstellt. Hierbei konnten mit Hilfe des Programms SMS [46] die gewünschten Geländebruchkanten im Vorland, die Netzdichte und die Art der Elemente (dreieckig oder viereckig) festgelegt werden. Nach Festlegung dieser Parameter wurde mit dem Programm SMS [46] das Netz erzeugt. Das entstandene Netz des Vorlandes wurde manuell nachgebessert, z.B. wurden zusätzliche Bruchkanten in das Netz eingefügt. Höheninformationen des DTM [47] und Sohlentopographien (siehe Kapitel 3.2) wurden nachträglich auf das Netz interpoliert (Abbildung 3-17).



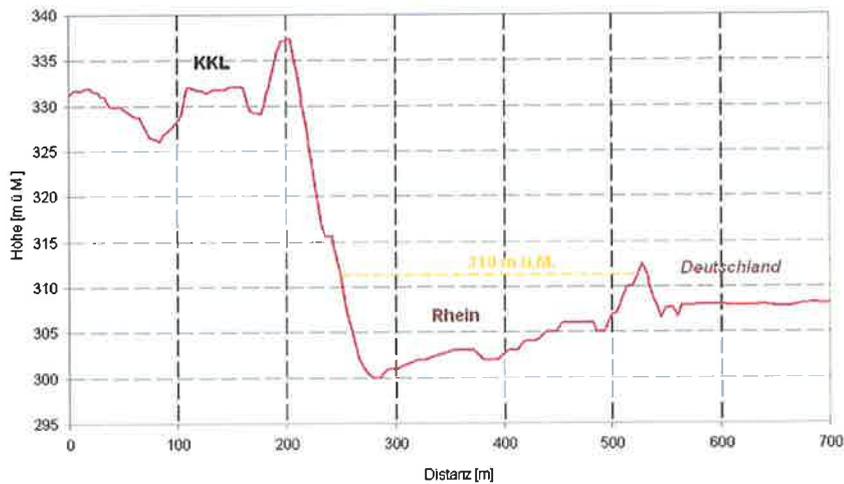
**Abbildung 3-17: Geländemodell Vorland, Rheingraben - Teil 2 und Aare**

### Erstellung Gesamtmodell (Zusammenfügen Modelteile)

Das Zusammenfügen der beiden erstellten Modelteile, d.h. des Vorland- und des Gerinnemodells (Rhein Teil 1) erfolgte automatisch im Programm SMS [46]. Der Übergang des Rheingerinnes zum Vorland wurde anschliessend nochmals überprüft und manuell bearbeitet. Einige Gebäude mit grossen Grundflächen wurden als nicht durchströmbare Objekte modelliert. Abbildung 3-18 zeigt das für die Überflutungsberechnungen verwendete Gesamtnetz mit der detaillierten Darstellung der des Berechnungnetzes im Bereich des KKL.



**Abbildung 3-18: Darstellung des gesamten Geländemodells**



**Abbildung 3-19: Querprofil des Rheins und Ufergelände**

### Berücksichtigung von Wehren und Brücken

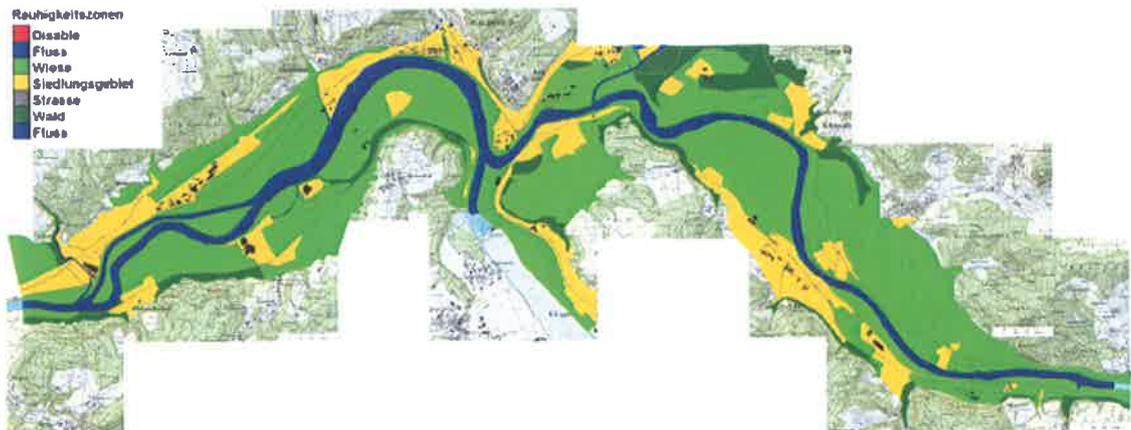
Das Wehr Dogern im Untersuchungsgebiet wurde mittels Wehrüberfall-Formeln modelliert. Bei den Brücken wurden die Brückenpfeiler in Flussmitte als nicht durchströmbare Objekte modelliert (Abbildung 3-20).



**Abbildung 3-20: Einbau der Brückenpfeiler im Geländemodell bei Koblenz im Rhein**

### Rauhigkeitszonen

Das Geländemodell wurde in verschiedenen Rauhigkeitszonen eingeteilt (Abbildung 3-21), welchen im Rahmen der Kalibrierung entsprechende Rauhigkeitsbeiwerte (k-Werte nach [45]) zugeordnet wurden (siehe Kapitel 3.5.2.3).



**Abbildung 3-21: Rauhigkeitszonen des Geländemodells**

### Modellmerkmale

Das erstellte Modell wird durch die in Tabelle 3-12 aufgeführten Merkmale charakterisiert.

Modell	Anzahl der Elemente	Anzahl der Knoten	Höchster Geländeknoten	Tiefster Geländeknoten
2D-KKL	300330	182982	371 m ü. M.	291 m ü. M.

Tabelle 3-12: Merkmale des 2D-Modells

### 3.5.2.2. Anfangs- und Randbedingungen

Die Anfangsbedingungen (die Fliesstiefen und die Geschwindigkeiten am Anfang der Simulationen) wurden für die jeweiligen vordefinierten Szenarien (siehe Kapitel 4) erste mit dem hydraulischen modelliert und für weitere Berechnungen in Modell integriert.

Die wichtigen Randbedingungen bei einem hydraulischen Modell sind die Zufluss- und Ausflussbedingungen.

Als Zuflussrandbedingung oder oberstromige Randbedingung wurden Ganglinien (Abfluss-Zeit-Beziehungen) für jedes festgelegte Szenario (siehe Kapitel 4) an den Zuflussrändern des Modells, bei Rekingen und unterhalb der Aarebahnbrücke, definiert (Abbildung 3-22)

Die unterstromige Randbedingung (Abbildung 3-22) wurde für die einzelnen zu berechnenden Szenarien über eine Normalabfluss-Beziehung spezifiziert. Hierzu wurde das Energieliniengefälle anhand des vorliegenden Sohlgefälles abgeschätzt. Das mittlere Sohlgefälle in diesem Bereich beträgt etwa 1.0 ‰.

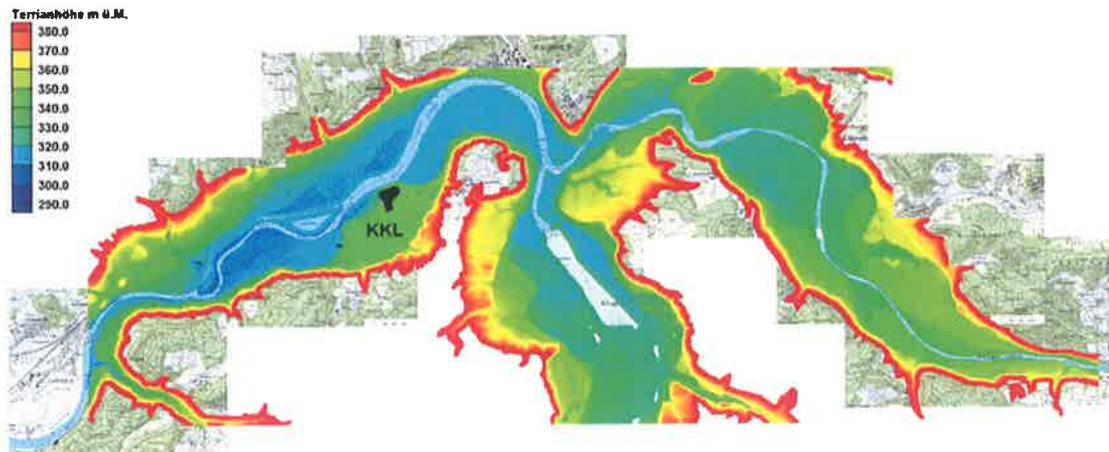


Abbildung 3-22: Randbedingungen des 2D-Modells.

Als interne Bedingung im Modell gelten die konzessionierten Wasserstände für das Wehr Dogern (Abbildung 3-23).

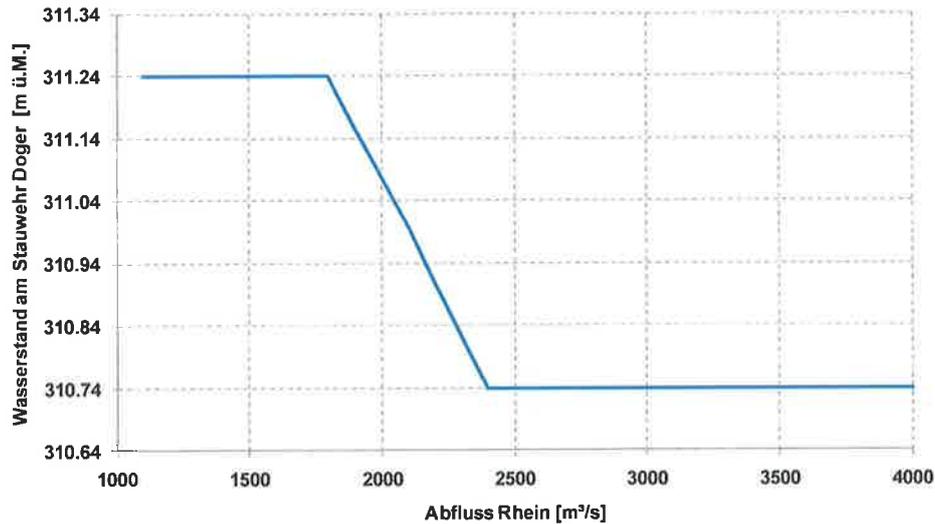


Abbildung 3-23: Wehrreglement Dogern gemäss der Konzession

Gemäss der Konzession gelten folgende Wasserstände im Stauraum des Wehrs Dogern (Tabelle 3-13).

Zustand	Wasserstand [m ü. M.]
Normalstau	311.14
Überstau	311.24
abgesenkter Stau	310.44

Tabelle 3-13: Konzessionierter Wasserstand beim Wehr Dogern

### 3.5.2.3. Kalibrierung und Validierung

Bei der Kalibrierung des Modells wurden die Rauigkeitsbeiwerte nach [45] für jede Zone (Abbildung 3-21) ermittelt und innerhalb von plausiblen Grenzen angepasst. Dabei wurden die Beiwerte so kalibriert, dass die berechneten Wasserstände mit den zum Vergleich vorliegenden Messungen möglichst gut übereinstimmen.

Für die Kalibrierung wurde das Hochwasser 1999 (HW1999) mit einem Spitzenabfluss vom 4430 m<sup>3</sup>/s (Standort KKL) verwendet. Dieses Ereignis entsprach etwa dem HQ<sub>100</sub> im Bereich des KKL. Der Spitzenabfluss setzt sich zusammen aus dem Rheinabfluss von 2050 m<sup>3</sup>/s (Rekingen) und dem Aareabfluss von 2380 m<sup>3</sup>/s unterhalb dem Wehr Klingnau. Der gemessene Wasserstand in Koblenz oberhalb der SBB-Brücke (315.36 m ü. M.) konnte mit geringen Anpassungen der Rauigkeitsbeiwerte bis auf Abweichungen von -5 cm nachgebildet werden (Abbildung 3-24).

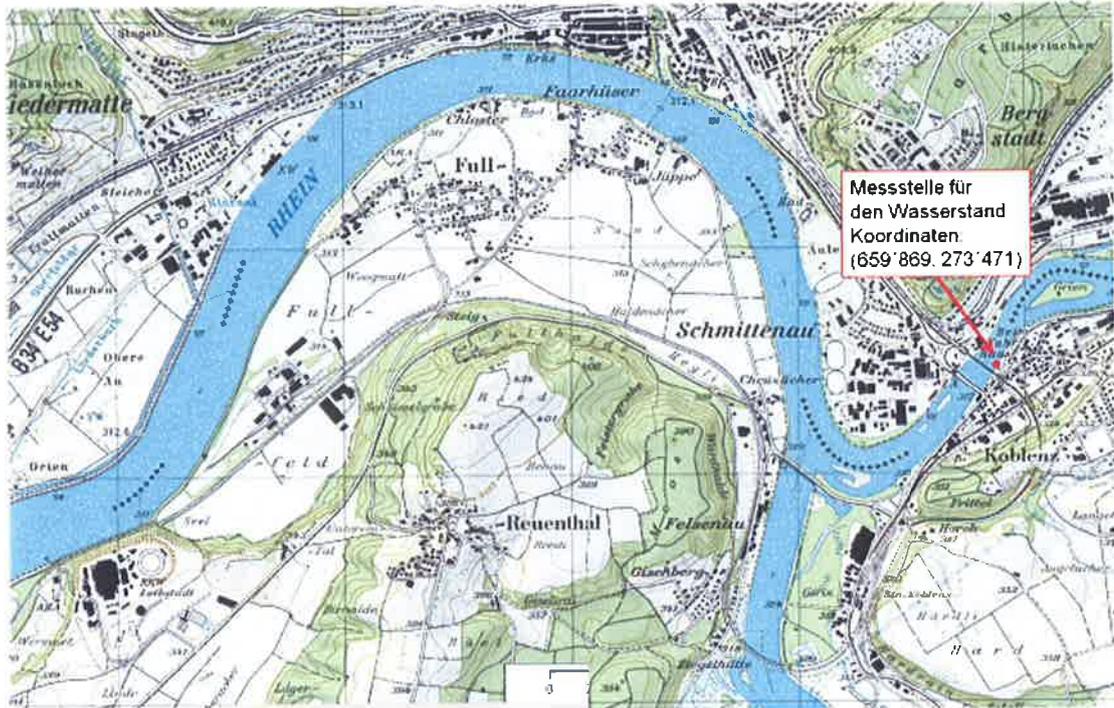


Abbildung 3-24: Lage der Messstelle bei Koblenz

Für das HW 1999 liegen viele Luftaufnahmen vor, welche die Überflutungsflächen während dem Ereignis entlang des Rheins darstellen. Das Modell wurde mit diesen Luftaufnahmen verifiziert. Das simulierte Hochwasserereignis und die Luftaufnahmen zeigen bezüglich der überfluteten Flächen eine gute Übereinstimmung (Abbildung 3-25 und Abbildung 3-26). In den Abbildungen zeigt der Pfeil die Fließrichtung und als eine Orientierungshilfe zum Vergleich zwischen Luftaufnahmen und Simulationsergebnissen wurde die rote Markierung (x) eingefügt. Die Abbildungen zeigen einige Stellen, die im Modell überflutet wurden, obwohl keine solchen Überflutungen in den Aufnahmen zu sehen sind. Dies ist ein Indiz dafür, dass das Berechnungsmodell bezüglich der überfluteten Flächen eher konservative Resultate liefert (grössere Überflutung).

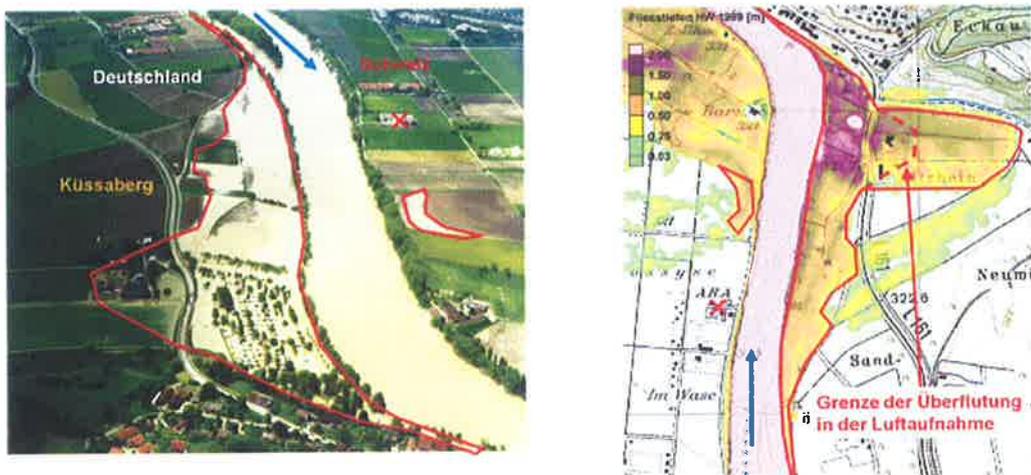


Abbildung 3-25: Luftaufnahme und Simulationsergebnis des HW 1999 bei der Gemeinde Küssaberg in Deutschland

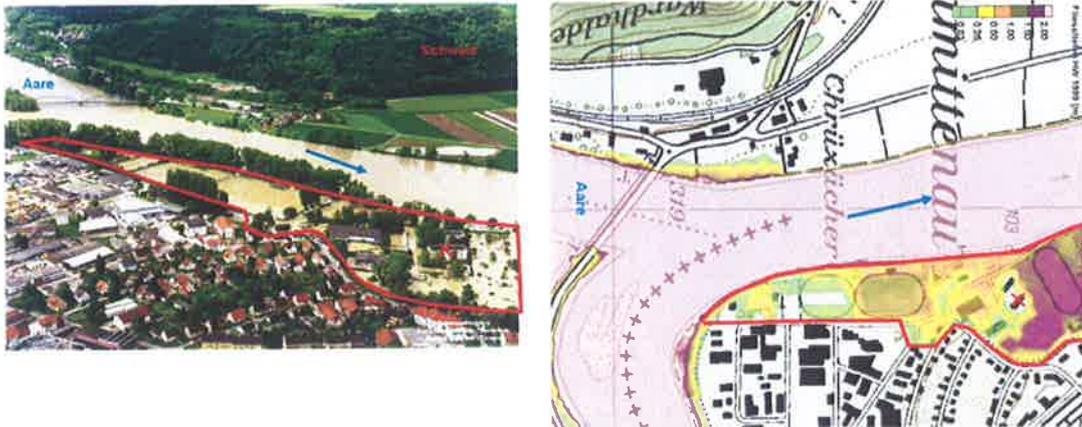


Abbildung 3-26: Luftaufnahme und Simulationsergebnis des HW 1999 im Bereich Waldshut

Tabelle 3-14 zeigt die kalibrierten Rauigkeitsbeiwerte, die für die weiteren Überflutungsberechnungen verwendet wurden.

Rauhigkeitszone	k-Wert [ $m^{1/3}/s$ ]
Flussgerinne	34.0 / 27.5
Wiese	30.0
Wald	20.0
Strassen	40.0
Überbaute Fläche (Siedlungen)	20.0

Tabelle 3-14: Rauigkeitszonen mit Beiwerten nach [45]

Für die Validierung des Modells wurden die bestehenden Gefahrenkarten des Kantons Aargau (Gefahrenkarte Hochwasser Kanton Aargau) verwendet. Die Gefahrenkarten wurden für die Ereignisse mit Überschreitungshäufigkeit von  $10^{-2}/a$  (HQ<sub>100</sub>),  $33 \cdot 10^{-2}/a$  (HQ<sub>300</sub>) und EHQ erstellt. Die ersten beiden Ereignisse wurden mit dem kalibrierten Modell berechnet und die Resultate mit den bestehenden Gefahrenkarten verglichen. Die Abflüsse für die beiden Ereignisse sind in Tabelle 3-15 dargestellt.

Die simulierten Fliesstiefen (Wassertiefen) und die Gefahrenkarten zeigen eine gute Übereinstimmung im Bereich des Standorts KKL (Abbildung 3-27 und Abbildung 3-28).

Ereignis	Abfluss in der Aare (Klingnau) [ $m^3/s$ ]	Abfluss im Rhein (Rekingen) [ $m^3/s$ ]	Totalabfluss [ $m^3/s$ ]
HQ <sub>100</sub>	2'310	2'260	4'570
HQ <sub>300</sub>	2'340	2'570	4'970

Tabelle 3-15: Abflussspitzen der Ereignissen HQ<sub>100</sub> und HQ<sub>300</sub>

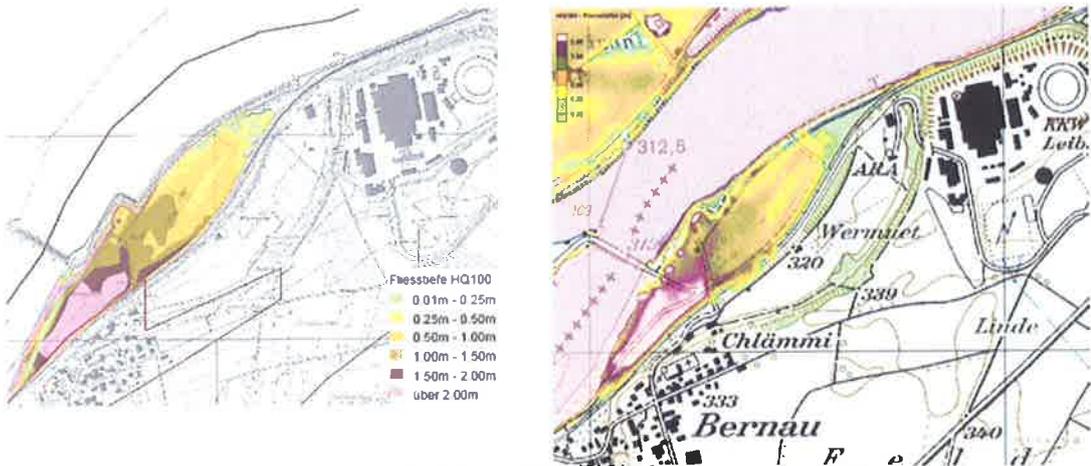


Abbildung 3-27: Gefahrenkarte (links) und Simulationsergebnis des HQ<sub>100</sub> bei der Gemeinde Leibstadt mit dem 2D-Modell

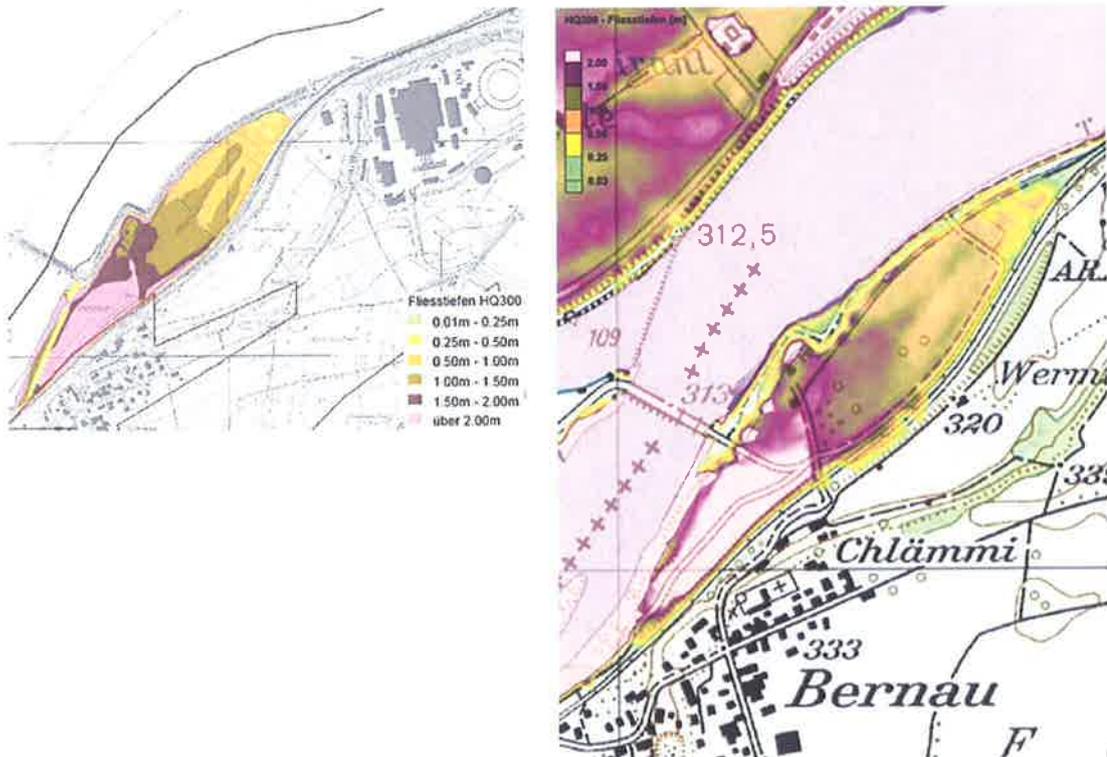


Abbildung 3-28: Gefahrenkarte (links) und Simulationsergebnis des HQ<sub>300</sub> bei der Gemeinde Leibstadt mit dem 2D-Modell

#### 4. Gefährdungsannahmen

In Kapitel 3.1 wurde gezeigt, dass das KKL mit einer Terrainkote von 332 m ca. 21 m über dem Normalniveau des Rheins liegt. Es wird daher erwartet, dass durch das Hochwasser keine Gefährdung der Anlage besteht. Aus diesem Grund hat sich KKL entschieden, neben dem Auslegungsereignis HQ<sub>10'000</sub> auch die sehr konservativen sequentiellen Damnbrüche („Dominoeffekt“) als auslegungsüberschreitende Ereignisse zu untersuchen.

Der Standort des KKL liegt am linken Ufer des Rheins unmittelbar nach der Mündung der Aare. Die möglichen Ereignisse, die den Standort durch eine Überflutung gefährden könnten, wurden in den folgenden Szenarien (Tabelle 4-1) zusammengefasst.

Szenario	Ereignis	Abfluss in der Limmat [m <sup>3</sup> /s]	Abfluss in der Aare [m <sup>3</sup> /s]	Abfluss im Rhein [m <sup>3</sup> /s]	Modell
1	Sequentielle Wehrbrüche am Rhein	Q <sub>m</sub> /Q <sub>347</sub>	Q <sub>m</sub> /Q <sub>347</sub>	Q <sub>m</sub> /Q <sub>347</sub>	1D + 2D
2	Sequentielle Wehrbrüche an der Aare	Q <sub>m</sub> /Q <sub>347</sub>	Q <sub>m</sub> /Q <sub>347</sub>	Q <sub>m</sub> /Q <sub>347</sub>	1D + 2D
3	Sequentielle Wehrbrüche an der Limmat und der Aare	Q <sub>m</sub> /Q <sub>347</sub>	Q <sub>m</sub> /Q <sub>347</sub>	Q <sub>m</sub> /Q <sub>347</sub>	1D + 2D
4	HQ <sub>10'000</sub>	-	-	-	2D
5	Mauerbruch Schluchsee	-	Q <sub>m</sub>	Q <sub>m</sub>	-

**Tabelle 4-1: Szenarien für die Beurteilung der Überflutungsgefährdung des KKL**

Zusätzlich wurde eine mögliche Überschwemmung des KKL-Areals durch einen sehr selten lokalen Starkregen untersucht. Ebenfalls wurden Abklärungen zur Problematik des anfallenden Schwemmholzes beim HQ<sub>10'000</sub> durchgeführt.

#### 4.1. Wehrbrüche (Szenario 1-3)

Die Simulationen der Wehrbruchszenarien (1-3) wurde in zwei Etappen untersucht. Bei der ersten Etappe wurden die Wehrbruchszenarien mittels des 1D-Modells (siehe Kapitel 3.5.1) mit Anfangsbedingungen Q<sub>m</sub> und Q<sub>347</sub> in der Aare und der Limmat sowie im Rhein untersucht. In der zweiten Etappe wurden die Resultate der 1D-Simulationen in Form von einer Ganglinie ins 2D-Modell (siehe Kapitel 3.5.2) als Randbedingung integriert und dadurch entstehende Überflutungen berechnet.

Für die sequentiellen Wehrbrüche wird angenommen, dass bei Normalabfluss (Q<sub>m</sub> oder Q<sub>347</sub>) zuerst das oberste Kraftwerk zerstört wird. Bei der Ankunft der Flutwelle (Beginn des Anstieges) beim unterliegenden Kraftwerk werden die Turbinen ausser Betrieb genommen. Die Wehröffnungen sind daher praktisch geschlossen, bis auf eine geringe Menge Restwasser. Dadurch steigt der Wasserspiegel im Stauraum weiter an. Wenn der maximale Wasserspiegel erreicht ist, bricht das Wehr, die Flutwelle bricht los. Bei der nächsten Staustufe wiederholt sich dieses Szenario bis zum untersten Kraftwerk.

Bei allen drei Szenarien wurde der Wehrbruch als Momentanbruch (Entfernung des gesamten Wehrs vom Modell) betrachtet. Sind das Wehr und das entsprechende Kraftwerk eine Anlage, wurde der Bruch dieser gesamten Anlage berücksichtigt. Für alle Wehre wurden die für das Stauziel konzessionierten Wasserstände als Anfangsbedingung angenommen. Es wurde unterstellt, dass das Wehr Dogern der eintreffenden Welle standhält, d. h. als ungünstiger und konservativer Zustand wird der Wehrbruch beim Kraftwerk Dogern nicht berücksichtigt (Abbildung 3-23). Zusätzlich wurde bei allen Ereignissen die (n-1)-Regel beim Wehr Dogern berücksichtigt, wobei das leistungsfähigste Feld vor dem Wehrbruch geschlossen ist. Das Wasserkraftwerk RADAG ist bei allen Szenarien ausser Betrieb.

##### 4.1.1. Szenario 1 - Flutwelle Rhein

Beim Szenario 1 wurden sequentielle Brüche vom Wehr Schaffhausen bis zum Wehr Rekingen (Schaffhausen, Rheinau, Eglisau, Rekingen) untersucht. Die Berechnungen werden jeweils für den mittleren Abfluss (Q<sub>m</sub>) und den Abfluss Q<sub>347</sub> im Rhein durchgeführt. In der Aare wird der mittlere Abfluss Q<sub>m</sub> angenommen.

#### 4.1.2. Szenario 2 - Flutwelle Aare, Aarekraftwerke

Beim Szenario 2 wurden sequentielle Brüche vom Wehr Aarau bis zum Wehr Klingnau (Aarau, Rapperswil, Wildegg-Brugg, Rüchlig, Beznau, Klingnau) berücksichtigt. Analog zum Szenario 1 wurden die Berechnungen jeweils für  $Q_m$  und  $Q_{347}$  in der Aare durchgeführt. Im Rhein wird der mittlere Abfluss  $Q_m$  angenommen.

#### 4.1.3. Szenario 3 - Flutwelle Aare, Kraftwerk Wettingen

Die Limmat ist ein wichtiger Zufluss in die Aare mit einigen grossen Wehranlagen. Beim Szenario 3 wurden sequentielle Brüche vom Wehr Wettingen bis zum Wehr Klingnau (Wettingen, Beznau, Klingnau) berechnet. Die Berechnungen wurden mit dem Abfluss  $Q_m$  in der Limmat durchgeführt.

#### 4.2. Szenario 4 - Hochwasser $HQ_{10^000}$

Die Überflutungen infolge des  $HQ_{10^000}$  wurden mit dem 2D-Modell simuliert. Die Abflüsse zu diesem Ereignis sind im Kapitel 3.1 und die dazu gehörigen Ganglinien im Rhein und der Aare in Kapitel 5.1.4 dargestellt. Für die Modellierung wurde ein Abfluss von  $9'000 \text{ m}^3/\text{s}$  angenommen, was dem Maximum des  $HQ_{10^000}$  Wertebereichs entspricht. Dieses Ereignis entspricht dem höchsten Bemessungshochwasser gemäss der Verordnung UVEK [48].

#### 4.3. Szenario 5 - Mauerbruch Schluchsee

Bei dem Szenario 5 wurde die ankommende Flutwelle am Standort des KKL infolge des Stauanlagenbruches vom Schluchsee untersucht. Die Berechnungen dieses Szenarios liegen bereits für KKL vor und wurden beim damaligen BWW (Bundesamt für Wasserwirtschaft, später BWG) ausführlich und mit der äusserst konservativen Chervet Methode [7] behandelt.

#### 4.4. Lokale Starkniederschläge

Es wurden Untersuchungen von extremen Starkniederschlägen auf eine mögliche Überschwemmung des KKL-Areals durchgeführt.

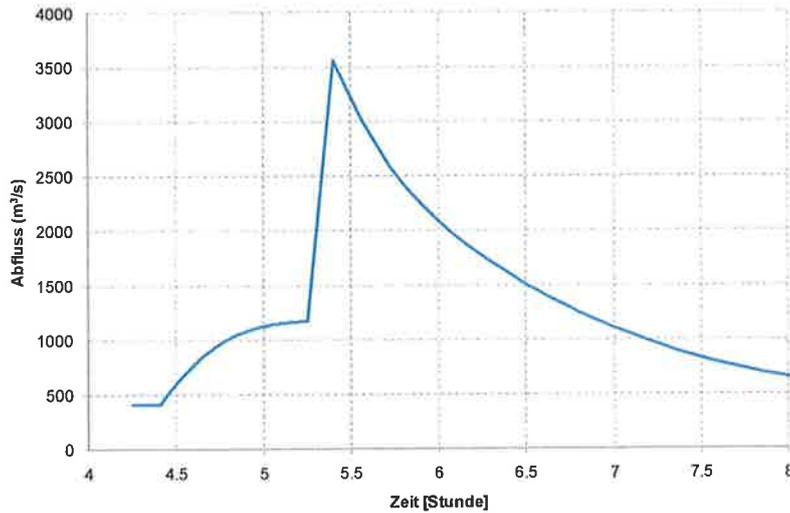
### 5. Ergebnisse

#### 5.1. Überflutungssimulationen

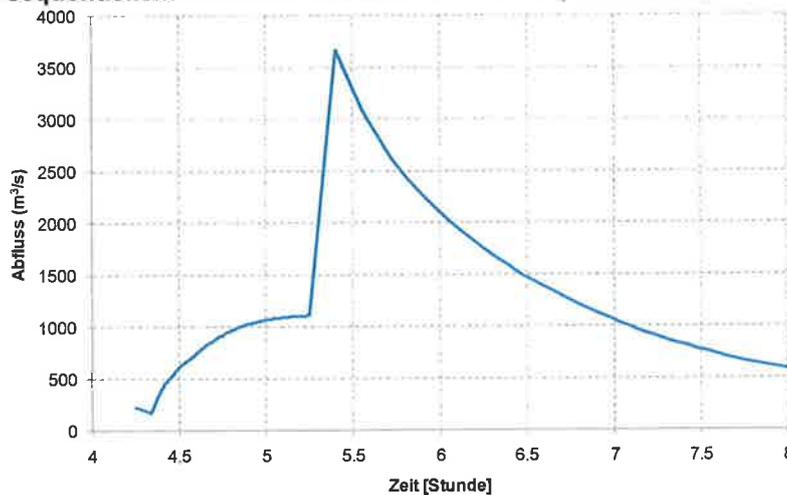
Die Beurteilung der Überflutungsgefährdung des KKL erfolgte durch die Berechnungen der im Kapitel 4 erwähnten Szenarien. Die durchgeführten Simulationen der Überflutungsszenarien werden in den folgenden Kapiteln detailliert beschrieben.

##### 5.1.1. Szenario 1 - Flutwelle Rhein

Für die sequentiellen Wehrbrüche am Rhein wurde angenommen, dass bei  $Q_m$  oder  $Q_{347}$  zuerst das oberste Kraftwerk (Kraftwerk Schaffhausen, KWS) zerstört wurde. Nach den sequentiellen Brüchen der Kraftwerke bis Rekingen ergaben sich im Unterwasser vom Kraftwerk Rekingen maximale Abflüsse von  $3500 \text{ m}^3/\text{s}$ , sowohl für  $Q_m$  (Abbildung 5-1) als auch  $Q_{347}$  (Abbildung 5-2).



**Abbildung 5-1: Ganglinie der Flutwelle unterhalb Kraftwerk RKR (Reckingen) nach sequentiellem Bruch der Kraftwerke am Rhein, Abfluss  $Q_m$**



**Abbildung 5-2: Ganglinie der Flutwelle unterhalb Kraftwerk RKR (Reckingen) nach sequentiellem Bruch der Kraftwerke am Rhein, Abfluss  $Q_{347}$**

Die durch das 1D-Modell berechneten Ganglinien der Flutwellen wurden als Zuflussrandbedingungen beim 2D-Modell modelliert. Für die Anfangsbedingungen wurden zuerst die Strömungsverhältnisse bei  $Q_m$  und  $Q_{347}$  berechnet und im Modell berücksichtigt. Die Ergebnisse der 2D-Simulationen sind in Abbildung 5-3 und Abbildung 5-4 dargestellt.

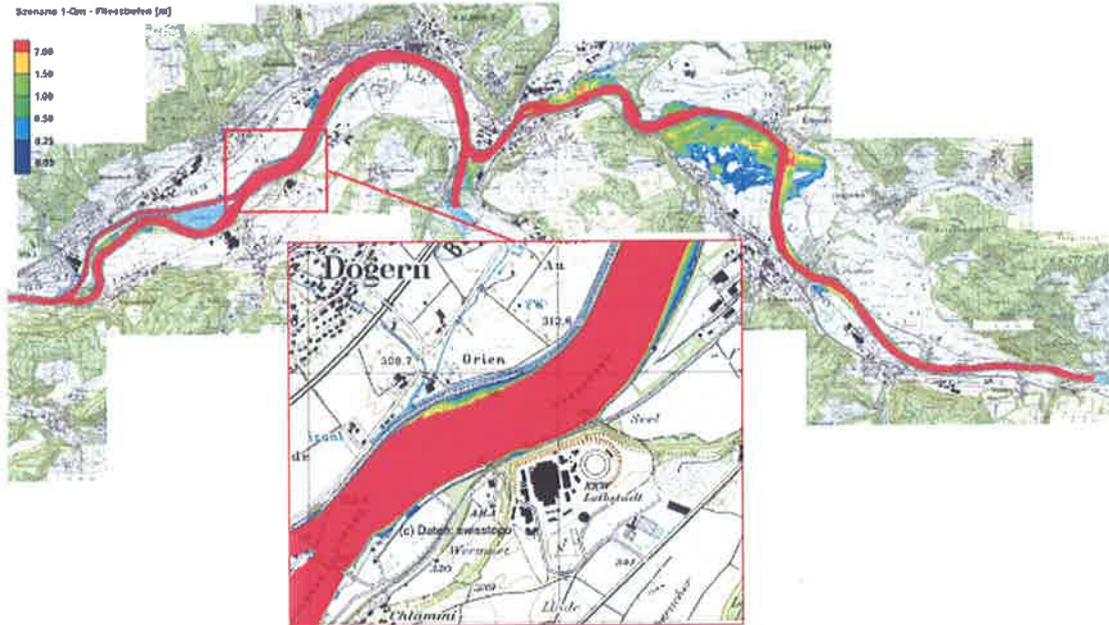


Abbildung 5-3: Berechnete maximale Fliesstiefen für das Szenario 1 - Abfluss  $Q_m$

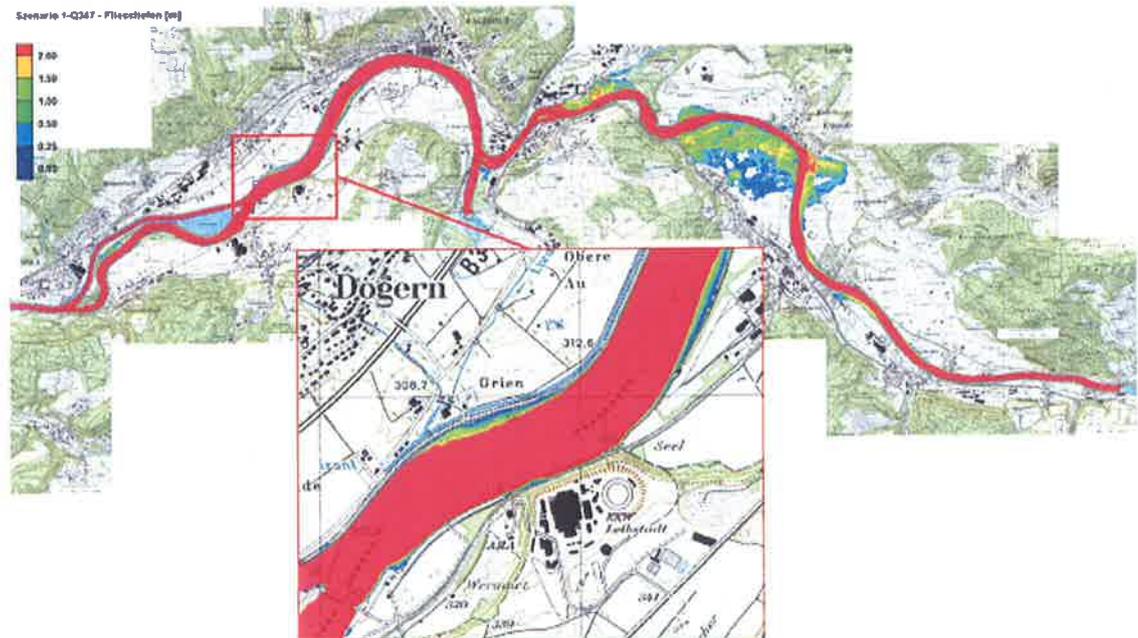


Abbildung 5-4: Berechnete maximale Fliesstiefen für das Szenario 1 - Abfluss  $Q_{347}$

### 5.1.1.1. Schlussfolgerung

Die Simulationsergebnisse zeigen, dass keine Gefährdung für den Standort KKL beim Szenario 1 ( $Q_m$  und  $Q_{347}$ ) besteht. Bei der berechneten Erhöhung des Wasserstandes um maximal 0.26 m bleibt eine Reserve von über 20 m zum Terrain des KKL. Abbildung 5-15 zeigt die Wasserstände (visuelle, schematische Darstellung) der maximalen Wasserstände beim KKL für alle Szenarien.

### 5.1.2. Szenario 2 - Flutwelle Aare, Aarekraftwerke

Für die sequentiellen Wehrbrüche wurde angenommen, dass bei  $Q_m$  oder  $Q_{347}$  zuerst das oberste Kraftwerk (Kraftwerk Aarau) zerstört wurde. Die Simulationen zeigen, dass die Flutwelle bei  $Q_m$  nach etwa 3.2 Stunden das AWAG erreicht. Die Turbinen wurden in der Simulation abgestellt, wodurch der Abfluss unterhalb des Kraftwerkes deutlich reduziert wird (siehe Abbildung 5-5). Nach 3.9 h ist das Maximum des Wasserspiegels im Stausee erreicht, AWAG bricht vollständig und führt zu einer Flutwelle mit einem maximalen Abfluss von  $4500 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Bei einem kleineren Abfluss von  $Q_{347}$  in der Aare dauert es, wegen der geringeren Fließgeschwindigkeiten etwas länger, bis die Flutwelle im Klingnauer Stausee eintrifft, doch ist die Welle unterhalb AWAG praktisch identisch (Abbildung 5-6). Wie schon bei den Szenarien am Rhein zeigen die Resultate, dass die Spitzenabflüsse bei  $Q_{347}$  geringfügig höher liegen.

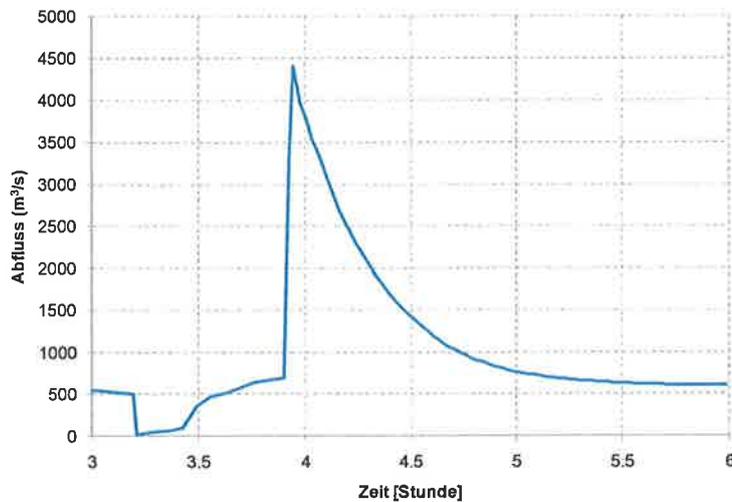


Abbildung 5-5: Ganglinie der Flutwelle unterhalb Kraftwerk AWAG nach sequentiellem Bruch der Wehre an der Aare, Abfluss  $Q_m$

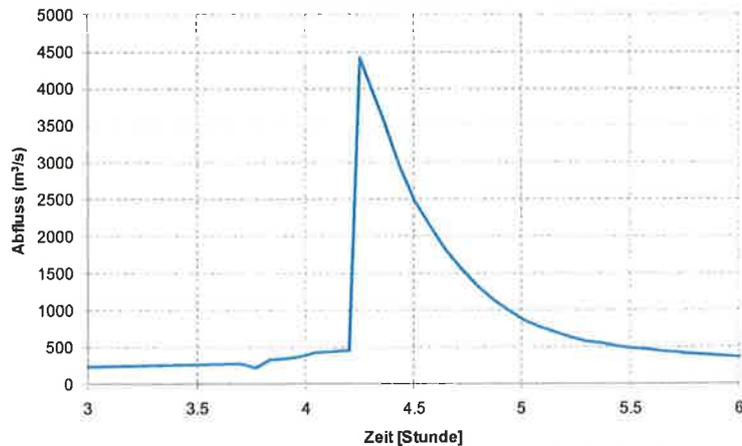


Abbildung 5-6: Ganglinie der Flutwelle unterhalb Kraftwerk AWAG nach sequentiellem Bruch der Wehre an der Aare, Abfluss  $Q_{347}$

Wie beim Szenario 1 wurden die durch das 1D-Modell berechneten Flutwellenganglinien als Zuflussrandbedingungen ins 2D-Modell integriert. Die Ergebnisse der 2D-Simulationen sind in Abbildung 5-7 und Abbildung 5-8 dargestellt.

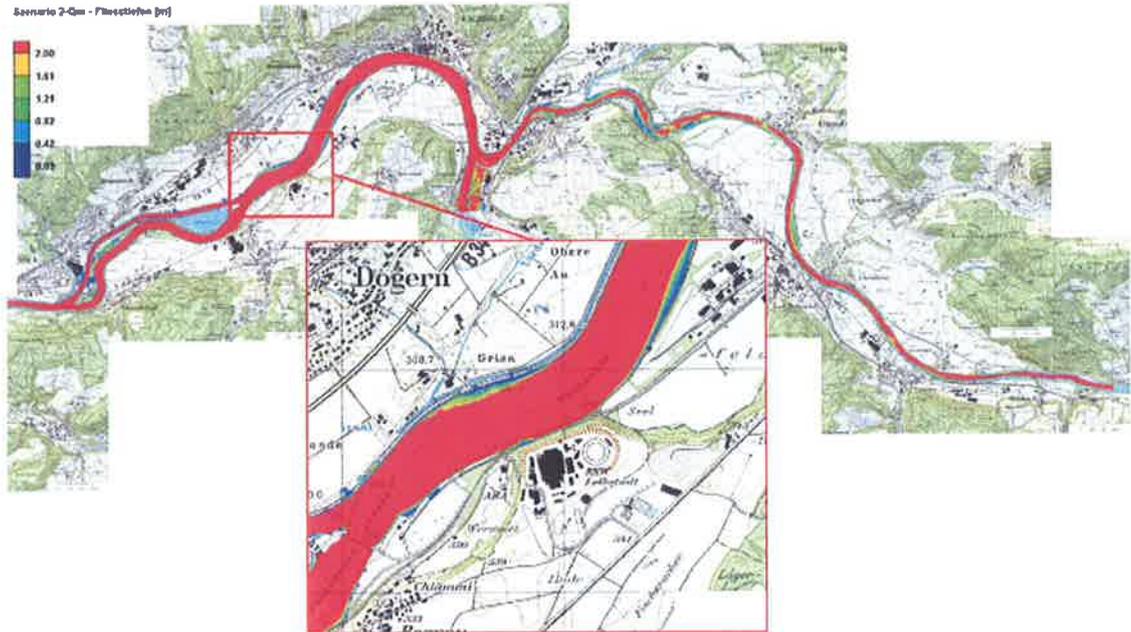


Abbildung 5-7: Berechnete maximale Fliesstiefen für das Szenario 2 - Abfluss  $Q_m$

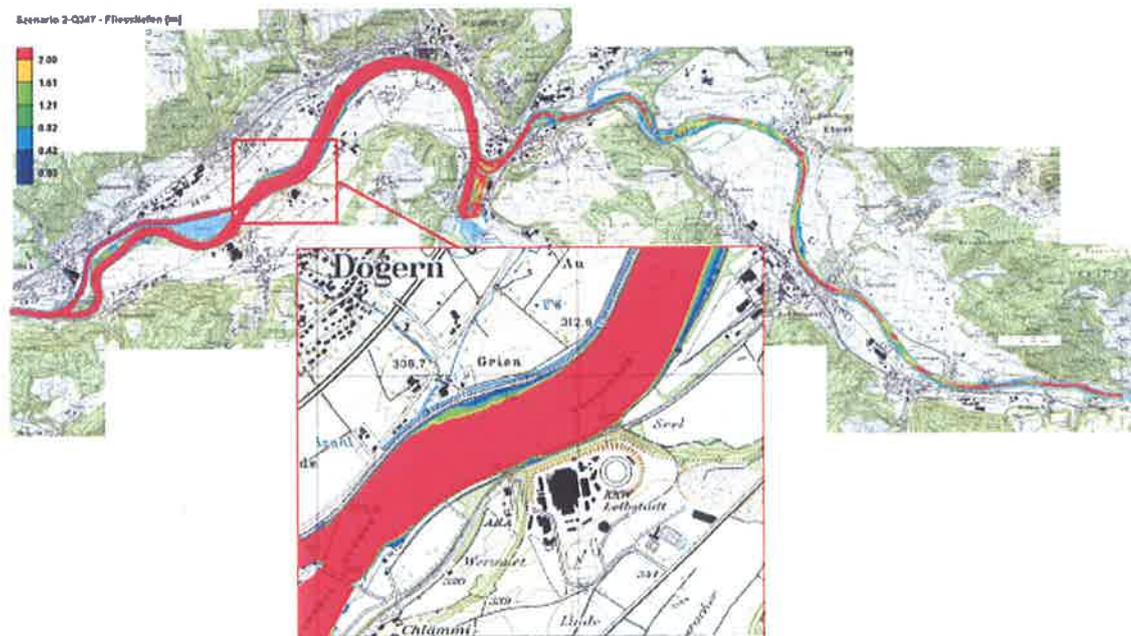


Abbildung 5-8: Berechnete maximale Fliesstiefen für das Szenario 2 - Abfluss  $Q_{347}$

### 5.1.2.1. Schlussfolgerung

Die Simulationsergebnisse zeigen, dass keine Gefährdung für den Standort KKL beim Szenario 2 ( $Q_m$  und  $Q_{347}$ ) besteht. Bei der berechneten Erhöhung des Wasserstandes um maximal 0.26 m bleibt eine Reserve von über 20 m zum Terrain des KKL. Aufgrund des Wehrreglementes (Wehr Dogern) sind die Wasserstände beim KKL erwartungsgemäss gleich hoch wie beim Szenario 1. Abbildung 5-15

zeigt die Wasserstände (visuelle, schematische Darstellung) der maximalen Wasserstände beim KKL für alle Szenarien.

### 5.1.3. Szenario 3 - Flutwelle Aare, Kraftwerk Wettingen

Die Flutwelle nach einem Bruch der Staumauer in Wettingen wurde ebenfalls mit dem 1D-Modell berechnet. Beim Zusammenfluss mit der Aare wird ein Spitzenabfluss von 1'200 m<sup>3</sup>/s erreicht (Abbildung 5-9). Die Flutwelle erreicht anschliessend das AWAG, nach 2.5 h bricht AWAG. Der maximale Abfluss unterhalb AWAG beträgt kurzzeitig maximal 4'700 m<sup>3</sup>/s (Abbildung 5-10).

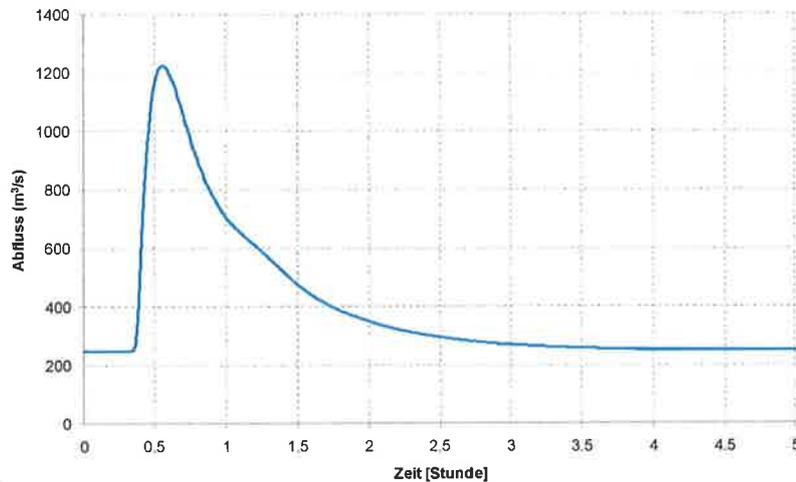


Abbildung 5-9: Zufliessganglinie der Aare in Stilli nach Bruch der Staumauer Wettingen, Abfluss  $Q_m$

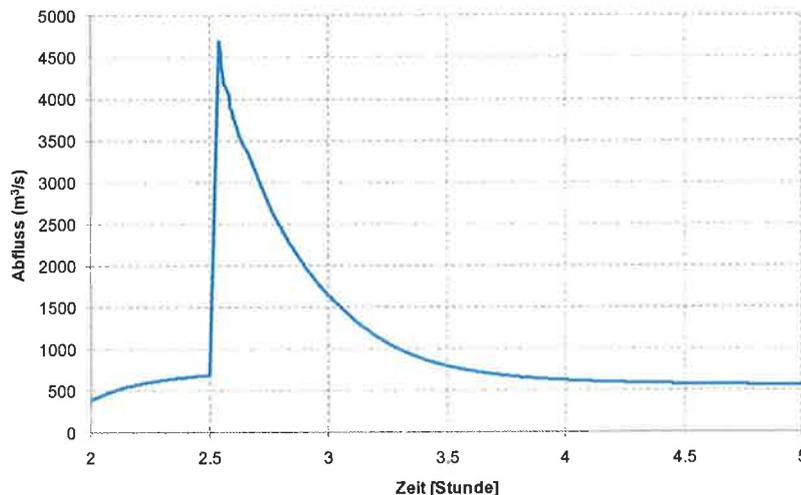


Abbildung 5-10: Ganglinie der Flutwelle unterhalb Kraftwerk AWAG nach Bruch der Staumauer Wettingen, Abfluss  $Q_m$

Die in Abbildung 5-10 dargestellten Flutwellenganglinien wurde als Zufliessrandbedingungen ins 2D-Modell integriert. Die Ergebnisse der 2D-Simulationen für das Szenario 3 sind in Abbildung 5-11 dargestellt.

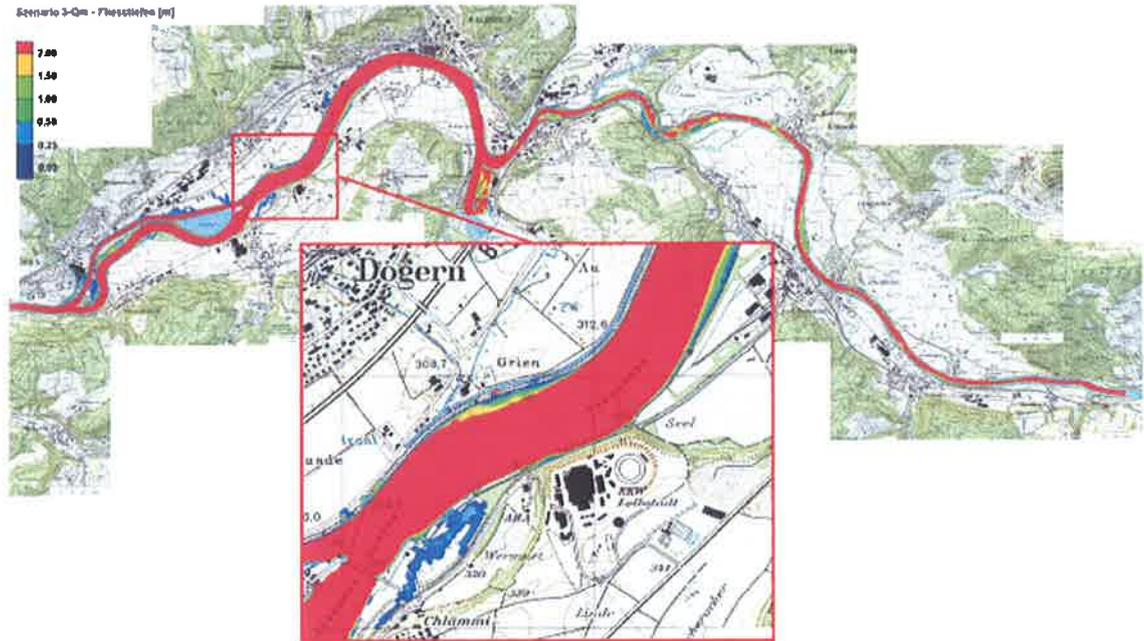


Abbildung 5-11: Berechnete maximale Fliesstiefen für das Szenario 3 – Abfluss  $Q_m$

#### 5.1.3.1. Schlussfolgerung

Die Simulationsergebnisse zeigen, dass keine Gefährdung für den Standort KKL beim Szenario 3 besteht. Bei der berechneten Erhöhung des Wasserstandes um maximal 0.28 m bleibt eine Reserve von über 20 m zum Terrain des KKL. zeigt die Wasserstände (visuelle, schematische Darstellung) der maximalen Wasserstände beim KKL für alle Szenarien.

#### 5.1.4. Szenario 4 - Hochwasser $HQ_{10^6}$

Das Hochwasser  $HQ_{10^6}$  wurde mit dem 2D-Modell simuliert. Die im Modell verwendeten Zuflussrandbedingungen, welche auf den hydrologischen Untersuchungen basieren (siehe Kapitel 3.3), sind in Abbildung 5-12 dargestellt.

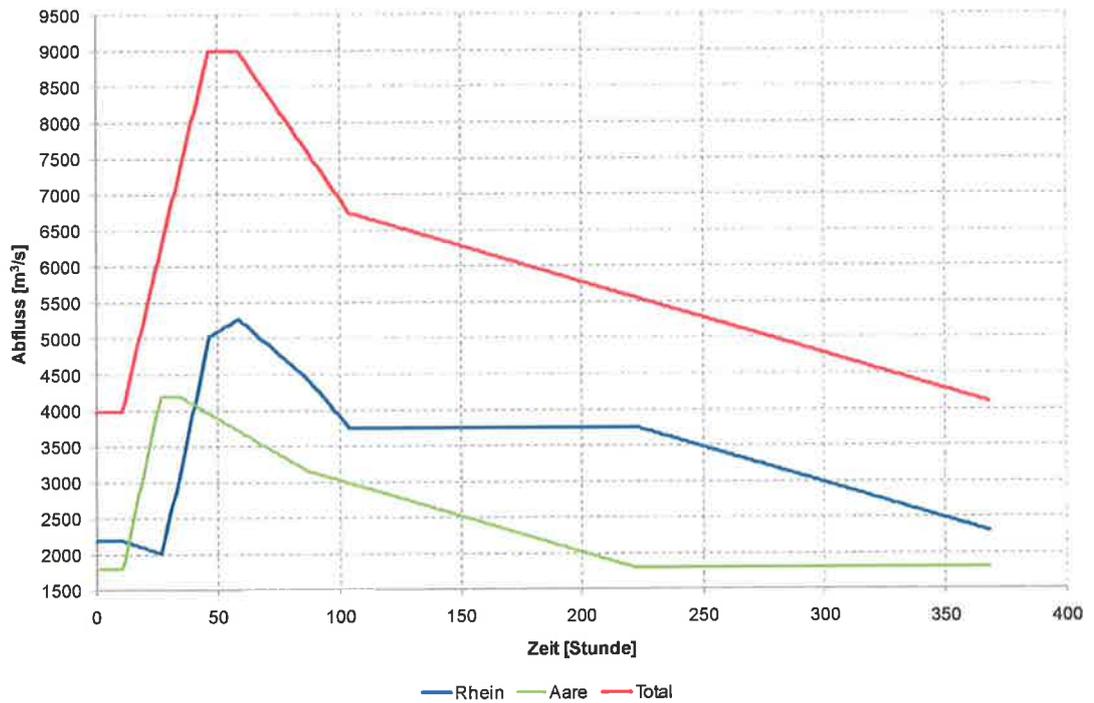


Abbildung 5-12: Im 2D-Modell verwendete Zuflussrandbedingungen für das Szenario 4 - HQ<sub>10'000</sub>

Die berechneten maximalen Fliesstiefen des Szenarios 4 sind in Abbildung 5-13 dargestellt.

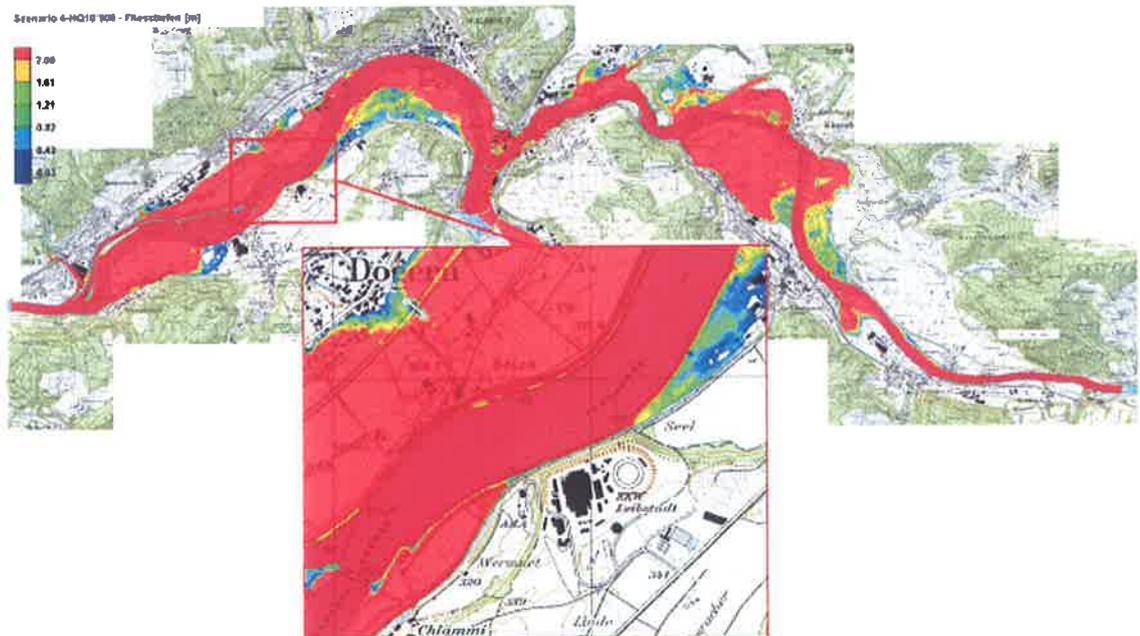
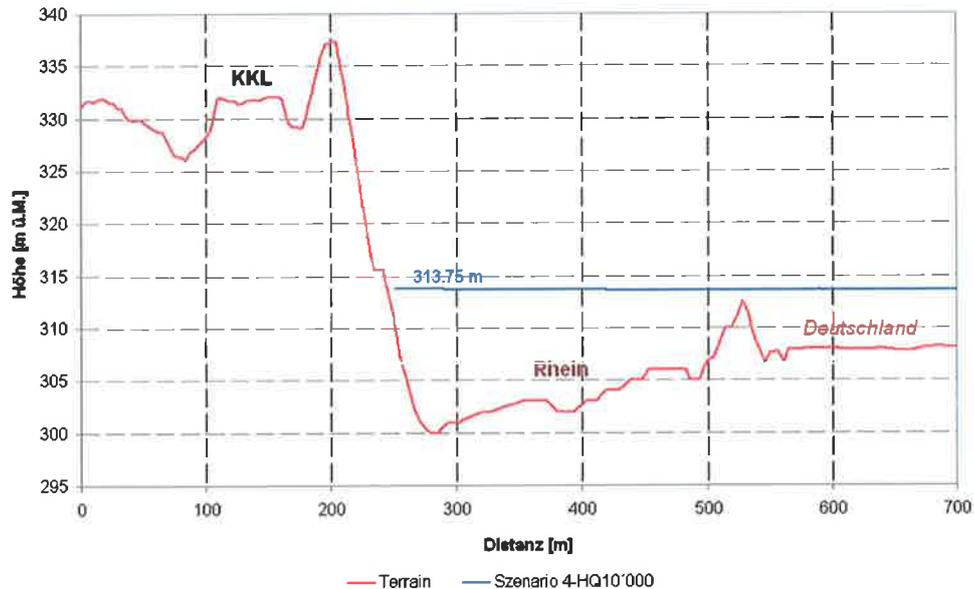


Abbildung 5-13: Berechneten maximale Fliesstiefen für das Szenario 4 – HQ<sub>10'000</sub>

### 5.1.4.1. Schlussfolgerung

Die Simulation des  $HQ_{10'000}$  zeigt, dass der Standort KKL nicht überflutet wird. Abbildung 5-14 zeigt den Wasserstand für das Szenario 4 beim Rheinprofil im Bereich des KKL. Bei der berechneten Erhöhung des Wasserstandes um maximal 2.61 m bleibt eine Reserve von über 18 m zum Terrain des KKL.



**Abbildung 5-14: Maximale Wasserstände beim KKL für das Szenario 4**

Abbildung 5-15 zeigt die Wasserstände (visuelle, schematische Darstellung) der maximalen Wasserstände beim KKL für alle Szenarien.

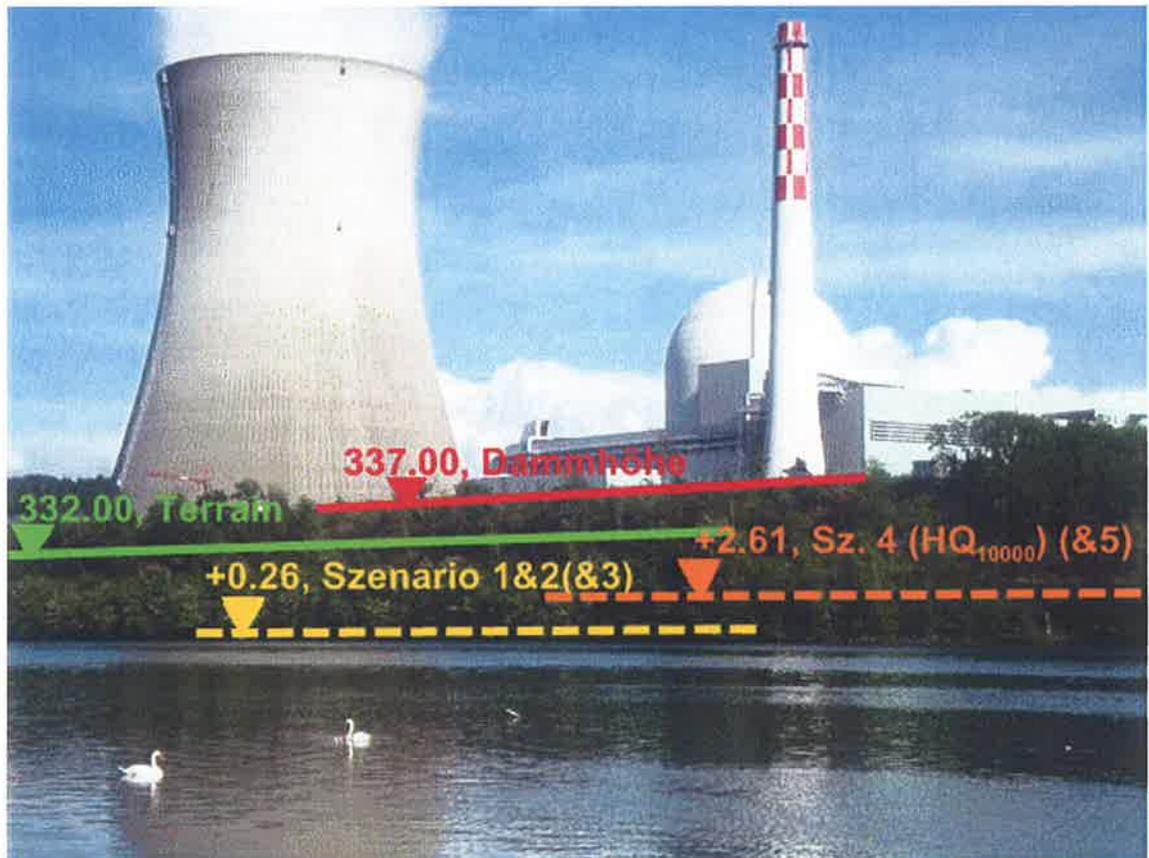


Abbildung 5-15: Schematische Darstellung der maximalen Wasserstände (relativer Anstieg) beim KKL für alle Szenarien

## 5.2. Szenario 5 - Mauerbruch Schluchsee

Für das Szenario 5 wurden die Berechnungen des damaligen BWW verwendet [6]. Die vom BWW seinerzeit durchgeführten Flutwellenberechnungen basieren auf folgende Annahmen:

- a) bei der Staumauer
  - voll gefüllter Stausee
  - momentaner Totalbruch der Staumauer
- b) bei den im Tal stehenden Wehren
  - voll gefüllte Stauhaltung
  - momentaner Totalbruch des gesamten Wehres (plötzliche Zerstörung sämtlicher Schützen)
- c) Darstellung
  - Überfluteter Bereich auf Niveau der Energielinie von Talflanke zu Talflanke.

### 5.2.1. Schlussfolgerung

Da die durch das damalige BWW durchgeführten 1D-Berechnungen auf äusserst konservativen Annahmen basieren, sind entsprechend auch die Resultate als sehr konservativ zu betrachten. Gemäss der Berechnungen liegt der Wasserstand beim Szenario 5 beim Standort KKL auf einer Kote von 313.4 m ü. M. und damit deutlich unterhalb der Terrainhöhe des KKL. Bei der berechneten Erhöhung des Wasserstandes um maximal 2.26 m bleibt eine Reserve von über 18 m zum Terrain des KKL.

### 5.3. Grundwasserverhältnisse

Die Grundwasserverhältnisse am Standort KKL sind aus Abbildung 5-17 ersichtlich. Es liegen bereits ausführliche Dokumentationen über die Grundwasserverhältnisse in diesem Bereich aus [4] und [8] vor.

Die Grundwasserverhältnisse lassen deutlich zwei Hauptströme erkennen. Ein Hauptstrom verläuft annähernd längs der diluvialen Rhein-Rinne parallel zum Rhein von Full südlich des Standortes des Kernkraftwerks Leibstadt in Richtung Bernau. Diesem Strom fließt einerseits Infiltrationswasser aus dem Rhein, andererseits Hangwasser aus der linken Talflanke zu. Der andere Grundwasserhauptstrom fließt vom Aaretal durch die diluviale Aare-Rhein-Rinne in Richtung Leibstadt Bernau. Dieser Strom wird vor allem durch die Grundwasservorkommen im unteren aargauischen Aaretal gespeist. Weiter fließt diesem Strom Hangwasser vom Gebiet Reuenthal sowie von Hettenschwil zu. Die mittlere Fließgeschwindigkeit des Grundwassers beträgt hier etwa 5 m/d. Die Wassermenge pro Zeiteinheit, die in der Region Oberstrick durch ein Querprofil zur Hauptströmungsrichtung fließt, lässt sich bei mittlerem Grundwasserstand approximativ auf 0.07 m<sup>3</sup>/s ansetzen. In der Gegend von Leibstadt vereinigen sich die beiden Hauptströme.

Das Grundwasser fließt parallel zum Rhein im Niederterrassenschotter. Vom Aare-Grundwasserstrom sind zusätzlich seitliche Zuflüsse vorhanden, insbesondere im Bereich des Pumpwerks Birchhag [32] (unterhalb Strick), wo vom Aaregrundwasserstrom in einer diluvialen Flussrinne Grundwasser zuströmt. Zur Beweissicherung werden seit 1978 in verschiedenen Überwachungsprofilen physikalische und chemische Parameter gemessen. Aus verschiedenen Pumpversuchen zeigte sich eine durchwegs hohe Durchlässigkeit des Grundwasserleiters [33], sie bewegt sich im Bereich von 5·10<sup>-3</sup> m/s bis 1·10<sup>-2</sup> m/s. Im Bereich oberhalb des Wehres RADAG weist der Grundwasserspiegel eine geringe Varianz auf, da das Kraftwerk den Rheinwasserspiegel auf eine gegebene Kote regelt. Als Beispiel ist dies gut ersichtlich an der Messreihe 2009-2010 des KKL (Abbildung 5-16). Die Pegel (blaue Farbtöne) sind im Sommer geringfügig höher als im Winter, der Einfluss kurzzeitiger Hochwasser im Rhein kann bei diesem Messrhythmus jedoch nicht erkannt werden. (Der hellblaue Punkt im August 2010, der aus der Reihe fällt, ist mit grosser Wahrscheinlichkeit ein Messfehler).

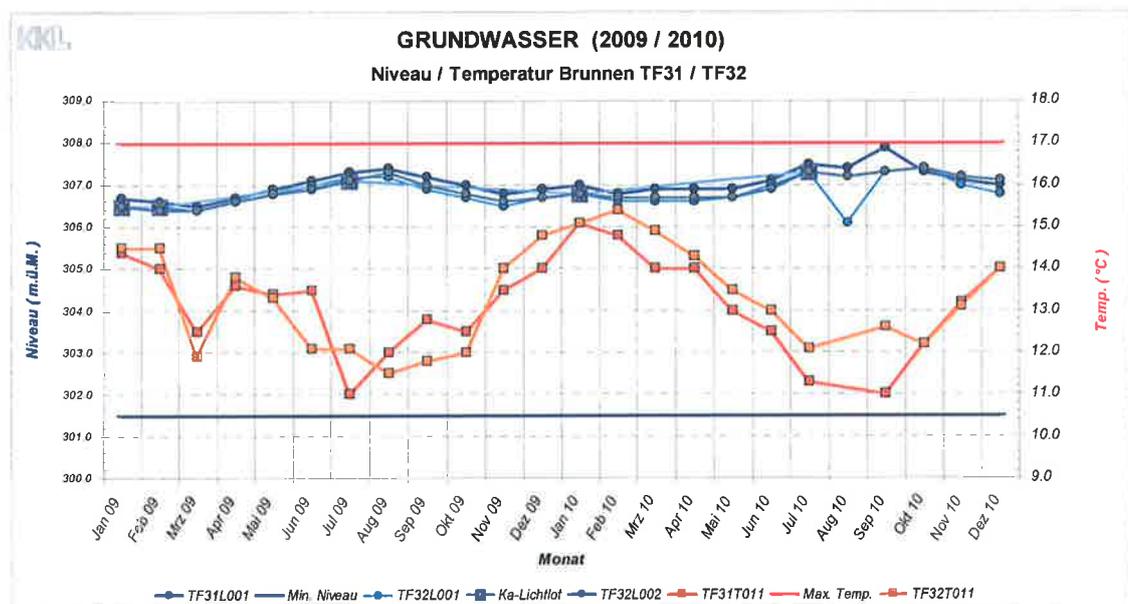
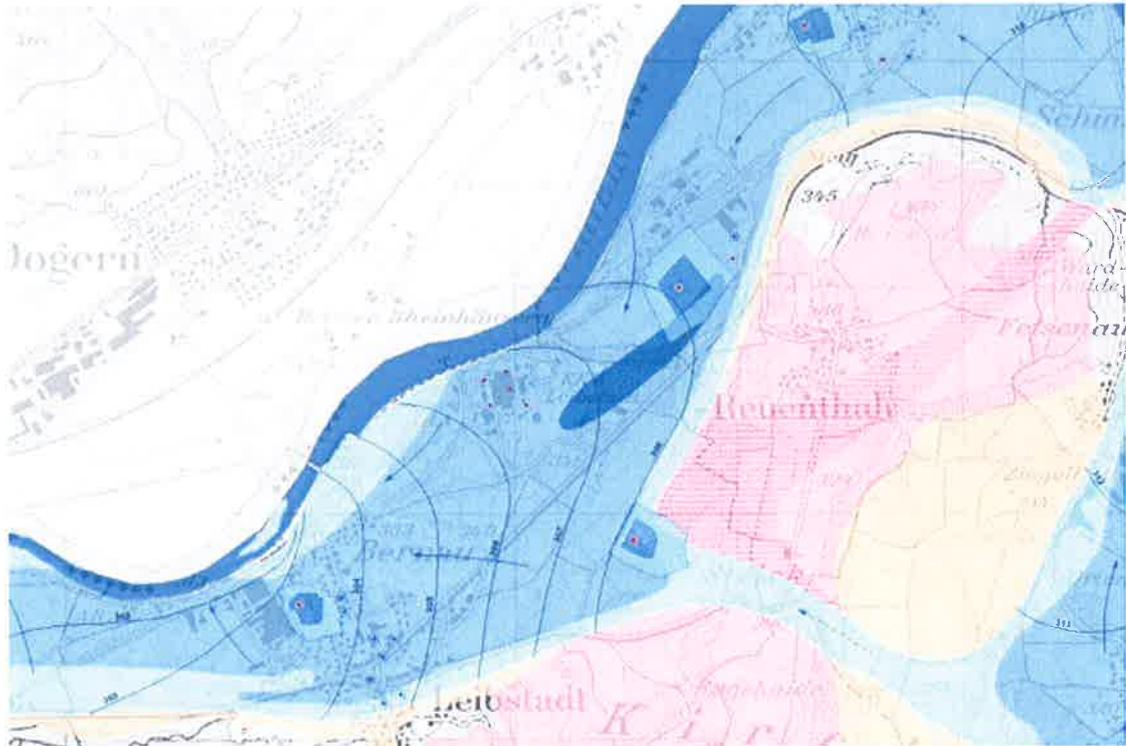


Abbildung 5-16: Grundwasserpegel-Messungen KKL 2009-2010

Der Stauraum oberhalb des Wehres ist wegen der geringen Fließgeschwindigkeiten stark kolmatiert (verdichtet). Oberhalb des Wehres des Kraftwerks Albruck-Dogern (RADAG) infiltriert Rheinwasser, unterhalb exfiltriert das Grundwasser in den Rhein. Die Brunnen des KKL befinden sich im oberen

Infiltrationsbereich, der mittlere Grundwasserspiegel liegt zwischen 306-307 m ü. M. Der Rheinwasserspiegel liegt im Stauraum des Kraftwerkes oberhalb des Wehres bei 311.14 m ü. M. Der Grundwasserspiegel beim KKL liegt damit rund 4 m unter dem Niveau des Rheins und weist auf eine erhöhte Kolmation im Stauraum der RADAG hin.



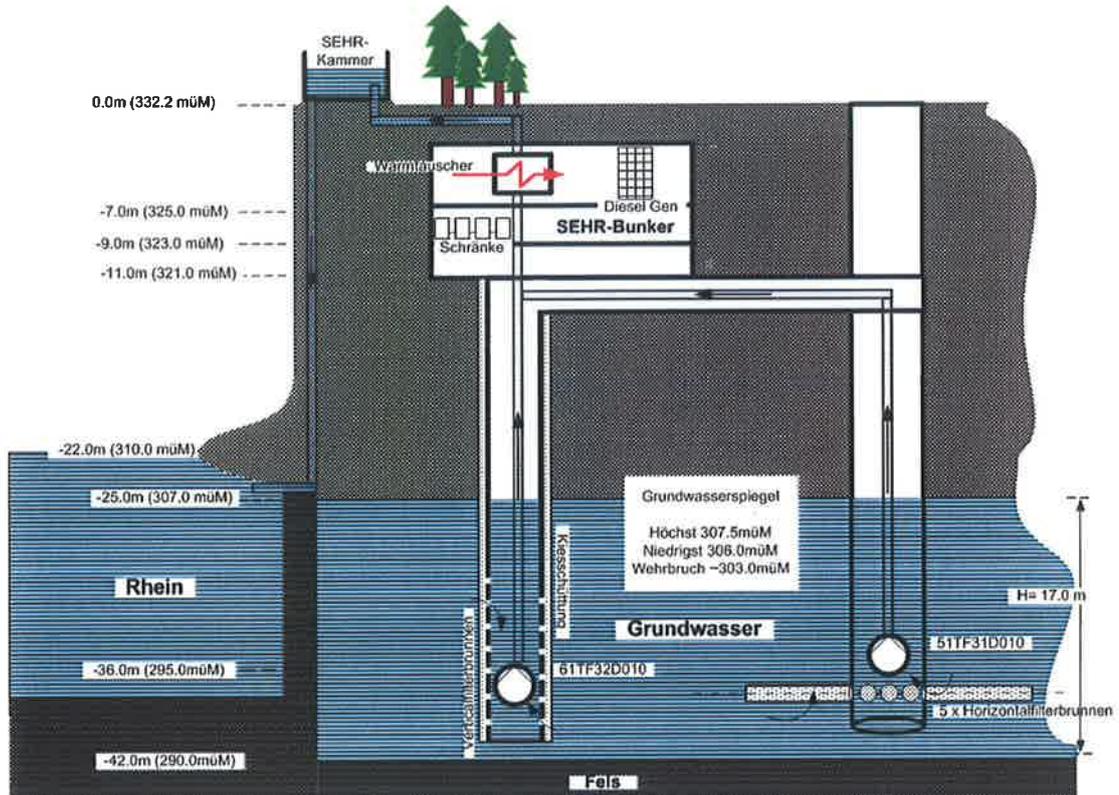
**Abbildung 5-17: Ausschnitt aus der Grundwasserkarte des Kantons Aargau (Geoportal Kanton Aargau)**

Interessant wäre, die Reaktion des Grundwassers während eines Hochwassers im Rhein zu verfolgen. Dies ist allerdings mit monatlichen (Grundwassermessdaten KKL) oder wöchentlichen (Geoportal Kanton Aargau) Pegelmessungen nicht möglich, wie folgende Beispiele illustrieren:

Beim Hochwasser vom 9. August 2007 mit einem Abfluss von  $4'107 \text{ m}^3/\text{s}$  (Pegel Rheinfelden) wurde am 06.08. und 13.08.2007 gemessen, die Pegel sind vor- und nachher praktisch gleich, vom Hochwasser, das sich ohne Zweifel im Grundwasser ausgewirkt hat, ist nichts mehr festzustellen. Das Hochwasser von Pfingsten 1999 war das grösste Hochwasser in den letzten Jahrzehnten. Im Gegensatz zum Hochwasser 2007, das eine sehr kurze Dauer aufwies, war das Hochwasser 1999 lang andauernd mit zwei aufeinander folgenden Spitzen. Im Juni 1999 ist beim Brunnen Birchhag ein starker Anstieg von 3.50 m über das langjährige Mittel von 318.50 m ü. M. zu beobachten. Der Brunnen ist jedoch in grosser Entfernung vom Rhein, die Kausalität ist nicht mehr eindeutig. Bei Brunnen Full, der sich näher am Rhein befindetet, ist der Anstieg beim Hochwasser 1999 jedoch nur 0.50 m, wobei die Spitze im Wochenraster wohl nicht ersichtlich ist. Andernorts (z.B. Alpenrhein), wo die Grundwasserpegel mit hochauflösenden automatischen Limnigraphen bestückt sind, sind diese starken Spitzen auch im Grundwasser festzustellen.

Bei einem  $HQ_{10'000}$  ist es nicht mehr möglich, das Stauziel oberhalb des Wehres zu halten, der Rheinwasserspiegel wird höher steigen, nach Modellrechnungen auf 313.75 m ü. M. Gemäss [8] wird sich diese Erhöhung in 2 Tagen zu 70% im Grundwasser auswirken, wegen der hohen Durchlässigkeit der Schotter von  $5 \cdot 10^{-3}$  bis  $1 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$  in diesem Bereich. Dies bedeutet einen Anstieg im Bereich des KKL von 2.5 m. Der Höchststand des Grundwassers im SEHR-Brunnen (siehe

Abbildung 5-18) liegt bei 307.50 m ü. M. Bei einem  $HQ_{10^6}$  ist daher ein Grundwasserstand im Brunnen von 310.00 m ü. M. zu erwarten. Die Unterkante des Brunnenhauses liegt jedoch mit ca. 315.00 m ü. M. (siehe Abbildung 5-19) noch wesentlich darüber. Probleme können wegen dieses Anstieges im vertikalen Rohr des Brunnen nicht auftreten. Dieselbe Aussage kann auch für die ESW Pumpen getroffen werden.



**Abbildung 5-18: Schematische Darstellung der SEHR-Brunnen mit Koten der Wasserspiegel**

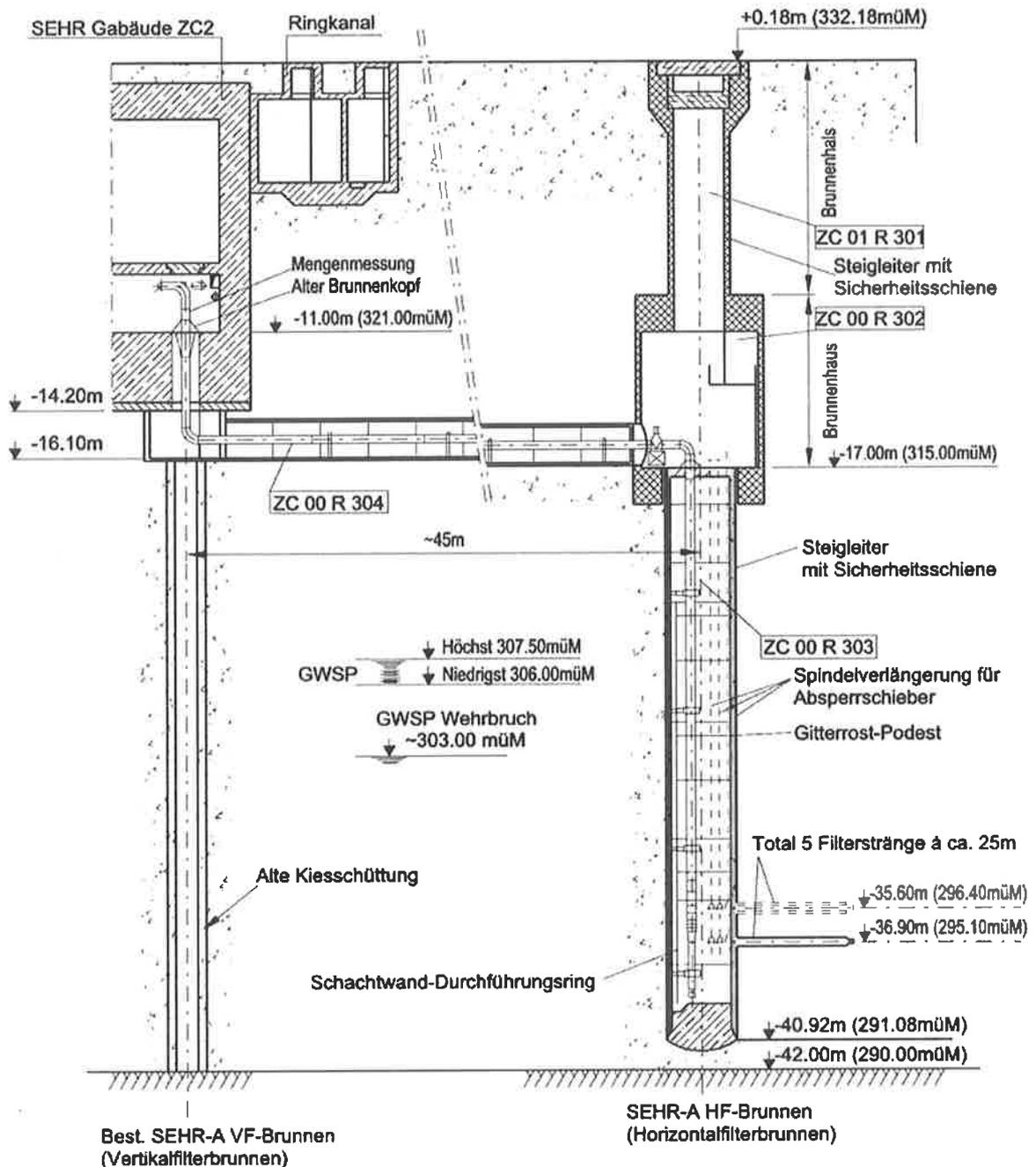


Abbildung 5-19: Schnitt durch die SEHR-Brünnen, links Vertikalfilterbrunnen, rechts Horizontalfilterbrunnen mit 5 Strängen à 25 m

### 5.3.1. Schlussfolgerung

Für die Notbrunnenanlagen (SEHR und ESW) des KKL ist dieser Anstieg des Grundwassers unproblematisch, eher im Gegenteil, da die Förderhöhe sinkt. Die elektrischen Anlagen befinden sich oberhalb dieses Wasserspiegels. Das Wasser wird im Brunnen zudem weiterhin die gleiche Wasserqualität aufweisen wie vor dem Ereignis, durch die Entsandungsmassnahmen bei der Inbetriebnahme der Brunnen wird auch kein Sand ausgespült werden.

## 5.4. Schwemmholaufkommen

Beim  $HQ_{10'000}$  ist das Schwemmholaufkommen in Form von treibenden Stämmen, Wurzelstöcken und Totholz von Interesse. Neben der Abschätzung der Schwemmholzmenge anhand von gängigen Formeln sowie aus vorhandenen Daten bzw. Messwerten wurde auch die Beeinflussung des Einlaufbereichs des Nebenkühlwassersystems durch Schwemmholz thematisiert.

### 5.4.1. Grundlagen

Das treibende Schwemmholz wird meistens an Wasserkraftwerken hinter dem Kraftwerkrechen gesammelt und entfernt. Die gesammelten Mengen werden bei vielen Wasserkraftanlagen gemessen und dokumentiert. Diese Messwerte dienen bei dieser Studie als Grundlage zur Abschätzung des Schwemmholaufkommens.

Die Messwerte liegen in Form von Monatsmittelwerten als Gewicht (Containergewicht) an den Wasserkraftwerken Laufenburg und Eglisau (Rhein) sowie Beznau und Klingnau (Aare) vor (Abbildung 5-20). Am Kraftwerk Albruck-Dogern am Rhein wird das Schwemmholaufkommen nur in Jahreswerten aufgezeichnet, welche für die vorliegenden Untersuchungen eine zu geringe Auflösung aufweisen. Das KW Reckingen leitet nach Angaben der Betreiber das gesamte Schwemmholz im Hochwasserfall weiter und kann diesbezüglich keine Angaben liefern.



**Abbildung 5-20: Lage der untersuchten Wasserkraftwerke Eglisau, Laufenburg, Beznau und Klingnau**

Die Messwerte geben nur das am Rechen ankommende und entnommene Lockervolumen  $H$  an. Gemäss Angaben der Kraftwerksbetreiber sind bei Hochwasser die Wehre in der Regel geöffnet und der grösste Teil des ankommenden Schwemmholzes wird über die Wehranlagen abgeführt und kann volumenspezifisch nicht erfasst werden. Das heisst, dass man bei Beurteilung über das totale Schwemmholaufkommen bei den Kraftwerkanlagen auf Abschätzungen angewiesen ist.

Am Kraftwerk Beznau kommt nach Auskunft des Kraftwerksbetreibers bei den bisherigen Hochwassern kaum Schwemmholz an, da dieses weitgehend am Oberstrom entnommen wird bzw. hängen bleibt. Daher wird das Kraftwerk Beznau als Obergrenze der Daten an der Aare angenommen. Der Bodensee ist am Rhein ein natürlicher Schwemmholzrückhalt, deshalb wird das Kraftwerk Neunhausen als obere Grenze am Rhein angenommen.

Untersucht wurden die grossen Hochwasser vom Mai 1999, August 2005 und August 2007. In Abbildung 5-21 sind die an ausgewerteten Kraftwerke gemessenen Schwemmholz mengen den drei entsprechenden Hochwasserspitzen gegenübergestellt. Die dargestellten Messdaten bestätigen die bisherigen Beobachtungen, dass beim Hochwasser 2005 im Gegensatz zu 1999 wesentlich mehr Schwemmholz anfiel. Der Grund dafür besteht vermutlich darin, dass das Hochwasser 1999 zu einem guten Teil durch die Schneeschmelze verursacht worden ist. Die Erosion an den Flussufern fiel damals geringer als beim Ereignis 2005 aus (Kantonsforstamt, das Landwirtschaftsamt Luzern).

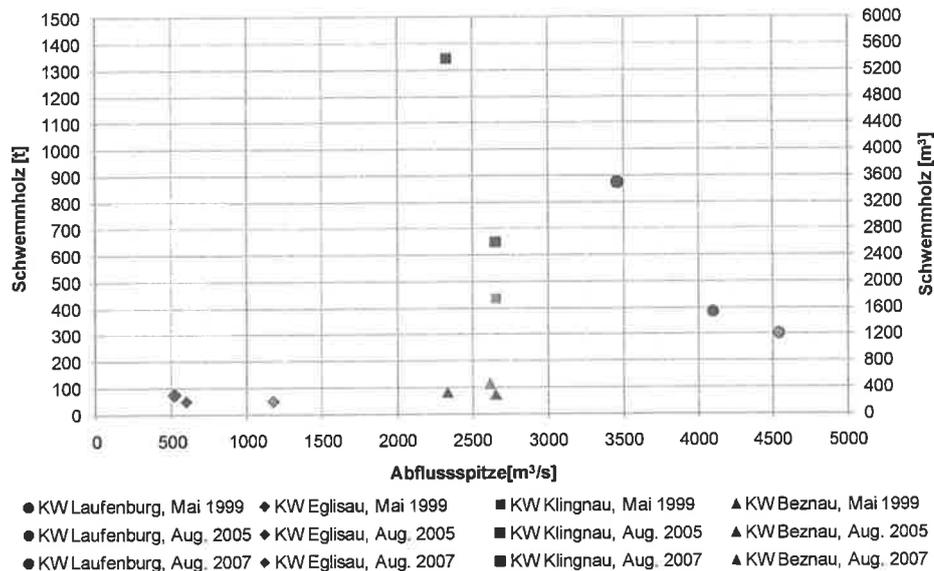


Abbildung 5-21: Vergleich des Schwemmholzaufkommens bei den Ereignisse von 1999, 2005 und 2007

#### 5.4.2. Auswertung

Zur Analyse der ankommenden Schwemmholzmengen am Kernkraftwerk Leibstadt werden vorhandene Messwerte von oberstrom liegenden Wasserkraftwerken statistisch ausgewertet und mit gängigen Abschätzformeln verglichen.

Die Formeln liefern einen Anhaltspunkt zur Schwemmholzmenge bei einem ca. 100-jährlichen Ereignis und werden für die folgenden Untersuchungen als Richtwert für die ausgewerteten Messwerte genommen. Weiterhin kann mit den Formeln das maximal mögliche Schwemmholzaufkommen bestimmt werden und liefern einen oberen Grenzwert.

##### 5.4.2.1. Statistische Auswertung

Zur Abschätzung des Schwemmholzaufkommens am Kernkraftwerk Leibstadt wurde das entnommene Schwemmholz am Rechen der Kraftwerke je Ereignis addiert und dem ereignisspezifischen Abfluss gegenübergestellt. Das folgende Beispiel zeigt das Schwemmholzaufkommen in Leibstadt am Beispiel des Hochwassers August 2005 bei einem Spitzenabfluss von 3464 m<sup>3</sup>/s (siehe auch Abbildung 5-22):

$$\begin{array}{l}
 \text{KW Beznau: } 336 \text{ m}^3 \\
 \text{KW Klingnau: } 5'388 \text{ m}^3 \\
 \text{KW Eglisau: } 206 \text{ m}^3 \\
 \text{KW Laufenburg: } 3'508 \text{ m}^3
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array}} \right\} \rightarrow \text{Summe} = 9'438 \text{ m}^3$$

Abbildung 5-22 zeigt die Verhältnisse für die untersuchten Hochwasser 1999, 2005, 2007 auf. Die Figur macht deutlich, dass keine Korrelation zwischen den entnommenen Schwemmholzmengen und Hochwasserspitzen festgestellt werden kann. Im Folgenden werden die Abschätzungen daher auf Basis des maximalen Wertes (Ereignis 2005) durchgeführt.

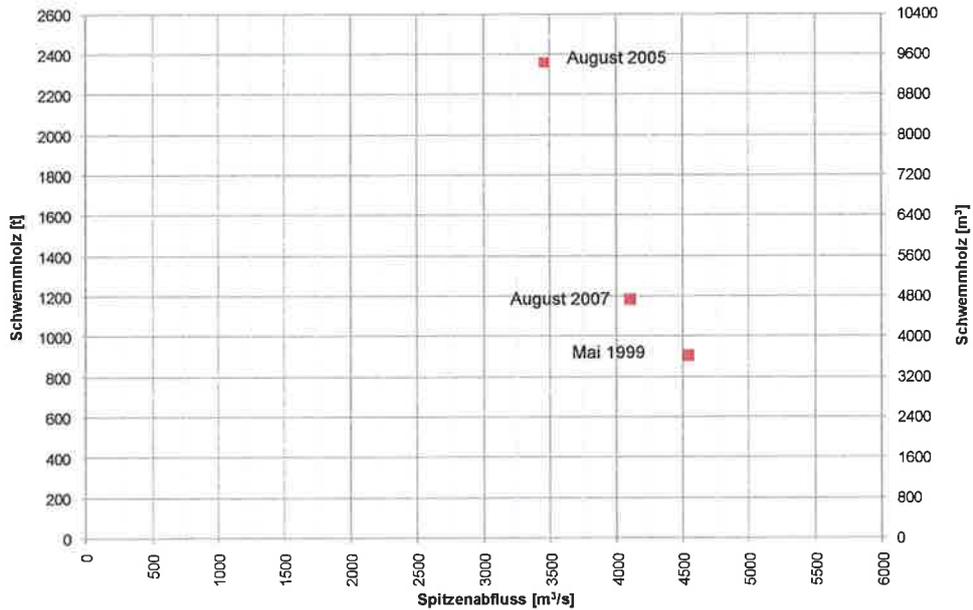


Abbildung 5-22: Summe der gesammelten Schwemmholzmenge an den Kraftwerken

Wie erwähnt, darf das Schwemmholz, welches durch die Wehranlage durchgeleitet wird, im Ereignisfall nicht vernachlässigt werden, da es den grössten Teil des gesamten Aufkommens ausmacht. Erfahrungsgemäss entspricht diese Schwemmholzmenge ca. 80% der gesamten anfallenden Fracht. Somit ergibt sich ein gesamtes Lockervolumen von ca. 47'500 m<sup>3</sup> bzw. 12'000 m<sup>3</sup> Festvolumen für das Ereignis 2005 (Tabelle 5-1).

In Abbildung 5-23 sind die Festvolumina in Abhängigkeit der Einzugsgebietsgrösse hauptsächlich für das Ereignis vom August 2005 dargestellt. Wie in Abbildung 5-23 dargestellt, stimmt das geschätzte Festvolumen sehr gut mit den beobachteten Daten im Bezug auf das wirksame Einzugsgebiet (ab Beznau und Neuhausen, Tabelle 5-2) überein.

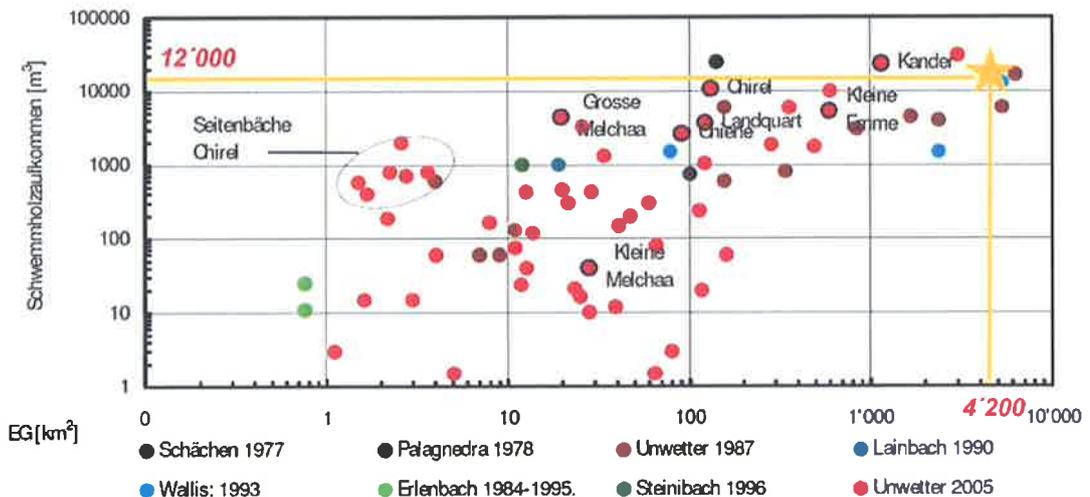


Abbildung 5-23: Schwemmholzaufkommen in Festvolumen und Fläche der Einzugsgebiete während des Unwetters vom August 2005 und bei früheren Ereignissen

Mit einer linearen Extrapolation des maximalen Messwerts von 2005 auf der Basis des Spitzenabflusses ergäbe sich ein Volumen von 120'000 m<sup>3</sup> für HQ<sub>10'000</sub> (Tabelle 5-1).

	Abfluss [m <sup>3</sup> /s]	Schwemmholzmenge [m <sup>3</sup> ]
Messwert (Annahme ca. 20%)	3'500	9'500
Abgeleitete Menge (ca. 80%)	3'500	38'000
Gesamt Schwemmholz aus dem Ereignis 2005	3'500	47'500
Extrapolation für HQ <sub>10'000</sub>	9'000	120'000

**Tabelle 5-1: Extrapolation des Schwemmholzaufkommens für ein HQ<sub>10'000</sub> aus Messwerten**

Gemäss dieser linearen Hochrechnung kann am Kernkraftwerk Leibstadt mit einem Schwemmholzaufkommen von ca. 120'000 m<sup>3</sup> gerechnet werden.

#### 5.4.2.2. Anwendung gängiger Formeln

Die effektive Schwemmholzmenge H kann nach den von der VAW vorgeschlagenen empirischen Formeln ermittelt werden [49].

Die effektive Schwemmholzmenge H in Funktion der Einzugsgebietsgrösse EG liefert einen Anhaltswert bei einem ca. 100-jährlichen Ereignis und einen Vergleichswert zu den ausgewerteten Messwerten. Da Untersuchungen gezeigt haben, dass mit dieser Formel die ankommende Schwemmholzmenge eher unterschätzt wird, dient die Abschätzung daher als untere Grenze.

$$H = 45 \cdot EG^{2/3}$$

Die Berechnungen wurden, wie in den oberen Kapiteln begründet, nur für das Einzugsgebiet ab Beznau an der Aare und Neuhausen am Rhein (4'227 km<sup>2</sup>) bis Leibstadt durchgeführt (Tabelle 5-2).

	Einzugsgebietsgrösse EG [km <sup>2</sup> ]	Schwemmholzmenge H [m <sup>3</sup> ]
Teil-EG (ab Beznau und Neuhausen)	4'227	12'000

**Tabelle 5-2: Schwemmholzmenge in Funktion der Einzugsgebietsgrösse EG**

Die Berechnung für das Teileinzugsgebiet, welche ungefähr dem Bereich der Messwerte entspricht, liefert eine Schwemmholzmenge von ca. 12'000 m<sup>3</sup>, was deutlich unter den ausgewerteten Ereignissen mit 47'500 m<sup>3</sup> liegt (Tabelle 5-1).

Die effektive Schwemmholzmenge H kann weiterhin in Funktion der Wasserfracht eines Hochwasserereignisses V<sub>w</sub> ermittelt werden.

$$H = 4 \cdot V_w^{2/5}$$

Die Berechnung der zu erwartenden Wasserfracht erfolgt aus der hergeleiteten Hochwasserganglinie für ein HQ<sub>10'000</sub> (Siehe Anhang 4) und liegt bei ca. 8.1·10<sup>9</sup> m<sup>3</sup> (Abbildung 5-24). Der Beginn der Ganglinie wird als abrupt am 5. Tag angenommen. Der mittlere Jahresabfluss liegt gemäss [2] (Bezugsstation Rheinfelden) bei 1037 m<sup>3</sup>/s und stellt sich ca. am 28. Hochwassertag wieder ein. Die effektive Schwemmholzmenge H berechnet sich zu ca. 37'000 m<sup>3</sup> für ein HQ<sub>10'000</sub>.

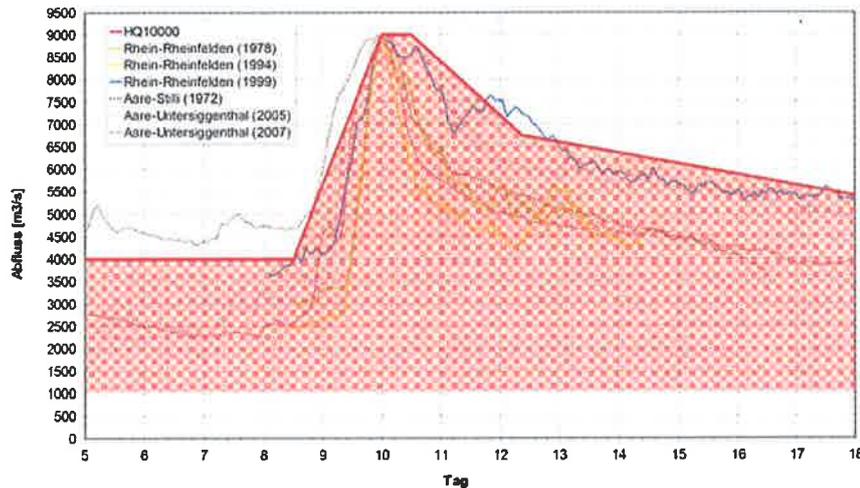


Abbildung 5-24: Berechnete Wasserfracht beim HQ<sub>10'000</sub> (rot-transparent).

Ein anderer Richtwert bietet die Berechnung des Schwemmholzpotentials  $H_p$  (Holz, das bei Hochwasser mobilisiert werden kann). Dieses kann in Abhängigkeit von der Fläche des Einzugsgebietes EG ermittelt werden.

$$H_p = 100 \cdot EG$$

Die Berechnungen wurden, wie im Kapitel 5.4.1 begründet, nur für das Einzugsgebiet ab Beznau an der Aare und Neuhausen am Rhein (4'227 km<sup>2</sup>) bis Leibstadt durchgeführt (Tabelle 5-3).

	Einzugsgebietsgrösse EG [km <sup>2</sup> ]	Schwemmholzpotential $H_p$ [m <sup>3</sup> ]
Teil-EG (ab Beznau und Neuhausen)	4'227	420'000

Tabelle 5-3: Schwemmholzpotential  $H_p$  in Funktion der Einzugsgebietsgrösse

### 5.4.2.3. Zusammenfassung

Der Vergleich der Berechnungen des Schwemmholzaufkommens mit gängigen Formeln mit der Auswertung der Messwerte weist einen sehr grossen Streuungsbereich auf (Tabelle 5-4).

		Abfluss [m <sup>3</sup> /s]	Einzugsgebietsgrösse EG [km <sup>2</sup> ]	Schwemmholzmenge H [m <sup>3</sup> ]	Schwemmholzpotential $H_p$ [m <sup>3</sup> ]
Ca. HQ <sub>100</sub>	Auswertung Messwerte	3'500	-	47'500	
	Abschätzung in Funktion der Einzugsgebietsgrösse EG				
	Teileinzugsgebiet		4'227	12'000	
Ca. HQ <sub>10'000</sub>	Auswertung Messwerte (Extrapolation für HQ <sub>10'000</sub> )	9'000	-	120'000	
	Abschätzung in Funktion der Wasserfracht $V_W$	9'000		37'000	
Maximum	Abschätzung in Funktion der Einzugsgebietsgrösse EG				
	Teileinzugsgebiet		4'227		420'000

Tabelle 5-4: Zusammenfassung des Schwemmholzaufkommens

Ein Vergleich der Messwerte mit den gängigen Formeln im Bereich eines 100-jährlichen Ereignisses zeigt, dass die Formeln die Realität im vorliegenden Fall unterschätzen. Die Extrapolation der Messwerte auf ein HQ<sub>10'000</sub> weicht von der Berechnung in Funktion der Wasserfracht deutlich ab. Weitere

Formeln, welche einen Hinweis auf ein Schwemmholzaufkommen für ein 10'000-jährliches Ereignis liefern, sind noch nicht bekannt. Die Berechnung des Schwemmholzpotentials liefert einen oberen Grenzwert des möglichen Schwemmholzaufkommens und liegt über den berechneten Werten.

Aus diesen Untersuchungen wird die Schwemmholzmenge, welche im Falle eines  $HQ_{10'000}$  am Kernkraftwerk Leibstadt ankommt, auf ca. 120'000 m<sup>3</sup> abgeschätzt. Dieser Wert stellt aufgrund des Stands der Forschung und den vorhandenen Messwerten lediglich ein Richtwert dar.

Eine vereinfachte Gegenüberstellung der berechneten Schwemmholzmenge (120'000 m<sup>3</sup>) zu der vorhandenen Wasserfracht bei einem  $HQ_{10'000}$  (8.1·10<sup>9</sup> m<sup>3</sup>) liefert eine Konzentration von 1.5·10<sup>-5</sup>. Dabei wird ausser Acht gelassen, dass das Schwemmholz lediglich an der Wasseroberfläche transportiert wird.

### 5.4.3. Auswirkungen auf das Einlaufbauwerk des Nebenkühlwassersystems

Im Folgenden wird die Beeinflussung des Einlaufs zum Nebenkühlwassersystem infolge von Schwemmholz thematisiert.



Die Reinigung der beiden Rechen erfolgt durch mechanische Wasserreinigungsanlagen. Bei den Wasserreinigungsanlagen werden Schmutzstoffe mit einem Korndurchmesser von grösser 4.0 mm gefangen. Es bestehen zwei redundante Reinigungsstrassen zu Verfügung, die sowohl mechanisch als auch elektrisch bedient werden können. Jede Reinigungsstrasse ist für eine max. Wassermenge von 3.5 m<sup>3</sup>/s (Wasserentnahmekonzession) ausgelegt.

Nach der Störung vom 02.04.1989 [30], als der Feinrechen mit Algen verstopft wurde, wurden die Feinrechenabspritzanlagen als zusätzliche Reinigungsmassnahmen installiert,

Die Oberkante des Einlaufs zum Nebenkühlwassersystem liegt auf einer Kote von 309.00 m ü. M. (Abbildung 5-25). Das Schwemmholz treibt zum grossen Teil auf der Wasseroberfläche als Holzteppich. Die Teppichdicke kann ungefähr mit 2- bis 3-mal dem Stammdurchmesser angenähert werden [49], was ungefähr einer Dicke von 1.5 m entspricht (Annahmen: Baumstammdurchmesser = 0.5 m). Der berechnete Wasserstand beim  $HQ_{10'000}$  liegt ca. auf der Kote 313.75 m ü. M. (siehe Kapitel. 5.1.4). Der Schwemmholzteppich liegt somit ca. 3.0 m über dem Einlaufbauwerk und stellt daher keine bedeutende Gefahr dar.

Der treibende Holzteppich könnte jedoch bei einem anfälligen Anprall gegen das Bauwerk Schäden an diesen verursachen.

Weiter kann nicht ausgeschlossen werden, dass in Schwebelag transportierte Stämme (nicht an der Wasseroberfläche transportiert, sondern über den Querschnitt verteilt) in den Einlaufbereich angesaugt werden.

Zusätzlich stellt sich die Frage, ob das an der Sohle transportierte Totholz eine Gefahr für das Einlaufbauwerk des Nebenkühlwassersystems darstellen könnte. Die Sohle des Einlaufbauwerks liegt auf einer Höhe von 305.50 m ü. M., die Gewässersohle in diesem Bereich bei ca. 300.00 m ü. M. Der Höhenunterschied von 5.5 m erscheint ausreichend, um ein Einsaugen von an der Sohle transportiertem Totholz ins Einlaufbauwerk zu vermeiden und stellt damit keine Gefahr dar.

Um „schwimmende Inseln“, die aus Wasserpflanzen oder aus Weidenstauden bestehen, von der Wasserfassung fernzuhalten, ist das Einlaufbauwerk mit einer Tauchwand versehen. Diese Tauchwand ragt bei Normalstau 1.2 m in das Wasser hinein. Dadurch sollen schwimmende und schwebende Gegenstände wie Flaschen, Büchsen und z.T. auch Gras und Laub von der Fassung abgewiesen werden.

#### **5.4.4. Schlussfolgerung**

Auch für den Fall eines grossen Schwemmholzaufkommens wird gezeigt, dass dies keine bedeutende Gefahr für das Einlaufbauwerk besteht. Jedoch kann nicht ausgeschlossen werden, dass einzelne in Schwebelage transportierte Stämme in den Einlaufbereich angesaugt werden. Ein Ausfall des Nebenkühlwassers ist für die nukleare Sicherheit aber von untergeordneter Bedeutung (siehe Kapitel 6).

### **5.5. Lokale Starkniederschläge**

#### **5.5.1. Einzugsgebiet**

Neben der Frage von Überflutungen des KKL-Geländes infolge extremer Hochwasser im Rhein stellt sich auch die Frage nach der Beeinflussung durch lokale Starkniederschläge mit Wiederkehrperioden von 10'000 Jahren oder mehr. Insbesondere ist dabei von Interesse, ob das bestehende Entwässerungssystem von KKL über eine ausreichende Abflusskapazität verfügt, das anfallende Regenwasser unter solch extremen Bedingungen abzuleiten. Gemäss [37] beträgt das nähere Einzugsgebiet etwa 0.20 km<sup>2</sup>, welches in einen westlichen (0.15 km<sup>2</sup>) und einen östlichen Teil (0.05 km<sup>2</sup>) gegliedert ist. Der westliche Teil des Areals wird über einen Abflusskanal via ARA KKL in den Rhein entwässert. Der andere östlich gelegene Abflusskanal führt über einen Ablaufschacht in der Nähe des Kühlturms direkt in den Rhein. Das gesamte Einzugsgebiet welches infolge von Starkniederschlägen zu einem Wasseranfall im KKL-Gelände beiträgt, wurde anhand des bestehenden Geländemodells zu 0.26 km<sup>2</sup> ermittelt (siehe Abbildung 5-26). Dabei wurde verifiziert, dass dieses Gebiet durch das Entwässerungssystem der Gemeinden (GEP) nicht beeinflusst wird.

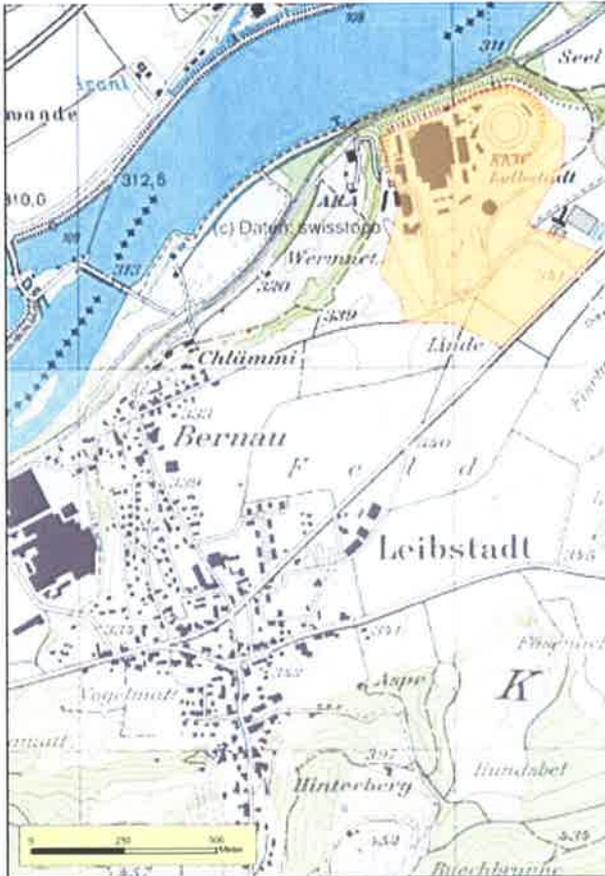


Abbildung 5-26: Einzugsgebiet (0.26 km<sup>2</sup>), welches bei Niederschlägen zum Wasseranfall im KKL-Gelände beiträgt

### 5.5.2. Niederschlagsdaten

Im näheren Einzugsgebiet von KKL befinden sich die beiden amtlichen Niederschlagsstationen Beznau/Böttstein und Laufenburg. Da in Beznau die höheren Niederschläge registriert werden und dort schon seit 1901 gemessen werden (Laufenburg: seit 1914), wurde diese Station als Referenz verwendet.

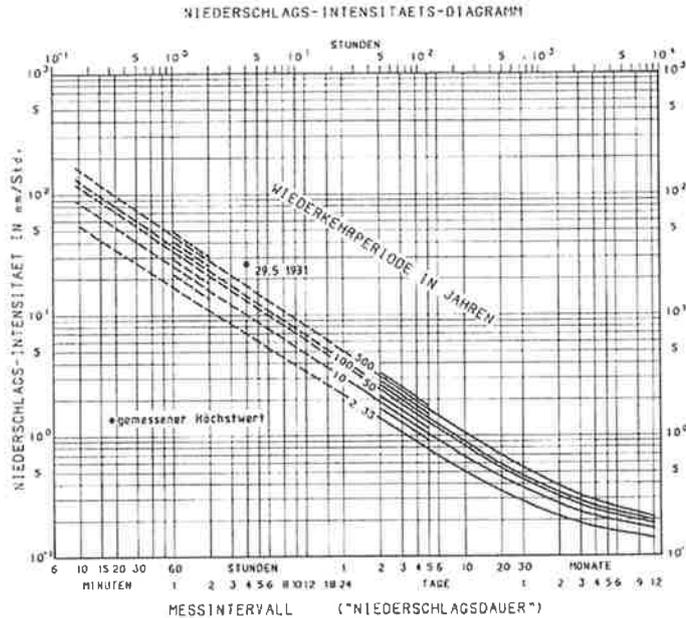
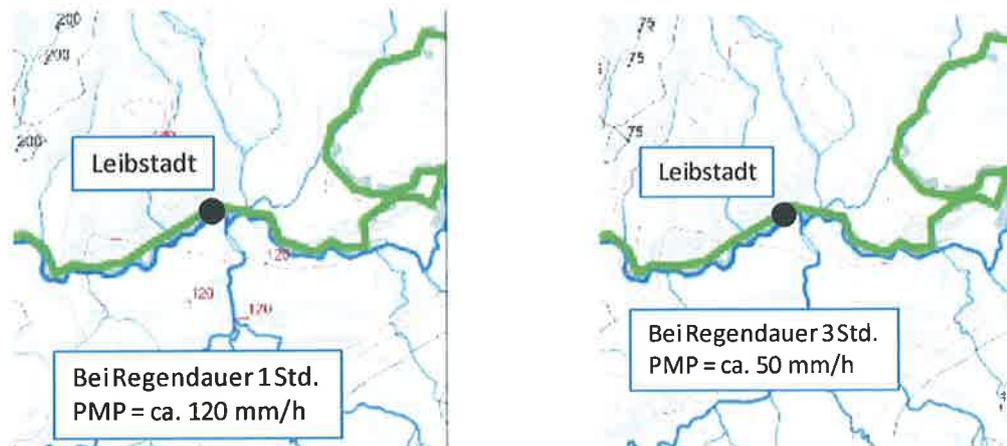


Abbildung 5-27: Regenintensitätsdiagramm Beznau/Böttstein

Interessant in obiger Abbildung ist der Messwert vom 29.5.1931: Innerhalb von 4 Stunden wurde ein Niederschlag von 100 mm gemessen, was für diese Region einem äusserst seltenen Ereignis entspricht. Dabei ist allerdings zu beachten, dass es sich bei diesem Wert um eine Punktmessung handelt, welche bei diesem Ereignis nicht notwendigerweise ein grösserräumiges Gebiet charakterisiert.

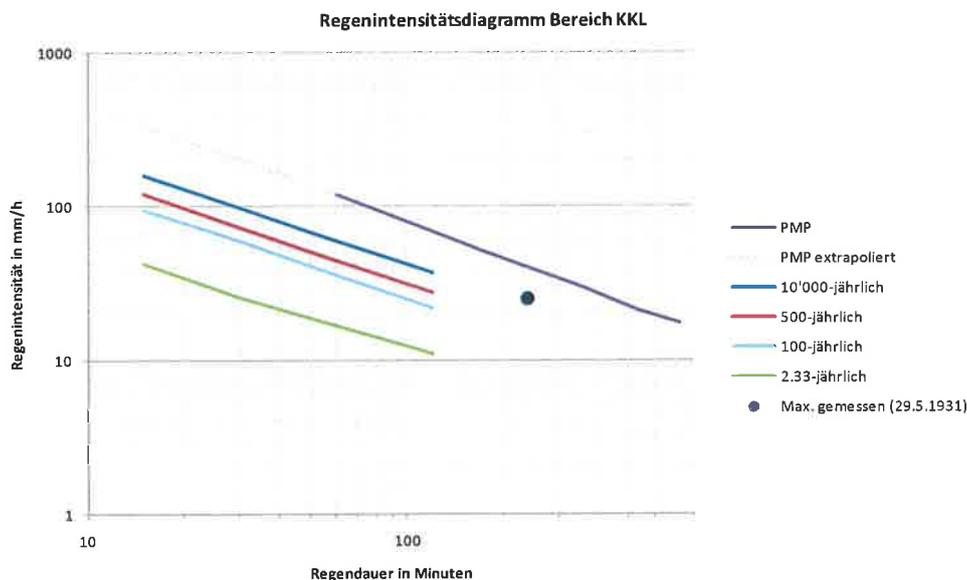
Eine zusätzliche Datengrundlage zur Abschätzung von sehr seltenen Extremniederschlägen sind die sog. PMP-Karten, welche im Jahr 2007 von der EPFL Lausanne erstellt wurden [16]. PMP bedeutet dabei „Probable Maximum Precipitation“. Damit ist der „mutmasslich stärkste Regen“ gemeint, welcher sich aus der „schlimmstmöglichen“ Kombination von kritischen meteorologischen und hydrologischen Bedingungen ergeben könnte. Dem PMP ist dabei nicht explizit eine bestimmte Jährlichkeit zugeordnet.

In [16] wurden die PMP-Karten für verschiedene Regendauern (1h, 3h, 6h, 9h, 12h, 24h) sowie für verschiedene Windrichtungen (Nord, Süd, Nordwest) mit Hilfe von komplexen Modellrechnungen erstellt. Für den Nahbereich von KKL sind die Isohyeten für die kürzesten Regendauern von 1h und 3h in Abbildung 5-28 dargestellt. Dabei ergeben sich Regenintensitäten für ein 1-stündiges Niederschlagsereignis von etwa 120 mm/h und für ein 3-stündiges Ereignis von etwa 50 mm/h.



**Abbildung 5-28: PMP-Karten Bereich Leibstadt für Regendauern 1h und 3h**

Regenintensitäten einer bestimmten Regendauer sind üblicherweise extremal- resp. nach Gumbel verteilt. Aufgrund dieser Eigenschaft lässt sich aus dem Regenintensitätsdiagramm in Abbildung 5-27 explizit für jede Regendauer der 10'000-jährliche Wert berechnen resp. extrapolieren. Für die Regendauern 15 Min., 30 Min., 1 Std. und 2 Std. wurden diese Werte berechnet und in untenstehender Graphik (Abbildung 5-29) eingezeichnet. Für Regendauern ab 1 Std. können die entsprechenden PMP-Werte ebenfalls aus den Karten gewonnen werden.



**Abbildung 5-29: Regenintensitätsdiagramm Leibstadt für 10'000-jährliche sowie PMP-Ereignisse**

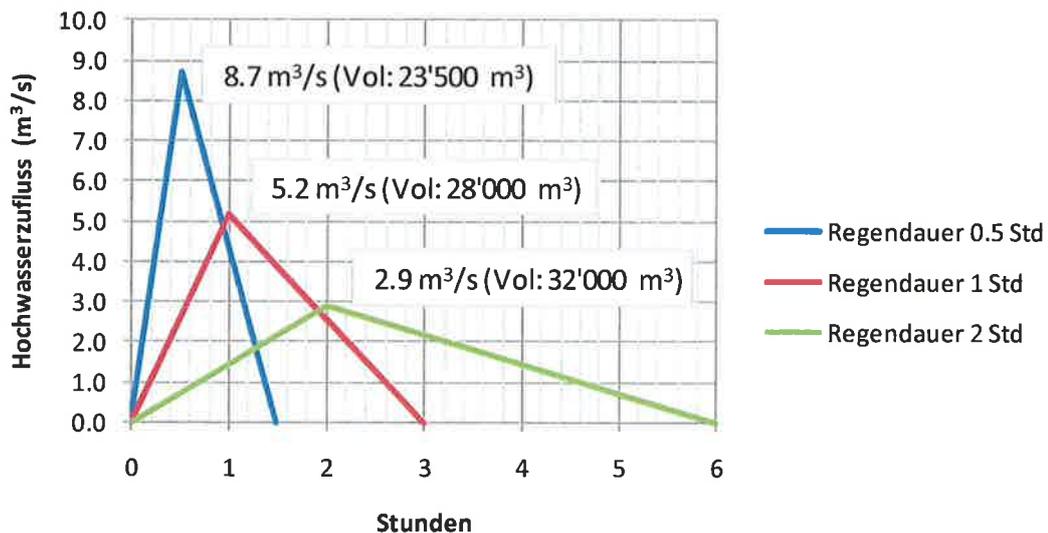
Abbildung 5-29 zeigt, dass, statistisch gesehen, der Messwert vom 29.5.1931 bereits einem etwa 10'000-jährlichen Ereignis entspricht. Da es im vorliegenden Bericht um die Sicherheit von KKL geht, macht es deshalb Sinn, sich bezüglich des Wasseranfalls aufgrund von Starkniederschlägen nicht auf ein 10'000-jährliches Ereignis (bereits beobachtet), sondern auf die PMP-Werte abzustützen.

### 5.5.3. Hochwasserabschätzung

Da es sich beim massgebenden Einzugsgebiet von 0.26 km<sup>2</sup> um eine sehr kleine Fläche handelt, kann bei der Hochwasserberechnung von einer kleinen Konzentrationszeit resp. Anlaufzeit

(Benetzungsdauer + Fließzeit) ausgegangen werden. Niedrige Werte liegen im Bereich von einer halben Stunde bis zu einer Stunde ([35], [5]). Neben der Konzentrationszeit spielt bei der Berechnung der Hochwasser der Abflusskoeffizient eine grosse Rolle. Im vorliegenden Falle wurde der Volumenabflusskoeffizient sehr hoch zu 90% angesetzt. Das heisst, dass während der Dauer der eigentlichen Hochwasserwelle aufgrund des PMP-Regens bereits 90% der anfallenden Niederschläge oberflächlich wieder abgeführt werden. Unter der Annahme einer dreiecksförmigen Hochwasserwelle mit einer Anstiegszeit, welche typischerweise etwa der Hälfte des abklingenden Astes entspricht, ergeben sich die Hochwasserganglinien dargestellt in Abbildung 5-30 mit unterschiedlichen Spitzen, je nach angenommener Regendauer. Bei einer realistischen Konzentrationszeit von einer halben bis zu einer ganzen Stunde ist eine Hochwasserspitze im Bereich zwischen 5 und 9 m<sup>3</sup>/s zu erwarten. Weiter geht aus Abbildung 56 hervor, dass die Abflussvolumina für verschiedene Regendauern in etwa ähnlich im Bereich 23'000 bis 30'000 m<sup>3</sup> bleiben. Bezogen auf das Einzugsgebiet von 0.26 km<sup>2</sup> ergeben sich damit Abflusshöhen von 9 bis 12 cm. Diese Zahlen sind keine Überflutungshöhen, da diesen ja die Abflussleistung der Regenwasserkanäle gegenübersteht.

**Höchste zu erwartende Hochwasserzuflüsse für verschiedene Regendauer - KKL**



**Abbildung 5-30: Höchste zu erwartende Hochwasserzuflüsse zum KKL Gelände infolge von PMP Ereignissen für verschiedene Regendauern**

#### 5.5.4. Bestehende Abflussleistung der Regenwasserkanäle

Die Abflussleistung der Regenwasserkanäle der oben beschriebenen westlichen und östlichen Teileinzugsgebiete wurde von der Firma Pöyry berechnet [37], siehe die Berechnungstabellen im Anhang 5.

Die Berechnung ergibt, dass im westlichen Teil maximal (Druckabfluss) 4.6 m<sup>3</sup>/s und ohne Aufstau (drucklos) 2.3 m<sup>3</sup>/s abgeführt werden können. Für den östlichen Teil ergeben sich wesentlich höhere Werte: Das Maximum (Druckabfluss) wurde zu 11.4 m<sup>3</sup>/s errechnet. Bei Vollfüllung des Kanals ohne Aufstau können 8.6 m<sup>3</sup>/s drucklos abgeführt werden.

Gesamthaft gesehen liegt also eine maximale Abflusskapazität von 16 m<sup>3</sup>/s vor. Ohne Aufstau der Kanäle können 10.9 m<sup>3</sup>/s abgeführt werden. Bei Höchstwasserständen im Rhein werden diese Abflüsse etwas reduziert [37].

### 5.5.5. Schlussfolgerungen

Mit den durchgeführten Untersuchungen wird gezeigt, dass auch unter Starkregen keine Überflutungsgefahr für das KKL Areal darstellen. Das vorhandene Kanalsystem reicht aus, Hochwasserspitzen im zu erwartenden Bereich von 5-9 m<sup>3</sup>/s problemlos abzuführen.

Ganz wesentlich ist das Ergebnis, dass auch bei einem extremen PMP-Regen das anfallende Wasservolumen sich infolge des kleinen Einzugsgebietes in Grenzen hält. Sollten wider Erwarten Verkläusererscheinungen während des Extremereignisses auftreten (die grossen Durchmesser der Leitungen variieren zwischen 800 und 1200 mm; es ist keine Schwemmholzgefahr zu erwarten; zudem ist kein Geschiebepotential vorhanden), wäre mit Überflutungen von höchstens wenigen Zentimetern zu rechnen, welche aber in kürzester Zeit wieder abklingen würden.

## 6. Sicherheitsnachweis

### 6.1. Beurteilung der Anlagesicherheit infolge Hochwasserereignissen und starken Niederschlägen

Die im Kapitel 5 aufgezeigten Simulationsergebnisse zeigen, dass keine Gefährdung für den KKL-Standort infolge Hochwasser und dem damit verbundenen Geschwemmselanfall besteht. Das auf dem Areal durch lokale Starkniederschläge anfallende Wasser kann, wie aufgezeigt, durch das Kanalisationssystem des Kraftwerks abgeführt werden. Bei Erkennen extremer Wettersituationen werden vorgängig zusätzliche Massnahmen eingeleitet (siehe Kapitel 6.3).

Der im Szenario 4 (HQ<sub>10<sup>000</sup></sub>) berechnete maximal Hochwasserstand von 313.75 m ist viel tiefer als die Terrainhöhe des KKL von 332 m. Eine Beeinträchtigung des Kraftwerkblocks und seiner sicherheitsrelevanten Einrichtungen kann daher ausgeschlossen werden.

Während der maximale Hochwasserstand, wie oben aufgezeigt, deutlich unterhalb des KKL Terrains liegt, ist eine Beeinträchtigung des Nebenkühlwassersystems mit der Terrainhöhe von 313.00 m nicht vollständig auszuschliessen (█). Aufgrund der Tatsache, dass die Nebenkühlwasser-Pumpenmotoren auf einer Höhe von 316.00 m angeordnet sind, ist das Risiko eines Ausfalls sehr gering. Das Nebenkühlwassersystem besitzt sicherheitstechnisch jedoch keine Relevanz. Wie im Kapitel 6.2 aufgezeigt, sind mit dem Ausfall des Systems zwar eine Reaktorabschaltung und der Verlust der Hauptwärmesenke verbunden, die Niveauhaltung und die Nachwärmeabfuhr bleiben jedoch langfristig gewährleistet. Als Wärmesenke dienen die für diesen Zweck vorgesehenen dezentralen Notkühlwassersysteme.

Im Weiteren kann aufgezeigt werden, dass zusätzlich zu den analysierten Szenarien ein gleichzeitig und willkürlich angenommener Verlust der Spannungsversorgung sicherheitstechnisch beherrschbar ist (siehe Kapitel 6.4). Die tiefe Staffelung der Spannungsversorgung wird dabei erläutert. Selbst im Fall einer verbleibenden Spannungsversorgung via Notstromdiesel (TLOOP) reicht der Treibstoffvorrat gemäss Sicherheitsbericht für 5.3 Tage unter Nennlastbedingungen. Diese Zeitdauer kann bei einem ökonomischen Zuschalten der Verbraucher ausgedehnt werden.



### 6.2. Verlust des Nebenkühlwassersystems

#### 6.2.1. Störungsablauf

Für den Ausfall der gesamten Nebenkühlwasserversorgung kommen unter anderem die folgenden Ursachen in Frage:

- Absenkung des Wasserstandes des Rheins durch Störung der Regelung der Schützen des Stauwehrs oder RADAG Stauwehrbruch

- Starker Geschwemmselanfall an den Grob- oder an den Feinrechen
- Überflutung des Pumpenhauses
- Ausfall der Stromversorgung der Schienen 10BC und 20BC.

Durch den Ausfall des Nebenkühlwasseranlage Loop A, B (System VF) entfällt die Kühlung des nuklearen Zwischenkühlwassersystems (NICCW) und dessen Kühlstellen.

Fällt zusätzlich der Loop 0 der Nebenkühlwasseranlage aus, so entfallen die Kühlung des nichtnuklearen Zwischenkreislaufs (TICCW) und dessen Kühlstellen sowie die Kühlung der Kaltwasserversorgung der Ventilationsanlagen.

#### **NICCW**

Im Falle des NICCW A sind die folgenden sicherheitsrelevanten Kühlstellen betroffen:

- RHR-"A" Wärmetauscher (TH11B001)
- RHR-"A" Pumpenlager- und GLRD-Kühler (11TH11D001)
- RHR-"A" Pumpenraumkühler (TL43B400)
- LPCS Pumpenlager- und GLRD-Kühler (11TK10D001)
- LPCS Pumpenraumkühler (TL42B400)
- Notablufkühler A (XL10B441)
- RCIC Pumpenraumkühler (TL44B400)
- H2 Rekombinator Luftkühler (XP11B400)

Im Falle des NICCW B sind die folgenden sicherheitsrelevanten Kühlstellen betroffen:

- RHR-"B" Wärmetauscher (TH12B001)
- RHR-"B" Pumpenlager- und GLRD-Kühler (21TH12D001)
- RHR-"B" Pumpenraumkühler (TL46B400)
- RHR-C Pumpenlager- und GLRD-Kühler (21TH13D001)
- RHR-C Pumpenraumkühler (TL45B400)
- Notablufkühler B (XL20B441)
- H2 Rekombinator Luftkühler (XP12B400)

#### **TICCW**

Im Leistungsbetrieb hat der Ausfall des nichtnuklearen Zwischenkühlwassers die folgenden, zeitlich gestaffelten, automatischen Auslösungen zur Folge

- Automatische Notentlastung des Generators durch Anstieg der Kaltgastemperatur
  - Schnelles Schliessen der Turbinenregelventile
  - Umwälzregelventile schliessen auf 18%
  - Turbinen-Bypassventile öffnen
  - Generatortrip über Rückwatt
- Ausfall Speisewasserpumpen durch Anstieg der Gleitringdichtungstemperaturen
  - Reaktorniveau < L3
  - Scram
  - Start HPCS, RCIC

- Isolation Containment Gruppe 2
- Ausfall Hauptkondensatpumpen
  - Bypass Verbot
  - Verlust Hauptwärmesenke

### **6.2.2. Betriebliche Konsequenzen**

Der Ausfall des Nebenkühlwassers führt zu einer Abschaltung der Anlage verbunden mit dem Verlust der Hauptwärmesenke.

Durch die manuelle Umschaltung auf die Notkühlwassersysteme A und B (Systeme VE) kann die Wärmeabfuhr langfristig gewährleistet werden. In dieser Betriebsart werden nur noch die Notabluft Kühler, der RHR Wärmetauscher A und B, die ECCS Pumpen- und Raumkühler des entsprechenden Loop's, der Raumkühler des RCIC und die Kälteaggregate für die Lüftungsanlagen der Notsteuerstellen sowie der H2-Rekombinator mit Kühlwasser versorgt.

### **6.2.3. Sofortmassnahmen**

Im Falle eines erhöhten Geschwemmselanfalls wird die Siebbandmaschine anhand [24] manuell gereinigt

Bei Ausfall des Nebenkühlwassers erfolgen die Massnahmen gemäss der Störfallanweisung SFA-1704-21 Ausfall Nebenkühlwasser [29].

Die wichtigsten Sofortmassnahmen sind

- Auslösung eines Handscams
- Starten der Hochdruckeinspeisesysteme RCIC und HPCS
- Umschaltung der Umwälzpumpen auf Niedrigdrehzahl
- Start des SEHR Systems in der Betriebsart Containmentkühlung gemäss SFV-TF00-05-22
- Start der Notkühlwassersysteme (VE11 und VE21 gemäss SFV-VE11-05-20 und SFV-VE21-05-20
- Reaktordruck entlasten

### **6.2.4. Sicherheitstechnische Relevanz**

Mittels Notkühlwasser können die nuklear relevanten Verbraucher langfristig gekühlt werden.

Die Notkühlwassersysteme sind in der Anlage örtlich voneinander getrennt angeordnet. Alle Gebäude, Komponenten und Rohrleitungen sind für das Sicherheitserdbeben ausgelegt.

Die elektrische Versorgung des Systems erfolgt von der Notstromschiene BM, d.h. die Betriebsbereitschaft resp. der Betrieb wird durch die zugehörige Notstromdieselanlage sichergestellt.

Das Notkühlwassersystem ist für die folgenden Betriebsfälle ausgelegt.

- Wärmeabfuhr nach LOCA verbunden mit Ausfall von Nebenkühlwasser / NICCW
- Erzwungenes Abfahren verbunden mit Ausfall von Nebenkühlwasser / NICCW
- RSD Lüftungskühlung: Kühlung der Notsteuerstellen bei Umluftbetrieb wird ausschliesslich mit Notkühlwasser gekühlten Kältemaschinen bewerkstelligt.
- Fluten des Reaktordruckgefässes während einer Post-LOCA-Periode über eine Querverbindung vom Notkühlwasserstrang B zum LPCI-(RHR) Strang B.

### **6.3. Auswirkungen eines extremen Regens auf dem Areal**

In [26] werden die Vorkehrungen bei Erwartung eines Unwetters geregelt.

Mögliche Wetteralarme sind:

- Sturm mit Windgeschwindigkeiten > 100 km/h
- Intensiver Regen, Hochwasser
- Starker Hagel – Schwere Gewitter

Im Zusammenhang mit intensivem Regen werden keine Beeinträchtigungen der Anlage erwartet. Vorgängig wird jedoch die Abdichtung der Aussentüren des Hauptkühlwassergebäudes, des 50 kV-Gebäudes und des Betriebsgebäudes überprüft.

## 6.4. Ausfall der Spannungsversorgung

Das Kernkraftwerk Leibstadt besitzt gestaffelte Vorkehrungen zur Sicherstellung der Wechselstrom Spannungsversorgung bei einem störungsbedingtem Ausfall des Generators, Teilen der Eigenbedarfsanlage bzw. des Schweizer Verbundnetzes.

### 1. Abschaltung des Turbinengenerators

Im Falle einer Turbinen- oder Generatorabschaltung öffnet unmittelbar der Generatorschalter und die Versorgung des Eigenbedarfs erfolgt unterbruchslos via Blocktrafo und Eigenbedarfstrafo aus dem 380 kV Verbundnetz.

- a. Bei einer Reaktorleistung > 33% wird die Reaktorleistung durch das Einschliessen von vorgewählten Steuerstäben und der Reduktion der Reaktor-Umwälzmenge automatisch reduziert.
- b. Alle Systeme zur Niveauhaltung und Nachwärmeabfuhr bleiben vollumfänglich erhalten.

### 2. Lastabwurf

Ein Ausfall des Schweizer 380 kV - Verbundnetzes durch eine Netzstörung oder durch eine Störung in der Freiluft - Schaltanlage, führt zum Öffnen des Blockleistungsschalters bei geschlossen bleibendem Generatorschalter.

- a. Die Reaktorleistung wird durch das Einschliessen von vorgewählten Steuerstäben und der Reduktion der Reaktor-Umwälzmenge automatisch reduziert.
- b. Die Turbinenregelung begrenzt durch das schnelle Schliessen der Einlassventile eine Überdrehzahl des Wellenstranges.
- c. Alle Systeme zur Niveauhaltung und Nachwärmeabfuhr bleiben vollumfänglich erhalten.

### 3. Loss of Offsite Power (LOOP)

Die 27 kV-Ebene wird spannungslos durch eine Störung des Blocktransformators oder durch einen Ausfall des 380 kV Verbundnetzes bei gleichzeitigem Verlust des Turbinengenerators.

- a. Alle 10 kV Verbraucher (Hauptkühlwasserpumpen, Speisewasserpumpen, Hauptkondensatpumpen) werden spannungslos.
- b. Das Reaktorniveau sinkt und führt zu einem automatischen Start der Hochdruckeinspeisesysteme HPCS und RCIC sowie einer Containment Isolation.
- c. Der Reaktor wird automatisch abgeschaltet.
- d. Der Verlust der Hauptwärmesenke führt zu einem Ansprechen der Sicherheitsventile des Reaktors zur Druckbegrenzung.
- e. Die 6.6 kV Kühlwasserschienen sowie die 6.6 kV Notstromschienen werden unterbrechungslos auf die 50 kV Einspeisung umgeschaltet.

- f. Die Niveauhaltung erfolgt mittels HPCS und RCIC, die Nachwärmeabfuhr via Nebenkühlwasser – Zwischenkühlwasser – Nachwärmeabfuhrsystem (RHR)

#### **4. Ausfall der 27 kV und 50 kV Spannungsversorgungen (TLOOP)**

Ein TLOOP ist gekennzeichnet durch den Verlust der elektrischen Eigenbedarfsversorgung des Kraftwerks, hervorgerufen durch den Ausfall des Turbogenerators (27 kV) und des Ausfalls der 380 kV Einspeisung aus dem Schweizer Verbundnetz sowie des Verlusts der 50 kV Einspeisung aus dem Schweizer Verbundnetz.

- a. Alle 10 kV Verbraucher (Hauptkühlwasserpumpen, Speisewasserpumpen, Hauptkondensatpumpen) werden spannungslos.
- b. Das Reaktorniveau sinkt und führt zu einem automatischen Start der Hochdruckeinspeisesysteme HPCS und RCIC.
- c. Der Reaktor wird automatisch abgeschaltet.
- d. Durch Ausfall der Reaktorschutzschiene werden alle Isolationen des Isolationssystems ausgelöst.
- e. Nach 3 Sekunden Unterspannung der Notstromschienen starten die Notstromdieselgeneratoren und versorgen sowohl die 6.6 kV Notstromschienen wie die Kühlwasserschienen.
- f. Die Nachwärmeabfuhr erfolgt via Nebenkühlwasser – Zwischenkühlwasser – Nachwärmeabfuhrsystem (RHR)

Die grösste sicherheitstechnische Herausforderung an die Anlage stellt der im Folgenden näher beschriebene TLOOP dar. Dabei erfolgt die Versorgung der notwendigen Verbraucher durch die drei Notstromdiesel und bei Bedarf, durch die zwei zusätzlichen SEHR Notstandsdiesel.

#### **6.4.1. Ausfall der 27 kV und 50 kV Spannungsversorgungen (TLOOP)**

Ein TLOOP ist gekennzeichnet durch den Verlust der elektrischen Eigenbedarfsversorgung des Kraftwerks (siehe XXXXXXXXXX), hervorgerufen durch den Ausfall des

- Turbogenerators (27 kV) und
- des Ausfalls der 380 kV Einspeisung aus dem Schweizer Verbundnetz und
- des Ausfalls der 50 kV Einspeisung aus dem Schweizer Verbundnetz

##### **6.4.1.1. Störungsablauf**

Nach 3 sec. Unterspannung auf den 11/21/31BM-Notstromschienen starten die Dieselgeneratoren 11/21/31BN inkl. Notkühlwasser im Probetrieb. Nach ca. 10 sec. sind die Dieselgeneratoren belastbar.

Nach erfolgreicher Umschaltung sind die BM-, CM- und CN- Unterverteilungen wieder unter Spannung. Die Wiedereinschaltgeräte auf den 380 V Haupt- und Unterverteilungen schalten die vor dem Spannungsausfall eingeschalteten Verbraucher wieder zu.

Sobald die 11/21 BM-Notstromschienen wieder unter Spannung stehen, erfolgt die automatische Zuschaltung der 10/20 BC-Kühlwasserschienen und der 10/20 CK- und CL-Schienen inkl. 51/61 CM-Schienen über die freigeschalteten BA- oder BB-Schienen. Ein spezielles Hochlaufprogramm bestimmt, welche Verbraucher (benötigte Verbraucher für das Abfahren der Anlage) der BC-Schiene zugeschaltet werden dürfen.

Bei Überlastung des Dieselgenerators öffnet die Kupplung zur BC-Schiene. Der Diesel versorgt weiterhin die Verbraucher in Division 11/21. Die Kupplung zur BC-Schiene öffnet auch bei Auftreten eines LOCA-Signals, sofern der Dieselgenerator mit der 11/21 BM-Schiene verbunden ist.

### 6.4.1.2. Betriebliche Konsequenzen

Der Verlust der BC-Schienen über eine Zeit von ca. 18 Sekunden führt zu einer Abschaltung aller Kühlwasserpumpen. NICCW und NKW-LOOP A/B werden automatisch wieder zugeschaltet (wie oben beschrieben, nach LOOP/AUNBS). NKW-Pumpen LOOP 0 sowie TICCW-Pumpen werden jedoch nicht automatisch gestartet und müssen von Hand zugeschaltet werden.

Der Spannungsunterbruch CK/CL-Schienen (ca. 18 Sekunden) hat zur Folge, dass der Steuerluftkompressor nicht automatisch wiedereingeschaltet wird.

Ebenfalls spannungslos bleiben die Reaktorschutzschienen 10/20 EM (Motorabschaltung MG-Set und Öffnen des Generatorschalters CB10). Dies führt zu einem Spannungsverlust der Isolationslogik NS4, was zu einem Schliessen der MSIV führt (siehe Kapitel 7).

Die BA- oder BB-Schienen sind zwar unter Spannung (FG-Dieselanspeisung resp. Handzuschaltung), die Zuschaltung von 6,6 kV-Verbrauchern ist aber nicht möglich. Dadurch sind unter anderem die Steuerstabsantriebspumpen spannungslos.

Eine Handzuschaltung von 380 V Hauptverteilungen CA/CB/CC/CD-Schienen ist möglich (Werkluft; Div. Lüftungen; Wellendrehmotor).



### 6.4.1.3. Sofortmassnahmen

Im Falle eines Ausfalls der Eigenbedarfsversorgung erfolgen die zu treffenden Massnahmen gemäss [28]

Wichtige Sofortmassnahmen sind:

- SCRAM-Sofortmassnahmen
- Reaktor- resp. Containmentüberwachung gem. SFA-1704-01 [27]
- Überwachung der automatischen Auslösungen (Niveau / Druck, Temperatur)
- Kontrolle Eigenbedarfsversorgung → SFA-1704-17 [28] (Schalterstellungen nach autom. Umschaltungen)
- Kontrolle der automatischen Zuschaltung NICCW / NKW
- Handstart NKW-LOOP-0/ TICCW
- Handstart Steuerluftkompressor
- Rückstellung NS4-Logik nach Hand-Zuschaltung der Reaktorschutzschiene
- Rückstellung der Containment Isolation
- Beachten der Dieselmotorkapazitäten

### 6.4.1.4. Sicherheitstechnische Relevanz

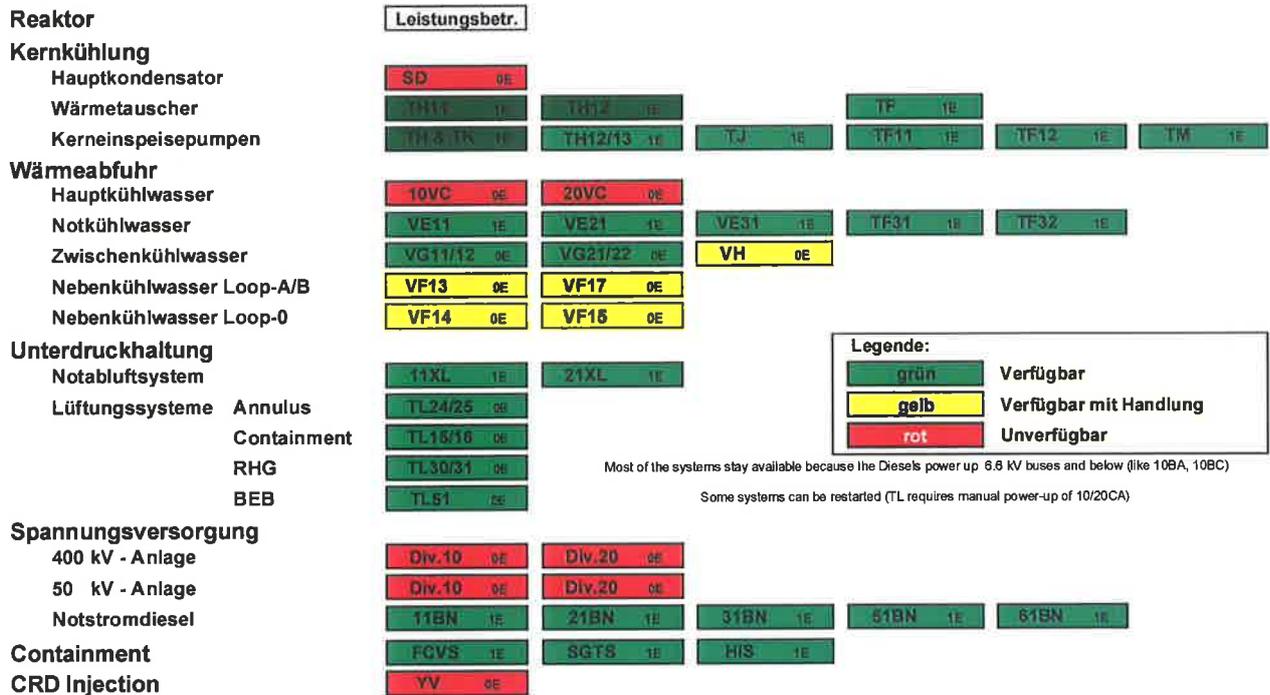
Alle von den Notstromschienen gespeisten Sicherheitssysteme sind verfügbar. Die Unterbruchslosen Spannungsversorgungen (USV) werden aus dem Wechselstromnetz versorgt.

Die Kühlkette Rhein – Nebenkühlwasser – Zwischenkühlwasser wird automatisch (NICCW) bzw. von Hand (TICCW) wieder erstellt.

Die einzelnen Verbraucher können, sofern diese nicht automatisch starten, unter Berücksichtigung der zulässigen Verbraucherleistung, wieder zugeschaltet werden

Die Anlage wird gemäss Gesamtanlage- Fahrvorschrift in den kalt abgestellten Zustand abgefahren.

Die Treibstoffreserve der Notstromdiesel A, B und HPCS lässt gemäss Sicherheitsbericht [25] einen Betrieb von 5.3 Tagen unter Nennlastbedingungen zu. Die redundanten SEHR Notstandsdiesel ermöglichen einen Dauerbetrieb jeder Gruppe während 44 Stunden.



**Abbildung 6-3 Anlageübersicht**

## 7. Resultierende Dosis für die Störfallkombination TLOOP und Hochwasser

In den obigen Kapiteln wurde gezeigt, dass das erwartete Störfallszenario gleichzeitig zum Hochwasser folgende verschärfende Rahmenbedingung aufweist

- Ausfall der externen Stromversorgung („Total Loss Of Offsite Power“, TLOOP; vom ENSI postulierte Annahme, wobei nicht davon ausgegangen wird, dass der Verlust durch das Hochwasser direkt am Standort KKL ausgelöst wird)
- Möglicher Verlust des Nebenkühlwassers (VF) (mit TLOOP abgedeckt)

Die Störfallkombination „Extremhochwasser & TLOOP“ hat eine Eintretenswahrscheinlichkeit deutlich kleiner als  $1 \cdot 10^{-4}$ /Jahr und ist der Störfallkategorie 3 (SK 3) zuzuordnen. Für die Bewertung der radiologischen Konsequenzen ist daher das Akzeptanzlimit von 100 mSv anzuwenden. Da für das Extremhochwasser am Standort KKL keine schwerwiegenden Konsequenzen als ein TLOOP angenommen werden müssen, werden die radiologischen Konsequenzen der Störfallkombination lediglich durch den TLOOP bestimmt.

Die radiologischen Konsequenzen des betrieblich erwarteten Ereignisses „Total Loss of Offsite Power“ (TLOOP) sind durch das betrieblich zu erwartende Ereignis „Closure of all Main Steam Isolation Valves (MSIV)“ abgedeckt (die radiologischen Konsequenzen des Ereignisses „Closure of all MSIV“ mit Druckentlastung in die Druckabbaukammer werden mit derart konservativen Randbedingungen berechnet, dass diese für alle betrieblich zu erwartenden Transienten als abdeckend betrachtet werden kann, siehe auch [25].

Bemerkung: Betrieblich zu erwartende Transienten sind Ereignisse mit einer Eintretenswahrscheinlichkeit zwischen 1/Jahr und  $1 \cdot 10^{-2}$ /Jahr. Dies deckt den Bereich der Störfallkategorien Betriebsstörung und Störfallkategorie 1 (SK 1) ab. Wendet man das Einzelfehlerkriterium auf diese betrieblich zu erwartenden Ereignisse an, kann daraus die Einordnung eines solchen Ereignisses in Störfallkategorie 2 (SK 2) resultieren. Dies ist für das Ereignis „Closure of all MSIV“ der Fall. Ohne Berücksichtigung eines Einzelfehlers ergibt sich die Eintretenswahrscheinlichkeit zu  $5.02 \cdot 10^{-2}$  (SK 1). Mit Einzelfehler resultiert  $5.02 \cdot 10^{-3}$  (SK 2), siehe dazu [31]. Die radiologischen Konsequenzen sind in einem solchen Fall mit und ohne Berücksichtigung des Einzelfehlers zu bestimmen. Da im vorliegenden Fall der Einzelfehler keine zusätzlichen radiologischen Konsequenzen hat, ist es ausreichend dieses Ereignis als Störfallkategorie 1 – Ereignis, mit einem Akzeptanzgrenzwert von 0.2 mSv nachzuweisen. Gemäss den radiologischen Analysen von KKL, wird der Grenzwert von 0.2 mSv deutlich unterschritten, siehe dazu [36] Das Ereignis „TLOOP“ ist gemäss [31] der Störfallkategorie 2 zugeordnet. Dies mit und ohne Berücksichtigung eines Einzelfehlers. Da das Ereignis „Closure of all MSIV“ mit Einzelfehler ebenfalls der SK 2 zugeordnet ist, und deren radiologischen Konsequenzen die Akzeptanzgrenzwerte deutlich unterschreiten, kann der „TLOOP“ als durch den „Closure of all MSIV“ abgedeckt betrachtet werden.

Tabelle 7-1 zeigt, die für den Fall „Closure of all MSIV“ berechnete Dosis liegt mit 0.0068 mSv deutlich unter dem für die zu betrachtende Störfallkombination anzuwendenden Akzeptanzlimit von 100 mSv. Da der „TLOOP“ als durch den Fall „Closure of all MSIV“ abgedeckt betrachtet werden kann, können die radiologischen Konsequenzen der zu betrachtenden Störfallkombination ebenfalls als deutlich kleiner als 100mSv bewertet werden.

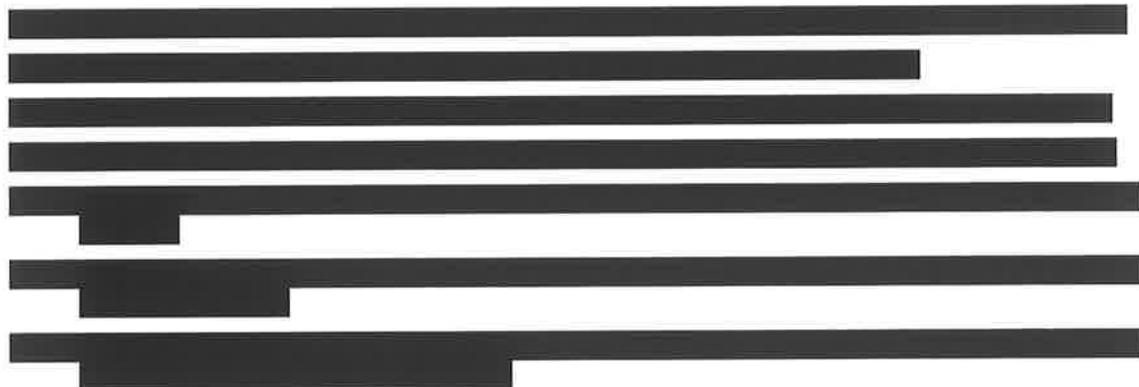
Beschreibung	Dosis (Grenzwert)
Akzeptanzlimit „Ereigniskombination“ (SK 3)	100 mSv
Akzeptanzlimit „Closure of all MSIV“ (SK 1)	0.2 mSv
Berechnete Dosis „Closure of all MSIV“	0.0068 mSv

Tabelle 7-1: Übersicht berechnete Dosis / Dosisgrenzwert

## 8. Referenzen

- [1] ARGE GK Hochwasser Rhein Koblenz – Kaiseraugst - Niederer + Pozzi Umwelt AG, Basler & Hofmann Ingenieure und Planer AG, Koch + Partner (2010): Gefahrenkarte Hochwasser Rhein Koblenz - Kaiseraugst, diverse Gemeinden. Technischer Bericht. Auftraggeber: Kt. AG, Departement Bau, Verkehr und Umwelt, Abteilung Raumentwicklung
- [2] BAFU (2010), Abflussmessungen an verschiedenen Stationen am Rhein
- [3] BAFU (2009), Hydrologisches Jahrbuch der Schweiz 2008
- [4] Blaser Consulting (1995), „Studie der Grundwasserverhältnisse 1979-94 am Standort des KKL“
- [5] BWG (2003), „Hochwasserabschätzung in schweizerischen Einzugsgebieten, Praxishilfe“, 2003
- [6] BWV (1996), „Flutwellen am Standort Leibstadt“, Schreiben vom 18. Sept. 1996 an KKL
- [7] Chervet, A., and Dalleves, P. "Calcul de l'Onde de Submersion Consecutive a la Rupture d'un Banage," Schweizerische Bauzeitung, 88 Jahrgang, Heft 19, Lausanne, Suisse.
- [8] Donatsch J., R. Walder, W. Blaser, E. Märki (1981), „Die Grundwasserverhältnisse im Rheintal beim Kernkraftwerk Leibstadt“. Gas Wasser Abwasser 61/12 1981, pp 411-423
- [9] ENSI (2011), „Verfügung: Vorgehensweise zur Überprüfung der Auslegung bezüglich Erdbeben und Überflutung“, Eidgenössisches Nuklearsicherheitsinspektorat, 1. April 2011
- [10] FLORIS2000, ein instationäres 1D Simulationsprogramm für die Modellierung der Fliessvorgänge in Gewässern, SCIETEC Flussmanagement GmbH, Herrenstraße 4, Linz, Österreich, [http://www.scietec.at/navigation/powerslave,id,17,nodeid,17,\\_language,de.html](http://www.scietec.at/navigation/powerslave,id,17,nodeid,17,_language,de.html)
- [11] Flussbau AG (2009), Schwemmholzstudie Sihl (Vorabzug)
- [12] Gefahrenkarte Hochwasser Kanton Aargau, <http://www.ag.ch/geoportal/>
- [13] Geoportal Kanton Aargau, Grundwasserkarte, Pegelmessungen, 1999-2010
- [14] Ghezzi C. (1926), „Die Abflussverhältnisse des Rheins bei Basel. Schweiz.“ Dep. des Innern, Mitteilungen des Amtes für Wasserwirtschaft Nr. 19. Hrsg. Carl Mutzner
- [15] Grundwassermessdaten KKL 2002-2011 (Pegel und Temperatur)
- [16] Hertig, J.-A., Audouard, A. (2007), „Cartes des précipitations extrêmes pour la Suisse“, Laboratoire de mécanique des fluides environnementale – EFLUM, Rapport final, décembre 2005, revidierte PMP-Karten, novembre 2007, EPFL
- [17] Horat & Scherrer AG (2000) „Hochwasserschutz und Auenlandschaft Thur-Mündung: hydrologische Grundlagen.“ Auftraggeber: AWEL Kt. ZH, Abteilung Wasserbau
- [18] Hochwasser-Vorhersage-Zentrale (HVZ) Baden-Württemberg (2011): <http://www.hvz.baden-wuerttemberg.de>
- [19] HYDRO\_AS-2D, zweidimensionale Strömungs- und Abflusssimulation, ein zweidimensionales Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis, Dr.- Ing. Marinko NUJIC, Rosenheim, Deutschland, [http://www.ib-nujic.de/pageID\\_3459974.html](http://www.ib-nujic.de/pageID_3459974.html)
- [20] Institut für Wasser und Gewässerkunde (IWG), Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Abteilung Hydrologie (2010) „Aktualisierung des Hochwasserabfluss-Längsschnitts am Hochrhein. Projekt-Nr. Hy/4.“ Auftraggeber: Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg (LUBW), Regierungspräsidium Freiburg, Bundesamt für Umwelt (BAFU)
- [21] Institut für Wasser und Gewässerentwicklung (IWG) Abt. 4 Hydrologie Uni Karlsruhe (TH) (2007) „Abflusskennwerte Baden-Württemberg.“ Hrsg. LUBW Landesamt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg

- [22] Kanton Aargau (2008) „Gefahrenkarte Hochwasser Fricktal, Sissle / Möhlinbach / Kaisterbach / Dorfbach Leibstadt“, Technischer Bericht, September 2008, Departement Bau, Verkehr und Umwelt, Abteilung Raumentwicklung
- [23] Kantonsforstamt, das Landwirtschaftsamt, „Unwetterschäden, Hochwasser schwemmte ganze Wälder weg“  
[http://www.lawa.lu.ch/index/medien/medien\\_medienmitteilungen/schwemmholz.html](http://www.lawa.lu.ch/index/medien/medien_medienmitteilungen/schwemmholz.html)



- [31] Kernkraftwerk Leibstadt AG, „Umsetzung der HSK Richtlinie R-100: Klassierung von Auslegungsstörfällen“, BET/05/0101, Rev. 3, 11.07.2006
- [32] Kernkraftwerk Leibstadt AG, (1977) „Wasserversorgung KKL, GW-Pumpwerk Birchhag. Pumpversuch bei minimalem Grundwasserstand 18. 12. 76-22. 2. 77.“ Technischer Bericht Elektrowatt, 1977
- [33] Kernkraftwerk Leibstadt AG, (1979) „Hydrogeologische Untersuchungen der Grundwasserbrunnen für die Lieferung von Ergänzungswasser der Notkühltürme A, B, und HPCS.“ Technischer Bericht Elektrowatt, 1979
- [34] Kitziratschky K. (1908 und 1911) „Die Hochwassermarken im Grossherzogtum Baden.“ Beiträge zur Hydrographie des Grossherzogtums Baden, 13. Heft, 2 Bände
- [35] Kölla, E. (1986) „Zur Abschätzung von Hochwassern in Fliessgewässern an Stellen ohne Direktmessung“, VAW Mitteilung, Heft 87
- [36] NEPA, „Radiological Analysis for Design Basis Accidents“, NEPA-G/2009/en/0042, Rev. A, 25.06.2010
- [37] Pöyry AG (2011), „Bestimmung der Abflussleistung der Regenwasserkanäle im Rahmen des EU-Stresstests“, Erläuterungsbericht 2011
- [38] Resun AG (2009), „Rahmenbewilligungsgesuch Ersatz Kernkraftwerk Beznau - Sicherheitsbericht“,  
[http://www.bfe.admin.ch/themen/00511/03820/04844/index.html?lang=de&dossier\\_id=04849](http://www.bfe.admin.ch/themen/00511/03820/04844/index.html?lang=de&dossier_id=04849).
- [39] Scherrer AG (2004) „Szenarien für die extremen Hochwasser des Rheins bei Basel.“ Auftraggeber Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG)
- [40] Scherrer AG (2008) „Hydrologische Untersuchungen an der Aare für die Kraftwerke in Beznau, Analyse und Prognose zu Hoch- und Niederwasser, Wassertemperaturen und Eisbildung.“ Auftraggeber: Nordostschweizerische Kraftwerke AG (NOK, Kernenergie - hydraulische Energie)
- [41] Scherrer AG (2010) „Tösstal: Hochwasserabschätzung, Untersuchung zur Herleitung der massgebenden Hochwasserabflüsse entlang der Töss und ausgewählter Seitenbäche.“ Bericht 08/104, Auftraggeber: AWEL, Kt. Zürich
- [42] Scherrer AG / IHW ETH Zürich, (2002), „Der Einfluss der Siedlungsentwicklung auf die extremen Hochwasser der Glatt“, Auftraggeber: AWEL, Kt. Zürich



- 
- [43] Scherrer S., Petrascheck A., Hodel HP. (2006) „Extreme Hochwasser des Rheins bei Basel – Herleitung von Szenarien.“ Wasser Energie Luft, 98. Jg., Heft 1
  - [44] Scherrer S., Frauchiger R., Näf D., Schelble G. (2011) „Historische Hochwasser: Weshalb der Blick zurück ein Fortschritt bei Hochwasserabschätzungen ist.“ Wasser Energie Luft, 103. Jahrgang, 2011, Heft 1, S. 7-13
  - [45] Strickler, A., "Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauigkeitszahl für Ströme Kanäle und geschlossene Leitungen" Eidgenössisches Amt für Wasserwirtschaft, Bern, 1923
  - [46] Surface Water Modeling System 9.2 (SMS 9.2), A pre- and post-processor for surface water modeling, Version 9.2, [http://www.ems-i.com/SMS/SMS\\_Overview/sms\\_92beta.html](http://www.ems-i.com/SMS/SMS_Overview/sms_92beta.html).
  - [47] Swisstopo, DTM AV (2011), "Digitales Terrain Modell der amtlichen Vermessung", Bundesamt für Landestopografie
  - [48] Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Eidgenössisches Departement, (UVEK) (2009), Verordnung des UVEK über die Gefährdungsannahmen und die Bewertung des Schutzes gegen Störfälle in Kernanlagen vom 17. Juni 2009, SR 732.112.2, Stand am 1. August 2009, Bern
  - [49] Versuchsanstalt für Wasserbau (VAW) (2006) „Schwemmholz – Probleme und Lösungsansätze“, Mitteilungen 188
  - [50] Wetter O., Pfister C., Weingartner R., Reist T., Troesch J., Lutterbacher J. (accepted 28 Jan. 2011) "The largest Floods in the High Rhine basin since 1268 assessed from documentary and instrumental evidence." Hydrological Sciences Journal, 56 (5)
  - [51] Wetter O. (2011) „Hochwasser "Katastrophen" in Basel vom 13.-21. Jahrhundert – Rekonstruktion, Deutung und Lerneffekte." Schweizerische Gesellschaft für Wirtschaftsgeschichte

## 9. Anhänge

### 9.1. Anhang 1: Kurvenüberhöhung

Abbildung A1 zeigt das Rheinknie mit eingeschriebenem Kreis von rund 1.5 km Radius. In der 1-dimensionalen Berechnung wird die Kurvenüberhöhung nicht berücksichtigt. Bei einer Gerinnebreite von rund 200 m und einer Geschwindigkeit von 3.5 bis 4.0 m/s ergibt sich eine Kurvenüberhöhung von rund 17 bis 22 cm. Daraus resultiert eine Überschätzung des Abflusses um rund 150 m<sup>3</sup>/s. Die Problematik wird bei der Rekonstruktion des Abflusses [50] nicht erwähnt.

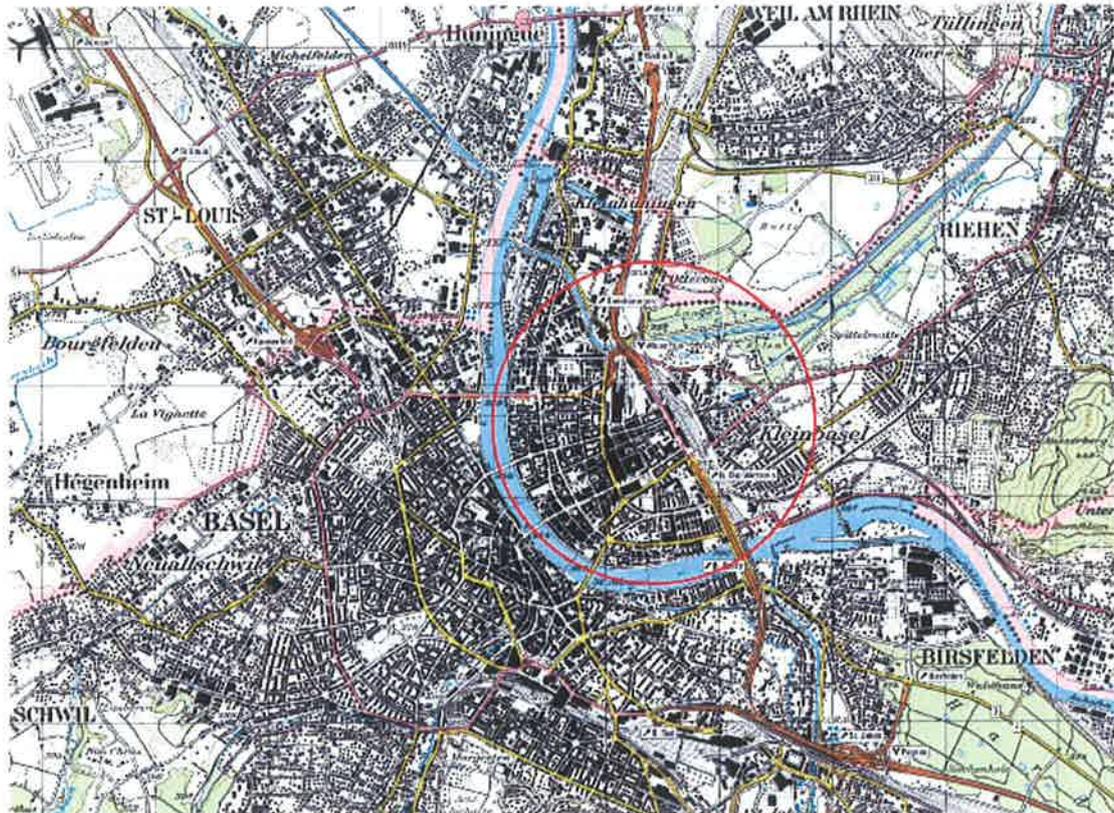


Abbildung 9-1: Rhein bei Basel mit eingeschriebenem Kreis

## 9.2. Anhang 2: Sohlenveränderung

In [14] werden die mittleren Sohlenänderungen im Rhein bei Basel für die Zeit nach der Gewässerkorrektur im Oberrhein unterhalb von Basel durch Tulla (1817-1819) dargestellt (Abbildung 9-2). Neben einer generellen Abnahme der mittleren Sohlenhöhe bei der Pegelmessstelle, verursacht durch die Begradigung, sind aber auch deutliche Auflandungen von mehr als 30 cm in der Zeit von 1896 bis 1907 zu erkennen.

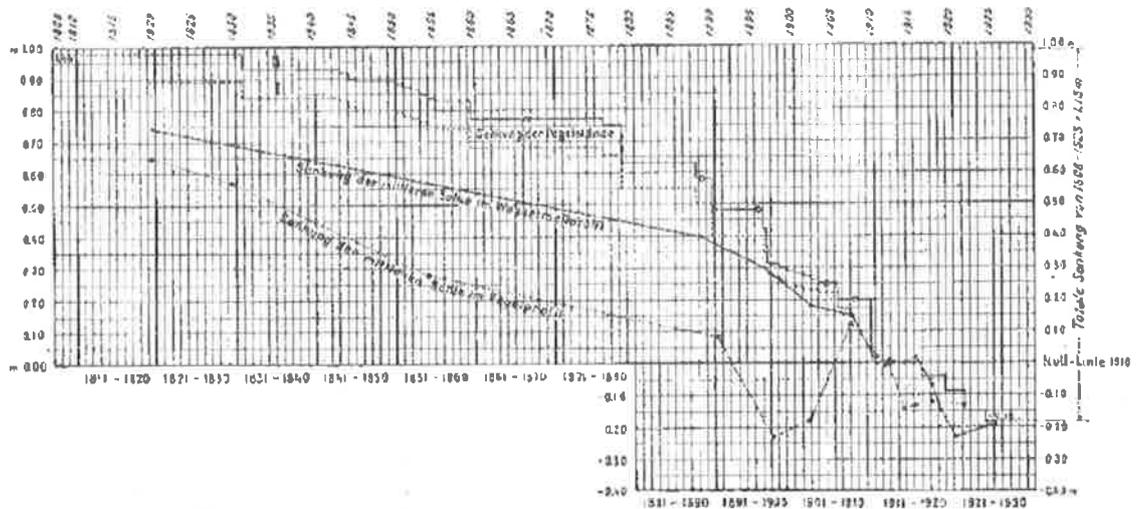


Abbildung 9-2: Änderung der mittleren Sohlenhöhe beim Pegel Schiffländle 1808 bis 1926 [14]

Beispielhaft ist in Abbildung 9-3 das Querprofil bei der Pegelmessstelle in den Jahren 1819 und 1925 dargestellt, die darin dargestellten Sohlenveränderungen sind sehr gross.

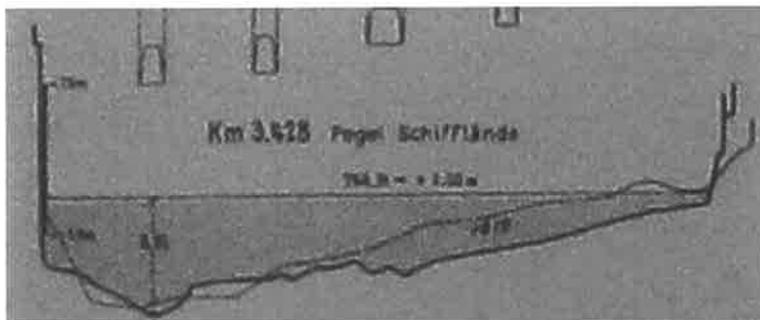


Abbildung 9-3: Querprofil beim Pegel Schiffländle 1809 und 1925 (Blaue Fläche) [14]

In [51] wird für die Zeit von 1268 bis 1819 von konstanten Sohlenverhältnissen ausgegangen und dies mit dem Alter der Brücke und dem Fehlen grosser Korrektionsbauten begründet. Dass aber auch Auflandungen stattgefunden haben, ist oben dargestellt worden. Eine sinnvolle Variation der mittleren Sohlenlage um  $\pm 50$  cm ergibt bei einer Breite von 200 m und einer gemittelten Fließgeschwindigkeit von 4.0 m/s eine Abflussunsicherheit von  $\pm 400$  m<sup>3</sup>/s.

### 9.3. Anhang 3: Zusammenstellung der Szenarien

HQ <sub>1'000</sub> Rhein bei Koblenz			Abmilderungs-Faktor: 0.8			
Grundlage für Szenario West (D)						
Gewässer	Punkt	HQ <sub>1'000</sub>	HQ <sub>1'000</sub> (80%)	Summe unterer Wert [m <sup>3</sup> /s]	Summe oberer Wert [m <sup>3</sup> /s]	Quelle
Rhein	oberhalb Thur-Mdg.	1400		1400	1400	[17]
Thur	Andelfingen	1800	1440	1440	1440	[17]
Töss	Neftenbach	600 900	480 720	480	720	[41]
Glatt	Rheinsfelden	270	216	216	216	[39]
Wutach	Mündung	711	568.8	568.8	568.8	[21]
<b>Rhein</b>	<b>Koblenz</b>			<b>4104.8</b>	<b>4344.8</b>	
Rhein	unterhalb Thur-Mdg.	2900		2900	2900	[17]
Töss	Neftenbach	600 900	480 720	480	720	[41]
Glatt	Rheinsfelden	270	216	216	216	[39]
Wutach	Mündung	710	568	568	568	[21]
<b>Rhein</b>	<b>Koblenz</b>			<b>4164</b>	<b>4404</b>	
Rhein	oberhalb Thur-Mdg.	1400	1120	1120	1120	[17]
Thur	Andelfingen	1800		1800	1800	[17]
Töss	Neftenbach	600 900		600	900	[41]
Glatt	Rheinsfelden	270		270	270	[39]
Wutach	Mündung	710		710	710	[21]
<b>Rhein</b>	<b>Koblenz</b>			<b>4500</b>	<b>4800</b>	
Rhein	unterhalb Thur-Mdg.	2900	2320	2320	2320	[17]
Töss	Neftenbach	600 900		600	900	[41]
Glatt	Rheinsfelden	270		270	270	[39]
Wutach	Mündung	710		710	710	[21]
<b>Rhein</b>	<b>Koblenz</b>			<b>3900</b>	<b>4200</b>	
HQ <sub>1'000</sub> Rhein bei Koblenz						
<b>Grundlage Szenario West (D)</b>				<b>3900</b>	<b>4800</b>	
HQ <sub>1'000</sub> Aare bei Koblenz						
<b>Aare</b>	<b>Untersiggental</b>			<b>3500</b>	<b>4200</b>	[40]

HQ <sub>10<sup>000</sup></sub> Rhein bei Koblenz						
Grundlage für Szenario Ost (C)						
Gewässer	Punkt	HQ <sub>10<sup>000</sup></sub>	HQ <sub>10<sup>000</sup></sub> (80%)	Summe unterer Wert [m <sup>3</sup> /s]	Summe oberer Wert [m <sup>3</sup> /s]	Quelle
Rhein	oberhalb Thur-Mdg.	1500		1500	1500	[17]
Thur	Andelfingen	2600	2080	2080	2080	[17]
Töss	Neftenbach	900 1300	720 1040	720	1040	[41]
Glatt	Rheinsfelden	350	280	280	280	[39]
Wutach	Mündung	1070	856	856	856	[21]
<b>Rhein</b>	<b>Koblenz</b>			<b>5436</b>	<b>5756</b>	
Rhein	unterhalb Thur-Mdg.	3500		3500	3500	[17]
Töss	Neftenbach	900 1300	720 1040	720	1040	[41]
Glatt	Rheinsfelden	350	280	280	280	[39]
Wutach	Mündung	711	570	570	570	[21]
<b>Rhein</b>	<b>Koblenz</b>			<b>5070</b>	<b>5390</b>	
Rhein	oberhalb Thur-Mdg.	1500	1200	1200	1200	[17]
Thur	Andelfingen	2600		2600	2600	[17]
Töss	Neftenbach	900 1300		900	1300	[41]
Glatt	Rheinsfelden	350		350	350	[39]
Wutach	Mündung	1070		1070	1070	[21]
<b>Rhein</b>	<b>Koblenz</b>			<b>6120</b>	<b>6520</b>	
Rhein	unterhalb Thur-Mdg.	3500	2800	2800	2800	[17]
Töss	Neftenbach	900 1300		900	1300	[41]
Glatt	Rheinsfelden	350		350	350	[39]
Wutach	Mündung	1070		1070	1070	[21]
<b>Rhein</b>	<b>Koblenz</b>			<b>5120</b>	<b>5520</b>	
HQ <sub>10<sup>000</sup></sub> Rhein bei Koblenz						
<b>Grundlage Szenario Ost (C)</b>				<b>5070</b>	<b>6520</b>	

## 9.4. Anhang 4: Ganglinien

Basierend auf den bei der Scherrer AG verfügbaren Ganglinien der vergangenen grossen Hochwasser (1972, 1978, 1994, 1999, 2005 und 2007) an den Stationen Rhein – Rheinfelden resp. Aare – Untersiggenthal wurden die Abflüsse auf das  $HQ_{10'000}$  des Rheins bei Leibstadt skaliert. Die Ganglinien wurden auf den oberen Grenzwert ausgelegt und in der Grafik zeitlich verschoben, dass sich die jeweiligen Abflussspitzen überlagern (Abbildung 9-4).

Für die Konstruktion der synthetischen Ganglinie am Rhein in Leibstadt wurden folgende Annahmen getroffen:

- Basisabfluss vor und nach dem Ereignis:  $4'000 \text{ m}^3/\text{s}$
- Abflussspitze:  $9'000 \text{ m}^3/\text{s}$
- Anstiegszeit bis zur Abflussspitze: 36 h
- Dauer der Abflussspitze: 12 h
- Absteigender steiler Ast, Abflussabnahme bis 75% der Abflussspitze:  $50 \text{ m}^3/\text{h}$
- Absteigender flacher Ast, Abnahme bis Basisabfluss:  $10 \text{ m}^3/\text{h}$

Unter diesen Bedingungen wird der Basisabfluss nach weniger als zwei Wochen nach dem Durchgang der Abflussspitze erreicht.

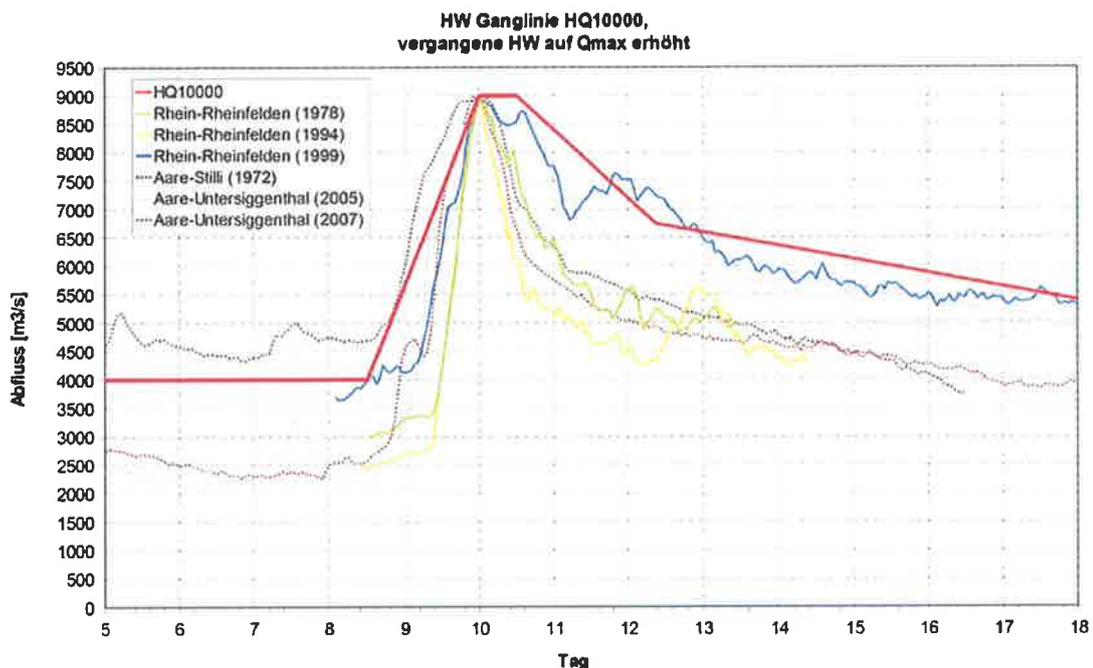


Abbildung 9-4: Ganglinien vergangener grosser Hochwasser skaliert auf das  $HQ_{10'000}$  des Rheins bei Leibstadt

## **9.5. Anhang 5: Bestimmung der Höchstabflussmenge der Regenwasserkanäle**

### **9.5.1. Beschreibung des Entwässerungssystems**

Die Regenwasserableitung des Areals des KKL erfolgt über zwei Hauptablaufkanäle. Ein westlich gelegener Ablaufkanal führt an der Abwasserreinigungsanlage (ARA) vorbei in den Rhein oder kann optional der ARA KKL zugeleitet werden. Der andere östlich gelegene Abwasserkanal führt über einen Ablaufschacht in der Nähe des Kühlturms direkt in den Rhein. Entsprechend ist das Areal in einen östlichen und westlichen Einzugsgebietsbereich zur Oberflächenentwässerung unterteilt.

### **9.5.2. Hydraulische Berechnung**

Als Grundlage für die Regenwasserkanaldaten wurde der Situationsplan zu den Werkleitungen des Kernkraftwerks (siehe Übersichtsdiagramm unten) verwendet. Als Reibungsbeiwert nach Strickler wurden  $85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  für alle Kanäle angesetzt. Zur Bestimmung der hydraulischen Abflusskapazität der Kanäle erfolgte die Berechnung zum einen bei Vollfüllung mit maximalem drucklosem Abfluss. Des Weiteren wurden die Endhaltungen in den Rhein zusätzlich bei Aufstau und Abfluss unter Druck ermittelt.

#### **Westlicher Ablaufkanal (Tabelle 9-1 und Tabelle 9-2):**

Über den westlichen Abflusskanal (ARA bis Rhein) kann bei Vollfüllung des Kanalquerschnitts und freien Auslauf eine rechnerische Abwassermenge von bis zu 2'281 l/s ohne Aufstau drucklos abgeführt werden.

Die hydraulische Leistungsfähigkeit des Ablaufkanals ist jedoch in Abhängigkeit des Wasserstands im Rhein zu betrachten und der sich im Kanal einstellende Druckhöhe. Daraus ergibt sich bei einem Normalwasserstand im Rhein von 310.74 m ü. M. und einem maximalen Aufstau bis zur Geländeoberkante am oben gelegenen Schacht ein Maximalabfluss unter Druck von bis zu 4'645 l/s. Bei höheren Wasserständen im Rhein ist zu berücksichtigen, dass sich die Ablaufmengen entsprechend reduzieren.

Die maximalen Abflüsse bei Vollfüllung der weiter oberhalb anschließenden Kanalhaltungen wurden ebenfalls ermittelt. Diese liegen bis zum Schacht M41 zwischen 2'098 bis 3'163 l/s.

Auf Grund der in Abflussrichtung nicht stetig zunehmenden Abflussleistungen der Kanäle, können hydraulische Engpässe nicht ausgeschlossen werden. Zur genauen Ermittlung inwiefern sich Überstauerscheinungen bei extremen Regenereignissen ergeben, ist eine detaillierte hydrodynamische Simulationsberechnung unter Berücksichtigung der haltungsweise einleitenden Flächen erforderlich.

Die Gesamteinzugsgebietsfläche im Regenwasserkanaleinzugsgebiet beträgt rund 15 ha. Bei einem wirksamen Abflussbeiwert von ca. 70 % liegt die wirksame abflussrelevante Fläche bei ca. 10.5 ha. Ohne hydraulische Überlastungen können bis zu rund 2.000 l/s Regenwasser abgeleitet werden. Somit können überschlüssig dauerhafte Starkregen in der Größenordnung von 190 l/s ha abgeführt werden.

#### **Östlicher Ablaufkanal (Rhein) (Tabelle 9-3 und Tabelle 9-4):**

Über den östlichen Abflusskanal (Rhein) kann bei Vollfüllung des Kanalquerschnitts und freien Auslauf eine rechnerische Abwassermenge von bis zu 8'616 l/s ohne Aufstau drucklos abgeführt werden.

Die hydraulische Leistungsfähigkeit des Ablaufkanals ist jedoch in Abhängigkeit des Wasserstands im Rhein zu betrachten und der sich im Kanal einstellende Stauhöhe.

Daraus ergibt sich bei einem Normalwasserstand im Rhein von 310.74 m ü. M. und einem maximalen Aufstau bis zur Geländeoberkante am oben gelegenen Schacht ein Maximalabfluss unter Druck von bis zu 11'390 l/s.

Bei höheren Wasserständen im Rhein ist zu berücksichtigen, dass sich die Ablaufmengen entsprechend reduzieren.

Die maximalen Abflüsse bei Vollfüllung der weiter oberhalb anschliessenden Kanalhaltungen liegen zwischen 4'868 und 3'396 l/s.

In diesem Regenwasserkanaleinzugsgebiet beträgt die Gesamtfläche rund 5 ha. Bei einem wirksamen Abflussbeiwert von ca. 70 % liegt die wirksame abflussrelevante Fläche bei ca. 3.5 ha. Dauerhafte Starkregenereignisse von über 300 l/s ha können abgeführt werden.

Haltung	Schacht Oben	Schacht Unten	Durchmesser [mm]	Haltungslänge [m]	Sohle oben [hm]	Sohle unten [hm]	Gefälle [%]	Max. Abfluss bei Vollfüllung [l/s]
Ablaufkanal ARA-Rhein	Zwischenbauwerk	Auslaufbauwerk	900	86.5	308.21	307.12	1.3	2'281
M60	M60	Zwischenbauwerk	900	56.4	315.13	314	2	2'829
ARA	ARA	M60	900	8.13	315.4	315.2	2.5	3'163
M59	M59	ARA	900	11.8	317.87	317.64	1.9	2'757
M58	M58	M59	900	57.9	319.1	317.96	2	2'829
M57	M57	M58	900	32.3	322.49	321.82	2.1	2'899
M47	M47	M57	900	63.4	323.45	322.55	1.4	2'367
M41	M41	M47	900	37.4	323.93	323.52	1.1	2'098

**Tabelle 9-1: Abflussberechnung Arealbereich West (ARA - Rhein) (Druckklos, > DN 700)**

Haltung	Schacht Oben	Schacht unten	Durchmesser [mm]	Haltungslänge [m]	Deckel oben [hm]	WSP unten [hm]	delta H [m]	Max. Abfluss unter Austau bis GOK [l/s]
Ablaufkanal ARA- Rhein	Zwischenbauwerk	Auslaufbauwerk	900	86.5	319.68	310.74	8.94	4645

**Tabelle 9-2: Druckabfluss bei max. Einstau bis Geländeoberkante**

Haltung	Schacht Oben	Schacht Unten	Durchmesser [mm]	Haltungslänge [m]	Sohle oben [hm]	Sohle unten [hm]	Gefälle [%]	Max. Abfluss bei Vollfüllung [l/s]
Ablaufkanal Rhein	M10	Auslaufbauwerk	1200	73.9	315.32	312.36	4	8616
M9	M9	M10	800	33.8	323.85	320.1	11.1	4868
M68/P3	M68	M9	800	77.5	328.27	324.08	5.4	3396

**Tabelle 9-3: Abflussberechnung Arealbereich Ost (Rhein) (Druckklos, > DN 700)**

Haltung	Schacht Oben	Schacht unten	Durchmesser [mm]	Haltungslänge [m]	Deckel oben [hm]	WSP unten [hm]	delta H [m]	Max. Abfluss unter Austau bis GOK [l/s]
Ablaufkanal Rhein	M10	Auslaufbauwerk	1200	73.9	325.33	310.74	14.59	11390

**Tabelle 9-4: Druckabfluss bei max. Einstau bis Geländeoberkante**